

ISSN 1000-4548
CODEN YGXUEB

岩土工程学报

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

第42卷 第6期 (总351期)
Vol.42 No.6 (Total 351)

6

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 771000 454209

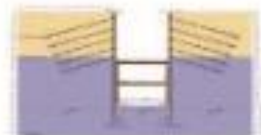
**DEEP
EX**

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，包含多种类型的围护结构，诸如排桩、板桩、地下墙等，同时还对土钉墙、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。

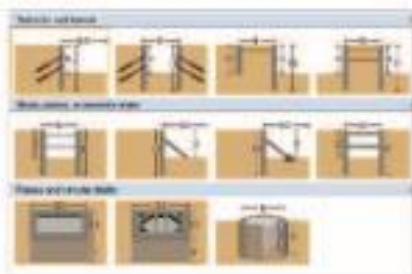


DeepEX 工程应用

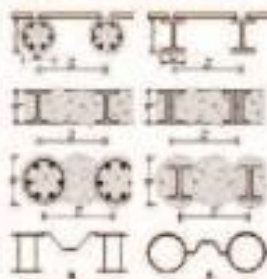


DeepEX 功能特点

◆ 多种形式的基坑支护方案



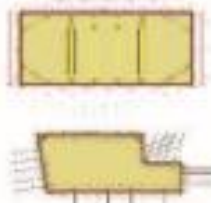
◆ 多种围护结构类型



◆ 多种支撑类型

◆ 三维荷载分析

◆ 支撑体系的结构分析



◆ 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



◆ 导出DXF设计图纸



◆ 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



北京筑信达工程咨询有限公司

地址：北京市石景山区古城街道首钢国际大厦410
 电话：010-61004600 技术支持：010-61004606-290
 传真：010-61004604 产品分机：135-2164-1131
 网址：www.deepex.cn 客服热线：support@deepex.cn
 邮箱：sales@deepex.cn / info@deepex.cn



DEEP EXCAVATION

《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6期(总351) 2020年6月出版

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

(Monthly, Started in 1979)

Vol. 42, No. 6 (Total No. 351) Published in June 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: 南京水利科学研究所
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

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

广告登记 江苏省工商行政管理局登记编号: 广登 32000000054

《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,请不要再一稿两投,若3个月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修正或删减。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:中文题名、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;英文题名、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末,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].获取和访问路径.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].获取和访问路径.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].获取和访问路径.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

- 强震作用下面板堆石坝跨尺度面板开裂演化分析 孔宪京, 屈永倩, 邹德高, 陈 楷, 刘京茂 (989)
- 高土质心墙坝坝顶裂缝模拟方法及应用 吉恩跃, 陈生水, 傅中志, 张灿虹 (997)
- 基于微流控芯片技术的微生物加固可视化研究 何 想, 马国梁, 汪 杨, 赵 常, 刘汉龙, 楚 剑, 肖 杨 (1005)
- 颗粒破碎对堆石料填充特性缩尺效应的影响研究 徐 琨, 周 伟, 马 刚 (1013)
- 微生物灌浆加固可液化钙质砂地基的振动台试验研究 张鑫磊, 陈育民, 张 喆, 丁绚晨, 徐盛明, 刘汉龙, 王志华 (1023)
- 应用于基坑围护结构变形计算的非线性土体弹簧模型及参数研究 王洪新, 李雪强, 杨石飞, 路家峰 (1032)
- 不同类型 DPT 试验锤击能量稳定性及锤击数转化关系探讨 陈龙伟, 王云龙, 陈玉祥 (1041)
- 非线性渗流对裂隙岩体渗流传热过程的影响 姚 池, 邵玉龙, 杨建华, 何 忱, 黄 帆, 周创兵 (1050)
- 深埋非对称连拱隧道过程荷载计算方法研究 高红杰, 何 平, 陈 峥 (1059)
- 砂土中超大直径钢管桩内侧摩阻力研究 刘 润, 韩德卿, 梁 超, 郝心童 (1067)
- 砂土中大直径单桩的长期水平循环加载累积变形 张陈蓉, 朱治齐, 于 锋, 王博伟, 黄茂松 (1076)
- 岩石黏弹塑性损伤蠕变模型研究 张亮亮, 王晓健 (1085)
- 水平地震作用下浅埋隧道围岩压力的计算方法研究 卢钦武, 邓 涛, 关振长 (1093)
- 基于上限理论的预留土支护基坑极限抗力分析 秦会来, 周予启, 黄茂松, 周同和 (1101)
- 粗粒料蠕变行为本构模拟研究 刘萌成, 王紫炫, 王洋洋 (1108)
- 多模谐振腔对赤峰玄武岩微波致裂效果研究 卢高明, 冯夏庭, 李元辉, 李世平, 苏香馨 (1115)

短 文

- 地层塌陷作用下埋地管道光纤监测试验研究 王德洋, 朱鸿鹤, 吴海颖, 朱 宝, 施 斌 (1125)
- 软黏土地层基坑开挖对旁侧隧道影响离心模型试验研究 陈仁朋, 刘书伦, 孟凡衍, 叶俊能, 朱 斌 (1132)
- 周期性结构复合材料减振性状与工程应用前景 缪林昌, 厉 超, 雷利剑, 梁孝东 (1139)
- 分离式复合土工膜环向约束鼓胀变形试验研究 薛 霞, 李旺林, 李 辰, 卫如春, 于海瑞 (1145)
- 化学腐蚀后灰岩动态拉伸力学特性试验研究 张站群, 蔚立元, 李光雷, 苏海健, 靖洪文 (1151)
- 多种应力路径下结构性土胶结破损演化规律离散元分析 李 涛, 蒋明镜, 孙若晗 (1159)
- 黄土的动扭剪震陷特性试验研究 邵 帅, 邵生俊, 陈 攀, 张 博 (1167)
- 降温过程中含盐土孔隙溶液相变规律研究 肖泽岸, 侯振荣, 董晓强 (1174)

简 讯

- 第 29 届全国土工测试学术研讨会通知 (1049)
- 《岩土工程学报》征订启事 (1150)
- 本期广告索引 (1173)
- 《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

- Cross-scale crack evolution analysis for face slab in concrete faced rockfill dams under strong earthquake
 KONG Xian-jing, QU Yong-qian, ZOU De-gao, CHEN Kai, LIU Jing-mao (989)
- Simulation method for crest cracks in high earth core rockfill dams and its application
 JI En-yue, CHEN Sheng-shui, FU Zhong-zhi, ZHANG Can-hong (997)
- Visualization investigation of bio-cementation process based on microfluidics
 HE Xiang, MA Guo-liang, WANG Yang, ZHAO Chang, LIU Han-long, CHU Jian, XIAO Yang (1005)
- Influence of particle breakage on scale effect of filling characteristics of rockfill material XU Kun, ZHOU Wei, MA Gang (1013)
- Performance evaluation of liquefaction resistance of a MICP-treated calcareous sandy foundation using shake table tests
 ZHANG Xin-lei, CHEN Yu-min, ZHANG Zhe, DING Xuan-chen, XU Sheng-ming, LIU Han-long, WANG Zhi-hua (1023)
- Nonlinear soil spring model and parameters for calculating deformation of enclosure structure of foundation pits
 WANG Hong-xin, LI Xue-qiang, YANG Shi-fei, LU Jia-feng (1032)
- Stability of DPT hammer efficiency and relationships of blow-counts obtained by different DPT apparatuses
 CHEN Long-wei, WANG Yun-long, CHEN Yu-xiang (1041)
- Effect of nonlinear seepage on flow and heat transfer process of fractured rocks
 YAO Chi, SHAO Yu-long, YANG Jian-hua, HE Chen, HUANG Fan, ZHOU Chuang-bing (1050)
- Calculation of process load of deep-buried asymmetric multi-arch tunnels GAO Hong-jie, HE Ping, CHEN Zheng (1059)
- Inner frictional resistance of super-large-diameter steel pipe piles in sand
 LIU Run, HAN De-qing, LIANG Chao, HAO Xin-tong (1067)
- Accumulative displacement of long-term cyclic laterally loaded monopiles with large diameter sand
 ZHANG Chen-rong, ZHU Zhi-qi, YU Feng, WANG Bo-wei, HUANG Mao-song (1076)
- Viscoelastic-plastic damage creep model for rock ZHANG Liang-liang, WANG Xiao-jian (1085)
- Ground loading of shallow tunnels under seismic scenario LU Qin-wu, DENG Tao, GUAN Zhen-chang (1093)
- Passive earth pressure analysis of berm-retained excavation by upper bound method
 QIN Hui-lai, ZHOU Yu-qi, HUANG Mao-song, ZHOU Tong-he (1101)
- Constitutive modeling of creep behaviors of coarse-grained materials ... LIU Meng-cheng, WANG Zi-xuan, WANG Yang-yang (1108)
- Effect of microwave-induced fracturing of Chifeng basalt by a multi-mode cavity
 LU Gao-ming, FENG Xia-ting, LI Yuan-hui, LI Shi-ping, SU Xiang-xin (1115)

NOTES

- Experimental study on buried pipeline instrumented with fiber optic sensors under ground collapse
 WANG De-yang, ZHU Hong-hu, WU Hai-ying, ZHU Bao, SHI Bin (1125)
- Centrifuge modeling of excavation effects on a nearby tunnel in soft clay
 CHEN Ren-peng, LIU Shu-lun, MENG Fan-yan, YE Jun-neng, ZHU Bin (1132)
- Vibration attenuation and application of composition materials of periodic structures
 MIAO Lin-chang, LI Chao, LEI Li-jian, LIANG Xiao-dong (1139)
- Experimental study on expansion deformation of non-thermal-bonding composite geomembrane under ring restraint
 XUE Xia, LI Wang-lin, LI Chen, WEI Ru-chun, YU Hai-rui (1145)
- Experimental research on dynamic tensile mechanics of limestone after chemical corrosion
 ZHANG Zhan-qun, YU Li-yuan, LI Guang-lei, SU Hai-jian, JING Hong-wen (1151)
- DEM analysis of evolution law of bond degradation for structured soils LI Tao, JIANG Ming-jing, SUN Ruo-han (1159)
- Experimental study on seismic subsidence characteristics of structural loess under cyclic torsional shear
 SHAO Shuai, SHAO Sheng-jun, CHEN Pan, ZHANG Bo (1167)
- Phase transition of pore solution in saline soil during cooling process XIAO Ze-an, HOU Zhen-rong, DONG Xiao-qiang (1174)

NEWS (1049, 1150, 1173)

Members of Editorial Board of Chinese Journal of Geotechnical Engineering (head page I)

Invitation for original papers (head page II)

DOI: 10.11779/CJGE202006001

强震作用下面板堆石坝跨尺度面板开裂演化分析

孔宪京^{1,2}, 屈永倩^{*1,2}, 邹德高^{1,2}, 陈楷^{1,2}, 刘京茂^{1,2}

(1. 大连理工大学海岸与近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024; 2. 大连理工大学水利工程学院, 辽宁 大连 116024)

摘要: 准确定位面板薄弱区域、定量评价面板破坏程度对面板坝抗震安全评价至关重要。联合非完全点对点界面和四分树网格生成技术, 实现了面板坝面板与垫层接触作用的两级跨尺度精细化建模; 引入混凝土黏聚力模型并联合筑坝材料广义塑性模型、状态相关的弹塑性接触面模型考虑材料强非线性和破坏过程, 建立了强震作用下面板动力弹塑性跨尺度开裂演化分析方法, 并研发了显式地震波动分析框架下的 SBFEM-FEM 耦合计算软件。以 200 m 级面板坝为例进行了面板动力破坏数值分析, 并分别考虑了面板配筋率、竖向地震和坝前水深的影响。结果表明: 十分直观地再现面板坝防渗面板的动力开裂演化过程, 有助于定位面板局部薄弱区域、定量评价面板破坏程度以及评估抗震措施加固效果, 为混凝土面板抗震优化设计和极限抗震能力评估提供技术支持。可拓展用于其它混凝土防渗结构破坏计算, 且可容易地扩展至三维分析应用。

关键词: 强震作用; 面板堆石坝; 开裂演化; 黏聚力模型; 弹塑性分析; 跨尺度

中图分类号: TV64

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)06-0989-08

作者简介: 孔宪京(1952—), 男, 博士, 教授, 主要从事高土石坝抗震和岩土地震工程方面的研究。E-mail: kongxj@dlut.edu.cn。

Cross-scale crack evolution analysis for face slab in concrete faced rockfill dams under strong earthquake

KONG Xian-jing^{1,2}, QU Yong-qian^{*1,2}, ZOU De-gao^{1,2}, CHEN Kai^{1,2}, LIU Jing-mao^{1,2}

(1. State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China; 2. School of

Hydraulic Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China)

Abstract: It is crucially important for seismic safety evaluation of high concrete faced rockfill dams (CFRDs) to accurately locate the weak area of the panel and to quantitatively assess the damage of the face slab. In this study, the cross-scale model for CFRD is established using the interface element with asymmetric nodes and Quadtree for refined simulation of slab and cushion interaction. The cohesive zone model for concrete, the generalized plastic model for rockfill and the state-dependent elasto-plastic interface model are combined and used to describe the strong nonlinearity and failure process. On the above basis, the cross-scale crack evolution analysis method under strong earthquake is established and the coupled SBFEM-FEM analysis software is developed in the explicit earthquake wave motion input method frame. The dynamic failure analyses of slabs are performed for a 200-m-high CFRD considering the reinforcement ratio, vertical earthquake and water level of reservoir. The results indicate that the developed method can visually represent the seismic cracking evolution, conveniently locate weak areas of face slab, quantitatively determine the damage severity, and evaluate the aseismic measures. The research results may provide an effective method for the aseismic design and assessment of ultimate aseismic capacity of concrete slab. The proposed method can be extended to the failure analyses of other concrete structures and three-dimensional investigation and application easily.

Key words: strong earthquake; CFRD; cracking evolution; cohesive zone model; elasto-plastic analysis; cross-scale

0 引言

面板坝由于具有适应不同的坝址条件、结构简单、就地取材、便于施工等优点, 已成为高坝建设中的常用坝型^[1]。这些高坝大多位于地震频繁且烈度较高西部地区, 其中不少位于Ⅶ度以上的地震区^[2]。抗震安

全是大坝全生命周期所面临的重大挑战。面板坝的最

基金项目: 国家自然科学基金项目 (U1965206, 51779034); 中央高校基本科研业务费资助项目 (DUT19ZD216); 华能集团科技项目 (HNKJ18-H25)

收稿日期: 2019-09-19

***通信作者 (E-mail: quyongqian@mail.dlut.edu.cn)**

主要防渗结构是位于上游的混凝土面板，其安全性和完整性是保证整个大坝正常运行的首要条件。在面板坝中，面板的破坏不仅与自身材料特性有关，还受到土体和接触面的影响^[3]。相比于单纯的混凝土结构，面板破坏分析的难度更大。因此开展弹塑性的面板动力开裂演化分析，发展能精准定位和定量评价面板破坏的分析方法，对于高面板坝的极限抗震能力评估和抗震设计具有重要意义。

目前对面板进行抗震分析时，大都采用线弹性模型，其结果会出现大范围的超应力区域，无法准确定位面板的破损位置，无法定量评价面板的破坏程度，难以评价混凝土面板堆石坝的抗震能力。实际上混凝土属于脆性材料，随着荷载的增加，将发生损伤开裂，表现出刚度退化和应变软化的特性。近年来，已有部分学者采用非线性模型模拟面板混凝土。Qu 等^[4]，Xu 等^[5]和 Dakoulas^[6]采用塑性损伤模型^[7]对面板进行了模拟。但该模型采用抽象的损伤因子表征破坏程度，难以直接描述裂缝的开裂和扩展过程。同时该模型的损伤因子是标量，一个方向发生损伤后，其他两个方向的刚度和承载力也会退化。Arici^[8]采用固定裂缝模型对 Cokal 面板坝进行了二维分析，借助于其他方法估算了面板的震后裂缝宽度。Cen 等^[9]采用损伤模型研究了面板材料随机性的影响，但结果只给出了面板损伤范围，没有定量评价损伤程度。

针对于混凝土的断裂行为，黏聚力模型是当前常用的方法之一。黏聚力模型的概念最早由 Barenblatt^[10]和 Dugdale^[11]提出，随后 Hillerborg 等^[7]对其进行的扩展并用于混凝土的开裂模拟。该模型认为在裂纹尖端存在一个微小的黏聚力区，以黏聚力抵抗界面间的相对分离。在开裂过程中，界面上的应力为开裂位移的函数，从而避免了线弹性断裂力学中的裂纹尖端应力奇异性问题^[12]。黏聚力模型基于弹塑性断裂力学，可解决裂纹尖端较大范围屈服的问题。该模型可以高效简便地在各种数值计算方法中实现^[13-14]。目前黏聚力模型已在混凝土受拉断裂模拟中得到了较多的应用，并以应用于混凝土坝中^[12, 14]。但在面板堆石坝领域的研究及应用尚属空白。

在面板坝中存在不同尺度的结构。面板厚度为厘米级，然而高面板坝的堆石体可达百米甚至千米级，两者尺寸相差悬殊。研究表明，进行面板破坏分析时，为保证计算精度，需对其进行精细的网格剖分^[15]；若坝体进行相同尺度的网格离散，200 m 级的高坝就将产生千万甚至上亿级自由度^[16]，计算量是难以承受。实际上坝体的应力变形梯度较为平缓，不需要如此精细的网格剖分即可满足精度要求。因此建立面板坝的

跨尺度分析模型是平衡计算精度和效率的有效方法。周墨臻等^[17]基于非线性接触力学的方法，实现了疏密网格过渡，采用子结构法研究了面板挤压破坏。笔者等采用非线性多边形比例边界有限元方法实现了堆石体内部的跨尺度连接^[16, 18-20]；采用非对称节点接触面单元和无网格技术分别实现了面板和堆石之间的跨尺度界面连接^[15, 21-22]。

1 黏聚力模型

黏聚力模型建立在弹塑性断裂力学的基础之上，该模型假设在裂纹尖端处存在一个断裂过程区，在此区域内可以采用黏聚力 - 位移的本构关系来描述裂缝发生后的界面力学特性。采用黏聚力模型模拟开裂时，在裂缝可能发生和扩展的部位布置界面单元，界面单元与周围的实体单元相连，见图 1。在加载的初始阶段，界面单元保持线性行为，随着加载的进行，界面单元的应力达到起裂准则，界面单元的刚度逐渐下降，承载能力降低，当刚度降低到 0 时，界面单元失效，新的裂缝面出现。

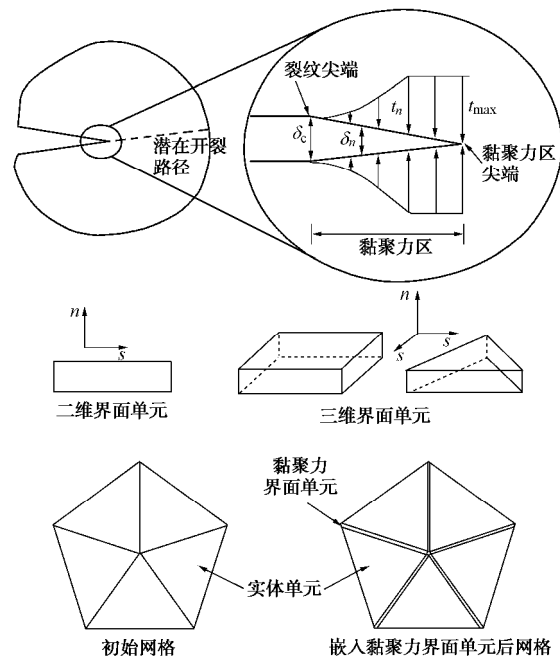


图 1 黏聚力模型和界面单元

Fig. 1 Cohesive zone model and interface elements

弹性阶段，单元的位移和应力的关系为

$$\mathbf{t} = \begin{Bmatrix} t_n \\ t_s \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_n & k_{ns} \\ k_{ns} & k_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d_n \\ d_s \end{Bmatrix} = \mathbf{K} \mathbf{d} \quad (1)$$

式中， \mathbf{t} 为应力向量， t_n 、 t_s 分别为裂缝面法向和切向应力， d_n 、 d_s 分别为裂缝面法向和切向位移， \mathbf{d} 为位移向量， \mathbf{K} 为单元的刚度矩阵。在通常的数值模拟中，一般不考虑界面法向和切向之间的相互作用，即取对

角线外数值为零。

单元出现损伤后, 刚度会发生退化。定义损伤变量 d 来表征刚度退化程度, 损伤后的刚度为

$$\left. \begin{aligned} k_n &= (1-d)k_{n0} \\ k_s &= (1-d)k_{s0} \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

损伤变量 d 为有效位移 d_m 函数:

$$d = \frac{d_f(d_{\max} - d_0)}{d_{\max}(d_f - d_0)} \quad (3)$$

$$d_m = \sqrt{\langle d_n \rangle^2 + d_s^2} \quad (4)$$

$$\langle d_n \rangle = (d_n + |d_n|)/2 \quad (5)$$

式中, d_0 为起裂位移, d_{\max} 为加载历史中的最大有效位移, d_f 为完全破坏时的有效位移。因此, 黏聚力模型的位移和应力关系为

$$t = \begin{Bmatrix} t_n \\ t_s \end{Bmatrix} = (1-d)\mathbf{K} \begin{Bmatrix} d_n \\ d_s \end{Bmatrix} + d\mathbf{K} \begin{Bmatrix} \langle -d_n \rangle \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (5)$$

黏聚力模型的断裂能为图 2 中的曲线面积, 即

$$G = \int_0^{d_f} t(d)dd = \frac{1}{2}t_0d_f \quad (6)$$

式中, t_0 为黏结强度。起裂准则采用名义应力的平方准则:

$$\left(\frac{\langle t_n \rangle}{t_{n0}}\right)^2 + \left(\frac{t_{s1}}{t_{s0}}\right)^2 + \left(\frac{t_{s2}}{t_{s0}}\right)^2 = 1 \quad (7)$$

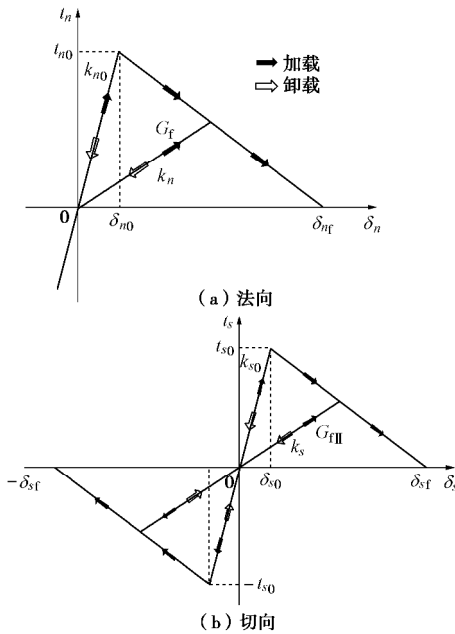


图 2 牵引力和位移关系

Fig. 2 Relationship between traction and displacement

2 程序验证

Du 等^[23]开展了混凝土三点梁的冲击试验, 模型

尺寸的见图 3。梁底部中间有 12.7 mm 的预制缺口, 顶部中间施加冲击荷载。试验中测得的荷载时间曲线 (图 4) 作为本次计算的荷载。试样的密度为 2500 kg/m³, 弹模为 34.48 GPa, 泊松比为 0.2, 抗拉强度为 5.24 MPa, 断裂能为 200 N/m^[13]。模拟时采用显式积分方法求解。

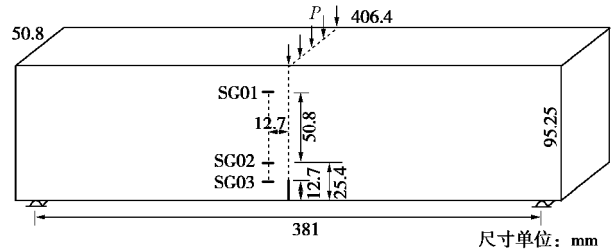


图 3 混凝土梁几何模型

Fig. 3 Geometry of concrete beams

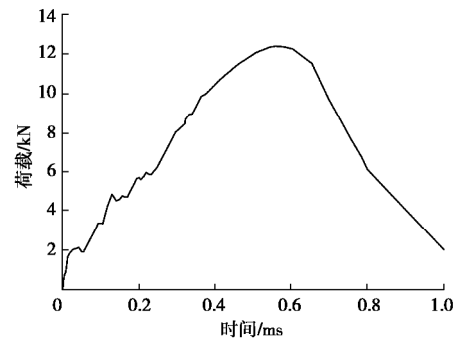


图 4 测得的冲击荷载时间曲线

Fig. 4 Time histories of measured loads

本文计算和试验测得的荷载 - 位移曲线见图 5, Su 等^[14]采用 Abaqus 中的黏聚力模型模拟了该试验。可以看出本文的模拟与试验数据更为接近。图 6 为裂纹尖端扩展历程, 本文和 Su 等^[14]的起裂时间均晚于实测值, 但本文更为接近。图 7 为 3 个测点的应变历程, 可以看出 SG02 和 SG03 测点的模拟结果与实测吻合较好, SG01 点结果有一定差别。本文的模拟结果与试验和文献模拟结果吻合较好, 验证了程序的正确性和精度。

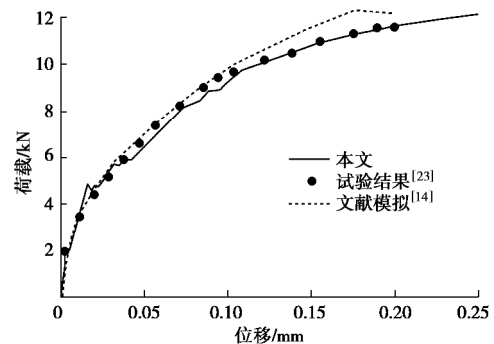


图 5 加载点的荷载位移曲线

Fig. 5 Relationship between load and displacement at loading point

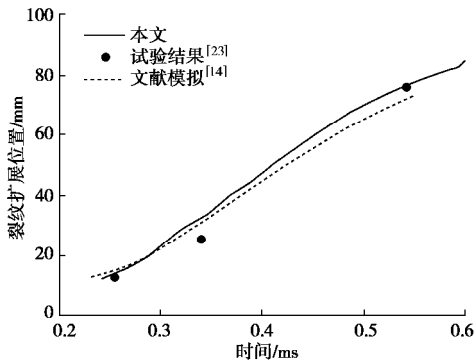


图6 裂纹尖端扩展

Fig. 6 Time histories of crack extension

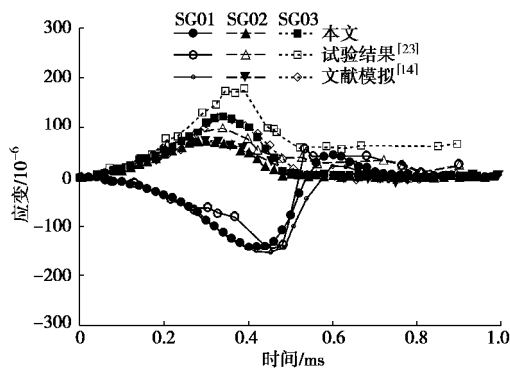


图7 测点应变时程

Fig. 7 Time histories of strain at observing points

3 面板堆石坝模型

3.1 计算模型

采用 195 m 的二维均质面板坝为计算模型，见图 8。上游坡度为 1:1.4，下游坡度为 1:1.6，坝顶宽度 16 m，基岩深度 115 m，侧边基岩宽度为 300 m。坝顶部分面板厚 0.5 m，底部厚 1.2 m。坝体分 26 步填筑，蓄水 190 m，分为 30 步。为保证计算精度，面板进行了精细的网格剖分，厚度方向网格剖分为两层，顺坡向网格尺寸不大于 0.5 m，均为四节点等参单元。沿坡向高程预设了黏聚力界面单元。同时考虑到显式计算时间步长很小，计算量巨大，为提高计算效率，采用了非对称节点接触面单元^[16, 22]和非线性比例边界有限元^[17, 19-21]建立了跨尺度模型。首先采用四分树技术对堆石区和基岩进行网格离散，采用非线性比例边界有限元方法模拟产生的多边形单元。本文的目的在于研究面板的地震开裂，因此对面板及附近区域进行了单独的网格剖分，以保证网格的质量。将四分树剖分后的堆石区上游侧节点向左拖拉，生成了均为四边形的垫层区，随后垂直拖拉生成均为矩形网格的面板单元。为进一步增加面板网格精度，采用非对称节点接触面单元对面板网格进行加密。

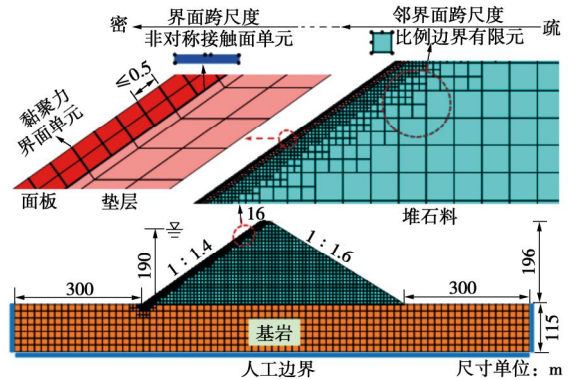


图8 面板堆石坝跨尺度分析模型

Fig. 8 Cross-scale model for CFRDs

3.2 材料参数

采用广义塑性模型^[24-25]模拟垫层和堆石料，广义塑性接触面模型^[26]模拟面板和垫层间接触面。

堆石体和垫层为某面板坝的大三轴试验结果，堆石料广义塑性模型参数： $G_0=1021$, $K_0=1362$, $M_g=1.7$, $M_f=1.53$, $a_f=0.11$, $a_g=0.11$, $H_0=650$, $H_{U0}=1300$, $m_s=0.44$, $m_v=0.44$, $m_1=0.5$, $m_u=0.5$, $r_d=110$, $g_{DM}=50$, $g_u=5$, $b_0=30$, $b_1=0.025$ 。

垫层料广义塑性模型参数： $G_0=965$, $K_0=1288$, $M_g=1.68$, $M_f=1.3$, $a_f=0.10$, $a_g=0.4$, $H_0=550$, $H_{U0}=1100$, $m_s=0.23$, $m_v=0.23$, $m_1=0.45$, $m_u=0.45$, $r_d=110$, $g_{DM}=50$, $g_u=5$, $b_0=20$, $b_1=0.02$ 。

面板与垫层间接触面材料参数^[16]： $k_n=31$ GPa, $k_s=13.25$, $C=3.48$, $G=325$ N/m, $l=0.091$, $a=224$ kPa^{0.5}, $b=0.06$, $c=3.0$, $a=0.65$, $r_d=0.2$, $k_m=0.6$, $M_f=0.65$, $k=0.5$, $H_0=850$, $f_h=2$, $t=0.1$ m。

黏聚力模型参数^[5]： $k_n=31$ GPa, $k_s=13.25$ GPa, $C=3.48$ MPa, $G=325$ N/m。面板和坝体下卧基岩采用线弹性模型，参数见表 1。钢筋网在面板厚度方向设置为双层，顺坡向配筋率为 0.6%，弹性模量 $E=200$ GPa，屈服强度 $f_y=400$ MPa。钢筋沿面板厚度方向设置三层弹簧，通过与混凝土共用节点实现相互作用。根据配筋率计算钢筋面积，确定相应的刚度和强度，按照权重分配到 3 层弹簧上。中间层权重为 1/2，两侧权重为 1/4。

表1 面板和基岩线弹性模型参数

Table 1 Parameters of slab and bedrock

名称	E/GPa	$\rho/(\text{kg}\cdot\text{m}^{-3})$	ν
面板	31	2500	0.17
基岩	10	2400	0.25

3.3 地震动输入

地震动输入采用某面板坝工程的规范谱地震波，顺河向地震峰值加速度为 0.4g，竖向地震加速度峰值取为顺河向的 2/3。地震波加速度时程见图 9。计算中地震波时长为 20.00 s。地震动输入采用基于人工边界

和等效荷载的波动输入方法^[27-28], 以考虑大坝和地基的相互作用。

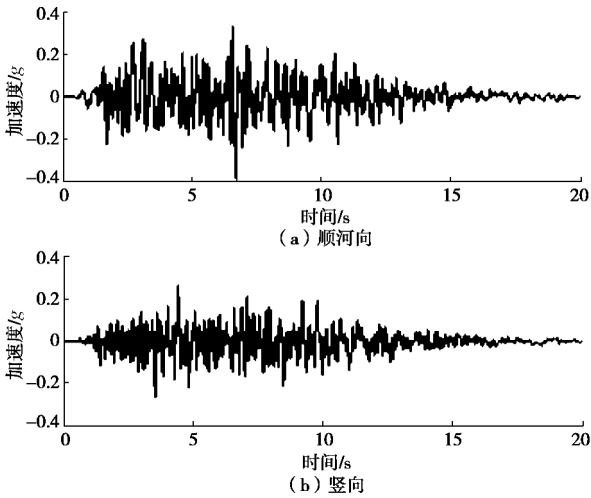


图 9 地震动加速度时程

Fig. 9 Acceleration histories of input ground motion

4 计算结果

4.1 面板开裂演化分析

对面板进行了考虑破坏（黏聚力模型+线弹性模型）和不考虑破坏（线弹性模型）两种工况的对比分析, 计算中只施加水平向地震动。

图 10 为地震过程中面板的裂缝位置和最大裂缝宽度。面板在 0.70H 处 (H 为坝高) 出现开裂破坏, 面板迎水面的最大裂缝宽度为 10.8 mm, 背水面最大裂缝宽度为 11.3 mm, 裂缝贯穿面板。本文计算的面板破坏模式很好地反映了混凝土这类准脆性材料的窄带破坏的特性, 重要的是可精准定位破坏位置且采用裂缝宽度对破坏程度进行直观定量的评价。

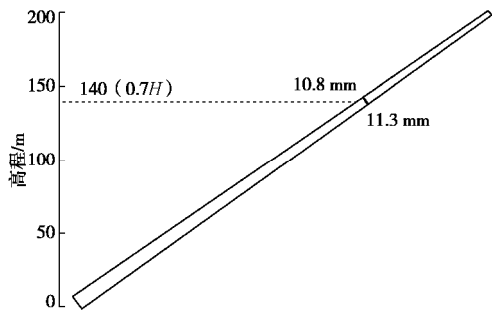


图 10 地震过程中裂缝位置和最大宽度

Fig. 10 Location and maximum width of crack during earthquake

图 11 为两种工况计算面板迎水面开裂单元的位移、法向应力、刚度退化因子和此处的钢筋应力。混凝土在 2.72 s 时进入软化阶段。软化前, 黏聚力接触面处于弹性状态, 与线弹性模型计算结果一致。软化后, 线弹性模型计算的面板应力超过了抗拉强度, 而黏聚力模型则表现出刚度退化和应变软化特性, 应力降低。随着地震动的增强和坝体变形的累

积, 混凝土的损伤程度逐渐加重。到 7.42 s 时, 混凝土刚度退化因子达到 1.0, 混凝土开裂且刚度和抗拉能力丧失; 钢筋达到屈服强度但仍可承担拉应力, 限制的裂缝的发展。因此黏聚力模型的顺坡向应力 $s_n \leq 0$, 不能承担拉应力但仍可受压; 而线弹性模型的结果则多次超过抗拉强度。面板裂缝宽度在 11.36 s 时达到最大值 10.8 mm。后期地震动减弱, 裂缝宽度降低, 由于坝体存在残余变形, 因此震后裂缝并不完全闭合, 存在 0.3 mm 的残余裂缝。面板的震后残余裂缝分布见图 12。

图 11 第一张图为开裂处的钢筋轴向应力。采用黏聚力模型时, 混凝土损伤开裂后表现出刚度和强度的退化和丧失, 变形增加, 钢筋强度和韧性得到了充分的发挥, 起到了限制裂缝宽度的作用, 可用于评价抗震加固措施效果。而线弹性模型无法描述混凝土损伤及应变软化特性, 混凝土的模量远大于截面上所配钢筋刚度 (混凝土模量 $E_c = 31 \text{ GPa}$, 钢筋模量 $E_s = 1.2 \text{ GPa}$), 钢筋的强度和韧性无法发挥作用。因此线弹性模型无法验证面板配筋等抗震措施的加固效果。

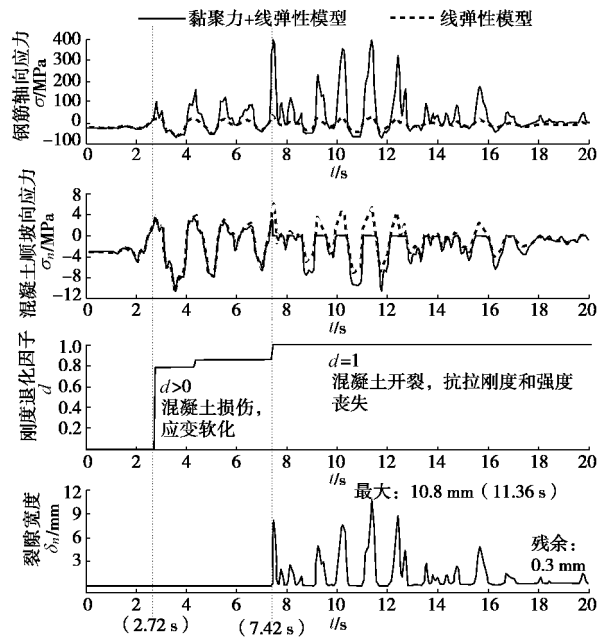


图 11 面板迎水面开裂单元的裂缝宽度、刚度退化因子、混凝土顺坡向应力和钢筋应力时程

Fig. 11 Time histories of axial stress of steel, concrete stress along slope, degeneration factor, and crack width of at upstream side during earthquake

图 13 为混凝土损伤前后和开裂后的面板顺坡向静动叠加应力。开裂前, 黏聚力模型处于弹性状态, 两种模型的计算结果一致。损伤后, 黏聚力模型表现出应变软化特性, 混凝土应力小于其抗拉强度; 而线弹性模型结果则超过抗拉强度。混凝土开裂后, 刚度和强度丧失, 黏聚力模型结果表现出应力释放和重分

布特性,改善了周围的高应力状态。线弹性模型结果则大大超过了混凝土强度,且存在大范围的超拉应力区域,无法精准定位面板的薄弱位置。

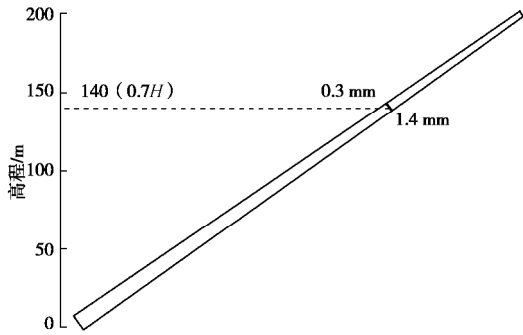


图 12 面板震后残余裂缝

Fig. 12 Residual crack after earthquake

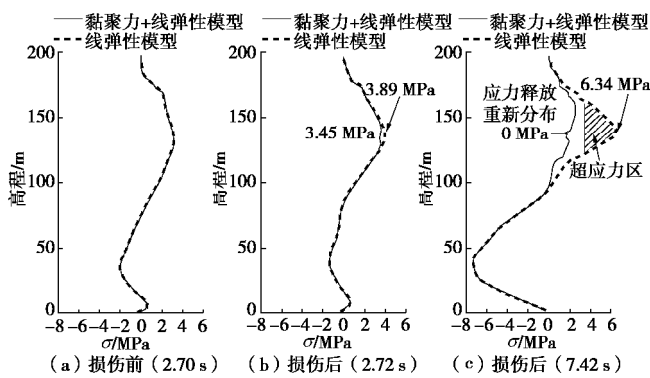


图 13 面板顺坡向静动叠加应力

Fig. 13 Stresses along slope of face slab at certain time

本文方法可精细地模拟地震过程中面板的开裂演化过程,可以反映地震后裂缝减弱现象,精准定位面板的开裂区域,直观定量地评价面板的破坏程度。

4.2 配筋率的影响

由上节分析可知,本文方法可用于验证和评价面板配筋等抗震措施。为研究配筋率对面板拉伸破坏的影响,本节额外计算了顺坡向配筋率分别为 0.3%和 0.9%的工况。其结果见表 2。可以看出随着配筋率的增加,面板裂缝逐渐减少;配筋率增大到 0.9%时,最大裂缝宽度仅为 0.1 mm。因此在面板的地震易损局部区域可提高配筋率以降低或避免面板的动力拉伸开裂,提高面板的抗震能力。

表 2 配筋率对面板动力开裂的影响

Table 2 Influences of reinforcement ratio on crack width

配筋率 /%	地震中最大裂缝宽度 /mm	震后残余裂缝宽度 /mm
0.3	15.0	1.7
0.6	11.3	1.4
0.9	0.1	0.0

4.3 竖向地震的影响

规范^[29]要求对于设计烈度为 VIII 和 IX 的土石坝应同时计入水平向和竖向地震作用,其加速度代表值可取为水平向的 2/3。考虑竖向地震后的面板裂缝位置、

开裂时刻及震中最大裂缝宽度见图 14。增加竖向地震后,大坝的动力反应增强,面板初始损伤时刻提前,且在 0.68H 和 0.76H 处发生破坏,最大单个裂缝宽度增加至 20.0 mm,破损加重。

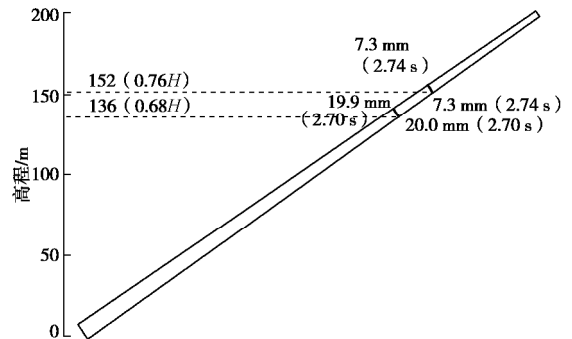


图 14 考虑竖向地震后,面板的开裂位置,损伤时刻和最大裂缝宽度

Fig. 14 Crack location, initial cracking moment and maximum crack width of concrete face slab considering vertical earthquake

震后面板残余裂缝及坝体变形残余变形分别见图 15, 16。可以看出,考虑竖向地震后面板的残余裂缝宽度变化不大,这是因为坝体的顺河向和竖向残余变形均增加,水平向残余变形会使面板残余裂缝增大,而竖向残余变形会增加面板的顺坡向压应力,使面板的残余裂缝宽度降低。

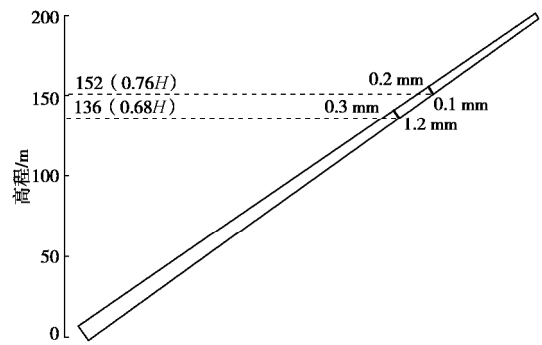


图 15 考虑竖向地震后,面板残余裂缝分布

Fig. 15 Distribution of residual crack considering vertical earthquake

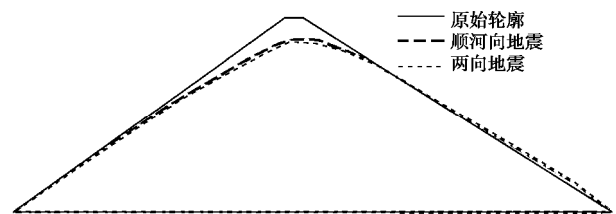


图 16 坝体震后变形轮廓(放大 50 倍)

Fig. 16 Residual deformations of dam (magnified 50 times)

4.4 坝前水位的影响

在正常蓄水位的基础上,分别将坝前水位降低

20, 50 m 后的面板破损情况列于表 3。可以看出坝前水位降低后, 地震过程中面板的最大裂缝宽度和残余裂缝宽度均降低。这是因为水位降低后, 面板与垫层间的法向压应力降低, 摩擦作用减弱, 坝体的变形对面板的影响变弱。高水位时裂缝宽度较大, 且水头较高, 渗透压力较大。从拉裂角度来说, 高水位为面板抗震安全设计和评价的不利工况。

表 3 坝前水深对面板动力开裂的影响

Table 3 Influences of water level on crack width

坝前水深 /m	地震中最大裂缝宽度/mm	震后残余裂缝宽度 /mm
190	20.0	1.2
170	0.1	0.0
140	0.0	0.0

5 结 论

(1) 本文方法可直观地描述地震中裂缝的开裂演化及震后的闭合过程, 定位面板的局部薄弱区域, 定量的评价面板的破坏程度, 为大坝的极限抗震能力评估和面板抗震设计提供了技术支持。

(2) 本文方法可描述混凝土开裂后的软化特性, 能反映面板配筋的强度和韧性, 评价不同配筋率的加固效果。结果表明, 在面板的地震易损区域局部提高配筋率可大幅度降低裂缝宽度, 提高面板的抗震性能。

(3) 考虑竖向地震后, 在地震过程中面板损伤时刻提前, 破损部位增多, 最大裂缝宽度增加, 破坏程度加重; 但由于震后坝体的水平向和竖向残余变形均增大, 面板残余裂缝宽度变化不大。

(4) 坝前水位增加后, 面板与垫层间的法向压应力变大, 摩擦作用增强, 坝体的变形对面板的影响增加, 面板的最大裂缝宽度和残余裂缝宽度均增大, 破坏程度加重, 且水头增加, 渗透压力较大。从拉裂角度来说, 高水位为面板抗震安全设计和评价的不利工况。

(5) 本文方法可用于其它混凝土防渗结构(混凝土防渗墙、连接板、高趾墙等)的破坏计算。同时容易扩展至三维, 且避免了标量损伤的问题, 即一个方向出现损伤后, 另外两个方向的刚度和承载力也会丧失。为后续开展面板坝防渗面板三维动力破坏分析提供技术支撑。

参考文献:

[1] 孔宪京, 邹德高, 刘京茂. 高土石坝抗震安全评价与抗震措施研究进展[J]. 水力发电学报, 2016, **35**(7): 1 - 14. (KONG Xian-jing, ZOU De-gao, LIU Jing-mao. Developments in seismic safety evaluation methods and aseismic measures for high rockfill dams[J]. Journal of Hydroelectric Engineering,

2016, **35**(7): 1 - 14. (in Chinese))

- [2] 陈生水, 阎志坤, 傅中志, 等. 特高面板砂砾石坝结构安全性论证[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(11): 1949 - 1958. (CHEN Sheng-shui, YAN Zhi-kun, FU Zhong-zhi, et al. Evaluation of safety performance of extremely high slab-faced gravel dams[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(11): 1949 - 1958. (in Chinese))
- [3] 刘京茂, 孔宪京, 邹德高. 接触面模型对面板与垫层间接触变形及面板应力的影响[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(4): 700 - 710. (LIU Jing-mao, KONG Xian-jing, ZOU De-gao. Effects of interface models on deformation of interface between slab and cushion layer and slab stress of concrete faced rock fill dam[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(4):700 - 710. (in Chinese))
- [4] QU Yong-qian, ZOU De-gao, KONG Xian-jing, et al. Seismic damage performance of the steel fiber reinforced face slab in the concrete-faced rockfill dam[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2019, **119**: 320 - 330.
- [5] XU Bin, ZOU De-gao, KONG Xian-jing, et al. Dynamic damage evaluation on the slabs of the concrete faced rockfill dam with the plastic-damage model[J]. Computers and Geotechnics, 2015, **65**: 258 - 265.
- [6] DAKOULAS P. Longitudinal vibrations of tall concrete faced rockfill dams in narrow canyons[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2012, **41**: 44 - 58.
- [7] HILLERBORG A, MODEER M, PETERSON E. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements[J]. Cement and Concrete Research, 1976, **6**: 773 - 82.
- [8] ARICI Y. Investigation of the cracking of CFRD face plates[J]. Computers and Geotechnics, 2011, **38**(7): 905 - 916.
- [9] CEN Wei-jun, WEN Lang-sheng, ZHANG Zi-qi, et al. Numerical simulation of seismic damage and cracking of concrete slabs of high concrete face rockfill dams[J]. Water Science and Engineering, 2016, **9**(3): 205 - 211.
- [10] BARENBLATT G I. The mathematical theory of equilibrium cracks in brittle fracture[J]. Advances in Applied Mechanics, 1962(7): 55 - 129.
- [11] DUGDALE D S. Yielding of steel sheets containing slits[J]. Journal of the Mechanics and Physics of Solids, 1960, **8**(2): 100 - 104.
- [12] DAI Qing-li, NG K. 2D cohesive zone modeling of crack development in cementitious digital samples with microstructure characterization[J]. Construction and Building

- Materials, 2014, **54**: 584 - 595.
- [13] PAN Jian-wen, ZHANG Chu-han, XU Yan-jie, et al. A comparative study of the different procedures for seismic cracking analysis of concrete dams[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2011, **31**(11): 1594 - 1606.
- [14] SU Xiang-ting, YANG Zhen-jun, LIU Guo-hua. Finite element modelling of complex 3D static and dynamic crack propagation by embedding cohesive elements in Abaqus[J]. Acta Mechanica Solida Sinica, 2010, **23**(3): 271 - 282.
- [15] QU Yong-qian, ZOU De-gao, KONG Xian-jing, et al. A novel interface element with asymmetric nodes and its application on concrete-faced rockfill dam[J]. Computers and Geotechnics, 2017, **85**: 103 - 116.
- [16] CHEN Kai, ZOU De-gao, KONG Xian-jing, et al. Global concurrent cross-scale nonlinear analysis approach of complex CFRD systems considering dynamic impervious panel-rockfill material-foundation interactions[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2018, **114**: 51 - 68.
- [17] 周墨臻, 张丙印, 张宗亮, 等. 超高面板堆石坝面板挤压破坏机理及数值模拟方法研究[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(8): 1426 - 1432. (ZHOU Mo-zhen, ZHANG Bing-yin, ZHANG Zong-liang, et al. Mechanisms and simulation methods for extrusion damage of concrete faces of high concrete-faced rockfill dams[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(8): 1426 - 1432. (in Chinese))
- [18] CHEN Kai, ZOU De-gao, KONG Xian-jing, et al. A novel nonlinear solution for the polygon scaled boundary finite element method and its application to geotechnical structures[J]. Computers and Geotechnics, 2017, **82**: 201 - 210.
- [19] CHEN Kai, ZOU De-gao, KONG Xian-jing, et al. An efficient nonlinear octree SBFEM and its application to complicated geotechnical structures[J]. Computers and Geotechnics, 2018, **96**: 226 - 245.
- [20] CHEN Kai, ZOU De-gao, KONG Xian-jing, et al. Elastoplastic fine-scale damage failure analysis of metro structures based on coupled SBFEM-FEM[J]. Computers and Geotechnics, 2019, **108**: 280 - 294.
- [21] QU Yong-qian, ZOU De-gao, KONG Xian-jing, et al. A flexible various-scale approach for soil-structure interaction and its application in seismic damage analysis of the underground structure of nuclear power plants[J]. Science China Technological Sciences, 2018, **61**(7): 1092 - 1106.
- [22] GONG Jin, ZOU De-gao, KONG Xian-jing, et al. An extended meshless method for 3D interface simulating soil-structure interaction with flexibly distributed nodes[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2019, **125**: 1 - 15.
- [23] DU J, YON J H, HAWKINS N M, et al. Fracture process zone for concrete for dynamic loading[J]. ACI Material Journal 1992, **89**(3): 252 - 258.
- [24] PASTOR M, ZIENKIEWICZ O C. A generalized plasticity, hierarchical model for sand under monotonic and cyclic loading[C]// Proceedings of the 2nd International Symposium on Numerical Models in Geomechanic, 1986, Ghent: 131 - 149.
- [25] XU Bin, ZOU De-gao, LIU Hua-bei. Three-dimensional simulation of the construction process of the Zipingpu concrete face rockfill dam based on a generalized plasticity model[J]. Computers and Geotechnics, 2012, **43**: 143 - 154.
- [26] LIU Jing-mao, ZOU De-gao, KONG Xian-jing. A three-dimensional state-dependent model of soil-structure interface for monotonic and cyclic loadings[J]. Computers and Geotechnics, 2014, **61**: 166 - 177.
- [27] 刘晶波, 吕彦东. 结构-地基动力相互作用问题分析的一种直接方法[J]. 土木工程学报, 1998, **31**(3): 55 - 64. (LIU Jing-bo, LÜ Yan-dong. A direct method for analysis of dynamic soil-structure interaction[J]. China Civil Engineering Journal, 1998, **31**(3): 55 - 64. (in Chinese))
- [28] 余翔, 孔宪京, 邹德高, 等. 覆盖层上土石坝非线性动力响应分析的地震波动输入方法[J]. 岩土力学, 2018, **39**(5): 1858 - 1866, 1876. (YU Xiang, KONG Xian-jing, ZOU De-gao, et al. Seismic wave input method for nonlinear dynamic analysis of earth dam built on overburden[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, **39**(5): 1858 - 1866, 1876. (in Chinese))
- [29] 水电工程水工建筑物抗震设计规范: NB 35047—2015[S]. 2015. (Code for Seismic Design of Hydraulic Structures of Hydropower Project: NB 35047 — 2015[S]. 2015. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202006002

高土质心墙坝坝顶裂缝模拟方法及应用

吉恩跃^{1,2}, 陈生水^{1,2}, 傅中志^{1,2}, 张灿虹³

(1. 南京水利科学研究所, 江苏 南京 210024; 2. 水利部土石坝破坏机理与防控技术重点实验室, 江苏 南京 210029;

3. 南京工业职业技术学院, 江苏 南京 210046)

摘要: 土质心墙坝坝顶裂缝是目前高土石坝建设及运行中常遇到的病险, 其发生和发展大大增加了工程的安全风险。基于扩展有限元的位移模式提出了坝顶裂缝的模拟方法并将其运用到瀑布沟土质心墙坝坝顶裂缝模拟中。首先介绍了坝顶裂缝模拟方法的基本原理, 其后采用神经网络遗传算法对瀑布沟心墙坝典型监测点监测数据进行了反演, 采用反演得到的模型参数同时考虑筑坝料湿化、流变及固结, 进行了瀑布沟心墙坝坝顶裂缝模拟。结果表明: 采用反演参数计算得到的坝体变形与监测资料较为吻合; 蓄水后坝体最大沉降 3.27 m, 向上游最大水平位移 1.17 m, 上游堆石料湿化沉降最大达 0.48 m, 上游坝壳的湿化变形作用导致了坝顶上下游的不均匀变形; 模拟得到的坝顶裂缝首次发生在满蓄后, 距离坝轴线 4.75 m 位置处, 1 个月内裂缝扩展至 1.75 m 深度(坝顶填土内, 未扩展至心墙), 运行 10 a 间坝顶裂缝未发生实质性发展; 此外, 不考虑上游坝壳湿化时坝顶未有裂缝产生, 考虑湿化而不考虑流变时坝顶裂缝扩展深度最大为 1.25 m, 最大张开宽度为 2.7 cm。相关成果可为类似特高土质心墙坝工程预防坝顶裂缝的发生提供相关参照。

关键词: 土质心墙堆石坝; 坝顶裂缝; 模拟方法; 裂缝扩展

中图分类号: TV64

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)06-0997-08

作者简介: 吉恩跃(1989—), 男, 江苏盐城人, 高级工程师, 主要从事高土石坝安全评价、数值模拟方面研究。E-mail: eyji@nhri.cn。

Simulation method for crest cracks in high earth core rockfill dams and its application

Ji En-yue^{1,2}, CHEN Sheng-shui^{1,2}, FU Zhong-zhi^{1,2}, ZHANG Can-hong³

(1. Geotechnical Engineering Department, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210024, China; 2. Key Laboratory of Earth-Rock

Dam Failure Mechanism and Safety Control Techniques, Ministry of Water Resources, Nanjing 210029, China; 3. Nanjing Institute of

Industry Technology, Nanjing 210046, China)

Abstract: The crest cracks are the common dangers during construction and operation of high earth core rockfill (ECRD) dams. The occurrence and propagation of the crack increases the safety risk of the project greatly. The simulation method for crest crack based on the displacement mode of the extended finite element method (XFEM) is put forward and introduced into the crack simulation of Pubugou ECRD. Firstly, the basic principle of the simulation method is introduced. Then, the measured data of typical monitoring points of Pubugou ECRD are inverted by using the neural network genetic algorithm. XFEM modelling of the 2-D model is conducted using the parameters obtained by inversion to reflect the wetting, rheological and consolidation of dam materials. The results show that the dam deformation is in good agreement with the monitoring data. The maximum settlement of the dam is 3.27 m after impoundment, the maximum upstream horizontal displacement is 1.17 m, and the maximum wetting settlement of upstream rockfill is 0.48 m. The wetting deformation and reservoir water pressure exert a certain dragging effect on the top of the dam, which directly leads to the crest cracks. The cracks at the top of the dam occur for the first time after full storage, 4.75 m away from the axis of the dam, and 1.75 m-deep cracks extend within one month (in the filling at dam top without extending to the core wall). The cracks on the top of the dam have not propagated substantially during 10 years of dam operation. The simulated results are close to the measured values.

Key words: earth core rockfill dam; crest crack; simulation method; crack propagation

0 引言

土质心墙坝因其良好的变形协调能力被广泛应用于复杂地形地质条件, 中国已投入运行的坝高 100 m

基金项目: 国家重点研发计划重点专项项目(2017YFC0404806); 国家自然科学基金项目(51809182, 51779152); 中国博士后科学基金项目(2018M630578); 中国博士后科学基金特别资助(2019T120444)
收稿日期: 2019-09-17

以上的土质心墙堆石坝数十座,一批 200 m 级的高土质心墙堆石坝已建成,另有多座 300 m 级的特高土石坝在建或拟建。近年来,随着筑坝技术的进步,越来越多不良坝址及筑坝料被选用,暴露出的工程问题也越来越多,尤以坝顶裂缝问题较为突出。

坝顶裂缝主要分为平行于坝轴线的纵向裂缝与顺河向的横向裂缝,近年的土石坝设计及施工中,通过在两岸设置高塑性黏土,产生横向裂缝的案例不多,但出现纵向裂缝的工程仍屡见不鲜,引起了广大研究人员的关注,如位于黄河中游干流上的小浪底斜心墙堆石坝(坝高 160 m),在其建成后的第 3 年发生了坝顶裂缝事故^[1],最大表面缝宽约 15 cm,平行坝轴线方向裂缝长 627 m,缝深为 2.6~3.9 m。大渡河流域的瀑布沟心墙堆石坝(坝高 186 m)在初次蓄水后坝顶下游侧出现了一条平行于坝轴线的裂缝^[2],缝长 230 m,最大缝宽约 5 cm,深度为 1.0~2.5 m。

如何模拟坝顶裂缝的产生及扩展过程,从而为相关工程提供预防坝顶裂缝发生的措施成为一个难题。一些学者采用离心模型试验来模拟坝顶裂缝的发生及演化过程,但由于实际工程中坝顶裂缝的表面张开宽度只有几厘米,在离心机的“时空压缩”效应^[3]下,模型中产生的裂缝只有数毫米,常规仪器较难观测到裂缝发展的整个过程。因此,数值方法是研究坝顶裂缝的有效途径。南京水科院最早提出了变形倾度法^[4]来判定土石坝裂缝的发生,依据大量实测数据,临界倾度值一般为 1%^[5]。基于此方法,一些学者将倾度法植入常规有限元法^[6-7],通过计算相邻节点间的倾度值来判断裂缝的发生,然而,计算得到的倾度值与网格节点间距有关,且不能模拟裂缝的扩展过程,因此该方法只能作为定性的判据。

目前,模拟裂缝扩展过程的手段主要为:①通过全面加密网格,按照一定的统计分布给不同的材料单元赋予不同的力学参数,以单元的破坏范围描述裂缝的扩展^[8];②采用弥散裂缝模型^[9],但该方法的计算结果依赖于网格的划分,且裂缝带网格过密会影响计算效率;③采用扩展有限元法^[10-11],其优势在于允许裂纹穿过单元,可以在粗网格上获得精确解答,裂纹扩展时无需重新划分网格。阮滨等^[12]采用扩展有限元对含初始裂缝的均质土坝坝顶扩展路径进行了模拟;吉恩跃等^[13]对简化平面模型进行了扩展有限元模拟,初步探讨了蓄水作用下坝顶裂缝的发生规律,但未考虑筑坝料流变及固结,上述成果表明扩展有限元在坝顶裂缝研究方面是可行的。

本文首先详细介绍了坝顶裂缝的模拟方法,其后采用神经网络遗传算法对瀑布沟心墙堆石坝典型监测点监测数据进行了反演,采用反演得到的模型参数同

时分别考虑筑坝料湿化、流变及固结,进行了瀑布沟心墙坝平坝顶裂缝模拟,最后基于计算结果及实测值,对瀑布沟心墙坝坝顶裂缝的产生原因及演化过程进行了详细分析。相关成果可为类似高土质心墙坝工程预防坝顶裂缝的发生提供相关参照。

1 坝顶裂缝的模拟方法

1.1 位移模式

扩展有限元的基本原理是基于单位分解的思想在常规有限元的框架内引入加强函数以反映位移的不连续性。为方便解释,图 1 分别给出了含裂缝及不含裂缝的 4 单元网格,内部圆圈内的数字代表单元号,其它则为节点号。

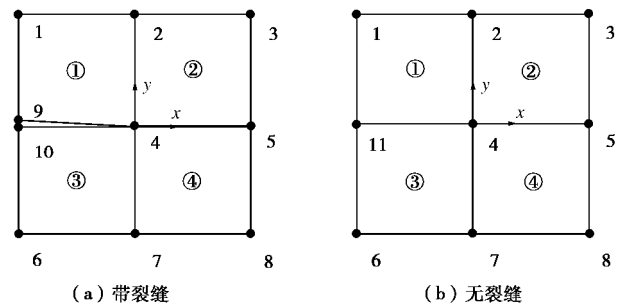


图 1 平面 4 单元网格

Fig. 1 Plane mesh of 4 elements

此处,定义表示位移的向量 k 和 l 分别为

$$k = \frac{u_9 + u_{10}}{2}, \quad (1)$$

$$l = \frac{u_9 - u_{10}}{2}, \quad (2)$$

式中, k 介于 u_9 和 u_{10} 之间, l 为 9 号和 10 号节点间位移的一半。

则可得

$$u_9 = k + l, \quad (3)$$

$$u_{10} = k - l. \quad (4)$$

常规有限元位移模式可以表示为

$$u(x) = \sum_{i=1}^n N_i u_i, \quad (5)$$

式中, N_i 为内部节点 i 的插值形函数, u_i 为节点 i 的自由度,任意一点插值形函数都应满足 $\sum_{i=1}^n N_i(x, y) = 1$ 。

将式 (3), (4) 代入式 (5) 可得

$$u^h = \sum_{i=1}^8 N_i u_i + k(N_9 + N_{10}) + l(N_9 - N_{10})H(x), \quad (6)$$

式中, $H(x)$ 为 Heaviside 跳跃函数,

$$H(x) = \begin{cases} 1 & (y > 0) \\ -1 & (y < 0) \end{cases}.$$

这样,图 1 (a) 带裂缝的位移场即可表示为

$$u^h = \sum_{i \in \mathcal{N}_s} N_i u_i + N_{11} u_{11} + \sum_{I \in \mathcal{S}_c} \Psi_I H(y) \quad (7)$$

常规有限元位移
不连续富集函数

上述只是裂纹面的描述, 对于裂尖的位移场则引入渐进函数, 即裂纹完全穿过单元时, 用跳跃函数来加强这些节点, 而裂纹尖端周围的节点则由描述裂纹尖端的渐进函数来加强。如图 2 所示, 方形的节点用裂尖渐进函数来描述, 圆形的节点由跳跃函数来描述。

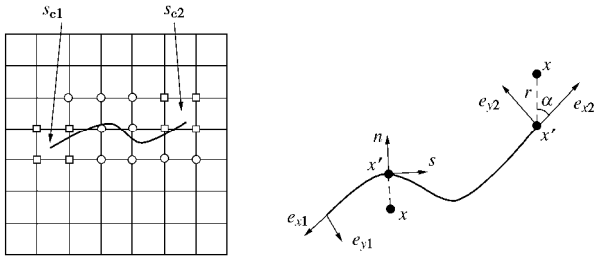


图 2 含裂缝单元集示意图

Fig. 2 Element set with initial crack

将上述不连续的位移场整合推广到统一形式, 可表示为

$$u = \sum_{i \in \mathcal{N}_s} N_i(x) \left[u_i + \sum_{I \in \mathcal{S}_a} H(y) a_I + \sum_{I \in \mathcal{S}_c} \Psi_I(x) b_I \right] \quad (8)$$

式中, $N_i(x)$ 为常规节点位移形函数, u_i 为常规单元节点位移向量, a_I 为贯穿单元节点改进自由度, b_I 为裂尖单元节点的改进自由度。

Ψ_I 为反映裂尖奇异性的渐进函数, 可以表示为 (针对各向同性材料)

$$y_i(x) = \begin{bmatrix} \sqrt{r} \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right) \\ \sqrt{r} \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right) \\ \sqrt{r} \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right) \sin(\alpha) \\ \sqrt{r} \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right) \sin(\alpha) \end{bmatrix} \quad (9)$$

式中, r, θ 为以裂尖为原点的极坐标系。

确定位移模式后即可和常规有限元方法一样根据虚功原理推导控制方程, 这里不再赘述。

1.2 本构模型

经过大量工程检验, 土石坝设计规范中推荐采用邓肯-张 (Duncan-Chang) 模型^[14]计算其应力变形特性, 简单起见, 本文采用 $E-n$ 模型, 切线弹性模量 E_t 表示为

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f(1 - \sin j)(s_1 - s_3)}{2c \cos j + 2s_3 \sin j} \right]^2 K \cdot p_a \left(\frac{s_3}{p_a} \right)^n \quad (10)$$

式中, K 为切线模量基数, n 为弹性模量指数, c 为黏聚力, j 为内摩擦角, R_f 为破坏比, p_a 为大气压力。

在卸荷状态下堆石料的弹性模量 E_{ur} 可表示为

$$E_{ur} = K_{ur} p_a \left(\frac{s_3}{p_a} \right)^n \quad (11)$$

式中, K_{ur} 为卸载弹性模量基数, n 为指数。

流变曲线随时间呈指数型衰减的规律符合 Merchant 黏弹性模型, 流变变形可以表达为

$$e_t = e_i + e_f(1 - e^{-at}) \quad (12)$$

式中, e_f 为最终流变量, a 为流变随时间衰减的指数 (第 1 天的流变量占总流变量之比)。

最终体积流变和最终剪切流变为

$$e_{vf} = b \left(\frac{s_3}{p_a} \right)^{m^1} + c \left(\frac{q}{p_a} \right)^{m^2} \quad (13)$$

$$g_f = d \left(\frac{S}{1-S} \right)^{m^3} \quad (14)$$

上游堆石料湿化模型采用改进的沈珠江湿化模型, 湿化体积应变和剪应变为

$$\Delta e_v^w = a \left(\frac{s_3}{p_a} \right)^c + bS \quad (15)$$

$$\Delta e_s^w = D_w S / (1-S) \quad (16)$$

式中, a, b, c, D_w 为模型参数, S 为应力水平。

1.3 断裂准则

从目前的工程实测资料来看, 坝顶裂缝多为张拉型浅层裂缝^[15], 而浅层处土体应力水平通常较低, 产生剪切裂缝可能性不大, 因此采用最大主应力或最大主应变准则来判定心墙或坝顶填土张拉裂缝是否发生。鉴于目前的试验测量技术较难准确获得土体拉伸应变, 采用抗拉强度作为判定坝顶裂缝发生的条件, 可表示为

$$f = \left\langle \frac{s_{tmax}}{s_{tmax}^a} \right\rangle \quad (17)$$

式中 s_{tmax}^a 为临界最大拉应力; $\langle \rangle$ 为 Macaulay, 表示在纯压缩应力作用下, 材料不会产生初始能量损失。当 $f > 1$, 即计算小主应力大于土料抗拉强度时, 裂缝随即发生。此外, 采用断裂能指标^[16] (试样承受拉伸载荷时裂缝扩展单位面积所需要的能量, 拉伸应力-应变曲线与横坐标所围面积) 来控制裂缝发展程度。

2 瀑布沟心墙坝工程概况及计算模型

2.1 工程实测资料分析

如图 3 所示, 瀑布沟水电站为砾石土心墙堆石坝, 上游坝坡 1:2~1:2.25, 下游坝坡 1:1.8, 坝顶宽度 14 m, 心墙顶高程 854.00 m, 顶宽 4 m, 上、下游侧坡度均为 1:0.25, 底高程 670.00 m, 底宽 96.0 m, 坝高 184 m, 属于已建成 200 m 级高土质心墙坝的典

型代表。大坝于 2007 年开始填筑，2009 年底填筑至坝顶高程，同时下闸蓄水，于 2010 年 8 月 26 日上午（第一次满蓄）发现坝顶裂缝，裂缝位于坝轴线下游约 5.5~6.0 m，发生在坝顶填土内，未深入心墙，裂缝基本平行于坝轴线，长约 230 m，最大缝宽约 5 cm。

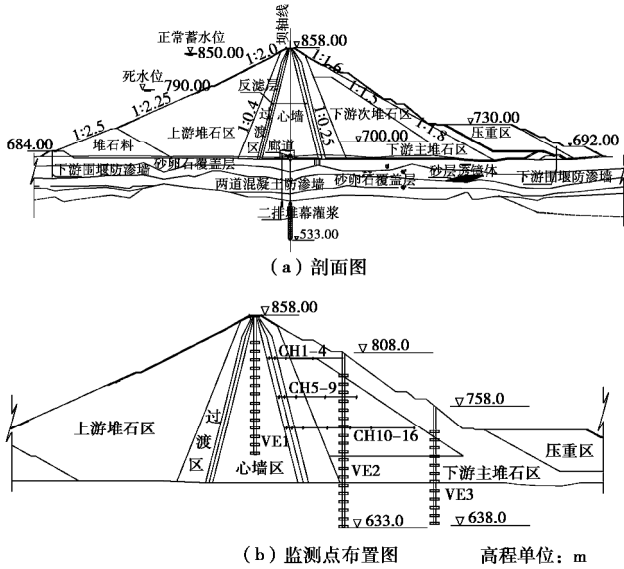


图 3 瀑布沟心墙坝典型剖面及监测点布置图

Fig. 3 Typical section and monitoring points of Pubugou earth core rockfill dam (ECRD)

图 3 中“CH”开头代表水管式沉降仪和水平位移计；“VE”代表电磁沉降仪。

依据监测仪器数据^[17]，图 4，5 给出了典型断面堆石体沉降、水平位移随坝体填筑过程和蓄水过程的变化曲线。可以看出坝体沉降随填筑高程的增加而增加，运行期沉降发展较缓，库水位变化对坝体沉降有一定滞后性；坝体水平位移则受库水位影响较大，特别是第一次满蓄过程中，监测点的水平位移最大增加了约 0.25 m，占到了总变位的 40%。总体来说，瀑布沟坝体沉降符合一般性规律，但下游次堆石区的沉降偏大（最大沉降约 2.5 m），表明其堆石料力学特性一般，蓄水后加上上游坝壳的湿化，有可能存在较大不均匀沉降，从而产生坝顶裂缝。

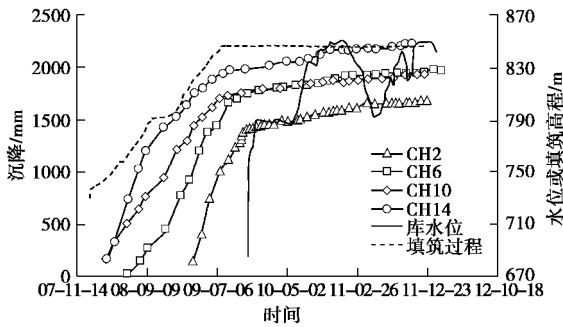


图 4 典型监测点沉降过程曲线

Fig.4 Settlement process curves of typical monitoring points

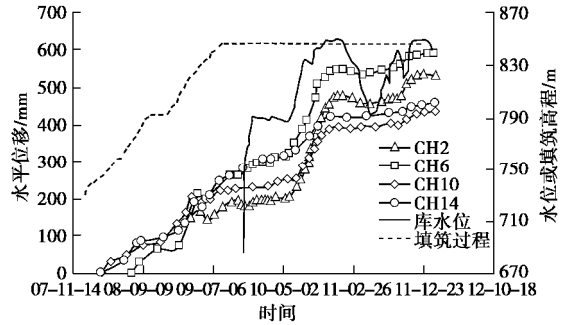


图 5 典型监测点水平位移过程曲线

Fig. 5 Curves of horizontal displacement at typical monitoring points

2.2 计算网格

取大坝最大典型断面 (0+240) 为计算断面，采用平面有限元网格，单元类型为 CPE4P（考虑筑坝料固结流变）。因本文重点研究目标为坝顶区域，网格中保留了原设计中路堤等结构，同时为精确模拟坝顶裂缝的扩展长度、路径等，在坝顶高程 10 m 深度内对原网格进行加密，保持单元基本为规则四边形并设置为富集区（可扩展自由度），节点间距离为 0.25 m，采用沙漏控制提高计算的收敛性。所用平面模型单元数 5709 个，节点数 5811 个，网格划分示意图如图 6 所示。

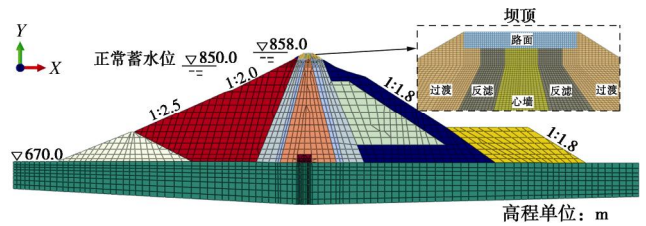


图 6 瀑布沟典型断面网格剖分示意图

Fig. 6 Plane mesh generation of typical section of Pubugou ECRD

按照大坝实际的施工顺序及水位变化过程（图 6 所示），采用 29 级分级加载：坝体分 21 级填筑，水荷载分 7 级施加，最后 1 级（保持满蓄状态）模拟大坝 10 a 后应力变形及坝顶裂缝发展情况。

2.3 计算参数

瀑布沟心墙坝自开建至今积累了大量的实测数据，为最大程度真实模拟大坝施工及运行期的应力变形性状，采用神经网络遗传算法^[17]对典型监测点（见图 4，5）监测数据进行反演，因篇幅有限，具体反演过程不再赘述，所得邓肯模型参数和流变参数分别如表 1，2 所列。

上游堆石料的湿化参数： $a=0.0000547$ ， $b=1.367$ ， $c=0.00341$ ， $D_w=0.00265$ 。

瀑布沟心墙坝坝顶下有 2 m 厚的路堤填土，其下心墙土质为宽级配砾石土，大于 5 mm 土料含量接近 50%，对于其抗拉强度，文献[18]中给出了糯扎渡、两

表 1 筑坝料邓肯 $E-n$ 模型参数列表

Table 1 Parameters of $E-n$ of construction materials

坝料	R_f	K	n	G	F	D	K_{ur}	$\varphi/(^\circ)$	$\Delta\varphi/(^\circ)$	c/kPa	$\rho/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	$k/(\text{m}\cdot\text{s}^{-1})$
上游主堆石	0.578	1068	0.52	0.390	0.06	5	1923	54	10	0	2300	1×10^{-3}
下游主堆石	0.578	1068	0.52	0.390	0.06	5	1923	54	10	0	2300	1×10^{-3}
下游次堆石	0.680	707	0.50	0.381	0.06	5	1230	51	10	0	2200	1×10^{-3}
下游盖重	0.680	700	0.52	0.320	0.06	5	1400	54	10	0	2300	1×10^{-3}
心墙掺砾料	0.552	677	0.42	0.394	0.01	8	1108	35	0	1.2	2300	7×10^{-8}
过渡层	0.520	1045	0.52	0.402	0.08	7	2089	50	6	0	2200	3×10^{-4}
反滤料	0.520	949	0.54	0.407	0.08	7	1818	48	6	0	2200	8×10^{-5}
高塑土	0.860	200	0.70	0.380	0.02	2	550	15	0	5	2000	7×10^{-8}
覆盖层	0.640	780	0.42	0.320	0.08	7	1500	48	6	0	1470	5×10^{-4}

表 2 筑坝料流变模型参数列表

Table 2 Rheological parameters of construction materials

坝料	$a/10^{-3}$	$B/10^{-3}$	$C/10^{-3}$	$D/10^{-3}$	m_1	m_2	m_3
上游堆石体	1.337	0.292	0.617	2.423	0.514	0.416	0.427
下游堆石体	1.334	0.229	0.557	1.933	0.408	0.365	0.482
下游次堆石体	1.234	0.388	0.637	2.606	0.848	0.455	0.542
下游盖重	1.234	0.388	0.637	2.606	0.848	0.455	0.542
心墙掺砾料	0.617	0.428	1.532	3.053	0.996	0.679	0.518
过渡层	1.440	0.324	0.609	5.514	0.679	0.409	0.551
反滤料	1.440	0.356	0.613	2.206	0.721	0.420	0.549
覆盖层	1.241	0.434	0.712	2.674	0.848	0.455	0.542

河口和如美心墙料的单向拉伸试验结果, 综合参考取其抗拉强度为 43 kPa; 同时, 依据对应的拉伸应力 - 应变曲线, 计算得到断裂能为 4.8 N/m。

3 计算结果分析

3.1 坝体变形分析

总体来说, 坝体竣工期及蓄水期的变形符合一般的土石坝应力变形规律。图 7 给出了竣工期坝体在自重作用下变形云图。从图 7 可以看出竣工期坝体最大沉降为 3.23 m, 最大值发生在心墙中下部; 下游次堆石区沉降变形较上游略大, 此规律与监测数据一致, 表明下游堆石质量较差。从坝体施工期水平位移云图可以看出, 上游堆石向上游最大顺河向位移为 0.60 m, 下游堆石向下游最大顺河向位移为 0.61 m。

蓄水期由于上游堆石料湿化和渗透体积力的影响, 坝体位移发生了较大的变化(图 8)。在水压力的作用下, 蓄水期堆石料向上游最大顺河向位移减小为 0.33 m, 下游堆石向下游最大顺河向位移增大为 1.17 m; 坝体最大沉降为 3.27 m(蓄水后上游堆石料改为浮容重), 最大沉降区域向上游移动。

为验证反演参数计算坝体变形的合理性, 选取了 CH6, CH14 两个监测点沉降实测值及计算值进行比

较, 从图 9 可以看出, 基于实测值的反演参数计算结果能够较为合理的反映坝体的实际变形, 此外, 由于考虑了施工期筑坝料的流变特性, 从坝体运行后 10 a 沉降曲线可以看出坝体沉降主要发生在施工期及蓄水后前 3 a, 运行后期坝体沉降很小, 符合流变的指数型发展规律。

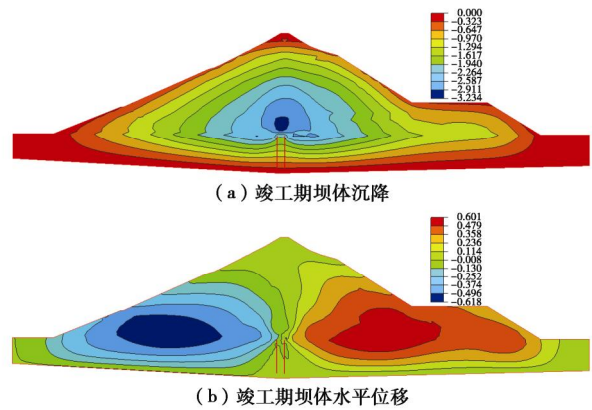


图 7 竣工期坝体变形云图

Fig. 7 Deformations of dam during construction period

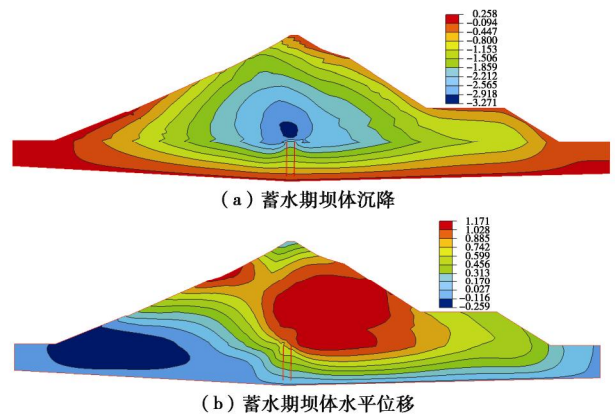


图 8 蓄水期坝体变形云图

Fig. 8 Deformations of dam during impoundment period

3.2 湿化变形分析

图 10 给出了上游坝壳湿化引起坝体变形云图, 可以看出上游堆石料产生的湿化沉降变形最大达到了 0.48 m, 位于上游坝面 4/5 处, 约占总沉降的 14.7%, 总体来说, 上游坝壳料的湿化变形较大。从湿化变形

总矢量图也可以看出，堆石料湿化作用下上游坝壳产生了明显的变形，坝顶上游侧变形最大，不难看出，湿化作用造成了坝顶上下游的不均匀沉降，易导致裂缝的产生。

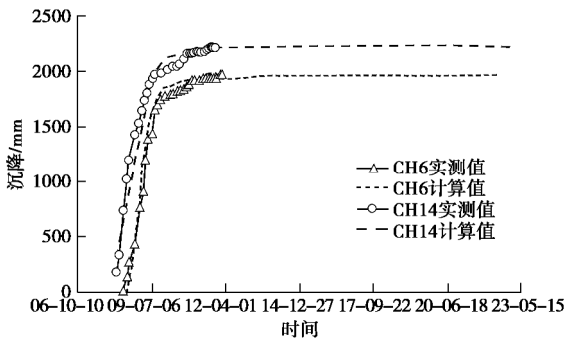


图9 典型监测点实测值与计算值比较曲线

Fig.9 Comparison curves between measured and calculated values of typical measuring points

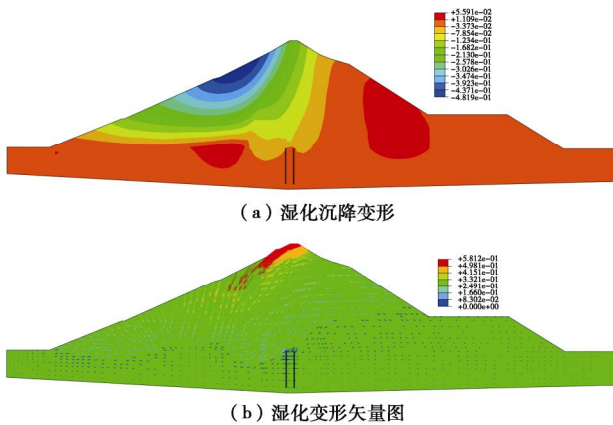


图10 上游坝壳湿化变形云图

Fig. 10 Wetting deformations of upper rockfills

3.3 坝顶应力分析

上节指出，因土心墙坝坝顶应力水平较低，坝顶裂缝体现为张拉裂缝，剪切产生的裂缝多发生在应力水平较高的不同材料接触面部位或位移较大的两岸河谷部位，因此采用坝顶小主应力作为判定坝顶裂缝发生的依据。图11给出了坝顶竣工期及首次满蓄后的坝顶小主应力云图，其中负值表示压应力，反之为拉应力。可以看出竣工后坝顶均为压应力，而首次满蓄后在湿化变形和水压力的共同作用下，坝顶向上游侧偏移，导致在坝顶下游侧（距离坝轴线约4.75 m处）出现了拉应力，且接近了其抗拉强度（43 kPa），表明此处已具备坝顶裂缝产生的力学条件。

图12为2011年1月28日坝顶区域的主应力迹线，可以看到大主应力基本沿着垂直方向，小主应力沿水平方向，红色虚线区域为拉应力区，在此位置土体水平向受拉伸，且在靠近坝顶表面位置，该水平向拉力大于竖向压力；同时该水平向拉力随着坝顶往下深度逐渐减小，由此可以推测裂缝开口宽度沿深度依

次减小，直至闭合，但由于裂缝扩展后的应力会发生调整，因此仅从图12难以预测裂缝扩展的具体深度和张开宽度。

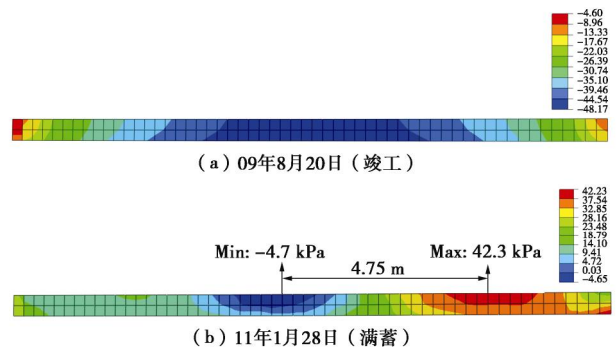


图11 不同时期坝顶小主应力云图

Fig. 11 Minor principal stresses of dam crest in different periods

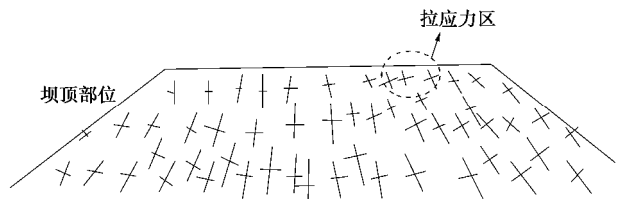


图12 蓄水期坝顶以下2 m 深度范围内主应力迹线

Fig. 12 Stress trajectory of dam within 2 m depth below crest during impoundment period

3.4 坝顶裂缝产生及扩展过程

图13(a)~(g)为模拟得到的坝顶裂缝产生及扩展过程，坝顶裂缝首次发生在2011年1月30日，距离坝轴线约4.75 m位置处，1个月后裂缝扩展至1.75 m深度（在坝顶填土内，未扩展至心墙），宽度最大在10 cm以内。瀑布沟心墙堆石坝实际于2010年8月26日上午发现坝顶裂缝，裂缝位于坝轴线下游约5.5~6.0 m，基本平行于坝轴线，裂缝长约230 m，最大缝宽约5 cm，深度约为1~2.5 m，2.5 m深度以下无异常。可以看出计算得到的坝顶产生及发展情况能够较为实际的反映瀑布沟坝顶裂缝的实测结果。存在误差的原因一部分是因为计算所用本构模型的限制及计算参数的误差（主要体现在坝顶材料断裂参数上），另一方面模型本身为二维模型，且作了一定简化处理。

此外，计算结果表明，首次蓄水产生坝顶裂缝后，后续流变变形已较小，裂缝的发展极大的减小了不均匀沉降差引起的坝顶拉应力，因此计算得到裂缝在此后10 a间未发生实质性扩展。实际上，现场进行开挖回填处理后，未发现新的裂缝发生，表明坝体变形及裂缝发展已基本稳定。

为分析湿化变形和筑坝料流变对坝顶裂缝形成及发展过程的影响，分别进行了考虑流变不考虑湿化、考虑湿化不考虑流变方案下的坝顶裂缝模拟。计

算结果表明考虑流变不考虑湿化方案下大坝施工过程中及蓄水后坝顶均未出现拉应力, 因此未发生坝顶裂缝; 考虑湿化不考虑流变方案下大坝在第一次蓄水后即发生了坝顶裂缝, 但裂缝的扩展深度及张开宽度均比考虑湿化及流变的计算结果小。

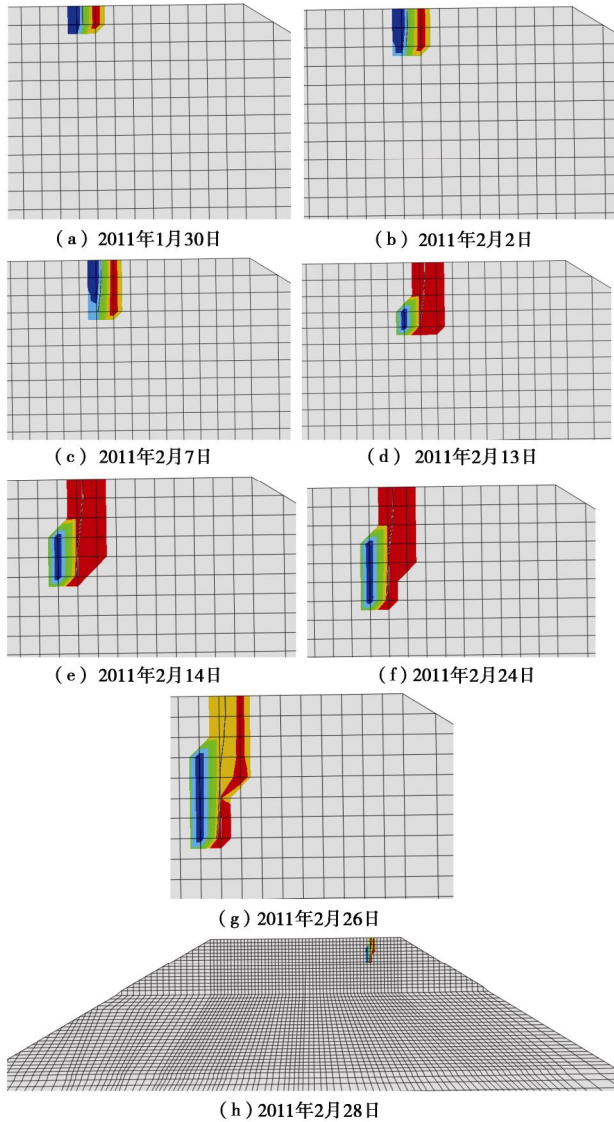


图 13 瀑布沟心墙坝坝顶裂缝发生及扩展过程

Fig. 13 Occurrence and propagation process of crest crack in Pubugou ECRD

图 14, 15 分别为考虑流变和不考虑流变下坝顶裂缝的扩展深度及坝顶表面张开宽度随时间变化曲线。可以看出, 不考虑流变时坝顶裂缝扩展深度最大为 1.25 m, 最大张开宽度为 2.7 cm; 考虑流变后, 由于下游次堆石区流变量较上游大, 进一步加剧了上下游的不均匀沉降, 因此坝顶裂缝扩展深度达到 1.75 m, 表面张开宽度也达到 4.1 cm。

上述计算分析表明: 瀑布沟土心墙坝坝顶张拉裂缝产生的直接原因是由于蓄水后上游堆石料过大的湿化变形, 导致坝顶上下游的不均匀变形, 使得坝顶达到了其极限抗拉能力, 而筑坝料的流变变形, 特别是

上下游堆石的不一致流变变形, 加剧了上下游的不均匀沉降, 使得坝顶裂缝进一步扩展。

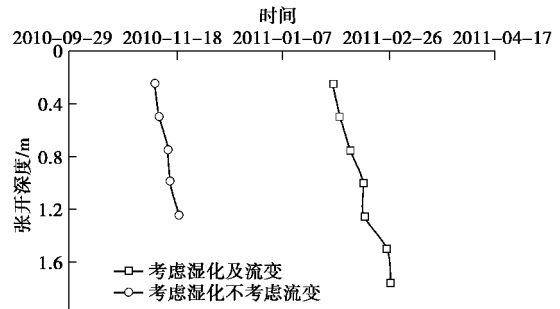


图 14 坝顶裂缝扩展深度随时间变化曲线

Fig. 14 Variation of propagation depth of crest cracks with time

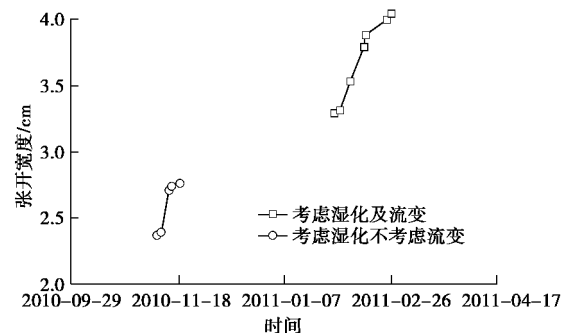


图 15 坝顶裂缝张开宽度随时间变化曲线

Fig. 15 Variation of opening width of crest cracks with time

4 结 论

(1) 将扩展有限元基本原理耦合到传统土石坝有限元计算框架内, 实现了高土质心墙坝坝顶裂缝发展过程的真实模拟。

(2) 模拟得到的坝顶裂缝首次发生在满蓄后, 距离坝轴线约 4.75 m 位置处, 1 个月内裂缝扩展至 1.75 m 深度 (坝顶填土内, 未扩展至心墙), 运行 10 a 间坝顶裂缝未发生实质性发展, 模拟结果与实测值较为接近。

(3) 考虑湿化而不考虑流变时坝顶裂缝扩展深度最大为 1.25 m, 最大张开宽度为 2.7 cm; 考虑流变后, 由于下游次堆石区流变量较上游大, 进一步加剧了上下游的不均匀沉降, 坝顶裂缝扩展深度达到 1.75 m, 张开宽度达 4.1 cm。

(4) 对于瀑布沟心墙坝而言, 其上游坝壳的湿化变形作用导致了坝顶上下游的不均匀变形, 从而直接诱发了坝顶裂缝的发生, 后续流变变形加剧了此不均匀变形, 使得坝顶裂缝进一步扩展。

参考文献:

[1] 刘世煌. 试谈覆盖层上水工建筑物的安全评价[J]. 大坝与安全, 2015(1): 46 - 63. (LIU Shi-huang. Safety assessment of hydraulic structures built on overburden layer [J]. Dam &

- Safety, 2015(1): 46 - 63. (in Chinese))
- [2] 林道通, 朱 晟, 邬铭科, 等. 瀑布沟砾石土心墙堆石坝初次蓄水期坝顶裂缝成因分析[J]. 水力发电, 2017, **43**(10): 56 - 61. (LIN Dao-tong, ZHU Sheng, WU Ming-ke, et al. Cause analysis of crest cracking of pubugou rockfill dam with a central gravelly soil core during first reservoir impounding[J]. Water Power, 2017, **43**(10): 56 - 61. (in Chinese))
- [3] 陈生水. 土石坝试验新技术研究与应用[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(1): 1 - 28. (CHEN Sheng-shui. Experimental techniques for earth and rockfill dams and their applications[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(1): 1 - 28. (in Chinese))
- [4] 南京水利科学研究所, 湖北水利局. 土坝裂缝及其观测分析[M]. 北京: 水利电力出版社, 1979: 28 - 87. (Nanjing Hydraulic Research Institute, Hubei Water Resources Department. Cracks in Soil Dams and Its Monitoring Analysis[M]. Beijing: Water Resources and Hydropower Press, 1979: 28 - 87. (in Chinese))
- [5] 李君纯. 土坝裂缝的简捷估算方法[J]. 水利水运科学研究, 1983, **3**: 1 - 11. (LI Jun-chun. Simplified methods for evaluating cracks in earth dam[J]. Hydro-Science and Engineering, 1983, **3**: 1 - 11. (in Chinese))
- [6] 彭 翀, 张宗亮, 张丙印, 等. 高土石坝裂缝分析的变形梯度有限元法及其应用[J]. 岩土力学, 2013, **34**(5): 1453 - 1458. (PENG Chong, ZHANG Zong-liang, ZHANG Bing-yin, et al. Deformation gradient finite element method for analyzing cracking in high earth-rack dam and its application[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(5): 1453 - 1458. (in Chinese))
- [7] ZHOU W, LI S L, MA G, et al. Assessment of the crest cracks of the Pubugou rockfill dam based on parameters back analysis[J]. Geomechanics and Engineering, 2016, **11**(4): 571 - 585.
- [8] TANG C A, LIANG Z Z, ZHANG Y B. Fracture spacing in layered materials: a new explanation based on two-dimensional failure process modeling[J]. American Journal of Science, 2008, **308**(1): 49 - 72.
- [9] 李全明, 张丙印, 于玉贞, 等. 土石坝水力劈裂发生过程的有限元数值模拟[J]. 岩土工程学报, 2007, **29**(2): 212 - 217. (LI Quan-ming, ZHANG Bin-ying, YU Yu-zhen, et al. Numerical simulation of the process of hydraulic fracturing in earth and rockfill dams[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, **29**(2): 212 - 217. (in Chinese))
- [10] BELYTSCHKO T, BLACK T. Elastic crack growth in finite elements with minimal remeshing[J]. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 1999, **45**(5): 601 - 620.
- [11] JI E Y, FU Z Z, CHEN S S, et al. Numerical simulation of hydraulic fracturing in earth and rockfill dam using extended finite element method[J]. Advances in Civil Engineering, 2018. doi.org/10.1155/2018/1782686.
- [12] 阮 滨, 陈国兴, 王志华. 基于扩展有限元法的均质土坝裂纹模拟[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(增刊 2): 49 - 54. (RUAN Bin, CHEN Xing-guo, WANG Zhi-hua. Numerical simulation of cracks of homogeneous earth dams using an extended finite element method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(S2): 49 - 54. (in Chinese))
- [13] 吉恩跃, 陈生水, 傅中志, 等. 土心墙堆石坝坝顶裂缝扩展有限元模拟[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(增刊 2): 17 - 21. (JI En-yue, CHEN Sheng-shui, FU Zhong-zhi, et al. Numerical simulation of crest cracks in an earth core rockfill dam using extended finite element method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(S2): 17 - 21. (in Chinese))
- [14] DUNCAN J M, CHANG C Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soils[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1970, **96**(5): 1629 - 1653.
- [15] 张 琰. 高土石坝张拉裂缝开展机理研究与数值模拟[D]. 北京: 清华大学, 2009. (ZHANG Yan. Mechanism Study and Numerical Simulation of Tensile Crack Propagation in High Earth and Rockfill Dam[D]. Beijing: Tsinghua University, 2009. (in Chinese))
- [16] JI E Y, CHEN S S, FU Z Z. Experimental investigation on the tensile strength of gravelly soil with different gravel content[J]. Geomechanics and Engineering, 2019, **17**(3): 271 - 278.
- [17] 姚福海, 杨兴国. 布沟砾石土心墙堆石坝关键技术[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2015. (YAO Fu-hai, YANG Xing-guo. Key Technology of Pubugou Gravel Earth Core Rockfill Dam[M]. Beijing: China Water Power Press, 2015. (in Chinese))
- [18] ZHANG B Y, LI Q M, YUAN H N, et al. Tensile fracture characteristics of compacted soils under uniaxial tension[J]. Journal of Materials in Civil Engineering, 2014, **27**(10): 04014274.

DOI: 10.11779/CJGE202006003

基于微流控芯片技术的微生物加固可视化研究

何想^{1,2}, 马国梁^{1,2}, 汪杨^{1,2}, 赵常^{1,2}, 刘汉龙^{1,2,3}, 楚剑⁴, 肖杨^{*1,2,3}

(1. 重庆大学土木工程学院, 重庆 400045; 2. 重庆大学山地城镇建设与新技术教育部重点实验室, 重庆 400045;

3. 库区环境地质灾害防治国家地方联合工程研究中心(重庆), 重庆 400045; 4. 南洋理工大学土木与环境工程学院, 新加坡 639789)

摘要: 微生物诱导碳酸钙沉积(MICP)能够加固散粒土体,是岩土工程中新兴绿色加固技术之一。然而,关于微生物加固机理以及矿化形成过程的研究尚不多见。基于微流控芯片技术开发了微生物加固可视化系统,利用该系统开展了微生物诱导碳酸钙矿化机理的原位微观研究,通过对微生物加固过程中碳酸钙晶体的沉积进行了观测,并对其时空分布、沉积模式、生长速率进行了量化。结果表明溶质分子的对流和扩散作用对碳酸钙晶体分布影响较大,碳酸钙的分布存在时间不均匀和空间不均匀现象,时间不均匀随反应进行呈现弱化现象而空间不均匀在整个反应过程(0~2200 min)中一直存在。研究发现微尺寸管道中碳酸钙存在孔隙中和颗粒间两种沉积模式,孔隙中的碳酸钙均匀长大,而颗粒间碳酸钙存在不同速率的生长轴。研究结果将加深对微生物加固机理的认识,为微生物加固技术的优化和推广应用提供参考。

关键词: 微生物矿化; 微流控芯片; 可视化; 结晶; MICP

中图分类号: TU43 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2020)06-1005-08

作者简介: 何想(1992—),男,博士研究生,主要从事微生物土加固机理方面的研究。E-mail: medihe@163.com。

Visualization investigation of bio-cementation process based on microfluidics

HE Xiang^{1,2}, MA Guo-liang^{1,2}, WANG Yang^{1,2}, ZHAO Chang^{1,2}, LIU Han-long^{1,2,3}, CHU Jian⁴, XIAO Yang^{1,2,3}

(1. School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China; 2. Key Laboratory of New Technology for Construction

of Cities in Mountain Area, Chongqing University, Chongqing 400045, China; 3. National Joint Engineering Research Center of

Geohazards Prevention in the Reservoir Areas (Chongqing), Chongqing 400045, China; 4. School of Civil and Environmental Engineering,

Nanyang Technological University, Singapore 639798, Singapore)

Abstract: Biom mineralization possesses the capability to bind granular materials, which can be used in the applications of geotechnical engineering as an emerging green ground improvement technology. However, little information is available on the mechanics of biom mineralization, especially on the process of biocementation. An optical platform is proposed to visualize the process of biom mineralization based on microfluidics. A series of micro-scale investigations related to this process are performed to capture the spatial distribution of calcium carbonate crystals, precipitation patterns and quantitative crystal growth rate. The results show that the convection and diffusion of solvent have significant impacts on the distribution of calcium carbonate, which demonstrates a nonuniform spatiotemporal distribution. The extent of uneven distribution in time scale is reduced as the reaction goes on. However, the phenomenon of uneven distribution in spatial scale is maintained during the whole reaction period (0~2200 min). Two precipitation patterns in biocementation are found in this study, i.e., precipitation at pore and precipitation at sand contacts. The precipitation at pore shows no growth axis, while the precipitation at sand contacts shows growth axis with different growth rates. These investigations may provide new insights into the mechanisms of microbial induced carbonate precipitation and are beneficial for the optimized design of up-scale application.

Key words: biom mineralization; microfluidics; visualization; crystallization; MICP

0 引言

土壤中含有大量微生物,在生长繁殖的过程中与周围环境发生相互作用,通过新陈代谢活动改变岩土体的物质组成、理化性质和几何结构,进而影响岩土体的工程力学特性。微生物矿化作用是生物圈最常见

的生物新陈代谢作用之一,并被认为在沉积岩的形成

基金项目: 国家自然科学基金项目(51922024, 41831282); 重庆市研究生科研创新项目(CYB18035); 中央高校基本科研业务经费(2019CDQYTM031)

收稿日期: 2019-11-04

*通信作者(E-mail: hhuxyanson@163.com)

过程中具有重要影响。近十几年来,人们认识到可以通过驯服自然界中的微生物,利用其微生物矿化作用对岩土体进行改造^[1-2]。基于此,研究者提出了以微生物矿化为基础的微生物岩土技术。该技术被相关学者广泛应用于土体加固、土壤修复、环境治理等领域,逐渐成为热门研究方向^[1-4]。

相较于传统岩土技术,学者们普遍认为微生物岩土技术具有环境友好性、原位微扰性、高效低耗性等优点。然而现阶段微生物岩土技术存在处理均匀性差、效果难以保障、加固成本较高等缺点。单元尺寸、模型尺寸或者大尺寸试验发现都存在均匀性不良的问题。如一维加固试验中出现上硬下软,注入口堵塞的现象, Van Paassen 等^[5]在 100 m³ 模型地基微生物加固试验中发现,加固后不同位置处强度差异较大,无侧限强度最低为 200 kPa,最高可达 20 MPa,相差约两个数量级。随后学者们研究了菌液活性、反应液浓度、灌注速率、加固方式等工艺因素^[6-9],以及土体类别形貌、温度、饱和度、冻融、相对密实度等环境因素^[10-13]对微生物加固的影响。

试验结果表明这些因素均能影响加固效果,同时微生物加固试样具有较大的离散性,以强度为例,碳酸钙含量与无侧限强度几乎无法建立对应关系,加固效果很难通过单一指标进行衡量。

室内试验表现出的这些特性阻碍了现场试验的开展和该技术的推广应用。为保证加固效果,了解微生物的加固机理是非常必要的,研究表明碳酸钙的沉积模式与加固效果相关,而碳酸钙的沉积取决于碳酸钙晶体的成核方式、生长顺序和生长位置,涉及结晶学、渗流学、微生物学等多学科交叉。常规的室内试验、扫描电镜^[14]以及 CT 扫描^[15]能够对加固完成后碳酸钙的分布进行研究,却无法对碳酸钙的形成过程进行捕捉。细菌通过弥散迁移和对流迁移作用与尿素和氯化钙组成的反应液混合,沉淀出碳酸钙晶体,这一系列具体的反应过程国内外尚未出现报道。而微生物矿化加固砂颗粒过程中晶体生长的研究对明晰微生物加固机理也至关重要。由于缺少微生物矿化过程的直观观察,目前对于微生物矿化加固机理也仅仅建立于加固完成后微观试验观测的基础上,缺乏有效的证据。

目前国内外对微生物矿化加固机理存在两种解释:①认为细菌吸附在砂颗粒表面,加入反应液后钙离子将细菌包裹,尿素水解生成的碳酸根离子与胞外钙离子结合,以细菌为成核点生成碳酸钙晶体^[16]。在此过程中,由于细菌为晶体成核点,碳酸钙的生长位置取决于细菌位置,而生长方向指向胞外,溶液中的化学组分调控碳酸钙晶体的形状。②认为细菌仅为碳

酸钙的结晶提供碳酸根,碳酸钙晶体的成核和生长与细菌无直接关系,碳酸钙在溶液中生长^[17]。值得注意的是前者的主要证据为加固完成后发现的碳酸钙矿物上出现的椭球形空洞,而后者则单纯研究细菌和反应液混合后,在溶液或固体琼脂上生成碳酸钙的过程。前者由于缺乏对反应过程的观测,只是对微观结果的推测,属于理论设想解释,而后者矿化的环境和微生物加固存在较大差异,无法用来阐明微生物矿化加固的机理。综上所述,开发能实时观测微生物矿化加固砂颗粒的模型对于微生物加固机理研究是必要的。

微流控芯片技术又称为芯片上的实验室,是近年来兴起的微观测试分析手段,通过将反应物引入微米级的管道中实现过程观测、快速检测和物质分离等功能^[18]。微流控技术最显著的优点在于可对反应实时观测、反应物用量少和环境因素可控性好^[18]。与以往技术最大的不同在于微流控管道中的微生物矿化与常规砂柱试验类似,却能够实现反应的高时空分辨率观测,达到实时研究微生物矿化反应过程的目的^[19]。

本文通过微流控技术构建了微生物矿化加固微观试验系统,探讨了微生物矿化可视化研究的可行性,初步研究了微生物加固过程中碳酸钙晶体的生长过程,并对其生长速率和生长位置进行了量化,研究结果将加深对微生物加固机理的认识,为微生物加固技术的优化和推广应用提供参考。

1 试验材料

1.1 微流控芯片制备

微生物诱导碳酸钙加固反应在微流控芯片中进行,通过微流控芯片对反应环境进行控制,并对矿化过程实时观测。微流控芯片分为填砂的管道、黏结层和载玻片 3 部分如图 1 所示。

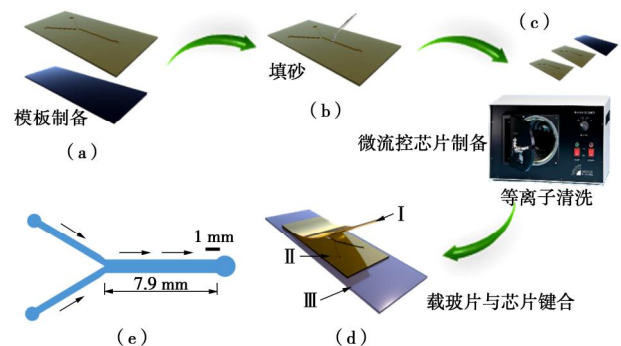


图 1 微流控芯片制备示意图

Fig. 1 Schematic images of fabrication process of microchip

管道采用聚二甲基硅氧烷 (PDMS) 倒模固化而成,黏结层为固化 PDMS 薄片(图 1 (a)),载玻片为高透光玻璃。芯片管道所用凸模板为光蚀刻技术加工

而成的硅片。管道为 Y 型结构 (图 1 (b)), 两侧支管为进样口, 宽度为 $437\ \mu\text{m}$, 主管道宽度为 $944\ \mu\text{m}$, 尽头为出样口, 管道深度均为 $120\ \mu\text{m}$ 。试验用砂为福建标准砂, 砂的粒径为 $50\sim 100\ \mu\text{m}$ 。通过弯尖镊子将砂颗粒填入管道中。填砂管道 (I)、黏结层 (II) 和载玻片 (III) 经过等离子清洗机处理后键合, 形成微流控芯片 (图 1 (d))。微管道的尺寸及形状如图 1 (e) 所示。

1.2 微观可视化系统

微观可视化系统由进样系统、反应器和观测系统构成如图 2 所示。本试验中进样系统由哈佛进样泵、注射器和进样管组成。进样泵能够实现连续长时间均匀进样。注射器量程为 $2.5\ \text{mL}$, 直径为 $17.32\ \text{mm}$ 。反应器为微流控芯片。微流控芯片通过进样管与进样泵连接。观测系统包括用于观测的奥林巴斯 IX73 倒置荧光显微镜及奥林巴斯 DP74 彩色相机。

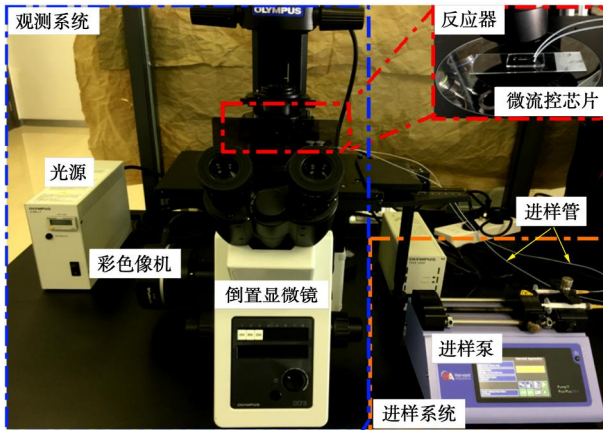


图 2 微流控系统示意图

Fig. 2 Schematic images of microfluidics system

1.3 微生物矿化溶液

本试验使用的微生物为巴氏芽孢杆菌。细菌接种至液体无菌培养基后在 30°C , $200\ \text{rpm}$ 的条件下振荡培养 $14\ \text{h}$ 得到原始菌液。随后将原始菌液在 $10000\ \text{g}$, 4°C 的环境中离心 $15\ \text{min}$ 去除培养基中的杂质。离心后的细菌用等体积 0.85% 的氯化钠溶液溶解, 再次离心, 溶解得到反应用细菌液。菌液活性为 $15\ \text{U}$ 。反应液为尿素和氯化钙混合溶液, 两者浓度均为 $0.5\ \text{mol/L}$ 。

2 试验方法

2.1 砂样饱和

进样时气泡的存在影响孔隙溶液的流动路径。溶液绕气泡边缘流动, 渗流路径变得复杂, 同时溶液流经的横断面变小局部流速变大, 导致溶质非均匀迁移。因而反应前通过抽真空和毛细作用对管道中的砂样饱和。抽真空前管道进样口用去离子水进行液封, 随后将芯片放入真空干燥器中抽真空 $5\ \text{min}$, 并维持真空

度 $10\ \text{min}$ 。抽真空后以 $1\ \text{mL/h}$ 的速度泵入去离子水, 由于孔隙的毛细作用, 气泡被水挤出并随孔隙中流动的去离子水从出口排出。

2.2 溶液进样

反应液和菌液泵入微管道的速度对于微生物矿化生长碳酸钙非常重要。流速影响溶质和细菌沿流动方向的对流迁移和横向扩散作用。流体力学中常用 Péclet 数表征对流和扩散的相对比例^[20]

$$Pe = \frac{h^2 v}{DL}, \quad (1)$$

式中, h 为管道高度, L 为管道中填砂长度, v , D 分别为达西流速和扩散系数。

流速过快可能出现湍流、涡流以及砂颗粒随溶液流走的现象。此外常用的低压注浆方式亦利用孔隙流体的渗流进行物质传输, 满足达西定律, 因而进样液的雷诺数应较小。下式用来计算进样液的雷诺数^[21]:

$$Re = \frac{r d_p v}{m}, \quad (2)$$

式中, r 为溶液密度, d_p 为砂颗粒平均粒径, v , m 分别为达西流速和溶液黏滞系数。

细菌和反应液以相同的流速泵入微流控芯片, 速率为 $20\ \mu\text{L/h}$, 对应达西流速为 $0.95 \times 10^{-4}\ \text{m/s}$ 。假定巴氏芽孢杆菌扩散系数与大肠杆菌相同为 $D_{\text{cell}} = 0.4 \times 10^{-5}\ \text{cm}^2/\text{s}$ ^[20], 钙离子和尿素的扩散系数分别为 $D_{\text{Ca}} = 0.79 \times 10^{-5}\ \text{cm}^2/\text{s}$ ^[22] 和 $D_{\text{u}} = 1.34 \times 10^{-5}\ \text{cm}^2/\text{s}$ ^[23]。根据式 (1) 得到细菌、钙离子和尿素的 Peclet 数分别为 0.47 , 0.23 和 0.14 。根据式 (2) 得到溶液的雷诺数 $Re = 0.007 \ll 1$ 。因此孔隙中溶液流动可视为层流, 满足达西方程。

2.3 MICP 实时显微观测与图像处理

虽然微流控芯片管道为微米级, 碳酸钙在微管道中的结晶仍属于三维空间行为。碳酸钙可能沉积的位置包括管道顶面、管道中间和管道底面。本研究中显微图像放大倍数为 $10\times$, 镜头工作距离为 $10\ \text{mm}$ 。为观测管道横断面不同位置处的碳酸钙, 本试验通过调节物镜焦距的方式获得不同物平面处的图像, 如图 3 (a) 所示。图 3 (b), (c) 分别展示了靠近管道顶面和管道底面物平面的显微镜图像, 由图可知, 不同焦距下可清晰观测到的碳酸钙晶体数量和位置均存在差异。将同一位置处不同物平面下拍摄的图像导入 ImageJ 进行景深扩展, 得到全聚焦图片。该图将微管道同一横截面不同深度处生成的碳酸钙进行了捕捉, 砂颗粒 (图 3 (c) 中黄色箭头) 和碳酸钙晶体 (图 3 (c) 中蓝色箭头) 轮廓清晰可见, 能够防止碳酸钙统计出现遗漏, 便于后续图像分析。随后将不同位置处的全聚焦图片进行拼接得到微流控芯片全景图。

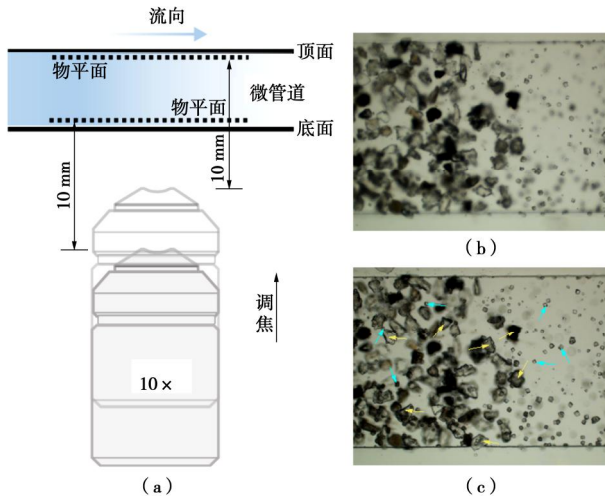


图 3 显微拍摄示意图及图像

Fig. 3 Schematic diagram of microscopy and digital photographs

3 试验结果分析

3.1 MICP 反应时序过程

微流控芯片中 MICP 的实时观测序列如图 4 所示。管道被砂颗粒填充，初始孔隙率为 50%，砂的形貌和孔隙状态可由反应前填砂管道(0 min)观测得到。砂填充在管道中形成多孔介质。细菌液(浅绿色线段表示)和反应液(浅黄色线段表示)分别由左右两侧泵入芯片，在管道中部交汇并形成界面(浅蓝色箭头表示溶液流动方向)。由 2.2 节计算可知，当进样速率为 20 $\mu\text{L/h}$ 时，两种进样液溶质的 Péclet 数均较小，因而交汇处并无明显界面，由于横向扩散作用而形成相互扩散区。根据不同时刻微管道观测图可知，微生物诱导矿化生成碳酸钙需要一定时间，前 6 min 几乎

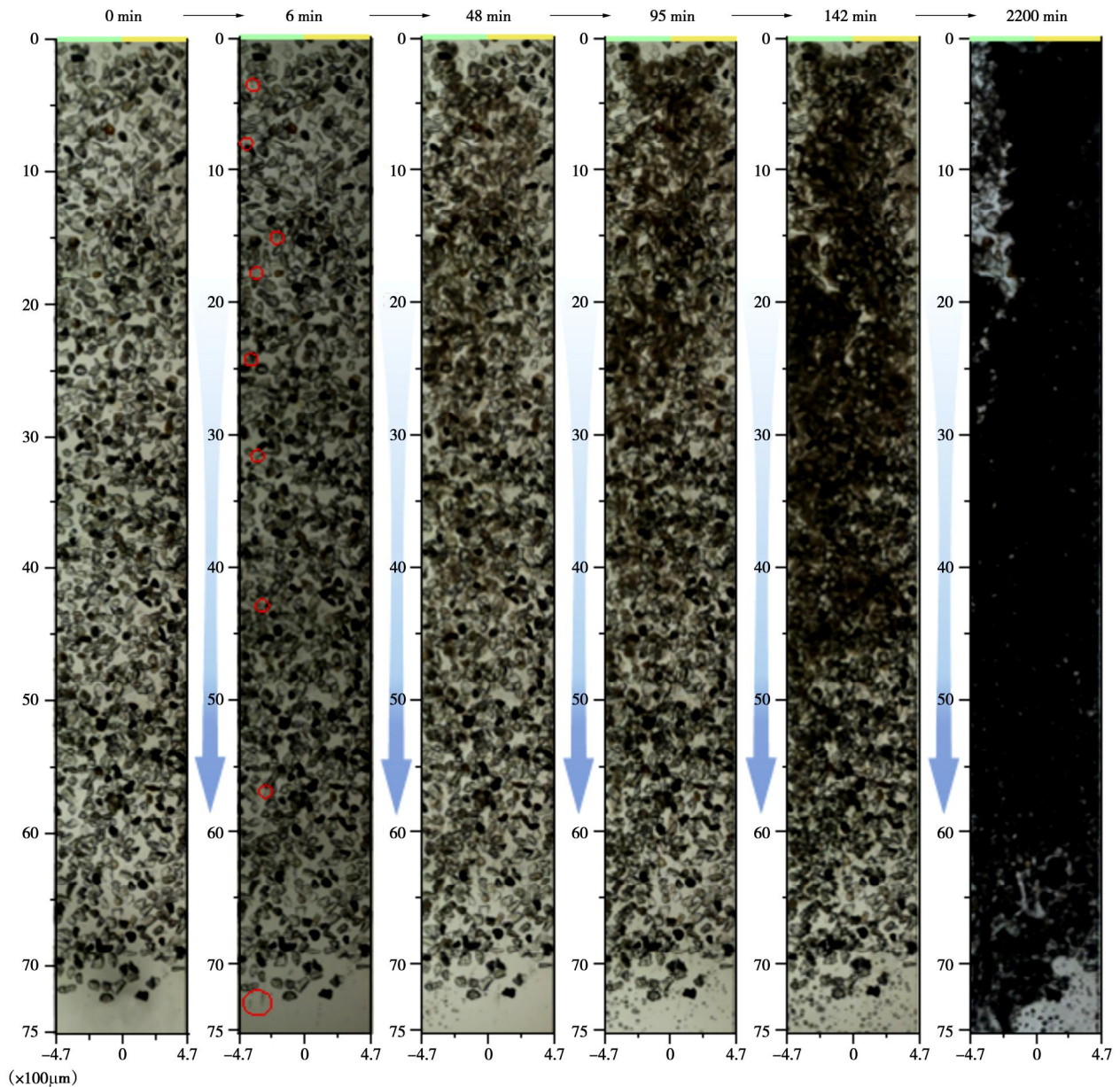


图 4 微生物矿化胶结砂颗粒时序图

Fig. 4 Sequence photographs of cementation of sand particles over course of MICP experiment

无碳酸钙晶体出现, 48 min 后开始出现块状晶体。随着反应时间增加 (95~142 min), 块状晶体不断长大直至堵塞孔隙 (2200 min)。Zeng 等^[24]在 Y 型微管道结构中观察碳酸钠和氯化钙矿化生成碳酸钙, 发现反应 10 min 时已有 10 μm 大小碳酸钙晶体生成。说明微生物诱导碳酸钙沉淀速率较常规化学反应小。细菌与反应液混合后首先在菌液一侧形成絮凝状物质 (反应 6 min 图中红圈处), 随后絮凝物向反应液一侧扩大, 直至布满管道。值得注意的是, 虽然絮凝状物质在显微镜下呈黑色并覆盖在砂颗粒表面, 却不影响溶液流动, 并且能随溶液流动而迁移。随反应进行, 碳酸钙块状晶体开始在微管道中出现。另一方面晶核形成后不断长大。碳酸钙晶体一旦沉积几乎不受孔隙液体流动的影响。

3.2 碳酸钙晶体的分布

碳酸钙晶体的生长位置直接影响加固效果。研究者认为碳酸钙晶体的沉积模式有两种分别为孔隙中沉淀和砂颗粒接触处沉淀, 并认为两种沉积模式对土体工程特性的改变是不同的。沉积在孔隙中的碳酸钙堵塞孔隙造成渗透系数降低而形成生物淤堵 (bioclogging), 而砂颗粒间的沉淀碳酸钙能形成粒间胶结 (biocementation) 提高土体强度和刚度。

图 5 显示了沿流动方向微管道中碳酸钙晶体的生长位置情况。将微管道由进样口到出样口依次分为四个相同大小的区域并计算随时间增加不同区域中碳酸钙晶体的数量。由图 5 可知, 反应至 36 min 后块状碳酸钙晶体最先在区域 C 中形成, 距进样口 4.3 mm。值得注意的是图 5 仅统计尺寸大于 5 μm 的晶体个数。由图 5 可知, 晶体生长的位置与进样口的距离有关, 反应 140 min, 区域 A 和区域 B 生成晶体的数量基本相当, 但分别仅为区域 C, D 数量的 1/2 和 1/4。离进样口越近, 块状晶体分布越不均匀, 且 II 区域 (反应液侧) 的晶体数量明显大于 I 区域 (细菌侧); 而离进样口较远区域, 虽然在反应初始阶段 I 区域生成的晶体较多, 随反应进行, I 区域和 II 区域晶体数量大致相当。

在管道横截面上, 碳酸钙图 6 显示了相同面积视野内, 不同时间和管道横截面不同位置处晶体的分布, 其中 LT、LS 和 LB 分别代表微管道的上视平面区域 (图 3 中顶面)、砂颗粒区域和下视平面区域 (图 3 中底面)。碳酸钙在管道顶面、底面以及砂颗粒表面上均能发生沉积。然而微管道中沉积的晶体呈现大部分位于砂颗粒表面, 管道底面的数量比顶面多的规律。如反应 95 min, 砂颗粒表面沉积的碳酸钙晶体为 150 个, 分别为管道顶面和底面的晶体数量的 4.6 倍和 2.8

倍。随反应的进行, 管道横截面上的晶体沉积规律并不发生变化。

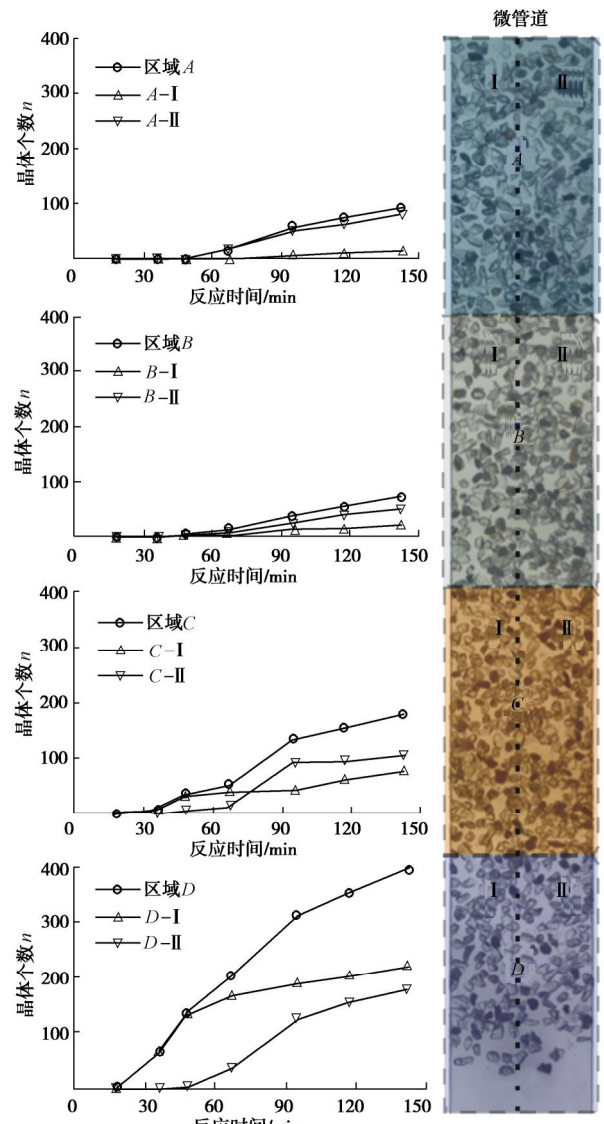


图 5 微管道中碳酸钙晶体随时间分布图

Fig. 5 Spatial distribution of bulk crystals during different reaction periods in microchannel

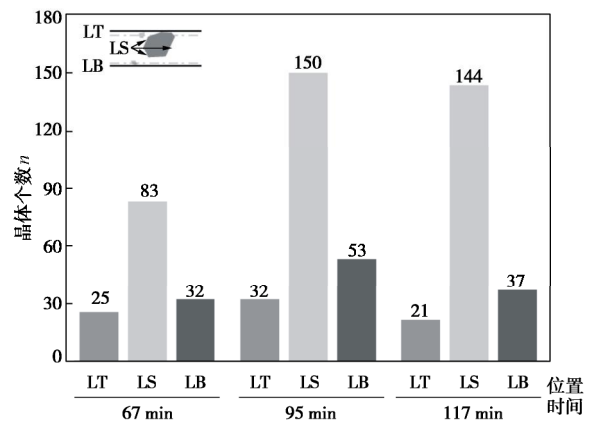


图 6 管道横截面不同位置处晶体分布图

Fig. 6 Spatial distribution of bulk crystals at microchannel cross-section

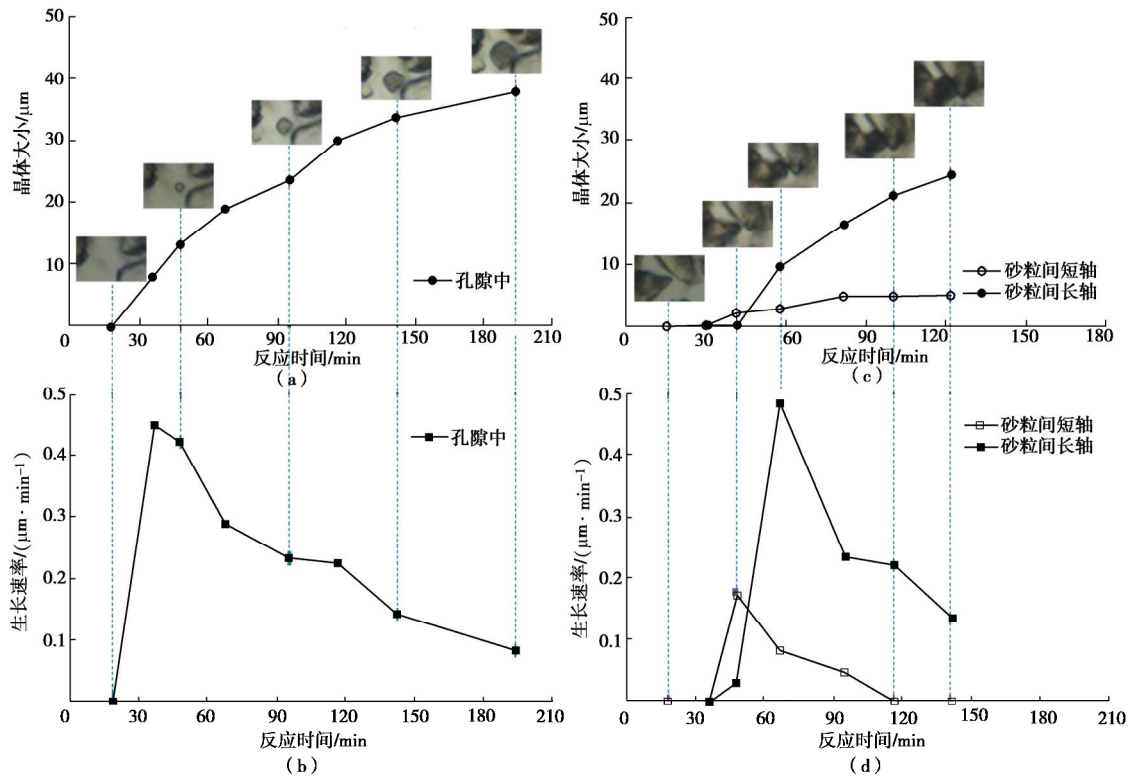


图7 不同沉积模式下碳酸钙晶体的生长速率

Fig. 7 Crystal growth rate of different precipitation patterns

3.3 碳酸钙生长速率

微生物矿化生成的碳酸钙以单晶的形式生长, 晶体沉积在某一表面后不断长大。微管道模型中砂颗粒单层排列在管道中, 碳酸钙可能沉积在管道的顶面和底面不与砂颗粒接触, 也可能沉积在砂颗粒表面。将前者称为孔隙中沉积, 后者称为砂粒间沉积。对应于由砂粒和孔隙组成的试样, 孔隙中沉积可视为沉积在砂颗粒表面并向孔隙中生长的碳酸钙, 生长过程中不接触相邻砂粒, 无法产生颗粒间胶结作用; 砂粒间沉积可视为晶体生长发生在粒间孔隙的受限空间, 生长后在颗粒间起桥接作用能产生颗粒间胶结。图7反应了孔隙中和砂粒间碳酸钙单晶随反应时间晶体尺寸和生长速率的变化。如图7(a)所示, 孔隙中碳酸钙能随反应进行一直长大, 进样140 min后尺寸可达38 μm。而砂粒间碳酸钙生长存在两个明显不同的取向, 其一为垂直砂颗粒边缘并指向孔隙, 其二为平行砂颗粒边缘。图7(c)中长轴表示垂直方向, 短轴表示平行方向。进样140 min后, 长轴方向碳酸钙尺寸可达到24 μm, 而短轴方向碳酸钙尺寸仅为4.9 μm, 并且短轴方向存在明显的生长限制, 在反应95 min后即达到最大值, 此后该方向的单晶尺寸不再增加。图7(b),

(d)显示不管是孔隙中还是砂粒间的晶体生长均存在初期生长速率较大, 随反应进行逐渐减小的规律。在无颗粒位置限制的孔隙中自由生长时, 碳酸钙在生长

初期速率为0.45 μm/min并逐步减少至0.08 μm/min; 而在空间受限的砂粒间生长时, 短轴和长轴方向的生长速率存在较大差异, 长轴方向最大生长速率可达0.48 μm/min, 是短轴方向最大生长速率(0.17 μm/min)的2.8倍。此外, 短轴方向由于受颗粒限制, 生长速率在117 min时变为0, 意味着此后碳酸钙单晶不再沿该方向生长。对比孔隙中和砂颗粒间长轴的生长速率, 发现两者相差不大, 如在进样117 min时长轴方向生长速率分别为0.225, 0.221 μm/min。

4 讨论

微生物矿化加固依赖孔隙液体的流动, 随流动实现不同区域的加固。微尺度试验中碳酸钙晶体在管道纵截面和横截面上的分布均存在不均匀的现象。其中纵截面的不均匀可分为时间不均匀和空间不均匀。时间不均匀体现在管道同一横截面在反应初期细菌侧和反应液侧碳酸钙生成量不同, 而反应后期生成量相当; 空间不均匀体现在靠近和远离注射口的区域碳酸钙生成量不同。值得说明的是, 远离注射口碳酸钙分布的时间不均匀现象随着反应进行逐渐减弱, 而空间不均匀现象一直存在。靠近进样口的细菌侧即便加入细菌和反应液2200 min(约3500倍孔隙体积)仍无明显淤堵发生。由于孔隙液体一直处于流动状态, 尿素被水解后促成碳酸钙沉淀的碳酸根和氢氧根随流体迁

移,因而在距离进样口 4.3 mm 的区域最先出现块状晶体。试验中尿素和钙离子浓度为 0.5 mol/L,远大于无机化学领域研究的碳酸钙结晶浓度,在反应界面中形成的过饱和度更大,从而过饱和度梯度较高,碳酸根和钙离子极易扩散至整个管道截面,导致碳酸钙晶体在靠细菌和反应液侧数量大致相当。与化学反应不同,细菌在管道中形成的絮凝状物体可能改变局部离子浓度,影响碳酸钙的分布。如在 Zeng 等^[24]的试验中,大部分晶体在碳酸根侧形成,考虑到尿素扩散大于细菌,Zeng 等^[24]的试验中碳酸根侧应对应于本试验细菌侧。值得说明的是,虽然管道中形成了大量絮凝状物体,但碳酸钙晶体并未在絮凝状物体中最先形成,最终大量块状碳酸钙也并未出现絮凝物中,说明絮状物并不参与最终晶体的形成。

碳酸钙晶体沉积主要受重力、范德华力、静电作用力,渗流拖曳力,浮力等相互作用的影响,最终的沉积状态由这些作用叠加决定。试验发现碳酸钙晶体形成后沉积位置不再发生变化,说明拖曳力在影响孔隙中碳酸钙沉积的相互作用中不起主导作用。碳酸钙结晶后受界面相互作用而在某一表面沉积,微管道中硅砂比表面积远大于管壁,因而表现为大量碳酸钙沉积在砂颗粒表面(图6)。此外 PDMS 管壁表现为化学疏水性^[25],硅砂表现为化学亲水性,进一步促进碳酸钙沉积在砂颗粒表面。值得注意的是,管道上下壁沉积的碳酸钙数量相差均在 25 以内,远小于管壁和砂颗粒表面沉积的碳酸钙数量差,说明可能重力对孔隙中碳酸钙的沉积作用影响较小,从而反映范德华力和静电作用力为碳酸钙晶体的沉积主导因素。

微生物加固后强度的提高来自于胶结强度和摩擦强度,胶结强度主要来源于于矿化产物在砂颗粒间形成的胶结作用。孔隙中碳酸钙无特定生长方向虽然尺寸较大但无法在颗粒间形成有效胶结,而颗粒间碳酸钙生长受砂颗粒限制,出现大小不同的生长轴,虽然起胶结的短轴在一定反应时间后生长受到抑制,碳酸钙出现沿长轴方向的定向生长,但长轴方向晶体尺寸的增大提高了胶结面积从而有利于颗粒间胶结。不管孔隙中或颗粒间碳酸钙的生长速率($G_{\max}=0.49 \mu\text{m}/\text{min}$)均小于低浓度下($0.05 \text{ mol/L Ca}^{2+}$)化学方法^[24]合成的碳酸钙生长速率($G'_{\max}=1.25 \mu\text{m}/\text{min}$),说明与化学反应相比,微生物水解尿素的速率较慢,延缓了碳酸钙的生长,有益于砂颗粒胶结。

5 结 论

微生物加固是一项新兴的地基处理技术,针对当下微生物加固机理不清晰现状,本文基于微流控技

术开展了微尺度下微生物加固砂粒试验,对碳酸钙生长过程进行了实时动态追踪,得到以下 4 点结论。

(1)基于微流控技术开发的可视化研究系统用微生物加固机理的细观研究是可行的。微生物和反应液混合初始阶段形成絮凝状物体,随后生成块状碳酸钙晶体。

(2)沿溶液流动方向,溶质分子扩散和迁移对碳酸钙的空间分布影响较大,碳酸钙分布存在时间和空间不均匀现象。时间不均匀随反应进行减弱而空间不均匀在反应过程一直存在。

(3)在微尺寸管道横截面,吸附作用对碳酸钙的分布影响较大。相较于管壁,碳酸钙更容易沉积在砂颗粒表面。如反应 95 min,砂颗粒表面沉积的碳酸钙数量为管壁底面和顶面的 2.8 倍和 4.6 倍。

(4)试样中碳酸钙的沉积模式可分为孔隙中沉积和砂粒间沉积。孔隙间沉积的碳酸钙在平面下均匀长大,而砂粒间沉积的碳酸钙存在速率不同的生长轴,生长具有方向性。微尺寸管道中碳酸钙单晶的生长速率随时间呈衰减规律,如随反应时间增加孔隙中和颗粒间碳酸钙长轴生长速率分别由 0.45, 0.48 $\mu\text{m}/\text{min}$ 降低至 0.08, 0.13 $\mu\text{m}/\text{min}$ 。

参考文献:

- [1] 何 稼, 楚 剑, 刘汉龙, 等. 微生物岩土技术的研究进展[J]. 岩土工程学报, 2016, 38(4): 643 - 653. (HE Jia, CHU Jian, LIU Han-long, et al. Research advances in biogeotechnologies[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, 38(4): 643 - 653. (in Chinese))
- [2] 刘汉龙, 肖 鹏, 肖 杨, 等. 微生物岩土技术及其应用研究新进展[J]. 土木与环境工程学报(中英文), 2019, 41(1): 1 - 14. (LIU Han-long, XIAO Peng, XIAO Yang, et al. State-of-the-art review of biogeotechnology and its engineering applications[J]. Journal of Civil and Environmental Engineering, 2019, 41(1): 1 - 14. (in Chinese))
- [3] WHIFFIN V S, VAN PAASSEN L A, HARKES M P. Microbial carbonate precipitation as a soil improvement technique[J]. Geomicrobiology Journal, 2007, 24(5): 417 - 423.
- [4] DEJONG J T, SOGA K, KAVAZANJIAN E, et al. Biogeochemical processes and geotechnical applications: Progress, opportunities and challenges[J]. Geotechnique, 2013, 63(4): 287 - 301.
- [5] VAN PAASSEN L A, GHOSE R, VAN DER LINDEN T J M, et al. Quantifying biomediated ground improvement by ureolysis: large-scale biogROUT experiment[J]. Journal of

- Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2010, **136**(12): 1721 - 1728.
- [6] CUI M J, ZHENG J J, ZHANG R J, et al. Influence of cementation level on the strength behaviour of bio-cemented sand[J]. Acta Geotechnica, 2017, **12**(5): 971 - 986.
- [7] XIAO Y, WANG Y, DESAI C S, et al. Strength and deformation responses of biocemented sands using a temperature-controlled method[J]. International Journal of Geomechanics, 2019, **19**(11): 04019120.
- [8] 崔明娟, 郑俊杰, 章荣军, 等. 化学处理方式对微生物固化砂土强度影响研究[J]. 岩土力学, 2015, **36**(增刊 1): 392 - 396. (CUI Ming-juan, ZHENG Jun-jie, ZHANG Rong-jun, et al. Study of effect of chemical treatment on strength of bio-cemented sand[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(S1): 392 - 396. (in Chinese))
- [9] XIAO P, LIU H, STUEDLEIN A W, et al. Effect of relative density and biocementation on cyclic response of calcareous sand[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2019, **56**(12): 971 - 986.
- [10] XIAO Y, HE X, EVANS T M, et al. Unconfined compressive and splitting tensile strength of basalt fiber-reinforced biocemented sand[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2019, **145**(9): 04019048.
- [11] 彭 劫, 温智力, 刘志明, 等. 微生物诱导碳酸钙沉积加固有机质黏土的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(4): 733 - 740. (PENG Jie, WEN Zhi-li, LIU Zhi-ming, et al. Experimental research on MICP-treated organic clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(4): 733 - 740. (in Chinese))
- [12] XIAO Y, STUEDLEIN A W, RAN J Y, et al. Effect of particle shape on strength and stiffness of biocemented glass beads[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2019, **145**(11): 06019016.
- [13] CHENG L, CORD-RUWISCH R, SHAHIN M A. Influence of key environmental conditions on microbially induced cementation for soil stabilization[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2017, **143**(1): 04016083.
- [14] DEJONG J T, FRITZGES M, B, NÜSSELEIN K. Microbially induced cementation to control sand response to undrained shear[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2006, **132**(11): 1381 - 1392.
- [15] TAGLIAFERRI F, WALLER J, ANDÒ E, et al. Observing strain localisation processes in bio-cemented sand using X-ray imaging[J]. Granular Matter, 2011, **13**(3): 247 - 250.
- [16] DEJONG J T, MORTENSEN B M, MARTINEZ B C, et al. Bio-mediated soil improvement[J]. Ecological Engineering, 2010, **36**(2): 197 - 210.
- [17] ZHANG W, JU Y, ZONG Y, et al. In situ real-time study on dynamics of microbially induced calcium carbonate precipitation at a single-cell level[J]. Environmental Science & Technology, 2018, **52**(16): 9266 - 9276.
- [18] WHITESIDES G M. The origins and the future of microfluidics[J]. Nature, 2006, **442**(7101): 368 - 373.
- [19] WANG Y, SOGA K, DEJONG J T, et al. A microfluidic chip and its use in characterising the particle-scale behaviour of microbial-induced calcium carbonate precipitation (MICP)[J]. Géotechnique, 2019, **69**(12): 1086 - 1094.
- [20] ROSSY T, NADELL C D, PERSAT A. Cellular advective-diffusion drives the emergence of bacterial surface colonization patterns and heterogeneity[J]. Nature Communications, 2019, **10**(1): 2471 - 2480.
- [21] CHILTON T H, COLBURN A P. Pressure drop in packed tubes[J]. Industrial and Engineering Chemistry, 1931, **23**(8): 913 - 919.
- [22] HAYNES W M. CRC Handbook of Chemistry and Physics[M]. Boca Raton: CRC Press, 2014.
- [23] GOSTING L J, AKELEY D F. A study of the diffusion of urea in water at 25-degrees with the Gouy interference method[J]. Journal of the American Chemical Society, 1952, **74**(8): 2058 - 2060.
- [24] ZENG Y, CAO J, WANG Z, et al. Formation of amorphous calcium carbonate and its transformation mechanism to crystalline CaCO₃ in laminar microfluidics[J]. Crystal Growth & Design, 2018, **18**(3): 1710 - 1721.
- [25] MCDONALD J C, DUFFY D C, ANDERSON J R, et al. Fabrication of microfluidic systems in poly (dimethylsiloxane) [J]. Electrophoresis, 2000, **21**(1): 27 - 40.

DOI: 10.11779/CJGE202006004

颗粒破碎对堆石料填充特性缩尺效应的影响研究

徐琨¹, 周伟², 马刚²

(1. 长江勘测规划设计研究院, 湖北 武汉 430010; 2. 武汉大学水资源与水电工程科学国家重点实验室, 湖北 武汉 430072)

摘要: 堆石料的填充特性与其力学变形特性密切相关, 颗粒破碎会改变堆石料填充特性, 又是影响其缩尺效应的主要因素; 以填充特性为切入点, 研究堆石料缩尺效应, 对深入认识堆石料复杂力学响应及其产生机理有重要意义。通过对不同颗粒破碎强度的堆石料缩尺试样开展三轴数值剪切试验, 研究了颗粒破碎对堆石料填充特性缩尺效应的影响, 进一步揭示了缩尺效应的产生机理。研究表明: 颗粒越易破碎, 缩尺效应越明显; 颗粒破碎对描述填充特性的宏观参量影响明显, 主要表现为相同制样标准下, 试样尺寸越大, 剪切前后的孔隙率均越小, 颗粒越易破碎该趋势越明显, 同尺寸试样, 颗粒越易破碎则剪切后的有效孔隙率越小; 剪切前的有效孔隙率随试样尺寸的增大而增大, 与剪切后的规律相反; 试验中, 大尺寸试样较小尺寸试样产生了更多的力学不稳定颗粒, 是造成堆石料缩尺效应的原因之一。

关键词: 堆石料; 颗粒破碎; 离散元法; 填充特性; 缩尺效应

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)06-1013-10

作者简介: 徐琨(1989—), 男, 博士, 工程师, 主要从事堆石料缩尺效应和面板堆石坝变形控制研究。E-mail: xukun_2013@whu.edu.cn。

Influence of particle breakage on scale effect of filling characteristics of rockfill material

XU Kun¹, ZHOU Wei², MA Gang²

(1. Changjiang Institute of Survey, Planning, Design and Research, Wuhan 430010, China; 2. State Key Laboratory of Water Resources and Hydropower Engineering, Wuhan University, Wuhan 430072, China)

Abstract: The filling characteristics of rockfill materials are closely related to their mechanical properties. They can be changed by particle breakage, which is one of the main factors of the scale effect of rockfill materials. It is of great significance to further understand the complex mechanical response and mechanism of scale effect from the perspective of filling properties. A series of numerical triaxial compression tests considering different particle breakage strengths are taken to study the influence of particle breakage on the scale effect of filling characteristics of rockfill materials, and the mechanism of the scale effect is further revealed. It is found that the lower the particle breakage strength, the more obvious the scale effect. The particle breakage has obvious influence on the macro- and micro-parameters of filling characteristics. The porosity decreases with the increasing sample size before and after compression tests, which is more significant with the lower particle breakage strength. The effective porosity of samples with the same size after compression tests decreases with the lower particle breakage strength. The effective porosity of samples before compression tests increases with the increasing sample size, which is opposite to the trend after compression tests. During the process of compression tests, the larger samples produce more mechanical unstable particles than smaller ones, which is one of the reasons for the scale effect of rockfill materials.

Key words: rockfill material; particle breakage; discrete element method; filling characteristic; scale effect

0 引言

面板堆石坝安全稳定的核心问题之一是坝体变形控制, 而变形控制的基础是对原级配堆石料力学变形特性的准确把握。堆石料级配较宽, 国内一些堆石坝工程中使用的堆石筑坝料最大粒径可达 800~1600 mm^[1], 目前通常采用缩尺后的堆石料开展室内试验, 以此获取堆石料的力学变形参数。然而, 缩尺后的堆

石料级配较原级配发生了改变, 级配的变化改变了颗粒粒径的构成, 使堆石料填充特性也发生改变; 同时, 颗粒强度、颗粒粗糙度等与粒径相关的量也因缩尺发

基金项目: 国家重点研发计划项目(2017YFC0404801); 湖北省自然科学基金项目(2019CFB278); 水利部土石坝破坏机理与防控技术重点实验室开放基金项目(YK319007)

收稿日期: 2019-08-05

生变化, 从而造成缩尺后堆石料的力学变形特性与原级配堆石料的存在差异, 即堆石料的缩尺效应。

自 20 世纪 40 年代 Alan 等^[2]首次提出堆石料缩尺效应以来, 伴随着众多堆石坝工程的建设, 世界各国学者针对堆石料缩尺效应开展了大量研究。纵观现有堆石料缩尺效应研究, 大多集中在力学特性^[3-10]和变形特性^[5, 8, 10-14]方面, 填充特性方面涉及甚少, 已有的填充特性方面研究也仅涉及堆石料压缩性^[15-16]和制样干密度^[8, 17-19]的缩尺效应研究。现有堆石料缩尺效应研究发现了一些规律, 取得了诸多有价值的成果。但由于影响堆石料缩尺效应的因素众多^[6, 8, 12, 17, 20], 如缩尺方法、颗粒破碎、颗粒级配、颗粒形状、制样标准等, 在各种因素的交互影响下, 堆石料缩尺效应仍是一个复杂的课题。目前对缩尺引起的强度和变形差异的机理还不清楚, 今后应将宏观层面的缩尺效应研究相互结合才能有更大的突破^[21]。

堆石料的填充特性可由试样孔隙率、有效孔隙率、承力/填充颗粒占比、颗粒堆积结构特征等宏观参量描述, 其与堆石料的力学变形特性有着密切的关系。缩尺会改变堆石料填充特性, 不同缩尺比堆石料试样的颗粒破碎程度不同^[4, 22], 颗粒的破碎将改变堆石料级配, 进一步促使堆石料填充特性及其演化发生改变。颗粒破碎是影响堆石料缩尺效应的主要因素^[6, 23-24], 缩尺引起的填充特性差异和颗粒破碎引起的填充特性改变共同导致了堆石料试样力学响应的差异性和缩尺效应的复杂性。鉴于此, 以堆石料填充特性为切入点, 围绕堆石料填充特性的宏观演化, 开展堆石料缩尺效应研究将对进一步认识堆石料复杂力学响应及其缩尺效应产生机理有重要意义。

然而, 受当前试验技术水平的限制, 室内试验手段难以实时监测一些描述堆石料填充特性的演化, 特别是堆石料填充特性细观层面的演化, 在揭示堆石料缩尺效应的产生机理方面存在不足。离散元方法能反映非连续介质的离散性及其复杂、多样的结构特征, 适合散粒体材料力学响应的模拟, 并能开展传统试验手段难以企及的细观层面研究, 是探究颗粒材料力学变形特性细观机理的有力工具, 为从细观层面开展堆石料填充特性的缩尺效应研究提供了可能。

综上, 本文基于离散元方法, 以堆石料的填充特性为切入点, 考虑颗粒破碎的影响, 通过分析试样孔隙率、有效孔隙率、悬浮颗粒体积分数、有效配位数、配位数频率分布等描述堆石料填充特性的宏观参量的演化, 从宏、细观层面探讨堆石料填充特性的缩尺规律, 以期更全面认识堆石料的缩尺效应, 并进一步揭示堆石料缩尺效应产生的机理。

1 颗粒破碎模拟方法

基于离散元法模拟颗粒破碎主要有黏结颗粒法 (bonded-particle method, BPM) 和碎片替代法 (fragment replacement method, FRM) 2 种方法^[25]。黏结颗粒法的颗粒破碎程度有限且只适用小规模模拟计算, 基于 FRM 的颗粒破碎模拟方法能结合室内试验进行较大规模的数值模拟研究。为此, 本研究中采取 FRM 模拟颗粒破碎, 而基于 FRM 模拟颗粒破碎需要考虑颗粒破碎准则和碎片替换模式两个主要问题。

1.1 颗粒破碎准则

McDowell 等^[26]在研究中采用八面体剪应力破坏准则, 开展了颗粒集合体侧限固结压缩数值模拟研究, 模拟试验结果与室内试验结果相符, 表明该破碎准则模拟颗粒破碎的合理性。本研究中同样采用该破碎准则, 八面体剪应力可表示为

$$q = \frac{1}{3} \sqrt{(s_1 - s_2)^2 + (s_2 - s_3)^2 + (s_3 - s_1)^2} \quad (1)$$

式中, s_1 , s_2 , s_3 分别为第一、二、三主应力。离散元方法中, 一个颗粒的应力张量 s_{ij} 可定义为

$$s_{ij} = \frac{1}{V} \sum_{n_c} f_j^c d_i^c \quad (2)$$

式中, V 为颗粒的体积, n_c 为该颗粒接触的总数, f_j^c 为接触力, d_i^c 为接触中心的支向量, s_1 , s_2 和 s_3 则分别对应于 s_{11} , s_{22} 和 s_{33} 。当离散元模拟过程中计算得到的颗粒的八面体剪应力大于设定的容许八面体剪应力 $[q]$ 时, 则判定颗粒发生破碎。De Bono 等^[27]指出容许八面体剪应力 $[q] = 0.9 s_f = 0.9 F_f / d^2$ 。式中, s_f 为颗粒的破碎强度, F_f 为单颗粒径向压缩试验中颗粒的峰值破碎力, d 为颗粒的粒径。

天然脆性颗粒材料, 如砂砾、碎石、堆石料等, 存在一定缺陷, 如微裂缝、微孔洞等, 使得天然脆性颗粒材料的破碎强度呈现出 Weibull 分布特性^[28]。此外, 脆性材料的破碎强度还呈现出明显的尺寸效应^[29-30]。研究中考脆性颗粒材料破碎强度的尺寸效应和 Weibull 分布特性。根据 Weibull 分布理论^[28, 30], 每个颗粒的破碎强度 s_f 可表示为

$$s_f = [\ln(1/P_s(d))]^m (d/d_0)^{-3/m} s_0 \quad (3)$$

式中, $P_s(d)$, m , s_0 和 d_0 分别为颗粒存活概率、颗粒破碎强度的 Weibull 模量、颗粒特征破碎强度和颗粒特征破碎强度对应的颗粒粒径。其中颗粒破碎强度的尺寸效应通过 $(d/d_0)^{-3/m}$ 体现。

1.2 碎片替代模式

现有研究中采用了多种多样的二维/三维碎片替换模式^[25]。碎片替换模式对颗粒集合体破碎的演变有

明显的影响, 不同的碎片替换模式会导致模拟试验后的颗粒级配有很大差异^[31-32], 而颗粒级配特性又是影响颗粒集体力学变形特性的主要因素之一^[33]。

Ciantia 等^[32]根据 Apollonian 排列方式构建了 5 种碎片替换模式, 并开展颗粒集合体的侧限压缩数值试验, 研究表明, 包含 3 种尺寸共 14 个“碎片”的 Apollonian 堆积态碎片替换模式(图 1)能在保证计算效率的同时, 准确反映颗粒材料真实的力学行为响应。为此, 本研究选取该碎片替换模式开展相关研究。

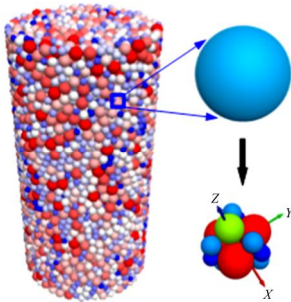


图 1 碎片替换模式: 3 种尺寸共 14 个颗粒^[32]

Fig. 1 Fragment replacement mode: 14 particles with 3 particle sizes^[32]

数值试验中, 颗粒的破碎过程: 每计算 n 步后, 开始遍历所有颗粒, 当第 i 个颗粒受力情况满足预设的破碎准则时, 启动基于 FISH 语言编译的碎片替换子程序, 在将要发生破碎的原颗粒所占空间中生成图 1 所示的碎片替换模式, 然后删除原颗粒, 完成替换; 替换后在相对整个模拟过程非常短的时步内以较低的速度逐渐膨胀碎片子颗粒, 并通过颗粒速度判定子程序来尽可能地减少颗粒膨胀造成的局部颗粒重叠, 避免不合实际的局部应力增大现象。

2 数值试验准备

2.1 试验级配曲线

本研究采用离散元软件 PFC^{3D}^[34]开展常规三轴数值剪切试验, 研究中为避免颗粒形状的影响, 使用基本单元“圆球”代替堆石料。通过相似级配法对最大颗粒粒径为 600 mm 的原级配进行缩尺, 得到最大粒径 d_{\max} 分别为 60, 90, 120 mm 的 3 条平行试验级配曲线, 如图 2 所示。图中级配曲线根据 Tyler 公式^[35] ($p_i = 100(d_i/d_{\max})^{3-D}$) 得到。式中, p_i 为粒径小于 d_i 颗粒的累计质量百分比, D 为级配曲线的分形维数。考虑到个人计算机的模拟计算效率, 数值试验中试样的颗粒数目不宜过多, 且试样级配宽度不能过大。为了控制初始试样中颗粒的数目, 本研究中 D 取 2.0, d_{\min} 取 10 mm, 粒径小于 10 mm 的颗粒按相同质量全部等效为 10 mm 颗粒。

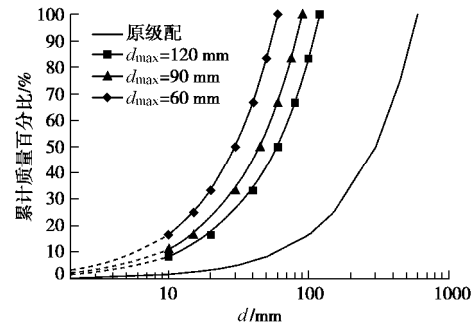


图 2 原级配曲线和缩尺后的级配曲线

Fig. 2 Prototype gradation curve and scaled gradation curves

2.2 数值试样

制样采用的径径比为 5, 在由圆柱形侧边墙和上下加载板封闭而成的圆柱形空间内按缩尺后的三种级配通过粒径膨胀法分别生成尺寸 ($D \times H$) 为 300 mm \times 600 mm、450 mm \times 900 mm 和 600 mm \times 1200 mm 的试样, 对应级配的最大颗粒粒径 d_{\max} 分别为 60, 90, 120 mm。

对于级配不同的试样, 为达到相同的初始密度状态, 研究中采用 Zhou 等^[36]的制样方法, 该方法与同一相对密度或同一压实功制样类似。设定 100 kPa 围压时的试样为初始试样, 对应孔隙率为初始孔隙率。为得到较为密实的初始试样, 制样过程中取颗粒摩擦系数为 0.1。最终制得最大粒径为 60, 90, 120 mm 试样的初始孔隙率分别为 30.65%, 28.23% 和 27.03%。可知, 同一原级配曲线相似级配缩尺后, 最大粒径越大, 试样密度越大, 这与文献[17, 19, 37]结论一致。3 种不同尺寸的初始试样如图 3 所示。

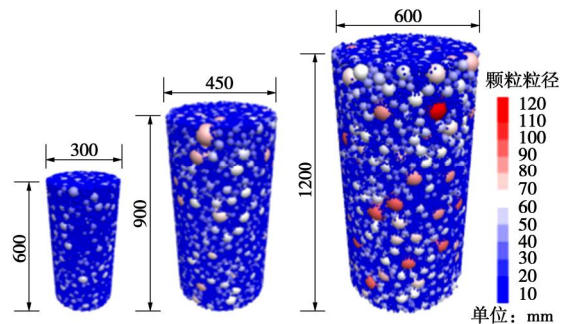


图 3 不同缩尺级配的初始试样示意图

Fig. 3 Illustration of initial samples with different particle sizes

颗粒间的相互作用采用 Hertz-Mindlin 接触模型来描述, 生成初始试样之后, 试验过程中颗粒摩擦系数取 0.5, 颗粒参数和颗粒破碎准则参数依据文献[31, 38]取值, 离散元模拟参数如表 1 所示。

本研究中, 颗粒破碎只发生在初始试样施加围压到试验围压以及之后剪切试验过程中。此外, 为对比不破碎与破碎的差异性, 另进行了一组不考虑颗粒破碎的模拟试验, 即共有不考虑颗粒破碎的缩尺试样组、

考虑颗粒破碎且 $s_0=18.2$ MPa 的缩尺试样组和考虑颗粒破碎且 $s_0=14.0$ MPa 的缩尺试样组。各组模拟试验均考虑 3 种试验围压, 即 0.4, 0.8, 1.2 MPa。

表 1 离散元模拟参数

Table 1 Input parameters for DEM simulation

类别	参数	取值
颗粒参数	密度/($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)	2650
	摩擦系数 m	0.5
	剪切模量 G/GPa	28
	泊松比 n	0.15
	特征粒径 d_0/mm	28
颗粒破碎准则参数	特征破碎强度 s_0/MPa	18.2, 14.0
	韦伯模量 m	2.65

为方便描述, 给各组试样编号, 编号规则如 D60CP400, 其中 D 为“diameter”的首字母, 60 表示试样中最大颗粒粒径为 60 mm, CP 是“confining pressure(围压)”的简写, 400 表示试验围压为 0.4 MPa (400 kPa), 其他试样编号以此类推。

3 数值试验结果

3.1 缩尺试样力学响应和颗粒破碎率

各缩尺试样组的应力-应变曲线如图 4 所示。图 4 (a) 为不考虑颗粒破碎的试样, 图 4 (b), (c) 为考虑颗粒破碎的试样。初始试样压实度较高, 轴向应变较小 (约 1%) 时达到强度峰值, 而对应的初始孔隙率较大 (27%~31%)。这主要是由于球形颗粒间易形成空隙, 且 $d_{\min}=10$ mm, 颗粒间的空隙缺少充足的小颗粒去填充, 所以在压实度较高的情况下仍有较大孔隙率。

由图 4 (a), 不考虑颗粒破碎时, 由于制样较为密实, 不同围压下均表现出应变软化现象, 围压越大应变软化越明显; 同一围压下不同缩尺试样的峰值偏应力差别较小; 到达峰值偏应力后, 各缩尺试样的应力-应变曲线基本重合。以上结果与 Sitharam 等^[39]的一致, 即不考虑颗粒破碎且级配平行试样的宏观力学响应基本相同。由图 4 (b), 考虑颗粒破碎时, 各缩尺试样的力学响应呈现较为明显的差异, 围压越大差异越明显, 但均表现为最大粒径越大的试样其峰值偏应力越小; 试样的应变软化程度减弱, 甚至出现应变硬化现象。当颗粒更易破碎时 (图 4 (c)), $s_0=14.0$ MPa, 试样间应力-应变曲线的差异进一步增大。

马刚等^[24]和 Ovalle 等^[22]指出颗粒破碎是试样抗剪强度随试样尺寸增加而降低的主要原因之一; 相同试验围压时, 尺寸越大 (最大粒径越大) 的试样, 颗粒破碎率越高。此处使用 Marsal^[3]提出的马萨尔破碎率 B_m 计算各组缩尺试样的颗粒破碎率, 如图 5 所示。可知, 试验围压越大时, 试样的颗粒破碎率越高; 同

一试验围压下, 最大粒径越大的试样其颗粒破碎率越大; 相同试验围压下的同尺寸初始试样, 颗粒特征破碎强度越小, 则试样的颗粒破碎率越大。以上规律重现了文献[4, 22]室内试验观察到的结果, 表明研究中开展的数值模拟试验是合理可行的。

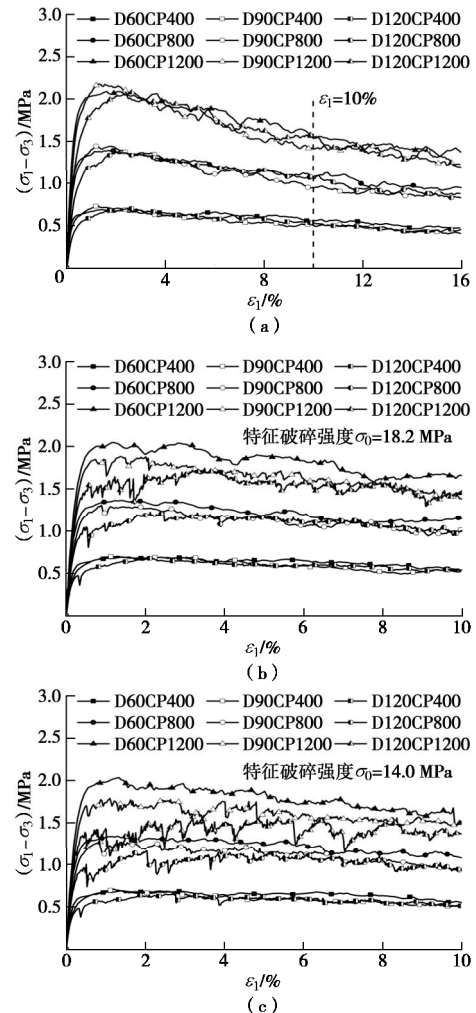


图 4 各组缩尺试样应力-应变曲线

Fig. 4 Stress-strain behaviors of numerical tests

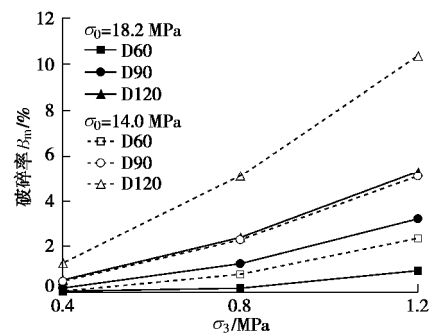


图 5 各试样的颗粒破碎率 B_m

Fig. 5 Particle breakage factor of numerical tests

3.2 颗粒破碎对试样孔隙率的影响

试样孔隙率是描述试样密实程度的重要指标。各组缩尺试样孔隙率的演化曲线如图 6 所示。不同尺寸

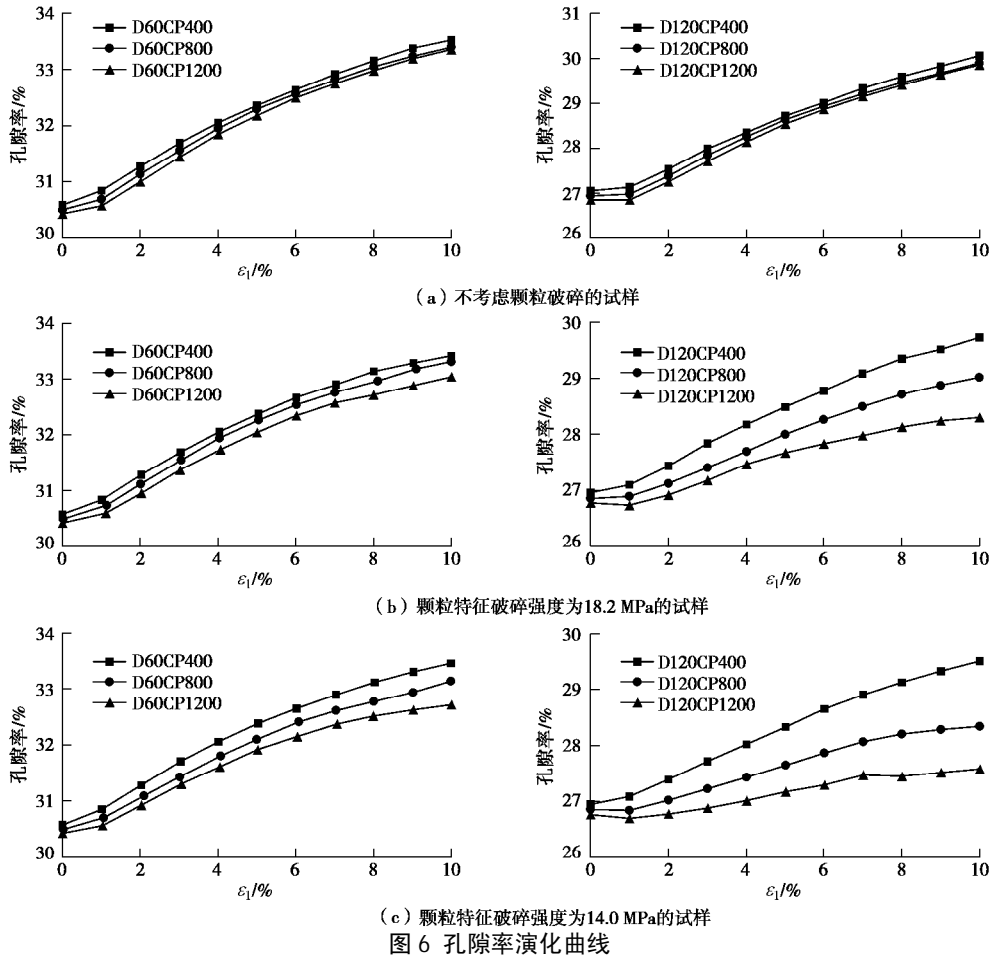


Fig. 6 Evolution curves of porosity

试样孔隙率的演化规律相似, 此处仅给出最大颗粒粒径为 60, 120 mm 试样的孔隙率演化曲线。

如图 6 (a) 所示, 不考虑颗粒破碎时, 不同尺寸试样的孔隙率在不同围压下的演化曲线近乎平行, 基本保持剪切开始时孔隙率的差异水平。考虑颗粒破碎时 (图 6 (b)), 由于不同试验围压下试样颗粒的破碎率有差异, 且随试验的进行差异逐渐增加, 所以表现出不同试验围压下试样孔隙率间的差异随剪切逐渐增加现象; 且由于小尺寸试样破碎率低于大尺寸试样, 因此表现出小尺寸试样的这种差异增加不大, 大尺寸试样的这种差异增加明显; 当颗粒更易破碎时 (图 6 (c)), 这一差异更为明显。

为直观对比剪切前后试样孔隙率的变化, 提取 1.2 MPa 试验围压下的各缩尺试样在轴向应变为 0% (剪切前) 和 10% (剪切后) 时的孔隙率如图 7 所示。可知, 剪切前各组缩尺试样孔隙率差别很小; 但由于颗粒破碎的影响, 考虑颗粒破碎试样的孔隙率略小于不考虑颗粒破碎的试样, 如局部放大图所示, 这与初始试样施加至目标围压时发生的少量颗粒破碎有关。剪切后, 由于颗粒破碎的影响, 不同缩尺试样组中相同尺寸试样的孔隙率呈现出明显的差异; 根据各缩尺试样破碎率与颗粒最大粒径的关系 (图 5), 图 7 总体表

现为颗粒破碎率越大的试样, 剪切后试样的孔隙率越小。以上结果表明, 颗粒破碎对堆石料缩尺试样孔隙率及其演化有明显的影响, 剪切过程中颗粒的破碎加剧了不同尺寸试样孔隙率的差异程度, 主要表现为最大颗粒粒径越大的试样, 其孔隙率越小, 试样越密实; 颗粒越易破碎, 该趋势越明显。

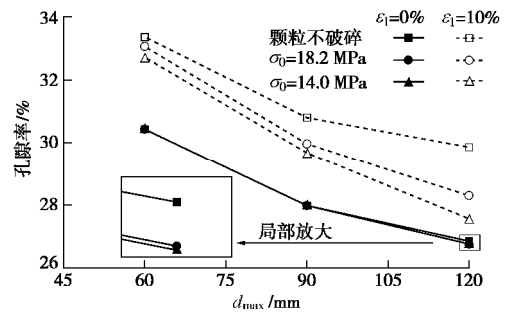


图 7 试验围压 1.2 MPa 时试样剪切前后的孔隙率

Fig. 7 Porosity of samples before and after compression tests

3.3 颗粒破碎对试样有效孔隙率的影响

试样的孔隙率描述了堆石料的密实度, 然而试样中有一些小颗粒填充于大颗粒间形成的空隙中, 不起承载外力的作用, 因此试样孔隙率并不能描述试样中具有承力作用颗粒的占比。根据 Thornton^[40]的定义, 本研究取颗粒接触数目小于 2 的颗粒为只起填充作用

而不承载外力的颗粒，并定义这种颗粒为悬浮颗粒，则试样有效孔隙率 n_{eff} 定义为

$$n_{eff} = \frac{V_s - V_f}{V_{tot}} \times 100\% \quad (4)$$

式中， V_{tot} 为试样体积， V_s 为试样中颗粒的体积， V_f 为试样中悬浮颗粒的体积。此外，定义悬浮颗粒体积分数 $j_f = (V_f / V_s) \times 100\%$ 。

最大颗粒粒径为 60, 90, 120 mm 的初始试样中悬浮颗粒体积分数分别为 12.77%, 20.75% 和 24.37%，悬浮颗粒体积分数随颗粒最大粒径的增大而增加，表明最大颗粒粒径越大，试样的骨架效应越明显。这与董槐三等^[16]的研究结论一致，并指出这与试样堆积结构有关，即粒径越大时，颗粒间的空隙越大，小颗粒填充在其中处于悬浮状态可能性更大，从而大尺寸试样表现出更强的骨架效应。

各组缩尺试样的有效孔隙率随试样剪切的演化曲线如图 8 所示。不同尺寸试样有效孔隙率的演化规律相似，此处仅给出最大颗粒粒径为 60, 120 mm 试样的有效孔隙率演化曲线。对于小尺寸试样(如图 8(a), (b), (c) 左图)，不考虑颗粒破碎且 $e_1 \leq 1\%$ 时，有效孔隙率发生较为明显的下降(图 8(a) 左图)，即悬浮颗粒占比减少；考虑颗粒破碎且 $e_1 \leq 1\%$ 时，有效

孔隙率没有降低(图 8(b), (c) 左图, 0.4 和 0.8 MPa)，表明在剪切初期，颗粒破碎产生的碎片大多成为无效填充颗粒，抵消了原本的下降趋势；而图 8(b), (c) 左图中 1.2 MPa 试验围压时，有效孔隙率随剪切有略微下降，表明破碎率的升高(围压越大，破碎率越大)使颗粒间空隙中逐渐充满碎片小颗粒，使之从无效填充颗粒向有效填充颗粒转变。

对于大尺寸试样(如图 8(a), (b), (c) 右图)，不考虑颗粒破碎且 $e_1 \leq 1\%$ 时，有效孔隙率显著降低；考虑颗粒破碎且 $e_1 \leq 2\%$ 时，试样有效孔隙率持续降低，即颗粒破碎推迟了有效孔隙率发生转变的时机(图 8(b), (c) 右图与图 8(a) 右图相比)，这个阶段试样的承力结构逐渐密实；之后，由于不同围压下试样的颗粒破碎率有差异，围压越大的试样其破碎率越高，产生的有效填充颗粒占比也越高，试样的有效孔隙率越小，最终不同围压下试样(图 8(b), (c) 右图)的有效孔隙率未发生如图 8(a) 右图中的聚集现象。

以上结果表明，颗粒破碎影响了剪切过程中试样承力结构的演化，颗粒越易破碎则剪切后试样的有效孔隙率越小，也即承力结构越密集，且尺寸越大试样受到的影响越明显；此外，剪切后有效孔隙率随试样尺寸增大而减小(图 9)，与剪切前的规律相反；以上

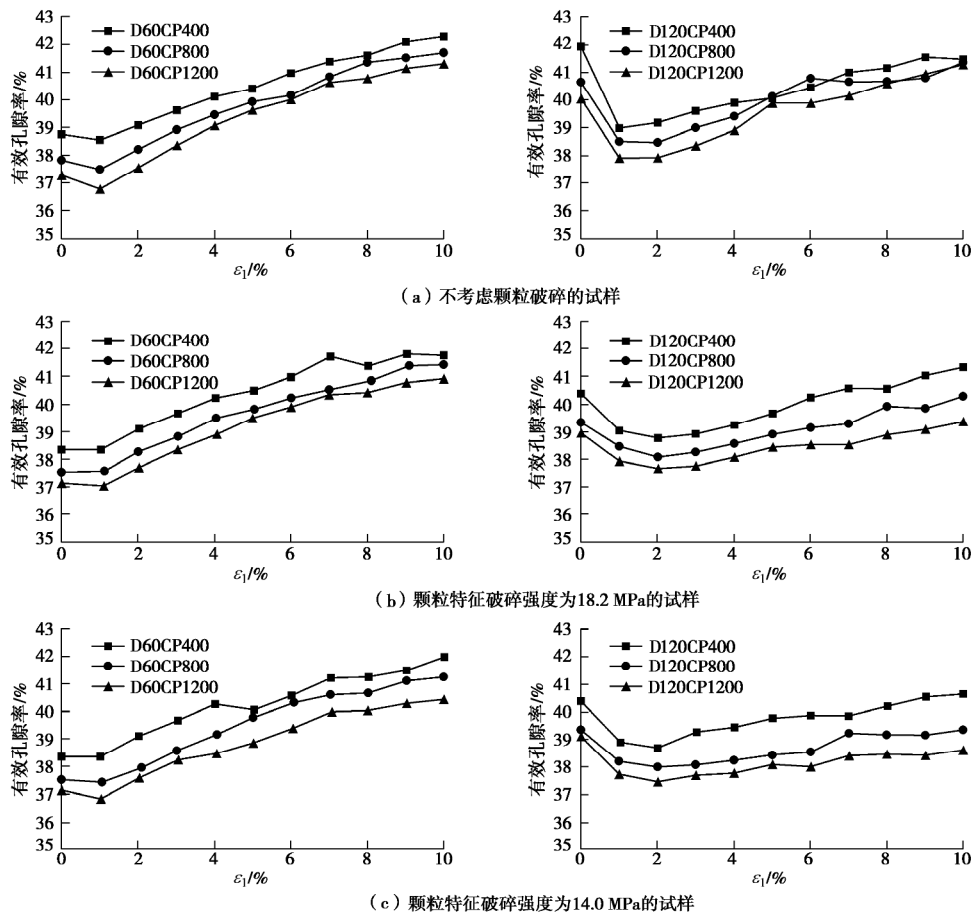


图 8 有效孔隙率演化曲线

Fig. 8 Evolution curves of effective porosity

规律, 不同于图 7 中所呈现的剪切前与剪切后孔隙率随尺寸变化一致的规律。

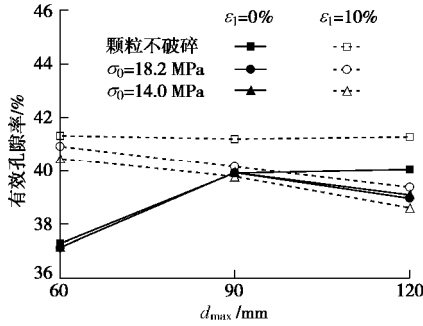


图 9 试验围压 1.2 MPa 时试样剪切前后的有效孔隙率

Fig. 9 Effective porosity of samples before and after compression tests (CP = 1.2 MPa)

3.4 颗粒破碎对试样配位数的影响

颗粒配位数是指目标颗粒与周边颗粒发生接触的数目, 是反映颗粒集合体内部结构特征的重要参数之一^[41-42]。为了进一步理清颗粒破碎对堆石料缩尺试样填充特性的影响, 本节分别对各组缩尺试样的有效配位数和配位数频率分布的演化进行分析。

(1) 试样有效配位数

本研究中采用 Thornton^[40]对有效配位数的定义, 即除去试样中颗粒配位数小于 2 的悬浮颗粒后试样的平均配位数为试样有效配位数 CN_{eff} ,

$$CN_{eff} = \frac{2C - N_1}{N_{tot} - N_1 - N_0} \quad (5)$$

式中, C 为试样中的接触总数, N_{tot} , N_0 和 N_1 分别为试样中颗粒的总数、配位数为 0 的颗粒数目和配位数为 1 的颗粒数目。

各围压下考虑和不考虑颗粒破碎试样有效配位数演化表现出相似的规律, 此处仅给出 1.2 MPa 试验围压下不考虑颗粒破碎试样有效配位数随剪切演化的曲线如图 10 所示。可知, 不同尺寸试样有效配位数随剪切演化的规律相似, 均表现出先陡降后缓慢降低直至稳定的规律, 这与文献[43]的研究结果一致。不同尺寸试样的有效配位数有明显差异, 最大颗粒粒径越大试样的有效配位数越低, 表明尺寸越大的试样在剪切过程中的承力结构越稀疏。

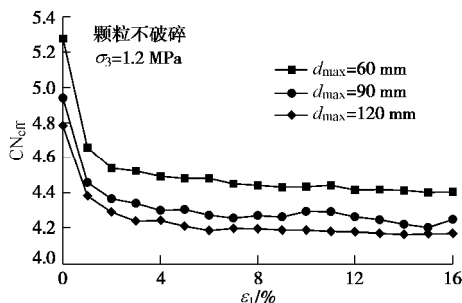


图 10 试样有效配位数演化曲线

Fig. 10 Evolution curves of effective coordination number

(2) 配位数频率分布

配位数频率分布是衡量试样结构特征的另一重要参数, 本节中配位数频率分布均指除去悬浮颗粒后的。初始试样配位数频率分布如图 11 所示。

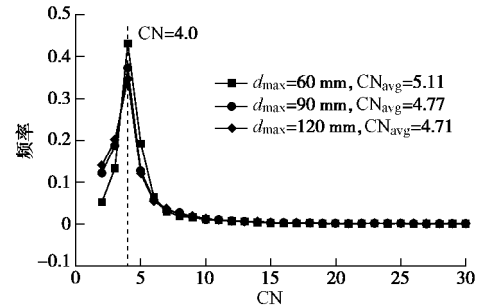


图 11 初始试样的配位数频率分布图

Fig. 11 Frequency distribution of coordination number of initial samples

可知, 不同尺寸试样的配位数频率分布曲线相似, 但数值上存在较为明显的差异。不同尺寸的初始试样中, 配位数为 4 的颗粒的频率均是最大值, 在峰值左侧试样尺寸越大则频率越高, 在峰值右侧试样尺寸越大则频率越低, 最终 d_{max} 为 60, 90, 120 mm 试样的有效平均配位数分别为 5.11, 4.77, 4.71, 以上表明, 尺寸越大试样的承力结构越不紧密, 这可认为是由于级配越宽的试样中大颗粒间形成的空隙更大, 填充其中的小颗粒没有成为稳定受力结构的一部分导致的。

图 12 为不考虑颗粒破碎且 $d_{max} = 60\text{mm}$ 的试样在 1.2 MPa 试验围压下剪切前后配位数频率分布对比图。可知, 剪切试验后, 峰值有所下降, 配位数频率分布曲线 $CN=4.0$ 左侧上抬, 右侧下降; 试样有效平均配位数也由剪切前的 5.27 降低到剪切后的 4.44。以上现象是由于试样的剪胀引起的, 当试样发生剪胀时, 颗粒间原本密实的排列变疏松, 会导致颗粒配位数降低, 进而引起试样有效平均配位数降低。其他围压下的缩尺试样在剪切前后均有相似规律, 此处不列出。

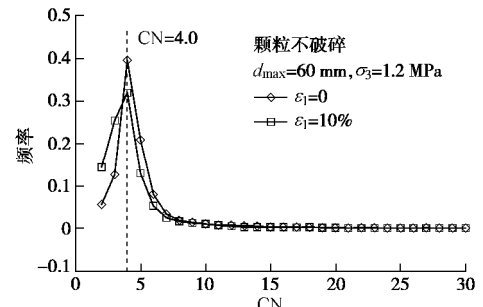


图 12 试样剪切前后配位数频率分布图

Fig. 12 Frequency distribution of coordination number of samples before and after compression tests

图 13 为 1.2 MPa 试验围压下各组缩尺试样剪切前 ($\epsilon_1=0\%$) 和剪切后 ($\epsilon_1=10\%$) 试样配位数频率分布图。可知, 各组缩尺试样剪切前后的配位数频率分布呈现相似分布规律。剪切前, 试样配位数频率分布

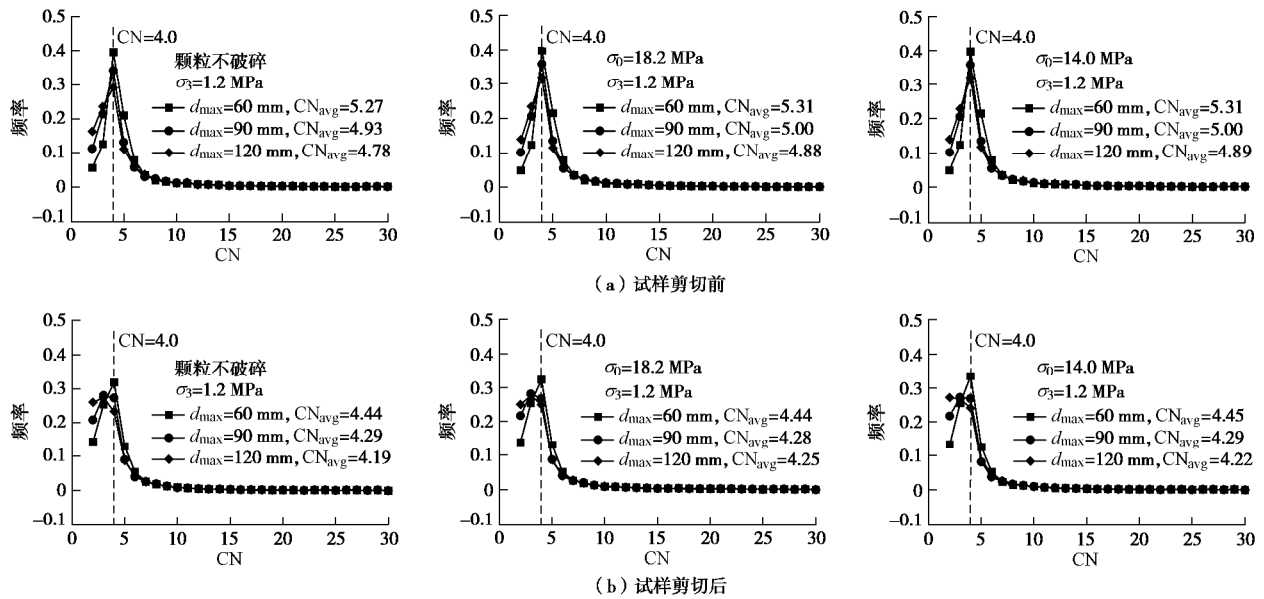


图 13 各组缩尺试样配位数频率分布图

Fig. 13 Frequency distribution of coordination number of samples

规律类似初始状态时的分布情况；剪切后， $CN=4.0$ 左侧表现为试样尺寸越大频率越高， $CN=4.0$ 右侧差异不明显，但仍表现为试样尺寸越大，频率越低的规律。

由图 13 (b) 可知，试样的剪胀增加了小配位数 ($CN < 4.0$) 颗粒占比，而颗粒的破碎加剧了这一现象，破碎率越高的大尺寸试样中，小配位数颗粒占比增加的幅度越大。颗粒集合体中，配位数越少的颗粒在力学上越不易稳定。因而，除了从颗粒破碎时承力结构的失效与结构调整解释堆石料力学响应的差异外，各缩尺试样剪切过程中有效配位数演化的差异也应是其力学响应间差异的原因之一，即大尺寸试样较小尺寸试样在剪切过程中产生了更多的力学不稳定颗粒，试样承载外力时，这些力学不稳定颗粒更易发生调整（如失稳、滚动等），使试样的承载能力降低，从而表现出堆石料大尺寸试样的峰值抗剪强度小于堆石料小尺寸试样的峰值抗剪强度。

4 结 论

本文基于离散元方法，采用碎片替代方法 (FRM) 模拟颗粒的破碎，并考虑颗粒破碎强度的尺寸效应及 Weibull 分布特性，从宏、细观尺度开展了颗粒破碎对堆石料填充特性缩尺效应的影响研究。

(1) 基于离散元法的数值模拟试验重现了室内试验观察到的现象，并与已有的研究结论相符，表明研究中开展的数值模拟试验是合理可行的。

(2) 颗粒越易破碎，各缩尺试样的力学响应差异越大，堆石料缩尺效应越明显；尺寸越大的试样，剪切前、后的孔隙率均越小，颗粒越易破碎该趋势越明显。

(3) 试样尺寸越大则骨架效应越强，颗粒越易破

碎时剪切后的有效孔隙率越小，且大试样尺寸更易受到影响；剪切前试样的有效孔隙率随试样尺寸增大而增大，这一规律与剪切后的规律相反。

(4) 不同尺寸试样的有效配位数随剪切均表现出先陡降后缓慢降低直至稳定的规律，尺寸越大试样的有效配位数越低；剪切过程中，大尺寸试样较小尺寸试样产生了更多的力学不稳定颗粒，这是造成堆石料缩尺效应的原因之一。

参考文献:

- [1] 郇能惠. 高混凝土面板堆石坝新技术[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2007. (LI Neng-hui. Recent Technology for High Concrete Face Rockfill Dams[M]. Beijing: China water and Power Press, 2007. (in Chinese))
- [2] ALAN BISHOP W, HENKEL D J. The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test[R]. London: Edward Arnold Ltd., 1948.
- [3] MARSAL R J. Large-scale testing of rockfill materials[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1967, **93**(2): 27 - 43.
- [4] MARACHI N D, CHAN C K, SEED H B. Evaluation of properties of rockfill mechanicals[J]. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, 1972, **98**(1): 95 - 114.
- [5] 李 翀, 何昌荣, 王 琛, 等. 粗粒料大型三轴试验的尺寸效应研究[J]. 岩土力学, 2008, **29**(增刊 1): 563 - 566. (LI Chong, HE Chang-rong, WANG Chen, et al. Study of scale effect of large-scale triaxial test of coarse-grained materials[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, **29**(S1): 563 - 566. (in

- Chinese))
- [6] 凌 华, 殷宗泽, 朱俊高, 等. 堆石料强度的缩尺效应试验研究[J]. 河海大学学报: 自然科学版, 2011, **39**(5): 540 - 544. (LIN Hua, YIN Zong-ze, ZHU Jun-gao, et al. Experimental study of scale effect on strength of rockfill materials[J]. Journal of Hohai University(Natural Sciences), 2011, **39**(5): 540 - 544. (in Chinese))
- [7] 朱俊高, 刘 忠, 翁厚洋, 等. 试样尺寸对粗粒土强度及变形试验影响研究[J]. 四川大学学报(工程科学版), 2012, **44**(6): 92 - 96. (ZHU Jun-gao, LIU Zhong, WEN Hou-yang, et al. Study on effect of specimen size upon strength and deformation behaviour of coarse-grained soil in triaxial test[J]. Journal of Sichuan University (Engineering Science Edition), 2012, **44**(6): 92 - 96. (in Chinese))
- [8] 武利强, 朱 晟, 章晓桦, 等. 粗粒料试验缩尺效应的分析研究[J]. 岩土力学, 2016, **37**(8): 2187 - 2197. (WU Li-qiang, ZHU Sheng, ZHANG Xiao-hua, et al. Analysis of scale effect of coarse-grained materials[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(8): 2187 - 2197. (in chinese))
- [9] VARADARAJAN A, SHARMA K G, VENKATACHALAM K, et al. Testing and modeling two rockfill materials[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2003, **129**(3): 206 - 218.
- [10] 酃能惠, 朱 铁, 米占宽. 小浪底坝过渡料的强度与变形特性及缩尺效应[J]. 水电能源科学, 2001, **19**(2): 39 - 42. (LI Neng-hui, ZHU Tie, MI Zhan-kuan. Strength and deformation properties of transition zone material of Xiaolangdi dam and scale effect[J]. Hydroelectric Energy, 2001, **19**(2): 39 - 42. (in Chinese))
- [11] 王继庄. 粗粒料的变形特性和缩尺效应[J]. 岩土工程学报, 1994, **16**(4): 89 - 95. (WANG Ji-zhuang. The deformation characteristic and scaling effect of coarse-grained material[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1994, **16**(4): 89 - 95. (in Chinese))
- [12] WEI K M, ZHU S, YU X H. Influence of the scale effect on the mechanical parameters of coarse-grained soils[J]. Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering, 2014, **38**(C1): 75 - 84.
- [13] 花俊杰, 周 伟, 常晓林, 等. 堆石体应力变形的尺寸效应研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, **29**(2): 328 - 335. (HUA Jun-jie, ZHOU Wei, CHANG Xiao-lin, et al. Study of scale effect on stress and deformation of rockfill[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, **29**(2): 328 - 335. (in Chinese))
- [14] 高莲士, 蔡昌光, 朱家启. 堆石料现场侧限压缩试验解耦 K-G 模型参数分析方法及在面板坝中的应用[J]. 水力发电学报, 2006, **25**(6): 26 - 33. (GAO Lian-shi, CAI Chang-guang, ZHU Jia-qi. An analysis method for uncoupled K-G model parameters in site confined compression test of rock-fill materials and its application on CFRD[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 2006, **25**(6): 26 - 33. (in Chinese))
- [15] 李凤鸣, 卞富宗. 两种粗粒土的比较试验[J]. 勘察科学技术, 1991(2): 25 - 29. (LI Feng-ming, BIAN Fu-zong. Comparative test of two kinds of coarse-grained soils[J]. Site Investigation Science and Technology, 1991(2): 25 - 29. (in Chinese))
- [16] 董槐三, 尹承瑶. 天生桥一级水电站面板堆石坝筑坝材料性质研究[J]. 红水河, 1996, **15**(4): 7 - 12. (DONG Huai-san, YIN Cheng-yao. Study of construction material properties for TSQ-I concrete faced rockfill dam[J]. Hong Shui He, 1996, **15**(4): 7 - 12. (in Chinese))
- [17] 朱俊高, 翁厚洋, 吴晓铭, 等. 粗粒料级配缩尺后压实密度试验研究[J]. 岩土力学, 2010, **31**(8): 2394 - 2398. (ZHU Jun-gao, WENG Hou-yang, WU Xiao-ming, et al. Experimental study of compact density of scaled coarse-grained soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(8): 2394 - 2398. (in Chinese))
- [18] 左永振, 张 伟, 潘家军, 等. 粗粒料级配缩尺方法对其最大干密度的影响研究[J]. 岩土力学, 2015, **36**(增刊 1): 417 - 422. (ZUO Yong-zhen, ZHANG Wei, PAN Jia-jun, et al. Effects of gradation scale method on maximum dry density of coarse-grained soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(S1): 417 - 422. (in Chinese))
- [19] 朱 晟, 王永明, 翁厚洋. 粗粒筑坝材料压实度的缩尺效应研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, **30**(2): 348 - 357. (ZHU Sheng, WANG Yong-ming, WENG Hou-yang. Study of scale effect of density of coarse-grained dam materials[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, **30**(2): 348 - 357. (in Chinese))
- [20] XIAO Y, MENG M, DAOUADJI A, et al. Effect of particle size on crushing and deformation behaviors of rockfill materials[J]. Geoscience Frontiers, 2019. <https://doi.org/10.1016/j.gsf.2018.10.010>
- [21] 孔宪京, 刘京茂, 邹德高. 堆石料尺寸效应研究面临的问题及多尺度三轴试验平台[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(11): 1941 - 1947. (KONG Xian-jing, LIU Jing-mao, ZOU De-gao. Scale effect of rockfill and multiple-scale triaxial test platform[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(11): 1941 - 1947. (in Chinese))
- [22] OVALLE C, FROSSARD E, DANO C, et al. The effect of size on the strength of coarse rock aggregates and large rockfill samples through experimental data[J]. Acta

- Mechanica, 2014, **225**(8): 2199 - 2216.
- [23] ALONSO E E, TAPIAS M, GILI J. Scale effects in rockfill behaviour[J]. *Géotechnique Letters*, 2012, **2**(3): 155 - 160.
- [24] 马刚, 周伟, 常晓林, 等. 堆石料缩尺效应的细观机制研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2012, **31**(12): 2473 - 2482. (MA Gang, ZHOU Wei, CHANG Xiao-lin, et al. Mesoscopic mechanism study of scale effects of rockfill[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2012, **31**(12): 2473 - 2482. (in Chinese))
- [25] 徐琨, 周伟, 马刚, 等. 基于离散元法的颗粒破碎模拟研究进展[J]. *岩土工程学报*, 2018, **40**(5): 880 - 889. (XU Kun, ZHOU Wei, MA Gang, et al. Review of particle breakage simulation based on DEM[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2018, **40**(5): 880 - 889. (in Chinese))
- [26] MCDOWELL G R, DE BONO J P. On the micro mechanics of one-dimensional normal compression[J]. *Géotechnique*, 2013, **63**(11): 895 - 908.
- [27] DE BONO J P, MCDOWELL G R. DEM of triaxial tests on crushable sand[J]. *Granular Matter*, 2014, **16**(4): 551 - 562.
- [28] WEIBULL W. A statistical theory of the strength of materials[J]. *Proceedings of the American Mathematical Society*, 1939, **151**(5): 1034 - 1034.
- [29] BAZANT Z P. Size effect in blunt fracture: concrete, rock, metal[J]. *J Eng Mech*, 1984, **110**(4): 518 - 535.
- [30] MCDOWELL G R, AMON A. The application of weibull statistics to the fracture of soil particles[J]. *Soils and Foundations*, 2000, **40**(5): 133 - 141.
- [31] LI H, MCDOWELL G, LOWNDES I. Discrete element modelling of a rock cone crusher[J]. *Powder Technology*, 2014, **263**: 151 - 158.
- [32] CIANTIA M, ARROYO Alvarez de Toledo M, CALVETTI F, et al. An approach to enhance efficiency of DEM modelling of soils with crushable grains[J]. *Géotechnique*, 2015, **65**(2): 91 - 110.
- [33] LI G, LIU Y J, DANO C, et al. Grading-dependent behavior of granular materials: from discrete to continuous modeling[J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 2014, **141**(6): 04014172.
- [34] Itasca Consulting Group Inc. Particle Flow Code in 3 Dimensions (PFC^{3D}) version 5.0[CP]. Minneapolis: Itasca Consulting Inc, 2014: 2199 - 2216.
- [35] TYLER S W, WHEATCRAFT S W. Fractal scaling of soil particle-size distributions: analysis and limitations[J]. *Soil Science Society of America Journal*, 1992, **56**(2): 362 - 369.
- [36] ZHOU W, XU K, MA G, et al. Effects of particle size ratio on the macro-and microscopic behaviors of binary mixtures at the maximum packing efficiency state[J]. *Granular Matter*, 2016, **18**(4): 81.
- [37] 王永明, 朱晟, 任金明, 等. 筑坝粗粒料力学特性的缩尺效应研究[J]. *岩土力学*, 2013, **34**(6): 1799 - 1806. (WANG Yong-ming, ZHU Sheng, REN Jin-ming, et al. Research on scale effect of coarse-grained materials[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2013, **34**(6): 1799 - 1806. (in Chinese))
- [38] NG T T, ZHOU W, CHANG X L. Effect of particle shape and fine content on the behavior of binary mixture[J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 2016, **143**(1): C4016008.
- [39] SITHARAM T G, NIMBKAR M S. Micromechanical modelling of granular materials: effect of particle size and gradation[J]. *Geotechnical and Geological Engineering*, 2000, **18**(2): 91 - 117.
- [40] THORNTON C. Numerical simulations of deviatoric shear deformation of granular media[J]. *Géotechnique*, 2000, **50**: 43 - 53.
- [41] ROTHENBURG L, KRUYT N P. Critical state and evolution of coordination number in simulated granular materials[J]. *International Journal of Solids and Structures*, 2004, **41**(21): 5763 - 5774.
- [42] ZAMPONI F. Mathematical physics: packings close and loose[J]. *Nature*, 2008, **453**: 606 - 607.
- [43] GU X, HUANG M, QIAN J. DEM investigation on the evolution of microstructure in granular soils under shearing[J]. *Granular Matter*, 2014, **16**(1): 91 - 106.

DOI: 10.11779/CJGE202006005

微生物灌浆加固可液化钙质砂地基的振动台试验研究

张鑫磊^{1,2}, 陈育民^{*1,2}, 张喆^{1,2}, 丁绚晨^{1,2}, 徐盛明^{1,2}, 刘汉龙³, 王志华⁴

(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. 河海大学土木与交通学院, 江苏 南京 210024;

3. 重庆大学土木工程学院, 重庆 400045; 4. 南京工业大学交通学院, 江苏 南京 210009)

摘要: 饱和钙质砂地基受到地震、波浪等动荷载作用时会发生液化灾害。微生物诱导碳酸钙沉淀(MICP)是利用细菌分解尿素结晶成矿的地基处理技术。开展了MICP灌浆加固南海钙质砂地基的振动台试验,研究了MICP加固钙质砂地基的动力反应特性及抗液化性能,并分析了振动历史对钙质砂地基动力特性的影响。结果表明:MICP加固钙质砂地基在首次振动时产生的超孔压及地表沉降发展可分为平稳振荡阶段、快速增长阶段及稳定阶段3个阶段,而对于未加固模型地基则不存在稳定振荡阶段。相对于未加固地基,MICP处理后的钙质砂地基超孔压与地表沉降均有所降低,表明加固后的钙质砂地基抗液化能力得到较大提高;另一方面,处理后的土体地表加速度峰值被放大,因此,在设计地基处理方案时,需考虑MICP加固后钙质砂地基在地震作用下产生的地表加速度放大效应。MICP胶结钙质砂的抗液化强度不仅仅与颗粒胶结强度相关,还与土体密实度及颗粒排列规律有关。振动历史提高了地基土密实度,改善了钙质砂的抗液化性能,显著降低了地基的表面沉降。

关键词: 微生物诱导碳酸钙沉淀; 钙质砂地基; 抗液化性能; 动力反应特性; 振动历史; 振动台试验

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)06-1023-09

作者简介: 张鑫磊(1988—),男,博士研究生,主要从事微生物岩土技术及土动力学研究。E-mail: zx1201409@163.com。

Performance evaluation of liquefaction resistance of a MICP-treated calcareous sandy foundation using shake table tests

ZHANG Xin-lei^{1,2}, CHEN Yu-min^{*1,2}, ZHANG Zhe^{1,2}, DING Xuan-chen^{1,2}, XU Sheng-ming^{1,2},
LIU Han-long³, WANG Zhi-hua⁴

(1. Key Laboratory of Ministry of Education for Geomechanics and Embankment Engineering, Hohai University, Nanjing 210024, China;

2. College of Civil and Transportation Engineering, Hohai University, Nanjing 210024, China; 3. College of Civil Engineering, Chongqing

University, Chongqing 400045, China; 4. School of Transportation Engineering, Nanjing Tech University, Nanjing 210009, China)

Abstract: Calcareous sandy foundations are susceptible to liquefaction when subjected to dynamic loading such as seismic or wave loading. The microbially induced calcite precipitation (MICP) treatment is a relatively new method to improve the liquefaction resistance of calcareous sand. In this study, several shake table tests are conducted to evaluate the seismic performance of MICP-treated calcareous sandy foundations. The influence of seismic history on dynamic performance of calcareous sand foundation is analyzed. The results indicate that the dynamic response of the soil after MICP treatment, including the excess pore water pressures and vertical settlements, can be divided into three main stages: the stable stage, rapid development stage, and gentle stage. The liquefaction resistance of MICP-treated sand is improved significantly. However, the surface accelerations for the MICP-treated models are amplified. Thus, when designing the treatment program, it is necessary to consider the tradeoff between the improved liquefaction resistance and the minimized undesirable amplified ground surface motions. The liquefaction resistance of MICP cementitious calcareous sand is related to intergranular cementation strength and relative density of soil and particle arrangement. The history of vibration improves the relative density of the foundation, and the liquefaction resistance significantly reduces the surface settlement.

Key words: microbially induced calcite precipitation; calcareous sandy foundation; liquefaction resistance; dynamic response; history of vibration; shake table test

0 引言

钙质砂是一种以碳酸盐为主要成分的特殊岩土材料,其广泛分布在南海、红海、澳大利亚和墨西哥湾

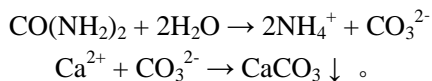
基金项目: 国家自然科学基金重点项目(41831282); 国家自然科学基金项目(51679072, 51879090); 中央高校基本科研业务费专项资金项目(2018B43214); 江苏省研究生科研与实践创新计划项目(SJXC19_0132); 中央高校基本科研业务费项目(2019B75414)

收稿日期: 2019-08-16

*通信作者(E-mail: ymch@hhu.edu.cn)

沿岸^[1]。饱和钙质砂地基在地震、波浪等动力荷载作用下会发生液化^[2-3]。1993年关岛地震发现了大量的钙质砂液化现象,对建筑和港口造成了严重破坏^[4-5]。因此,有必要对钙质砂地基进行抗液化加固处理。传统的地基抗液化措施,如挤密法、排水法、注浆搅和、深层搅拌等,并不适用于大面积分布的钙质砂地基的抗液化加固^[1]。例如,注浆技术及水泥深层搅拌技术往往会带来环境问题,导致海洋环境受到污染,因此日本等一些国家已采取措施禁止使用除水玻璃外的一切化学剂来灌浆^[6-7]。

微生物诱导方解石沉淀(microbially induced calcite precipitation,以下简称MICP)是一种利用微生物代谢过程来加固土体的最新技术^[8]。通过向待加固土体中注入尿素水解细菌,产生碳酸根离子并与提供的钙源反应,最后在土颗粒间生成碳酸钙胶结结构^[9]。控制MICP过程的化学反应可以描述为^[10-11]



由于机理简单、快速高效、环境友好性及可控制性等优点,MICP方法受到越来越多学者的关注,并在解决各种工程问题中得到一定的应用^[12]。例如,MICP被用来降低土壤渗透性、处理受污染土以及提高土体强度等^[13-16]。近年来,MICP被证明可以有效地降低饱和石英砂的液化势。与硅酸盐水泥灌浆相比,MICP改善可液化场地的抗液化性能所需时间较短^[17]。Montoya等^[18]基于离心机试验研究了MICP处理砂土地基的动力响应特性,发现在地震荷载作用下,MICP降低了松散砂土的液化势。Han等^[17]通过动三轴试验研究了经MICP处理的砂样的动力特性,发现MICP注浆可改善液化砂土的抗液化特性。程晓辉等^[19]对MICP加固的粉细砂进行动三轴及小型振动台试验,发现微生物灌浆加固能显著提高砂柱和模型地基的抗液化性能。

目前,国内外的研究主要针对的是硅砂或石英砂。然而,与普通陆源砂相比,海洋生物形成的钙质砂具有颗粒形状不规则、多棱角、多孔隙等特性^[20],这些特殊性质决定了钙质砂与普通砂的力学特性具有较大差异。因此,MICP技术在钙质砂地基中的应用还需要进一步的研究。方祥位等^[21]对MICP处理后的珊瑚砂进行了渗透、强度及微观结构等试验,研究发现加固后的珊瑚砂渗透性降低了1~2个数量级,UCS强度可达到14 MPa左右;彭劼等^[22]开展了海洋环境下MICP加固珊瑚砂砂柱试验,研究了海水环境对微生物诱导碳酸钙沉积的加固效果的影响,试验表明海水环境会抑制MICP的加固效果。但是,MICP胶结钙

质砂抗液化特性这方面研究不多见。

本文开展了MICP灌浆加固南海钙质砂地基的振动台试验,通过采集激励过程的动孔压、加速度、地表沉降等动参量,研究了MICP加固钙质砂地基的动力特性及抗液化性能,并分析了振动历史对钙质砂地基动力特性的影响,为MICP处理可液化钙质砂地基提供试验基础。

1 试验材料与方法

1.1 试验土样及地基模型制备

试验所用钙质砂取自南海某岛礁。图1为其颗粒的电镜扫描图,不同于陆源砂,钙质砂颗粒具有表面多孔隙,形状多样,棱角度大等特性,这些颗粒特征导致钙质砂与石英砂等陆源砂的力学特性具有明显的差异性。试验所用钙质砂的颗粒级配如图2所示,模型地基钙质砂层不均匀系数 $C_u = 3.55$,曲率系数 $C_c = 0.97$,特征粒径 $d_{50} = 0.33 \text{ mm}$;钙质砂颗粒密度 $G_s = 2.73 \text{ g/cm}^3$;最大孔隙比 $e_{\max} = 1.44$,最小孔隙比 $e_{\min} = 1.02$ 。

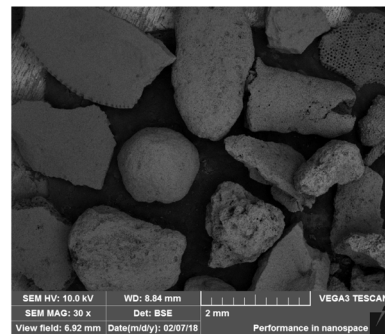


图1 钙质砂电镜扫描

Fig. 1 Scanning electron microscope (SEM) images (in different close-up views) of calcareous sand

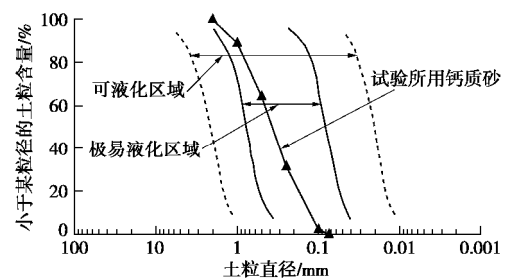


图2 试验所用钙质砂级配曲线

Fig. 2 Grain-size distribution curve of calcareous sand

模型地基采用上覆黏土层、底部饱和砂土层的水平分层结构,模型土层分布如图3所示。采用水沉法制备饱和钙质砂土层,制样时确保砂土层饱和、分布均匀,上覆黏土层密实、平坦。地基模型制作完成后,通过室内试验测出饱和钙质砂层的相对密实度。

表 1 试验工况

Table 1 Loading conditions

工况	加固时间/h	菌液		胶结液		$D_r/\%$	加速度峰值/g
		OD ₆₀₀	活性/(mUrea·min ⁻¹)	浓度/(mol·L ⁻¹)	用量/L		
UN-1	—	—	—	—	—	41.3	0.15, 0.20
UN-2	—	—	—	—	—	43.1	0.30
MICP-1	27	0.8	3.996	1.0	50	40.1	0.15, 0.20
MICP-2	54	0.7	3.794	0.5	100	39.8	0.15, 0.20
MICP-3		0.7	3.524	0.5	100	42.3	0.30

1.2 传感器的布置

试验采用南京工业大学土木工程与防灾减灾重点实验室的振动台系统, 该振动台系统可在水平方向以及竖直方向振动, 其最大振动频率为 50 Hz、最大加速度为 2g。试验采用的模型土箱为自行研制的叠层剪切型土箱, 该土箱内尺寸为 700 mm (长) × 460 mm (宽) × 650 mm (高)。剪切型土箱可以为土体提供较为理想的剪切变形条件, 能够较好地消除边界效应。

本试验利用的传感器主要有孔压计、加速度计及激光位移计。针对以往学者开展的 MICP 处理液化砂土的振动台试验结果, 加固后土体的超孔隙水压力反应较小, 故选用最大量程为 10 kPa 的孔压计, 其直径为 5 mm, 采用水压法进行标定。加速度计采用防水型加速度计, 按照地基土的质量密度对加速度计进行配重, 尽量减少加速度传感器与地基土之间的相互影响。激光位移计布置在模型表面中心位置, 用来监测振动过程中地基模型的地表沉降。试验传感器布置见图 3。

1.3 微生物培养

试验选用巴氏生孢八叠球菌株 (sporosarcina pasteurii), 培养基主要成分及含量: Yeast extract 20 g/L, NH₄Cl 10 g/L, MnCl₂·H₂O 12 mg/L, NiCl₂·6 H₂O 24 mg/L, 溶剂为蒸馏水, 采用标准 NaOH 溶液将培养基 pH 值调为 9.0。配制好的培养基经 121°C 高温蒸汽灭菌 20 min 后, 放入超净工作台冷却待用。试验使用菌量为 10L, 故采用工业发酵罐对菌种进行扩大培养 (30°C, 培养 24~32 h), 菌种接种比例为 1:10。试验所用菌液浓度及活性见表 1。

1.4 MICP 胶结试验

如图 3 所示, 模型地基中预埋了 6 根橡胶软管, 软管连接蠕动泵用来注入菌液以及循环胶结液。本试验采用的橡胶软管直径为 1 cm, 杨氏模量为 8 MPa, 尽可能的减小管子对地基动力反应的影响。为更好地加固模型地基, 管体通长设置了直径为 5 mm 的圆孔, 圆孔沿管身布置间距为 5 cm。圆管管身包裹一层土工布, 防止砂颗粒进入管内引起注浆管堵塞。如图 3 所示, 将注浆管和出浆管间隔布置, 使胶结液能够在加固区均匀分布, 提高 MICP 加固的均匀性。

地基模型制备完成后, 在自重作用下静置 24 h, 使砂样充分固结。通过蠕动泵以 10 mL/min 的速度往模型中注入菌液与低浓度氯化钙溶液 (0.05 M) 的混合液, 菌液总用量为 10 L。注完菌液后, 试样静置 6 h, 使细菌自然扩散, 并充分吸附在钙质砂颗粒表面。饱和钙质砂地基的抗液化加固一般不需要进行高强度的 MICP 灌浆, 故本文采用蠕动泵低压泵入胶结液 (0.5 mol/L 或 1 mol/L 等浓度尿素、氯化钙混合溶液), 注浆管单管注入速度为 15 mL/min。出浆管单管流速为 13 mL/min, 略低于注浆管流速, 确保胶结液与菌液充分反应。通过蠕动泵循环灌浆达到设计加固时长后, 开展 MICP 加固钙质砂地基抗液化振动台试验。

1.5 试验工况

试验选择的激振荷载为正弦波, 频率为 2 Hz、峰值加速度 0.15g (0.2g)、历时 30 s。试验设计了 2 个未加固对照组以及 3 个 MICP 加固组, 加固组主要考虑不同的加固时长。除工况 UN-2、MICP-3 外, 所有模型地基均采用两次正弦波加载: 第一次采用正弦波加速度峰值为 0.15g; 振动结束后等待 6 h, 待超孔隙

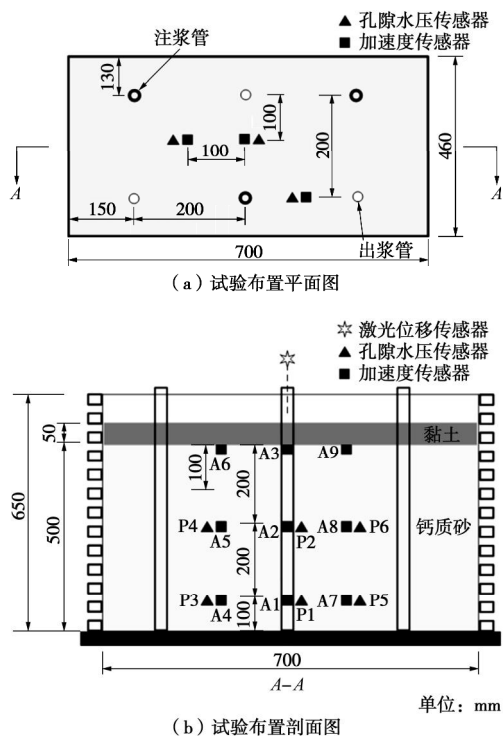


图 3 传感器布置图

Fig. 3 Distribution of sensors

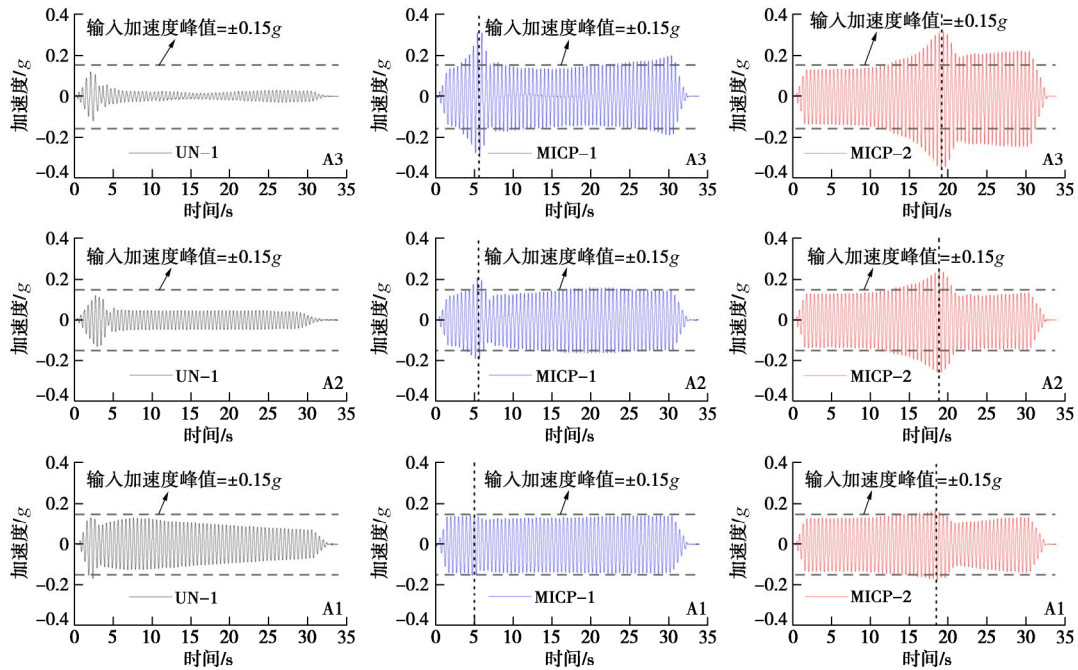


图4 地基若干点加速度时程(第一次加载, 0.15g)

Fig. 4 Acceleration responses of model foundation (first loading, 0.15g)

加速度峰值为 0.15g; 振动结束后等待 6 h, 待超孔隙水压力消散后, 进行第二次加载, 加载峰值为 0.2g。为了对比不同动荷载强度条件下, MICP 处理后钙质砂地基的动力特性, 试验还设计了工况 MICP-5 (加固 54 h, 动荷载峰值 0.3g)。由于试验采集故障, MICP-5 未能采集到加速度与地表沉降数据, 故本文只给出该工况动孔压反应时程。具体试验工况如表 1 所示。

2 微生物加固钙质砂地基动力反应特性

MICP 处理后, 钙质砂颗粒间产生““碳酸钙联结”, 地基土的结构性增强。加固效果越好, 土体结构性越明显, 其动力反应特性与未加固工况(散粒结构)动力特性的差异也就越大。本文主要通过地基加速度响应特征、超孔隙水压力发展、地表沉降等方面对 MICP 加固钙质砂地基抗液化性能进行分析。

2.1 地基加速度响应特征

图 4 为各工况振动过程中地基土加速度响应。振动开始后 4~5 s, 未加固地基发生液化现象, 由于液化砂土层的“滤波减震”作用, 地基不同深度处的加速度都存在衰减现象, 且越靠近地表(A3)衰减越明显, 呈现出典型的液化土加速度响应特征。经 MICP 加固后, 地基不同深度处的加速度均出现不同程度的放大效应, 且越靠近地表放大现象越明显。对比工况 MICP-1、MICP-2 可以发现, 加固效果越明显, 加速度峰值对应的振动时间越长(MICP-1 约为振后 5 s,

MICP-2 约为 17 s), 而且越靠近模型顶部, 出现加速度峰值所需振动时间越长, 这符合剪切波的传播规律。

图 5 为模型地基各深度加速度放大系数分布图。未加固工况 UN-1 模型地基同一深度不同位置处的加速度放大系数差距很小, 这从侧面表明了试验制样的均匀性以及模型箱的边界效应对地基动力反应的影响较小。UN-1 各深度处的加速度放大系数均小于 1, 且越靠近模型表面放大系数越小。加固工况 MICP-1、MICP-2 加速度放大系数沿模型深度的分布规律与未加固工况 UN-1 相反, 各位置处的放大系数均大于 1, 且沿深度方向逐渐较小。同一深度, MICP 模型地基不同位置处的加速度放大系数差异较大, 这主要是微生物加固的不均匀性导致的。

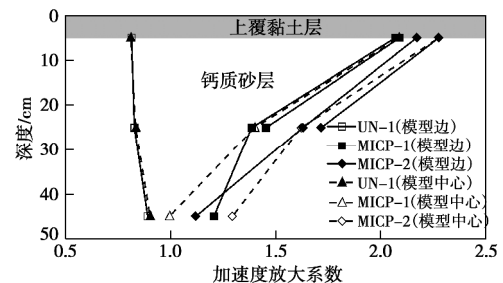


图5 地基加速度放大系数

Fig. 5 Acceleration amplification coefficients with model depth

2.2 地基超孔隙水压力发展特征

图 6 为第一次加载各工况超孔压时程。由图可知, 未加固工况与 MICP 加固工况的孔压发展规律差异明显。振动开始后, 未加固工况 UN-1 在很短时间即达到液化或接近液化。但是地基模型底部(深度 45 cm

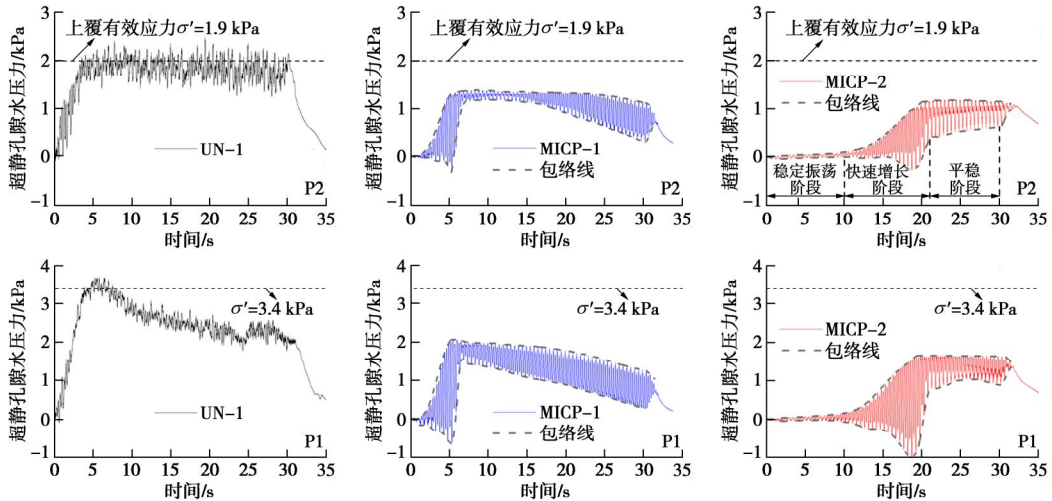


图 6 地基若干测点处的超孔压时程(第一次加载, 0.15g)

Fig. 6 Time histories of dynamic pore pressure (first loading, 0.15g)

处)的超孔压达到 3.4 kPa (上覆有效应力)后很快就出现消散现象, 且随激振而持续消散; 反观上部土体 (深度 25 cm 处), 超孔压达到峰值后仍维持一段时间, 这与模型内部孔隙水向上排水路径有关。区别于未加固工况, MICP 加固后地基土超孔压积累与上升速度相对缓慢, 且最终超孔压比达不到 1.0。事实上, 在其它影响因素不变时, 未加固饱和钙质砂地基的抗液化强度主要与土体密实度及颗粒排列有关。然而, 不同于未加固工况, MICP 胶结钙质砂的抗液化强度不仅仅与土体密实度及颗粒排列规律有关, 还与颗粒胶结强度相关。

此外, 工况 MICP-2 的超孔压发展大致可分为 3 个阶段: ①稳定振荡阶段 (0~10 s), 此阶段内土体颗粒间的胶结结构相对稳定, 模型地基整体振动不发生剪切变形。因此, 该阶段内地基土不产生明显的体应变, 超孔压也基本不发展。②快速增长阶段 (10~20 s), 随着持续激振, 此阶段内土体胶结结构逐渐发生破坏, 地基超孔压快速积累。在循环荷载作用下, 这一阶段土体超孔压与密砂的孔压反应十分相似, 表现出剪胀、剪缩交替出现现象。相对于其他阶段, 此阶段的超孔压振动幅度较大并出现瞬时的负孔压, 这可能是由于局部胶结结构发生脆性破坏导致的。③平稳阶段 (20~30 s), 这个阶段地基各位置处超孔压变得平稳, 孔压比大概保持在 0.5~0.6。值得注意的是, 地基土加速度峰值出现的时间与超孔隙水压力达到最大值的时间是对应的, 这表明加速度出现峰值的主要原因是孔隙水压力上升, 土体结构发生脆性破坏导致的。

对比工况 MICP-1 与 MICP-2 可知, 虽然加固时间越长, 土体超孔压的积累速度越慢, 但最终达到最大超孔压数值差距并不明显, 两个工况均未发生液化现象。因此, 在采用 MICP 处理可液化钙质砂地基时, 可根据实际工程需求选择合理的加固时间。

图 7 为工况 UN-2、MICP-3 钙质砂地基超孔压发展时程, 这两个工况的基底输入加速度幅值为 0.3g。由图 7 可知, 与加速度峰值为 0.15g 的工况 (UN-1、MICP-1) 相比, 0.3g 加速度峰值工况的超孔压积累较快。振动开始后 1~2 s, 未加固工况 UN-2 孔压比即达到 1.0。因地表黏土层开裂, UN-2 工况孔压达到峰值后不能维持, 消散速度较快。

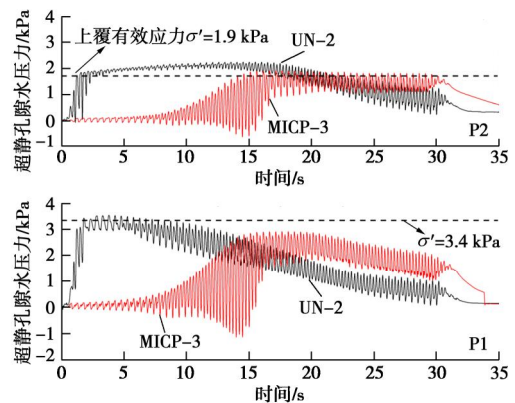


图 7 地基若干测点处的超孔压时程(第一次加载, 0.3g)

Fig. 7 Time histories of dynamic pore pressure (first loading, 0.3g)

MICP-3 工况的动孔压累积特性与 MICP-2 相似, 可分为稳定振荡阶段、快速增长阶段及平稳阶段 3 个阶段。因基底动荷载峰值较大, MICP-3 工况稳定振荡阶段持续时间 (约为 5 s) 相对于 MICP-2 (约为 10 s) 较短, 说明微生物加固后的钙质砂地基的动力特性不仅与加固程度有关, 还与动荷载强度有关。在振动 15 s 后, MICP-3 模型上部 P2 处的超孔压值达到峰值 1.9 kPa (上覆有效应力), 而底部 P1 测点的超孔压未能上升到上覆有效应力 3.4 kPa, 且在达到峰值后持续消散。由此可见, 经 MICP 加固后的钙质砂地基抗液化强度得到较大提高; 同时, 在采用 MICP 处理饱和钙质砂地基时, 应提高浅层土体的加固强度, 防止较

强地震时发生液化现象。

为更清晰的分析加固地基超孔压发展规律,图8对各工况超孔压发展阶段时长进行了汇总。由图8可知:稳定振荡阶段只出现于各加固工况,未加固工况不存在稳定振荡阶段;相同条件下,加固工况的快速增长阶段持续时间要大于未加固工况。稳定振荡阶段及快速增长阶段的持续时间与土体加固程度和动荷载强度有关。MICP-2 稳定振荡阶段及快速增长阶段分别维持了 10, 11 s, 而对应加固时间较短的 MICP-1, 稳定振荡阶段及快速增长阶段只持续了 2, 5 s, 这说明加固强度及均匀性越好, 稳定振荡阶段及快速增长阶段维持得越久, 地基抵抗振动液化能力越强; MICP-3 的稳定振荡阶段时长只有 MICP-2 的 60% 左右, 表明振动荷载强度越强, 稳定振荡阶段持续时间越短, 这与动荷载能量积累有关。

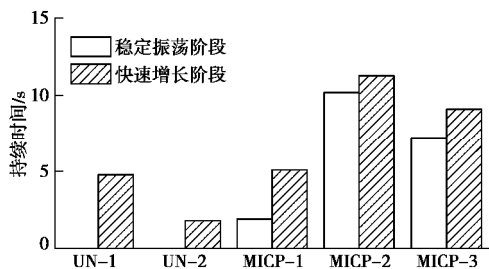


图8 各工况各阶段时长
Fig. 8 Duration of each stage in cases

2.3 模型地表沉降

因 MICP-3 的数据采集异常,这里给出 UN-1、MICP-1 及 MICP-2 中模型地表沉降时程,如图9所示。经 MICP 处理后的模型地基沉降量明显减小, UN-1 地表沉降约为 19.2 mm, MICP-1 地表沉降为 10.5 mm, 而 MICP-2 地表沉降只有 6.6 mm, 相对于未加固工况减小了近 63%。对比不同工况的地表沉降, MICP 处理地基 (MICP-1 及 MICP-2) 沉降发展规律与未加固工况 (UN-1) 存在明显区别。与孔压发展规律一致, 处理后的 MICP-2 地表沉降也可分为 3 个阶段: ①稳定振荡阶段 (0~10 s), 此阶段内, 土颗粒间的胶结未发生破坏, 土样模型处于弹性阶段, 地表不发生沉降; ②快速增长阶段 (10~20 s), 随着持续加载, 胶结结构开始破坏, 地表开始沉降, 且沉降速率逐渐增大; ③平稳阶段 (20~30 s), 此阶段内地表沉降逐渐稳定。各个阶段时长与加固程度 (加固强度及加固均匀性) 有关。

3 振动历史对微生物加固钙质砂地基动力特性的影响

待第一次加载产生的超孔隙水压力完全消散后,

进行第二次加载, 研究振动历史对微生物处理饱和和钙质砂地基抗液化性能的影响。

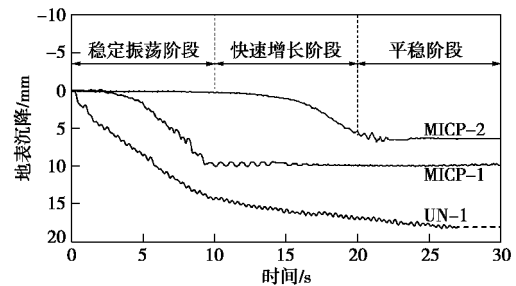


图9 地表沉降曲线(第一次加载, 0.15g)

Fig. 9 Time histories of vertical settlement of soil during shaking (first loading, 0.15g)

3.1 地基加速度响应特征

图10为各工况第二次加载地基土加速度响应。工况 UN-1、MICP-1 模型地基各深度处的加速度均出现放大现象, 并且在整个振动过程中未出现明显的衰减现象, 表明土体未发生明显的软化或液化现象。经历第一次加载后, UN-1、MICP-1 的地基抗液化强度得到了提高, 主要原因是: ①未加固工况, 未加固工况在第一振动后发生地震液化现象, 待模型超孔隙水压力消散后, 地表产生了 1.9 cm 沉降, 钙质砂颗粒重新排列、咬合, 地基密实度提高 (从 41.3% 变为 60.1%), 因而未加固地基的抗液化强度得到很大提高; ② MICP-1 工况, 经 MICP 处理后, 模型地基的动力特性得到了改善, 因此第一次加载, 土体未发生明显的液化现象。但由于动荷载的持续作用, 钙质砂间的 MICP 胶结颗粒发生了软化及破坏, 待超孔压消散后, 地表产生了 1.2 cm 沉降, 地基密实度从 40.1% 提高为 50.3%, 地基土的密实度的提高使得地基的抗液化强度得到提高, 因此, 第二次加载 MICP-1 工况未发生液化。

第二次振动, MICP-2 地基各深度加速度峰值均大于基底输入加速度峰值。在振动开始 2 s 左右, 加速度发生衰减, 越靠近地表衰减越明显, 主要原因是由于土体胶结颗粒破碎, 地基结构软化, 孔压上升导致的。第二次加载 MICP-2 加速度发生衰减也从侧面表明: 第一次加载时 (0.15g), 虽然工况 MICP-2 地基超孔压有所发展, 但仍存在一些强度较高的胶结结构未完全发生破坏, 而这些胶结结构在第二次振动过程中 (0.2g) 强度发生了衰减。

3.2 地基超孔隙水压力发展特征

图11为第二次振动土体动孔压时程曲线。随着动荷载的循环作用, 工况 UN-1 及 MICP-1 的土样表现出剪胀、剪缩“交替”现象, 超孔压正、负交替出现, 振幅较大 (上、下振幅约为 2 kPa) 且无明显上升趋势, 表明第一次加载后, 土体密实度提高, UN-1 及 MICP-1

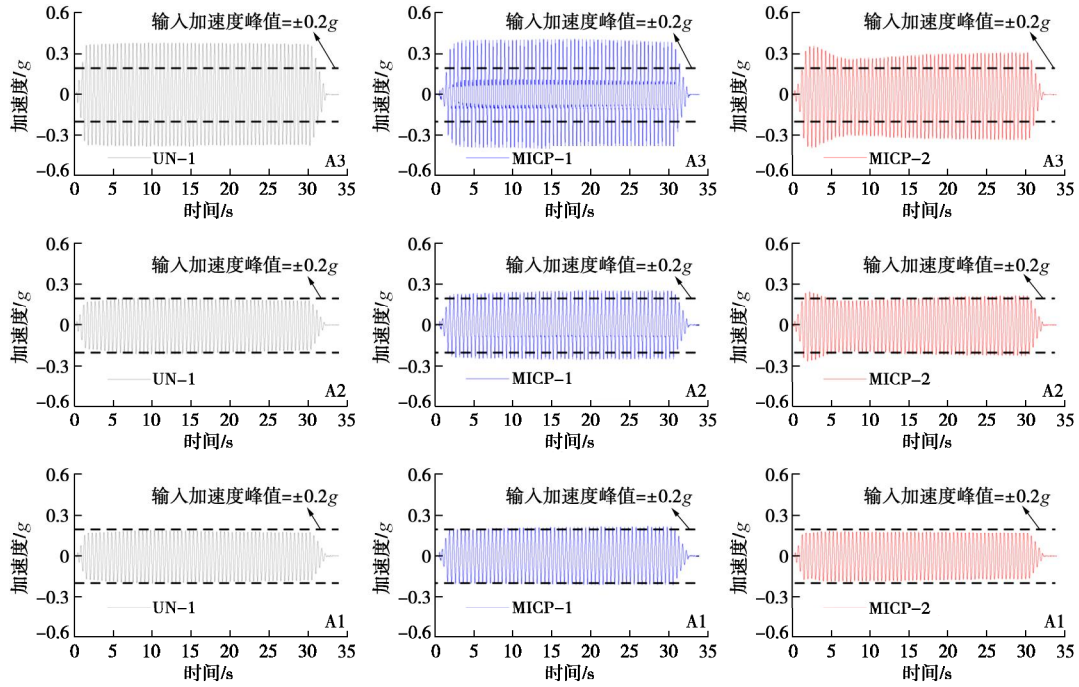


图 10 地基若干点加速度时程(第二次加载, 0.2g)

Fig. 10 Acceleration responses of model foundation (second loading, 0.2g)

地基土由松砂变为密砂。

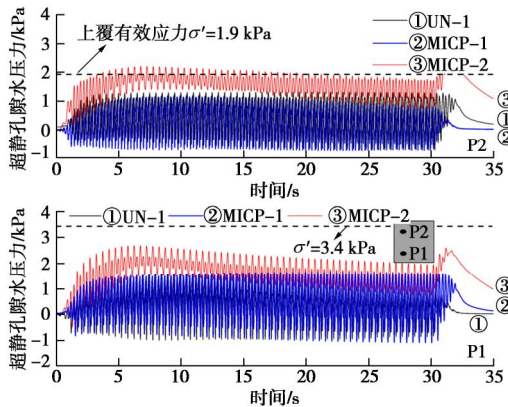


图 11 地基若干测点处的超孔压时程(第二次加载, 0.2g)

Fig. 11 Time histories of dynamic pore pressure (second loading, 0.2g)

振动历史对饱和钙质砂地基的抗液化性能影响较大。激振约 6 s 后, 工况 MICP-2 模型地基上部 P2 测点的超孔压达到峰值, 发生液化; 而底部 P1 超孔压只上升至 2.5 kPa 左右, 未发生液化。第一次振动中表现出较高抗液化强度的工况 MICP-2 (加固强度较高), 在第二次振动时其抗液化能力却要低于未加固工况 UN-1 及 MICP-1。主要原因是 MICP 胶结钙质砂的抗液化强度不仅仅与颗粒胶结强度相关, 还与土体密实度及颗粒排列规律有关。经过第一次振动后, 虽然 MICP-2 颗粒间的胶结强度要高于 MICP-1 及 UN-1, 但其密实度却远远小于其它两个工况, 因而其抗液化强度也相对较低。

综上所述, 针对微生物灌浆加固钙质砂地基工程, 应根据当地的抗震设防烈度来设计合适的 MICP 加固强度, 在地震发生后需对钙质砂地基 (尤其是靠近地表的土体) 进一步加固, 以防止胶结强度损失导致地基在下次地震中发生液化。

3.3 模型地表沉降

图 12 为第二次振动各工况的地基地表沉降曲线。工况 MICP-2 的地表沉降值为 6.6 mm, 大于其余两个工况。工况 UN-1 及 MICP-1 的地表沉降分别为 4.3, 5.2 mm, 约为第一次加载地表产生沉降的 22%, 50%。可以看出, 各工况第二次加载过程中产生的地表沉降要小于第一次加载, 这表明振动历史能够有效的改善地基沉降。第二次振动时, 虽然 MICP-2 地基 P2 测点处发生了液化, 但由于振动历史的作用, 模型地表产生的沉降要远小于 UN-1、MICP-1 工况第一次振动产生的沉降。

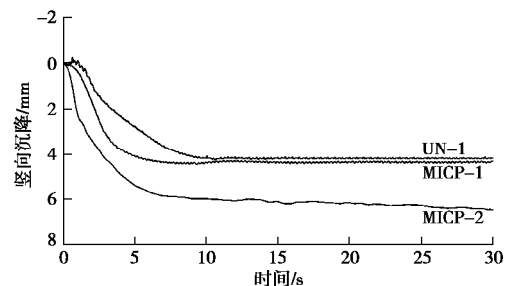


图 12 地基表面竖向位移时程曲线 (第二次振动, 0.2g)

Fig. 12 Time histories of vertical settlement of ground surface (second loading, 0.2g)

表2为部分工况地表沉降汇总表。两次振动后, MICP-1、MICP-2 两组模型地基表面累积沉降分别为 15.7, 13.2 mm, 远小于未加固工况 23.5 mm, 说明 MICP 加固可有效降低地表沉降。

表2 第一、第二次振动地表沉降

Table 2 Ground subsidences during shaking

工况	地表沉降/mm		
	第一次加载	第二次加载	累计
未加固 UN-1	19.2	4.3	23.5
MICP-1	10.5	5.2	15.7
MICP-2	6.6	6.6	13.2

3.4 振前、后地基模型密实度

图13为通过地表沉降数据换算得到的振前、后模型地基的密实度。振前各组地基土密实度基本一致, 均为40%左右。第一次加载后地基密实度显著提高, 未加固工况 UN-1 密实度提高了46%, MICP-1 提高了26%, 而加固效果最好的 MICP-2 的土体密实度只提高了18%。可见第一次振后地基土密实度增加幅度与土体胶结强度有关, 胶结结构越稳定, 振动过程中产生的破坏就越小, 相应振后沉降值也越小, 土体密实度变化越不明显。第二次加载, 各工况模型地基土密实度提高幅度明显要低于第一次加载, UN-1、MICP-1 及 MICP-2 土体密实度分别提高了7%, 10%及12%。振动历史会导致砂颗粒重新排列、地基密实度提高, 从而改善未加固场地的抗液化性能。

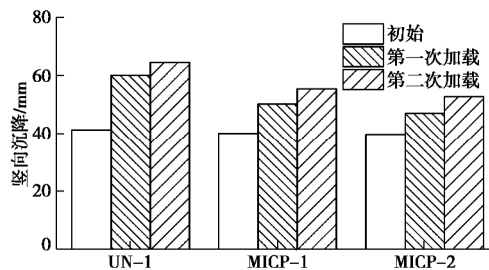


图13 振动前、后模型地基密实度

Fig. 13 Relative densities of model foundation before and after shaking

4 结 论

基于振动台模型试验研究了微生物加固钙质砂地基动力反应特性, 分析和比较了不同加固时间下地基加速度响应特征、超孔压发展特征以及模型地表沉降规律, 探讨了振动历史对钙质砂地基动力反应特征及抗液化性能的影响, 得到以下3点结论。

(1) MICP 灌浆加固技术能够有效提高饱和钙质砂地基的抗液化性能, 经 MICP 处理后的钙质砂地基动孔压与地表沉降均有所降低; 处理后地基不同深度处的加速度均出现不同程度的放大效应, 越靠近地表

放大现象越明显, 有必要考虑提高液化阻力和尽量减少不必要的地表放大运动之间的权衡; 加固土样同一深度不同位置处的加速度放大系数差异较大, 表明微生物灌浆加固存在一定的不均匀性; 此外, 在采用 MICP 处理饱和钙质砂地基时, 应提高浅层土体的加固强度, 防止较强地震时发生液化现象。

(2) MICP 胶结钙质砂孔压以及地表沉降发展可分为3个阶段: 稳定振荡阶段、快速增长阶段及平稳阶段, 各个阶段持续时长与加固程度(加固强度及加固均匀性)及动荷载强度有关; 在快速增长阶段内, 加固地基超孔压反应特征与密砂的孔压反应十分相似, 此阶段的超孔压振动幅度较大并出现瞬时的负孔压, 这是由于局部胶结结构发生脆性破坏导致的。

(3) 振动历史能够有效的改善地基沉降, 各工况第二次加载过程中产生的地表沉降均要小于第一次加载; 振动历史导致砂颗粒重新排列以及地基密实度提高, 从而提高了未加固场地的抗液化性能; 针对微生物灌浆加固钙质砂地基工程, 在地震发生后需对钙质砂地基(尤其是靠近地表的土体)进一步加固, 以防止胶结强度损失导致地基在下次地震中发生液化。

参考文献:

- [1] XIAO P, LIU H, XIAO Y, et al. Liquefaction resistance of bio-cemented calcareous sand[J]. *Soil Dynamics & Earthquake Engineering*, 2018, **107**(1): 9 - 19.
- [2] ZHOU X Z, CHEN Y M, LI W W, et al. Monotonic and cyclic behaviors of loose anisotropically consolidated calcareous sand in torsional shear tests[J]. *Marine Georesources & Geotechnology*, 2019, **37**(4): 438 - 451
- [3] VELEZ M, CRISTINA A. Evaluation of field based liquefaction approaches for calcareous sands using shear wave velocity[D]. Rhode Island: University of Rhode Island, 2014.
- [4] MORIOKA B T, NICHOLSON P G. Evaluation of the liquefaction potential of calcareous sand[C]// *The Tenth International Offshore and Polar Engineering Conference*, 2000, Washington: 494 - 450.
- [5] SHAHNAZARI H, JAFARIAN Y, TUTUNCHIAN M A, et al. Probabilistic assessment of liquefaction occurrence in calcareous fill materials of Kawaihae Harbor, Hawaii[J]. *International Journal of Geomechanics*, 2016, **16**(6): 05016001.
- [6] MONTOYA B M, DEJONG J T, BOULANGER R W, et al. Liquefaction mitigation using microbial induced calcite precipitation[J]. *Proceedings of GeoCongress*, 2012: 1918 -

- 1927.
- [7] WOODWARD J. An Introduction to Geotechnical Processes[M]. London and New York: Spon Press, 2005.
- [8] 何稼, 楚剑, 刘汉龙, 等. 微生物岩土技术的研究进展[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(4): 643 - 653. (HE Jia, CHU Jian, LIU Han-long, et al. Research advances in biogeotechnologies[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(4): 643 - 653. (in Chinese))
- [9] 韩智光, 程晓辉. 可液化砂土微生物处置试验[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2016, **48**(12): 103 - 107. (HAN Zhi-guang, CHENG Xiao-hui. An experimental study of microorganism's treatment on liquefiable sands[J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2016, **48**(12): 103 - 107. (in Chinese))
- [10] 钱春香, 王安辉, 王欣. 微生物灌浆加固土体研究进展[J]. 岩土力学, 2015, **36**(6): 1537 - 1548. (QIAN Cun-xiang, WANG An-hui, WANG Xin. Advances of soil improvement with bio-grouting[J]. Rock & Soil Mechanics, 2015, **36**(6): 1537 - 1548. (in Chinese))
- [11] DEJONG J T, FRITZGES M B, NÜSSLEIN K. Microbially induced cementation to control sand response to undrained shear[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2006, **132**(11): 1381 - 1392.
- [12] 李明东, LIN Li, 张振东, 等. 微生物矿化碳酸钙改良土体的进展, 展望与工程应用技术设计[J]. 土木工程学报, 2016, **49**(10): 80 - 87. (LI Ming-dong, LIN Li, ZHANG Zhen-dong, et al. Review, outlook and application technology design on soil improvement by microbial induced calcium carbonate precipitation[J]. China Civil Engineering Journal, 2016, **49**(10): 80 - 87. (in Chinese))
- [13] 刘璐, 沈扬, 刘汉龙, 等. 微生物胶结在防治堤坝破坏中的应用研究[J]. 岩土力学, 2016, **37**(12): 3410 - 3416. (LIU Lu, SHEN Yang, LIU Han-long, et al. Application of bio-cement in erosion control of levees[J]. Rock and Soil mechanics, 2016, **37**(12): 3410 - 3416. (in Chinese))
- [14] 孙潇昊, 缪林昌, 童天志, 等. 微生物沉积碳酸钙固化砂土试验研究[J]. 岩土力学, 2017, **38**(11): 3225 - 3230. (SUN Xiao-hao, MIAO Lin-chang, TONG Tian-zhi, et al. Sand solidification test based on microbially-induced precipitation of calcium carbonate[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, **38**(11): 3225 - 3230. (in Chinese))
- [15] 高炎旭. 微生物诱导碳酸盐沉淀 (MICP) 团聚化垃圾焚烧飞灰试验研究[D]. 杭州: 浙江理工大学, 2017. (GAO Yan-xu. Microbial Induced Carbonate Precipitation (MICP) Agglomeration of Fly Ash From Waste Incineration[D]. Hangzhou: Zhejiang University of Technology, 2017. (in Chinese))
- [16] 王茂林, 吴世军, 杨永强, 等. 微生物诱导碳酸盐沉淀及其在固定重金属领域的应用进展[J]. 环境科学研究, 2018, **31**(2): 206 - 214. (WANG Mao-lin, WU Shi-jun, YANG Yong-qiang, et al. Microbial induced carbonate precipitation and its application for immobilization of heavy metals: a review[J]. Research of Environmental Sciences, 2018, **31**(2): 206 - 214. (in Chinese))
- [17] HAN Z, CHENG X, MA Q. An experimental study on dynamic response for MICP strengthening liquefiable sands[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2016, **15**(4): 673 - 679.
- [18] MONTOYA B M, DEJONG J T, BOULANGER R W. Dynamic response of liquefiable sand improved by microbial-induced calcite precipitation[J]. Géotechnique, 2013, **63**(4): 302 - 312.
- [19] 程晓辉, 麻强, 杨钻, 等. 微生物灌浆加固液化砂土地基的动力反应研究[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(8): 1486 - 1495. (CHENG Xiao-hui, MA Qiang, YANG Zhuan, et al. Dynamic response of liquefiable sand foundation improved by bio-grouting[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(8): 1486 - 1495. (in Chinese))
- [20] 陈海洋, 汪稔, 李建国, 等. 钙质砂颗粒的形状分析[J]. 岩土力学, 2005, **26**(9): 1389 - 1392. (CHEN Hai-yang, WANG Ren, LI Jian-guo, et al. Grain shape analysis of calcareous soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, **26**(9): 1389 - 1392. (in Chinese))
- [21] 方祥位, 申春妮, 楚剑, 等. 微生物沉积碳酸钙固化珊瑚砂的试验研究[J]. 岩土力学, 2015, **36**(10): 2773 - 2779. (FANG Xiang-wei, SHEN Chun-ni, CHU Jian, et al. An experimental study of coral sand enhanced through microbially-induced precipitation of calcium carbonate[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(10): 2773 - 2779. (in Chinese))
- [22] 彭劼, 冯清鹏, 孙益成. 温度对微生物诱导碳酸钙沉积加固砂土的影响研究[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(6): 1048 - 1055. (PENG Jie, FENG Qing-peng, SUN Yi-cheng. Influences of temperatures on MICP-treated soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(6): 1048 - 1055. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202006006

应用于基坑围护结构变形计算的非线性土体弹簧模型及参数研究

王洪新^{1,2}, 李雪强¹, 杨石飞³, 路家峰³

(1. 上海大学土木工程系, 上海 200444; 2. 上海城建市政工程(集团)有限公司, 上海 200065; 3. 上海勘察设计研究院(集团)有限公司, 上海 200093)

摘要: 目前基坑计算时, 被动区土体采用线弹性弹簧模拟有较大不合理之处。为使基坑变形计算更接近实际监测结果, 在计算时被动区应采用反映土体非线性变形特征的弹簧。建立了双曲函数土体弹簧模型, 通过现场监测数据反分析了30多个基坑的被动区土体非线性弹簧参数。针对一个典型工程, 通过原位测试方法获取了土体的非线性弹簧参数。依据反分析结果, 讨论了通过反分析获得参数与通过原位测试获得参数的相关关系。成果对引入非线性弹簧改进基坑算法有借鉴意义。

关键词: 非线性弹簧; 监测数据; 反分析; 原位测试; 变形

中图分类号: TU43 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2020)06-1032-09

作者简介: 王洪新(1973—), 男, 博士, 高级工程师。主要从事基坑工程、盾构法隧道及土力学基本理论方面的研究工作。E-mail: tjwanghongxin@163.com。

Nonlinear soil spring model and parameters for calculating deformation of enclosure structure of foundation pits

WANG Hong-xin^{1,2}, LI Xue-qiang¹, YANG Shi-fei³, LU Jia-feng³

(1. Civil Engineering Shanghai University, Shanghai 200444, China; 2. Shanghai Urban Construction Municipal Engineering Co., Ltd., Shanghai 200065, China; 3. SGIDI Engineering Consulting (Group) Co., Ltd., Shanghai 200093, China)

Abstract: At present, when calculating deformation of foundation pits, it is unreasonable to use linear elastic spring to simulate the soil in the passive area. In order to make the calculation of foundation pit deformation closer to the actual monitoring results, the spring reflecting the non-linear deformation characteristics of soil should be used to simulate the soil in the passive zone during the calculation. In this study, a hyperbolic function soil spring model is established, and the parameters of non-linear spring in the passive zone of more than 30 foundation pits are analyzed based on the monitoring data. For a typical project, the parameters of the non-linear spring are obtained by the in-situ testing method. Based on the back analysis results, the correlation between the parameters obtained by back analysis and those obtained by in-situ testing is discussed. The results of this study can be used for reference when introducing non-linear elastic spring to improve the algorithm of foundation pits.

Key words: nonlinear spring; monitoring data; back analysis; in-situ testing; deformation

0 引言

近年来, 伴随地下空间的快速开发, 基坑工程事故呈频发态势。基坑失稳前往往表现出围护结构的快速发展, 成为破坏的典型前兆之一。显然, 如果能够较准确地预测基坑变形的发展趋势, 区分出异常变形, 对基坑事故预警有重要意义。但实际上, 即使针对正常变形的基坑, 算得的变形与实际监测结果也有较大差异。基坑围护结构的变形计算方法一直是岩土领域关注和研究的热点问题之一。

目前, 基坑围护结构的变形计算方法主要有^[1]古典方法(如等值梁法、塑性铰法)、解析方法(如山肩

邦男法)、把土体作为实体单元的二维或三维有限元法以及杆系有限元法。相比于其它方法, 杆系有限元法有模型简单、荷载明确、所需计算参数少且便于利用工程经验等诸多优点^[2]被广泛地应用于实际基坑工程设计中。在国内各类规范^[3]中, 杆系有限元法的被动区土体均被假设为线弹性弹簧——文克勒地基弹簧。实际上, 几乎所有土工试验都发现, 土体在应力变化时的应变发展表现出明显的非线性特征, 弹性段非常短; 对大多数基坑围护, 在基坑底部附近, 围护墙的

位移都超出弹性范围。但是, 土体的应力与变形关系的非线性特征在基坑工程变形分析中并没有得到反映。实际上, 基坑规范推荐的用于计算的土体基床系数都属于等效弹簧, 上海等地方规范^[4]给出的建议值范围往往非常大(表1)。在计算时往往依据自己的经验选取基床系数值, 导致不同工程师针对同一设计得到差异很大的计算结果。另外, 由于假定弹簧为线性的, 使得在围护墙底的小应变区土体的刚度被取得明显偏低, 导致应用杆系有限元法经常算出在实际监测中没有出现的异常“踢脚”变形。因此, 有必要在基坑的杆系计算模型中引入非线性土弹簧, 以得到更接近现场监测结果的变形, 使围护结构的受力计算和配筋更加合理。

表1 水平向基床系数 k_H 的规范建议值

地基土分类		$k_H/(10^3 \text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$
流塑的黏性土		3.0~15
软塑的黏性土、松散的粉砂性土和砂土		15~30
可塑的黏性土、稍密—中密的粉性土和砂土		3.0~15
坚硬的黏性土、密实的粉性土、砂土		15 以上
水泥土搅拌桩 加固, 置换率 >25%	水泥参量<8%	10~15
	水泥参量>13%	20~25

在土工计算中, 被引入最多的土体非线性计算模型是双曲线模型, 最有名当属邓肯-张土体本构模型^[5]。学者们对双曲线模型热衷的原因是该模型参数简单, 两个参数均有物理意义; 其中的极限承载力还能够与土力学中广泛发展的极限状态法联系在一起, 使双曲线模型更易于被推广应用。杨光华等^[6]在地基沉降计算中采用基于压板试验的土体双曲线模型计算了用于沉降计算的变形模量。在桩在受水平方向力作用下的变形计算中, 土弹簧的双曲模型也被广泛应用。但是, 基坑变形中, 土体双曲线非线性弹簧一直没有被真正应用, 主要原因是非线性弹簧的参数测定存在较大困难。

为了测定基坑计算时被动区土体的双曲函数参数, 最容易被想到的就是能够反映应力-变形关系的原位测试试验, 如扁铲侧胀试验、旁压试验和压板试验。但这些都与基坑的实际受力情况有明显差异, 且存在较大的尺寸效应。如果直接把基于试验结果得到非线性双曲线弹簧模型直接应用于基坑变形计算显然是不恰当的。当然, 也可以基于基坑监测变形通过反分析得到双曲线模型参数。如果在一个地区基坑实例足够多, 就可以建立基于原位测试得到的参数与基坑反分析得到的参数的相关关系。由此, 就可以基于原位测试得到可用于基坑计算的被动区土体

双曲线模型了。

本文就是基于上述思路开展研究的。最终, 给出了针对上海地区基坑变形计算的非线性土体弹簧的建议参数指标。这一指标对在基坑变形分析中引入有依据的非线性弹簧有重要意义。

1 基坑被动区土体弹簧模型

1.1 基坑增量法杆系有限元计算模型

在基坑开挖过程中, 一般需要设置多道支撑来维持基坑的稳定。挖土时需要分层分段进行, 在挖到设定深度时应及时架设支撑, 之后, 再继续开挖直至完成。在这一过程中, 支撑体系和水土荷载不断发生着变化, 每一步的计算模型都在改变。为了反映施工过程中对变形计算的影响, 杨光华^[7]提出了考虑施工过程的基坑支护结构的增量算法, 其计算模式如图1所示。坑内土体用线性弹簧来模拟, 弹簧数量根据开挖量来对应删减。删减弹簧会导致已发生变形土体抗力的消失, 所以, 后一次计算时的计算模型需要将前一次开挖掉的土体抗力反向加在围护结构的对应位置, 形成反向作用荷载 f ; 同时, 还需要根据当前开挖步施加主动区土压力的增量。变形和内力求解采用杆系有限元的方法。这一模型在基坑计算中被广泛推广应用, 在基坑计算中发挥了巨大的作用。其计算结果被作为围护配筋设计和支撑选型的主要依据。

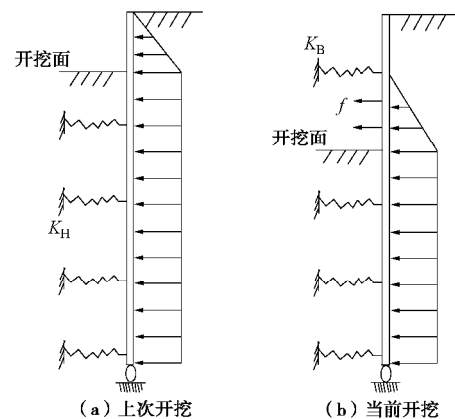


图1 增量法杆系计算模型

Fig. 1 Computational model for incremental method

1.2 文克勒线性弹簧及其缺陷

把土体假设为线弹性弹簧是文克勒(Winkler)提出的。该模型是最简单的土体本构模型, 其把结构与土体间的接触关系假定为各自独立的弹簧, 弹簧所受的压力强度 p 与该点的变形量 s 成正比, 其比例系数 k 被称为基床系数, 基床系数则可以认为是由地基土所组成的互相独立的弹簧系统的弹簧刚度。文克勒模型首先被应用于弹性地基梁分析, 进一步被引入到基坑的变形计算模型。根据上海市基坑工程技术规范^[4],

在基坑开挖面以下, 水平向弹簧支座的压缩弹簧刚度为 K_H ,

$$K_H = k_H bh \quad (1)$$

式中, K_H 为土体水平向压缩弹簧刚度 (kN/m), k_H 为地基土的水平向基床系数 (kN/m³), b, h 为土弹簧的水平向和垂直向计算间距 (m)。

水平向基床系数的建议值见表 1。从表 1 可以看出, 水平向基床系数的建议值范围较大, 范围的上限值为下限值的 2~5 倍。

从直觉来看, 土弹簧的线性模型有明显不合理之处。但是, 由于只有一个参数, 在有经验可循时, 该模型的优势非常明显: 一个有经验的工程师往往能根据以往经验确定被动区土体的经验基床系数, 计算得到大致与工程实际接近的变形值。但过大的建议值范围使不同工程师的计算结果很难一致; 另外, 该模型在土体处于小应变状态时是非常不合理的, 因此, 往往算出异常的墙体“踢脚”变形。

1.3 土体双曲非线性弹簧及等效基床系数

为考虑土体刚度随变形发展不断弱化的非线性特征, 可考虑引入两个参数的非线性模型。考虑到被动区土体先处于刚度较大的小应变状态; 随着变形的发展, 土体刚度不断降低, 在达到被动土压力时, 土体刚度会变得很小。这一过程与邓肯-张本构模型有极大的相似度, 本文把两者关联起来, 运用邓肯-张模型的基本思想对非线性弹簧模型进行理论分析。假定基坑被动区土体的非线性弹簧满足双曲函数关系:

$$p = \frac{s}{a + bs} \quad (2)$$

式中, s 为围护结构水平位移, p 为对应位置处的土压力强度, a, b 为与土层性质有关的参数。

当 $s \rightarrow 0$ 时, 可由式(2)得到初始切线刚度 k_0 , $k_0 = 1/a$; 当 $s \rightarrow \infty$ 时, 极限土压力 $p_{ult} = 1/b$ 。具体见图 2。

在进行基坑变形计算时, 针对不同变形, 取图 2 中的割线刚度更符合土体的力学性质。该刚度即为土体基床系数, 只是该基床系数不是常量, 是变形的非线性函数。针对具体基坑监测数据进行反分析, 可以得到不同变形时土体基床系数。从后面的应用实例可以看出通过反分析得到的刚度与土体变形间的非线性关系很接近双曲线模型。通过反分析方法还可以得到双曲线模型的两个经验参数。要利用反分析结果取得土体双曲线模型参数, 需要用到下面给出的等效基床系数概念。

传统的基床系数为

$$k = \frac{P}{s} \quad (3)$$

如果采用图 2 所示的双曲函数关系, 可以得到不

同变形时的等效刚度 (其物理意义见图 2):

$$k = \frac{p}{s} = \frac{1}{a + bs} \quad (4)$$

从式(4)可知, 基床系数不是线性的, 是位移的非线性函数。当 $s \rightarrow 0$ 时, 可得初始切线刚度 $k_0 = 1/a$; 当 $s \rightarrow \infty$ 时, $k \rightarrow 0$ 。随着变形发展, 土体刚度在不断衰减。而采用两个参数 a, b 就可以反映出这一非线性特征。下面将基于这一个思路, 通过反分析得到土体的非线性参数。

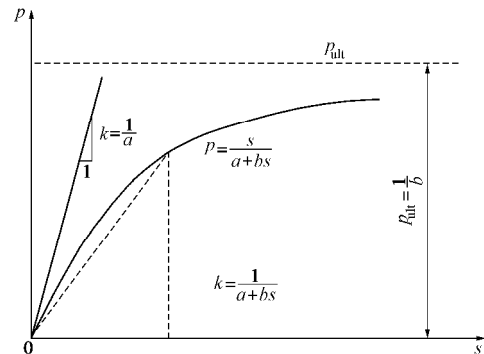


图 2 非线性弹簧 $p-s$ 关系图

Fig. 2 $p-s$ relation of non-linear spring

2 应用反分析方法获取双曲线模型参数的方法

如果在基坑的变形计算中引入非线性弹簧, 就需要确定参数 a, b , 具体值可基于监测数据通过反分析获得。路家峰^[8]提出了一个重要的反分析方法, 下面简述一下具体的处理思路。

通常, 在基坑的杆系有限元计算时, 先设定被动区弹簧的刚度, 然后将其冲入到总刚度矩阵中去, 并结合围护上的水土荷载、边界条件来计算围护结构的位移和内力。相反地, 若已知结构的位移、水土荷载和边界条件, 也可以逆向求解坑内土弹簧的刚度。这样便求得了 k, s 的点坐标关系。

考虑到实际工程中桩侧土分层较多, 并且需要获取沿桩深度方向土的水平向基床系数值, 在弹性地基杆系有限单元法理论上使用了 Matlab 工具对弹簧刚度进行了反向推求。根据有限元计算的基本方程:

$$[F] = [K][D] \quad (5)$$

式中, $[F]$ 为围护结构外荷载, $[K]$ 为总刚度矩阵, $[D]$ 为围护结构的位移。在反向推求时, 水土压力已知, 并由基坑监测数据求得计算点处的位移。其中, 总刚度矩阵包含了围护结构刚度矩阵 k_e (已知) 和被动区土弹簧刚度矩阵 k_s (待求), 具体为

$$[K] = [k_e] + [k_s] \quad (6)$$

反分析流程如图 3 所示。应用该方法求得 k_s 后,

就可建立被动区土弹簧刚度与围护结构水平变形的关系; 通过最小二乘法拟合, 就可以求得基于基坑变形监测数据的经验 a , b 值了。

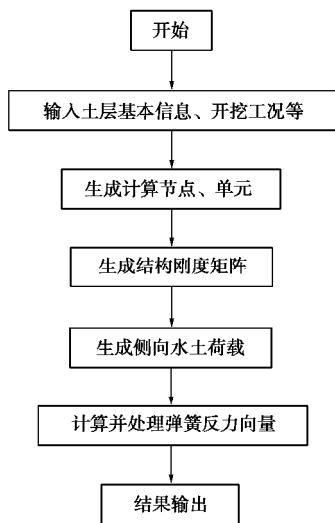


图3 反分析流程图

Fig. 3 Flow chart of back analysis

3 运用原位测试方法获取双曲线参数

还有一个获取 a , b 值的思路, 就是通过可以测得应力-变形关系的原位测试方法计算。其中, 扁铲侧胀试验、旁压试验和螺旋板试验都是可供选择的原位测试方法。3 个试验的测试工况都与基坑情况有较大差异: 扁铲侧胀试验是通过一个可以水平向变形的圆形薄膜施加作用的; 旁压试验是轴对称膨胀受力; 螺旋板试验采用圆形压板, 且是竖向施加荷载。这些试验要么加载方向与基坑受力情况不符, 要么加荷方式不是平面应变状态。而且, 加荷面积都尺寸较小, 与基坑的工况差异较大。可以想象, 通过试验测得的 a , b 值不能直接用于基坑的变形计算。但如果基于同一工程, 既通过反分析获取了经验 a , b 值, 又通过试验获取了基于原位测试试验的 a , b 值(下文记为 a' , b' , 以示与基于监测反分析取得 a , b 值的区别), 就可以得到两者之间的转换系数了。

3.1 旁压试验

旁压试验是地质勘察中常用的一种原位测试方法, 其成果可用于确定土的水平基床反力系数。它的工作原理是向圆柱形旁压器内逐级充气加压, 使得旁压膜侧向膨胀扩张, 由膜片将压力传递给周围土体, 使土体发生变形直到破坏, 进而得到压力增量与体积增量之间的关系。如图4所示, 典型的旁压曲线一般可以分为3个阶段:

(1) 初始阶段 ($0-P_0$ 段), 反映了受扰动土的压缩。

(2) 拟弹性阶段 (P_0-P_f 段), 旁压器的压力与

体积变化近似成正比关系。

(3) 塑性阶段 (P_f-P_l 段), 压力与体积呈现非线性关系, 随着压力增大, 体积增加急剧, 最终破坏。

但是, 由图4得到的斜率 $(\Delta P/\Delta V)$ 并不是基床系数, 与图2中的等效基床系数概念相异。上海市岩土工程勘察规范^[9]规定旁压试验的基床系数 K_m :

$$K_m = \frac{\Delta P}{\Delta R}, \quad (7)$$

式中, ΔP 为临塑压力与初始压力之差, $\Delta P = P_f - P_0$, ΔR 为临塑压力与初始压力对应径向位移之差, $\Delta R = R_f - R_0$ 。

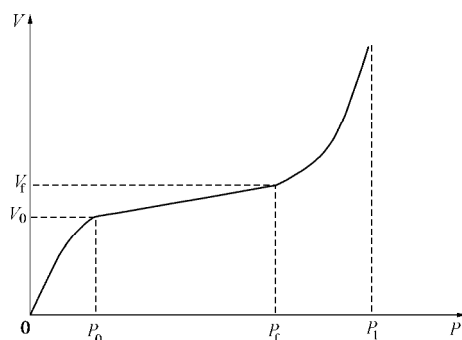


图4 典型的旁压曲线

Fig. 4 Typical curve of pressuremeter tests

由式(7)可见, 基床系数应该是由压力增量与半径增量的关系求得, 计算时需将试验测得的压力与体积增量的关系转换为压力与半径增量的关系。式(7)为弹性阶段求得的基床系数, 为了描述非线性基床系数的变化全过程, ΔP , ΔR 应当是对于旁压曲线发展全过程而言的。旁压试验得到的体积增量 ΔV , 可以根据旁压器的高度 h 和原始体积 V_C 换算成半径增量 ΔR 。在绘制 $\Delta P-\Delta R$ 关系图时, 需将坐标原点移动到弹性阶段开始点 P_0 处。通过对数据的整理发现, ΔP , ΔR 呈现出较强的双曲线关系, 即满足式(2), 具体可见图7。旁压试验的 a' , b' 值可以选用式(2)的函数进行双曲线拟合计算。

3.2 扁铲侧胀试验

扁铲试验可以用来评价土的类型、塑性状态及估算地基土的水平基床系数。其工作原理是用静力或者锤击力将一扁平探头贯入土中, 分别测出膜片中心侧向膨胀 0.05 mm 和 1.10 mm 位移时的气压值, 以此得出土层压力与变形的关系。扁铲侧胀试验能够高效地测得侧向基床系数, 并能近似连续反映基床系数随深度的变化规律。但是扁铲试验也是有缺陷的, 其最大水平位移仅为 1.1 mm, 所以无法估测其极限压力值, 也就无法得到 b' 值。由于扁铲侧胀试验为小应变试验, 所以可以近似地认为侧向基床系数试验值 K_{h0} 就是土体的初始刚度 ($1/a'$)。侧向基床系数试验值的计算如下式^[10]:

$$K_{ho} = \frac{3\Delta P}{2s(0)}, \quad (8)$$

式中, $s(0)$ 为扁铲探头膜片中心点的位移量, 大小取为 1.1 mm, ΔP 为位移 1.1 mm 时的土体压强增量。

3.3 螺旋板试验

螺旋板试验是将一螺旋形承压板通过人力或者机械旋入地下的特定深度, 通过传力杆对承压板施加垂直荷载, 在此过程中记录 $p-s$ 的关系的试验。螺旋板试验可以用来评价土层的垂直向基床系数, 典型的 $p-s$ 曲线关系如图 5 所示, 该曲线非常接近双曲线函数关系。将试验记录得到的 $p-s$ 对应值代入式 (2) 并进行双曲线拟合操作就可以求出双曲线参数。下文通过具体工程实例来说明上述思想的应用。

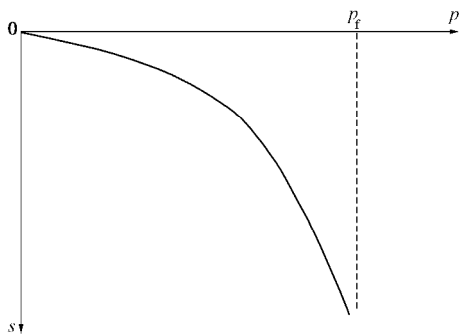


图 5 典型的螺旋板曲线
Fig. 5 Typical curve of screw plate load tests

4 典型工程实例

4.1 工程概况

上海田林路下穿中环路地道分下穿中环线暗埋段、工作井和工作井外的地道暗埋段、敞开段 3 种形式。基坑的最大宽度约 20.0 m, 最大挖深约 17.1 m。中环线以西区域, 工作井围护采用 800 mm 厚地墙, 暗埋段围护采用 600 mm 厚地墙, 敞开段采用 $\phi 850$ 和 $\phi 650$ SMW 工法桩; 中环线以东区域, 接收井围护采用 800 mm 厚地墙, 与接收井连接的部分暗埋段采用 600 mm 厚地墙, 其余的暗埋段受高压走廊净空的影响, 采用 $\phi 800@1000$ 钻孔桩及 $\phi 900@1100$ 钻孔桩; 其余明挖段则采用 $\phi 850$ 和 $\phi 650$ SMW 工法桩。开挖最深处的工作井设置 4 道支撑, 第一、二道为混凝土支撑, 三、四道为钢支撑; 其余暗埋段和敞开段按开挖深度不同设置 1~3 道支撑。该地段地基土的构成见表 2, 表中的抗剪强度指标值采用的是固结快剪峰值。在该工地现场, 有针对性地进行了扁铲侧胀试验、旁压试验和螺旋板试验等原位测试。下面分别给出测试和数据分析结果以及基于变形监测数据的反分析结果。

4.2 原位测试及结果分析

原位测试地点位于田林路地道工程东侧敞开段, 如图 6 中的方形区域。本次原位测试共进行了旁压、

扁铲、螺旋板 3 种不同类型的试验, 其中, 旁压孔 2 个 (PY1、PY2), 扁铲孔 2 个 (B1、B2), 螺旋板孔 1 个 (D1)。

表 2 地基土的构成与特征

Table 2 Composition and characteristics of foundation soil

层序	名称	层厚 /m	湿重度 $\rho/(kN\bar{m}^3)$	黏聚力 c/kPa	摩擦角 $\varphi/(^\circ)$
②	粉质黏土	0.7~2.2	18.5	19.0	19.0
③	淤泥质粉质黏土	4.80~7.30	17.6	12.0	18.0
④	淤泥质黏土	6.20~7.60	16.8	11.0	11.5
⑤ ₁₋₁	粉质黏土	5.30~8.10	17.9	14.0	19.0
⑤ ₁₋₂	粉质黏土	3.5~11.80	18.0	15.0	19.0
⑤ ₂	砂质粉土	2.3~13.70	18.5	5.0	31.5

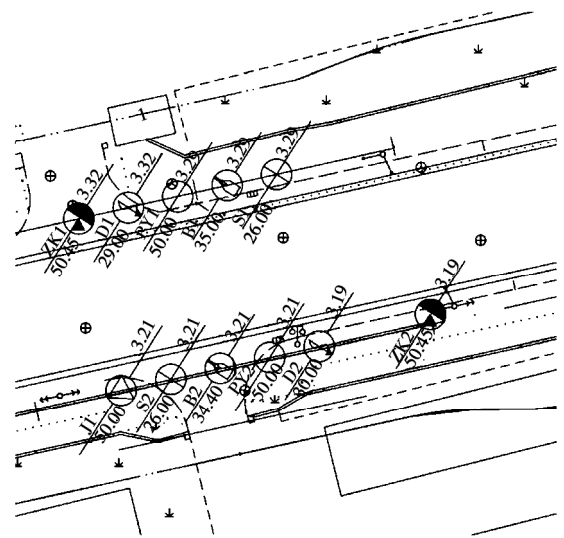
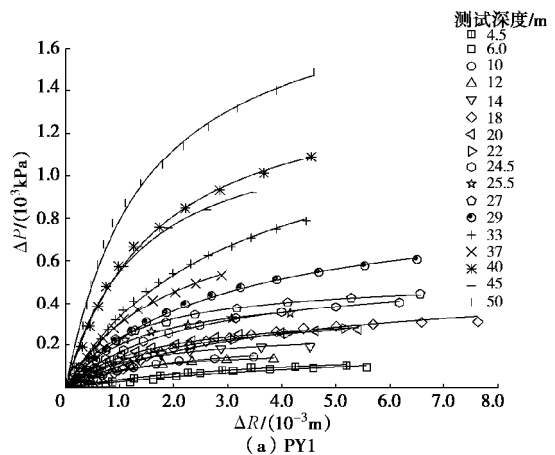


图 6 原位测试位置

Fig. 6 Location of in-situ tests

(1) 旁压试验: 旁压试验为预钻法试验, 本次试验采用法国梅纳 G 型旁压仪, 测量箱压力为 0~10 MPa, 探头总长 650 cm, 旁压器试腔高度为 21 cm, 外径为 70 mm。

试验时, 沿深度方向约每隔 2 m 左右设置一个试验点。按照旁压测试获取双曲函数参数的方法, 对数据进行处理, 得到的双曲函数拟合结果见图 7 与表 3。



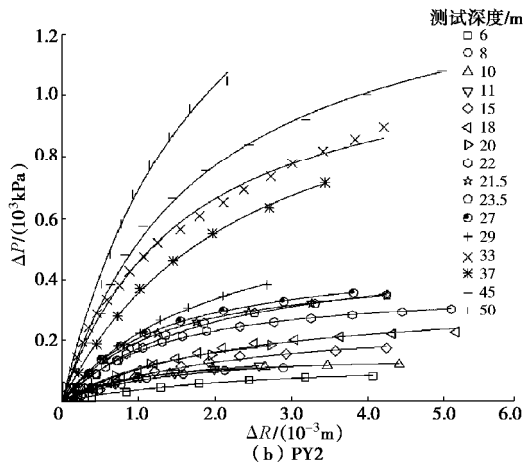


图 7 旁压拟合图

Fig. 7 Fitting chart of pressuremeter tests

表 3 旁压参数

Table 3 Parameters of pressuremeter tests

层序	孔号	深度/m	$a'/(10^{-6} \text{m}^3 \text{kN}^{-1})$	$b'/(10^{-3} \text{kPa}^{-1})$
③	PY1	4.5	21.500	5.09
		6.0	31.200	4.09
	PY2	6.0	18.800	7.15
		8.0	8.940	5.84
	PY1	10.0	8.960	4.09
		12.0	6.750	5.47
④	PY1	14.0	5.060	3.77
		10.0	6.290	6.67
	PY2	11.0	7.400	5.77
		15.0	8.580	3.55
	PY1	18.0	7.910	1.94
		20.0	4.320	2.76
⑤ ₁₋₁	PY1	22.0	5.420	2.62
		18.0	6.650	2.90
	PY2	20.0	5.950	3.31
		22.0	3.520	2.58
	PY1	24.5	4.200	1.76
		25.5	2.840	2.13
⑤ ₁₋₂	PY1	27.0	2.330	1.91
		29.0	3.240	1.13
	PY2	24.5	2.950	2.17
		25.5	3.830	1.93
	PY1	27.0	2.760	2.05
		29.0	3.020	1.45
	PY1	33.0	2.230	0.75
		37.0	2.240	1.09
	PY2	33.0	1.330	0.843
		37.0	1.960	0.835
⑤ ₂	PY1	40.0	1.120	0.67
		45.0	1.030	0.79
	PY1	50.0	0.744	0.52
		45.0	1.230	0.682
	PY2	50.0	0.948	0.493

对 a' , b' 值分别取倒数得到不同深度处初始刚度与极限压力的大小, 整理初始刚度与极限压力与深度的关系, 如图 8, 9 所示。由图 8, 9 可知: 非线性弹簧的初始刚度 k_0 与深度 H 有关, 随着埋深的增加, k_0 也逐渐增加, 且增长趋势越来越快; 极限压力 P_{ult} 也与深

度 H 有关, 随着深度的增加而增加, 并且增长趋势逐渐变快。对每一层土进行统计分析, ③、④、⑤₁、⑤₂ 层土的初始刚度分别为 60953, 144727, 269035, 804045 kN/m^3 。极限压力分别为 188, 216, 492, 1423 kPa 。

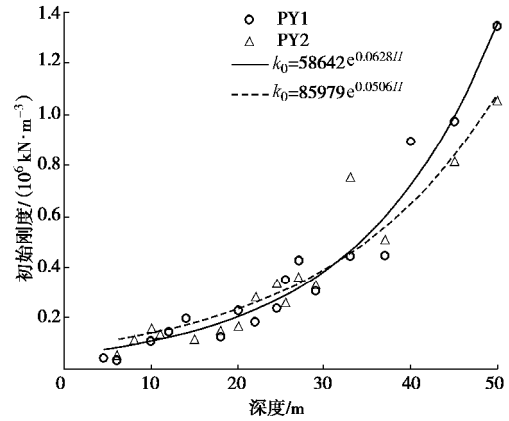


图 8 初始刚度与深度关系

Fig. 8 Relationship between initial stiffness and depth

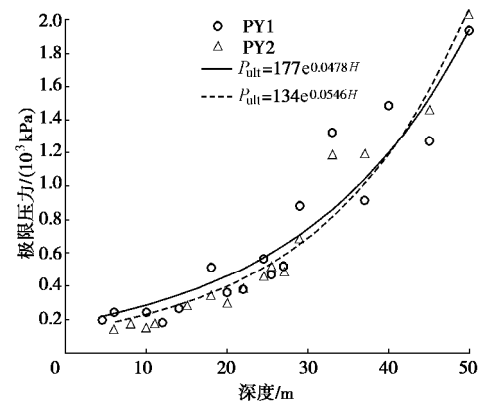


图 9 极限压力与深度关系

Fig. 9 Relationship between limit pressure and depth

(2) 扁铲试验: 扁铲试验采用长 230 mm、宽 95 mm、厚 15 mm 的铲形探头 (探头编号 1735), 扁铲侧胀仪型号为 DMT-W1。

试验时, 沿深度方向每隔 0.2 m 取一个测试点。从图 10 中可以看出, 在 0~20 m 深度内, 扁铲的初始刚度值随深度而呈现出缓慢增长的趋势, 其值由 $5 \times 10^4 \text{ kN/m}^3$ 发展到 $1 \times 10^5 \text{ kN/m}^3$ 上下; 在 20 m 往后, 同一深度处的初始刚度值变化剧烈, 较为离散。

(3) 螺旋板试验: 螺旋板试验采用沉降相对稳定法 (慢速法) 的试验方法, 螺旋板头直径为 160 mm, 投影面积为 200 cm^2 , 钢板厚度 5 mm, 螺距 40 mm。计量器具采用百分表 (量程 50 mm)。对试验数据进行处理, 结果如图 11~13 所示。

从图 12, 13 中可以看出, 初始刚度与极限压力均随着深度增加而增加。通过对 3 种不同的原位试验的

总结分析发现, 总体上来说, 非线性弹簧模型的初始刚度均随深度增加, 极限压力的大小变化也是如此。在 0~20 m 深度范围内, 各原位试验的初始刚度变化大致范围为: 旁压试验 $1 \times 10^5 \sim 2 \times 10^5 \text{ kN/m}^3$; 扁铲侧胀试验 $5 \times 10^4 \sim 1 \times 10^5 \text{ kN/m}^3$; 螺旋板试验 $2 \times 10^3 \sim 6 \times 10^3 \text{ kN/m}^3$ 。极限压力变化范围为旁压试验 200~400 kPa; 螺旋板试验 200~500 kPa。

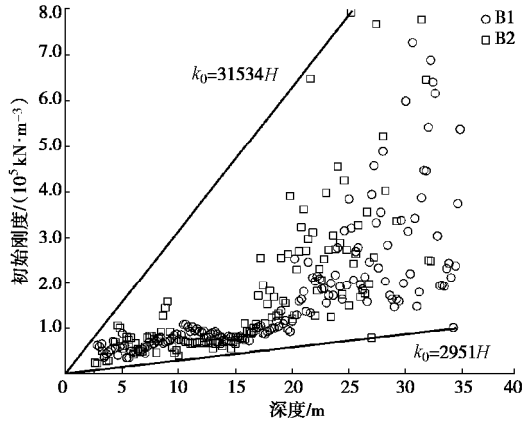


图 10 初始刚度与深度关系

Fig. 10 Relationship between initial stiffness and depth

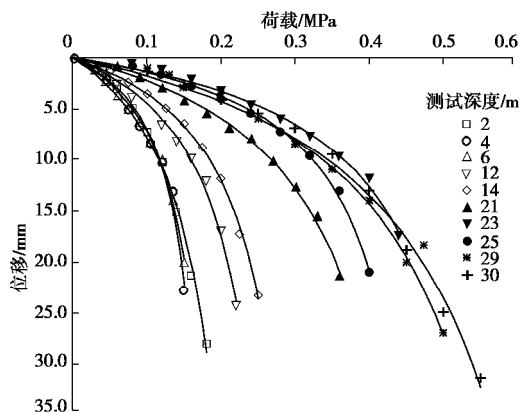


图 11 螺旋板拟合图

Fig. 11 Fitting chart of screw plate load tests

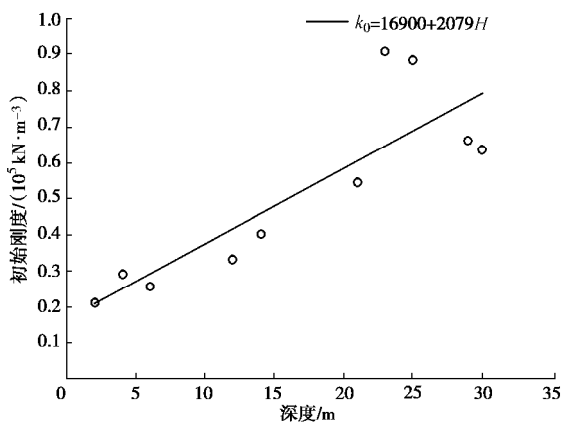


图 12 初始刚度与深度关系

Fig. 12 Relationship between initial stiffness and depth

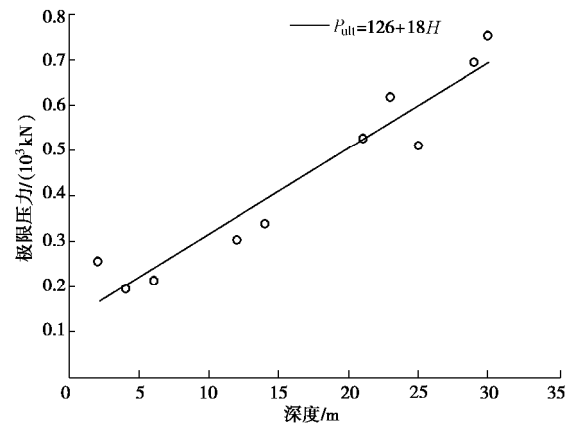


图 13 极限压力与深度关系

Fig. 13 Relationship between limit pressure and depth

4.3 基坑变形数据的反分析结果

在该基坑的施工过程中, 进行了详细的监测。根据基坑的变形监测数据, 通过编制杆系有限元程序对所有测斜点的所有开挖工况进行了反分析计算, 得到了沿桩身计算节点处的弹簧 $k-s$ 关系, 并按照土层对其进行了拟合、整理归纳, 如图 14 所示。可以看出, ③层土的双曲关系并不明显, 主要是因为③层土只有少部分位于支撑计算点以下, 数据点不够丰富。④、⑤₁层土刚度与变形之间满足较强的双曲线关系。在变形很微小时, 刚度很大, 随着变形的增大, 刚度急剧减小; 变形增加到 1 cm 左右时, 刚度变化开始变得平缓。通过对双曲线的拟合, 求得了田林路工程中④层土的 a, b 值分别为 $a=2.8214 \times 10^{-6}, b=1.135 \times 10^{-2}$; ⑤₁层土的 a, b 值分别为 $a=1.17596 \times 10^{-6}, b=6.49 \times 10^{-3}$ 。

为了验证反分析结果, 获得上海地区软土基坑非线性弹簧的一般性规律, 对上海地区总共大约 30 个基坑工程 (含田林路) 也开展了反分析工作, 反分析数据也表示在图 14 中。总的说来, 取得的海量数据在图中呈带状分布, 总体上确实符合双曲线函数关系。图 14 是基于反分析获得的刚度与位移关系的散点图, 图中靠近上、下边缘处的红色线为上、下包络线, 包络线的函数形式与式 (4) 相同。因为图 14 中的内外侧点对上、下包络线的函数参数 a, b 值影响较大, 在获取包络时, 忽略了部分偏离密集区的较为离散的点。经过多次试算, 得到了④层土的上下包络线对应的 a 值分别为 $1.54 \times 10^{-5}, 1.29 \times 10^{-5}$; b 值分别为 0.00301, 0.0166。⑤₁层土的上下包络线对应的 a 值分别为 $4.766 \times 10^{-6}, 5.46 \times 10^{-6}$; b 值分别为 0.00298, 0.0128。此时包络线包含了大部分点比较密集的区域, 该区域即为不同位移下的刚度范围的总和, 其形状受到 a, b 值的共同影响, 式 (4) 更能直接地说明这个结果。田林路 $k-s$ 拟合线穿插其中。表 1 给出的同样土层的基

表 4 非线性弹簧参数

Table 4 Parameters of nonlinear springs

参数	④层土				⑤ ₁ 层土			
	a'	a	b'	b	a'	a	b'	b
扁铲 1	1.18×10^{-5}	2.82×10^{-6}		1.14×10^{-2}	7.42×10^{-6}	1.18×10^{-6}		6.49×10^{-3}
扁铲 2	1.51×10^{-5}	2.82×10^{-6}		1.14×10^{-2}	5.17×10^{-6}	1.18×10^{-6}		6.49×10^{-3}
旁压 1	6.92×10^{-6}	2.82×10^{-6}	4.44×10^{-3}	1.14×10^{-2}	4.32×10^{-6}	1.18×10^{-6}	2.03×10^{-3}	6.49×10^{-3}
旁压 2	7.42×10^{-6}	2.82×10^{-6}	5.33×10^{-3}	1.14×10^{-2}	4.10×10^{-6}	1.18×10^{-6}	2.34×10^{-3}	6.49×10^{-3}
螺旋板	2.73×10^{-5}	2.82×10^{-6}	3.12×10^{-3}	1.14×10^{-2}	1.36×10^{-5}	1.18×10^{-6}	1.83×10^{-3}	6.49×10^{-3}

注: a, a' 的单位为 m^3/kN , b, b' 的单位为 kPa^{-1} 。

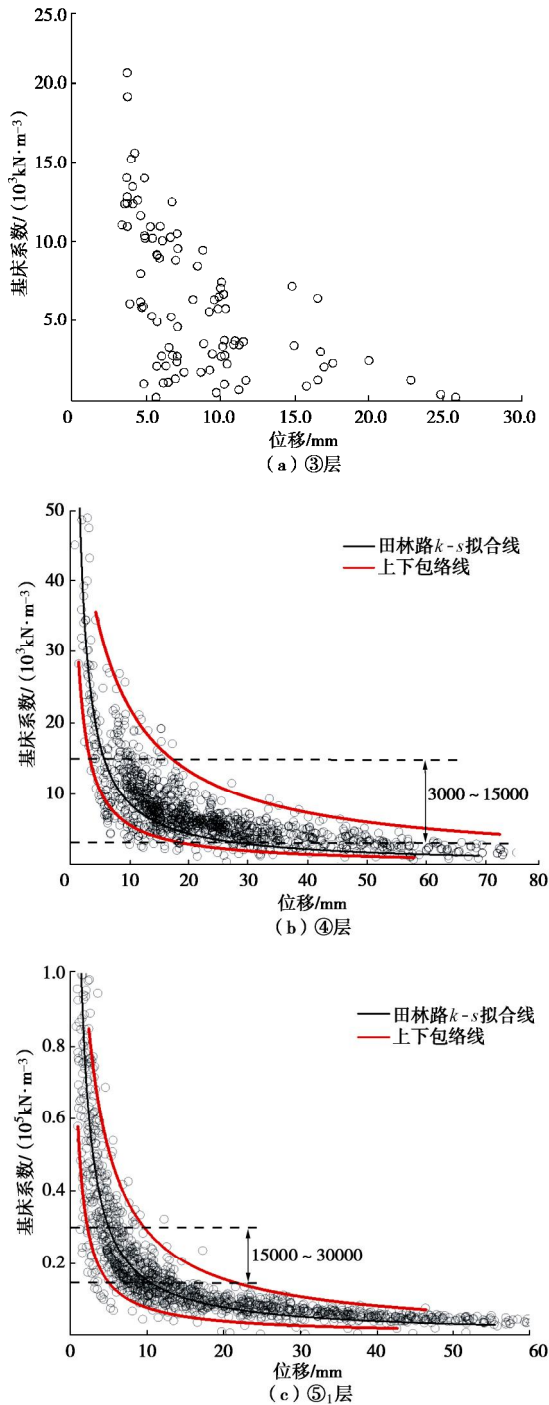


图 14 各层土的 $k-s$ 关系

Fig. 14 $k-s$ relationship of different layers of soil

值范围: ④层土为 $3.0 \times 10^3 \sim 1.5 \times 10^4 \text{ kN/m}^3$, ⑤₁层

床系数取土为 $1.5 \times 10^4 \sim 3.0 \times 10^4$ 。将此范围反映到图 14 中, 虚线与包络线的交点则分别对应了不同的位移。可以看出: 上包络线对应的位移值及位移区间要明显大于下包络; 在较小位移和较大位移区, 规范建议值分别低估和高估了基床系数值。因此, 在基坑设计时, 可以结合现场土质情况和围护结构的位移量, 通过查图的方法来确定基床系数的取值范围。

4.4 反分析结果与原位测试结果的相关关系

由于各种原位试验方法的测试机制和边界条件不同, 通过测试所获得的岩土参数差异较大, 直接应用于基坑计算必然导致较大误差。但如果不应用原位测试手段就无法在施工前准确地应用非线性弹簧计算。而由反分析推算的 a, b 是理论上的“真实值”, 但要把非线性弹簧用于基坑计算时还没有围护变形监测结果, 这样, 就必须通过原位测试等手段确定 a', b' 值。所以, 还需要建立两种通过不同路径取得参数间的经验关系。

由于本文针对田林路下穿中环路地道工程同时开展了原位测试试验以及反分析工作, 所以初步取得了 a, b 值和 a', b' 值之间的经验关系。具体经验关系为

$$a' = m_a a \quad (9a)$$

$$b' = m_b b \quad (9b)$$

式中, m_a, m_b 为非线性弹簧参数的转换系数。

在上述研究的基础上, 可以初步提出针对上海土层采用非线性土弹簧计算基坑时, 应用原位测试手段确定土层力学参数的经验参数转换系数范围, 具体见表 4。由表 4 可以看出, 扁铲 m_a 值范围是 4~7; 旁压 m_a 值范围是 2~4; 螺旋板 m_a 值约为 10; 旁压 m_b 值范围是 0.3~0.5; 螺旋板 m_b 值约为 0.3。显然, 上述经验关系在积累足够的经验后, 在用于基坑计算分析时的精度会逐步提高。

5 结 论

在基坑设计时, 被动区土体应当采用非线性的弹簧模拟。本文给出了被动区土弹簧的双曲函数模型, 说明了获取双曲线模型参数的计算思路, 并依据典型

工程给出了双曲线模型参数的建议指标。

(1) 基坑被动区土体的刚度会随着位移的增大而减小, 采用双曲线模型更能够反映土体的非线性变形特征。

(2) 可基于现场监测数据通过反分析获取典型土体的双曲线模型参数经验范围。

(3) 依据原位测试等手段, 再通过原位测试获取参数与通过反分析获取参数的经验关系, 可为基坑被动区非线性弹簧刚度取值提供依据。

(4) 依托典型工程和多个基坑实例, 给出了上海两个典型土层的非线性基床系数参数的建议值, 可用于类似工程的计算分析。

参考文献:

- [1] 刘建航, 侯学渊, 刘国彬, 等. 基坑工程手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009. (LIU Jian-hang, HOU Xue-yuan, LIU Guo-bin, et al. Foundation Pit Engineering Manual[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2009. (in Chinese))
- [2] 王洪新, 周松. 基坑设计的杆系-荷载-弹簧模型荷载取值及变形和稳定性分析的若干问题和建议[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(11): 2349 - 2358. (WANG Hong-xin, ZHOU Song. Some problems and suggestions on load selection, deformation and stability analysis of the bar-load-spring model for foundation pit design[J]. Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, 32(11): 2349 - 2358. (in Chinese))
- [3] 建筑基坑支护技术规程: JGJ120—2012[S]. 2012. (Technical Specification for Retaining and Protection of Building Foundation Excavations: JGJ120—2012[S]. 2012. (in Chinese))
- [4] 基坑工程技术规范: DG/TJ08—61—2010[S]. 2010. (Technical Code for Excavation Engineering: DG/TJ08—61—2010[S]. 2010. (in Chinese))
- [5] DUNCAN J M, CHANG C Y. Non-linear analysis of stresses and strain in soils[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1970, 96(S5): 1629 - 1653.
- [6] 杨光华, 骆以道, 张玉成, 等. 用简单原位试验确定切线模量法的参数及其在砂土地基非线性沉降分析中的验证[J]. 岩土工程学报, 2012, 35(3): 401 - 408. (YANG Guang-hua, LUO Yi-dao, ZHANG Yu-cheng, et al. Determining the parameters of tangent modulus method by simple in-situ test and its validation in non-linear settlement analysis of sand foundation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 35(3): 401 - 408. (in Chinese))
- [7] 杨光华. 深基坑支护结构的实用计算方法及其应用[J]. 岩土力学, 2004, 25(12): 1885 - 1896. (YANG Guang-hua. Practical calculation method of retaining structures for deep excavations and its application[J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, 25(12): 1885 - 1896. (in Chinese))
- [8] 路家峰. 基坑工程中水平基床系数反分析研究及应用[C]// 2016年全国工程勘察学术大会, 太原, 2016: 161 - 165. (LU Jia-feng. Research and application of back analysis of coefficient of horizontal foundation bed in foundation pit engineering[C]// 2016 National Engineering Survey Academic Conference, 2016, Taiyuan: 161 - 165. (in Chinese))
- [9] 岩土工程勘察规范: DGJ08—37—2012[S]. 2012. (Geotechnical Engineering Survey Code: DGJ08—37—2012[S]. 2012. (in Chinese))
- [10] 林华国, 唐世栋. 上海地区软土层侧向基床反力系数规律性研究[J]. 岩土工程学报, 2004, 26(4): 495 - 499. (LIN Hua-guo, TANG Shi-dong. Study on the horizontal coefficient of subgrade reaction for soft soil layers in Shanghai[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, 26(4): 495 - 499. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202006007

不同类型 DPT 试验锤击能量稳定性及锤击数转化关系探讨

陈龙伟¹, 王云龙¹, 陈玉祥²

(1. 中国地震局工程力学研究所 中国地震局地震工程与工程振动重点实验室, 黑龙江 哈尔滨 150080;

2. 成都基准方中建筑设计有限公司贵阳分公司, 贵州 贵阳 550080)

摘要: 采用现场能量标定和试验的方法研究不同类型 DPT 锤击数之间的相关性, 探讨 DPT 试验锤击能量的稳定性。分析结果显示: DPT 试验是一种锤击能量稳定且锤击效率较好的现场测试方法, 不同类型的 DPT 锤击能量传递率(ETR)均值均能超过 80%, 且落锤越重, 探杆直径尺寸越大, 能量传递率越高。通过能量传递率标定锤击数和现场试验的方法, 分别获取了不同类型 DPT 锤击数之间的转化关系, 且二者得到的不同类型 DPT 锤击数之间的转化系数较一致, 重型 DPT 试验得到的锤击数约为超重型 DPT 试验锤击数 2.5 倍。能量测试仪获取的 ETR 实为锤击有效能量的传入率, 经过探杆的能量损耗才是贯入的实际有效能量, 而探头贯入能量测试是一项尚需解决的技术。

关键词: 动力触探; 能量测试; 锤击数; 转化系数

中图分类号: TU435

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)06-1041-09

作者简介: 陈龙伟(1983—), 男, 副研究员, 硕士生导师, 主要从事岩土地震工程、土动力学等方面的研究。E-mail: chenlw@iem.ac.cn.

Stability of DPT hammer efficiency and relationships of blow-counts obtained by different DPT apparatuses

CHEN Long-wei¹, WANG Yun-long¹, CHEN Yu-xiang²

(1. Institution of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, Key Laboratory of Earthquake Engineering and Engineering

Vibration of China Earthquake Administration, Harbin 150080, China; 2. Guizhou Branch of Chengdu Jizhun Fangzhong Building Design

Co., Ltd., Guiyang 550080, China)

Abstract: The blow counts of different DPT apparatuses and their relationships are analyzed by means of the energy-calibration method which uses a pile dynamic analyzer (PDA) energy measurement and the in-situ DPT tests. The stability of energy transmitted into penetration tips is discussed. The analytical results demonstrate that the DPT is a reliable site testing technique with good hammering efficiency. The energy transfer ratios (ETR) of different types of DPT are high with the average values more than 80%. The relationships of blow counts calibrated by ETR values are consistent well with those obtained by the in-situ tests. The blow counts of heavy DPT tests with a hammer of 63.5 kg is in average 2.5 times those obtained by super-heavy DPT with a hammer of 120 kg, and the influence of rod diameters can be neglected. The ETR values measure the energy transmitted into the rod through hammer drops, i.e., hammering efficiency. However, the actual energy transmitted into soil usually reduces due to the energy consuming of rods and should be measured at the tip. The technique is expected to be solved in the future.

Key words: dynamic penetration test; energy measurement; blow count; converting coefficient

0 引言

地基工程原位测试技术是岩土工程一个重要组成部分, 动力触探(DPT)和标准贯入试验(SPT)是工程上常用的原位测试方法, 其原理均是利用一定质量的重锤, 将装有一定规格的探头打入土中, 通过贯入的锤击数, 估算地基承载力等土体力学参数, 定性

描述土的工程性质。动力触探试验是岩土工程勘察中非常重要的现场测试手段, 尤其是在无黏性土地层的

基金项目: 中国地震局工程力学研究所基本科研业务费专项资助项目(2020B01); 国家重点研发计划政府间国际科技合作重点专项(2016YFE0105500)

收稿日期: 2019-09-18

勘察中,它是现场确定土的压缩性指标和地基土承载力有效的方法之一^[1-2]。重型和超重型动力触探主要用于砂土、圆砾、卵石等碎石土,以及风化岩石等土类。针对粒径较大的土层,SPT和CPT不适用,而动力触探则能发挥其优越性。动力触探在以下方面存在明显优势:设备及操作方法简单,且坚固耐用,快速,经济,应用历史悠久,积累的经验丰富,建立了锤击数与土层力学性质之间的多种相关关系和图表,使用方便,最主要的一点是能连续测试,不易错过薄的夹层^[3]。动力触探20世纪50年代引入中国,并迅速得到普及,许多单位做了有价值的试验研究,特别是针对四川省成都平原砂砾层的岩土工程勘察,当地普遍采用超重型动力触探试验并已积累了丰富的经验,在评价地基承载力时主要依靠超重型动力触探锤击数,已经纳入到地方规范^[4]。

采用重锤锤击的原位测试技术,受测试设备、操作人员、探杆、重锤重量与落距等的影响较大,需要进行相应的修正和标定,才能进行相应的工程应用。不同类型动探试验锤击数之间存在一定的转化关系,已有学者尝试建立重型DPT锤击数与SPT锤击数之间的转化关系^[5-8]。成晓伟^[9]根据德阳黄许镇工程场地的试验结果统计给出不同砂砾石层重型和超重型动力触探锤击数之间的拟合关系,但其仅分析了一个场地的工况。近年来亦有国内学者采用室内试验的方式进行DPT锤击数的杆长修正^[10-12]。规范中只是对锤击数进行了杆长修正^[8,13],而国际上还较常采用锤击能量进行修正,国外能量修正锤击数已经用于基于SPT锤击数液化判别方法中^[14-15],但国内对DPT或SPT锤击数进行能量标定的相关研究甚少。Seed等^[16]进行国内外液化判别方法对比研究中,指出中国采用的穿心锤自由脱落或者拉绳式锤击方式进行SPT试验,其能量传递率约50%~60%,SPT锤击数能量修正系数取1.0。曹振中等^[17-18]针对其提出的基于超重型DPT锤击数的砾性土液化判别公式,采用能量标定的方法对美国及国外其它地区的DPT试验锤击数进行了能量修正,以验证砾性土液化判别公式的通用性,但其未采用能量标定的方法对DPT锤击效率及不同类型DPT试验锤击数进行系统的对比研究。

虽然,DPT技术在国内已经得到普及,但针对目前常用的DPT方法的锤击效率及不同类型DPT锤击数之间的关联性研究较少,主要原因是能量标定技术及设备欠缺。鉴于此,本文选取成都平原典型砾性土场地进行了不同类型落锤和探杆尺寸的现场DPT试验,采用最新的能量测试仪(Pile Dynamics Analyzer,即PDA)测量DPT锤击能量,研究DPT试验锤击效率以及不同类型DPT试验锤击数之间的相关性。

1 现场试验

现场试验选取成都平原地区6个试验场地,试验点的分布见图1。6个试验场地的近地表均覆盖1~3m厚度的黏土层,其下卧为厚度几米至几百米的砾性土层,且砾性土层中常夹杂含有粒径较大的漂石。该类型的场地,传统的SPT和CPT试验技术均不可用,而DPT则能展现其独特的优势。图2展示本次现场试验测试的装置布置。动力触探试验采用的穿心锤包括63.5,120kg两种,探杆尺寸分别为42,60mm直径的探杆(图3)。

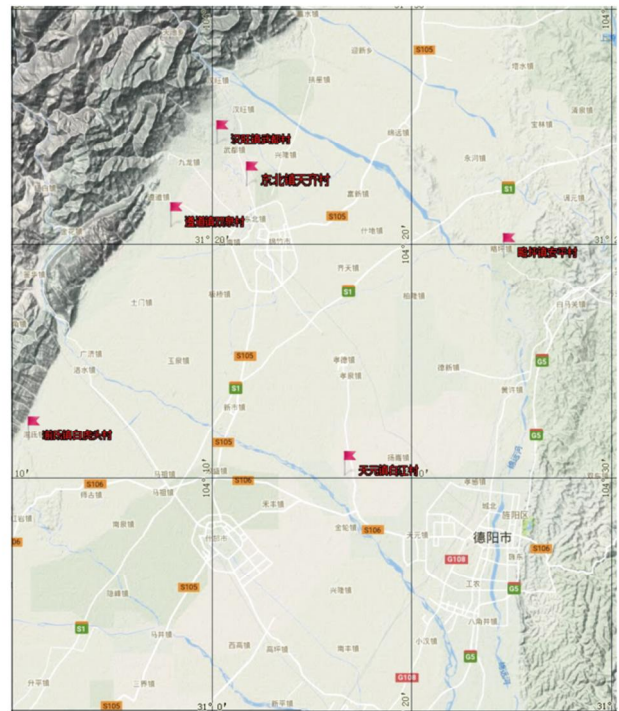


图1 成都平原现场动力触探试验点分布

Fig. 1 Distribution map of selected sites with DPT tests conducted in Chengdu plains

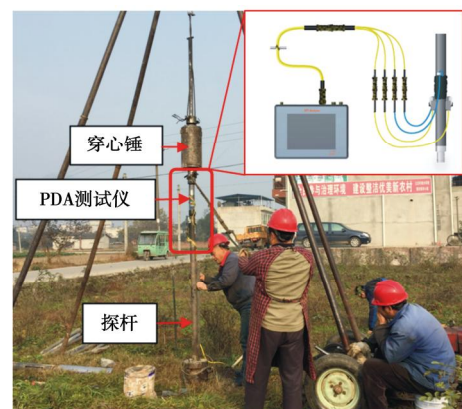


图2 现场超重型动力触探试验

Fig. 2 In-situ DPT apparatus with a donut hammer of 120 kg falling to anvil above PDA energy measurement



图 3 现场 DPT 试验采用的穿心锤 (63.5, 120 kg)、探头和探杆 (直径为 42, 60 mm)

Fig. 3 Donut hammers (63.5 and 120 kg), tips and rods (42 and 60 mm in diameter) used in DPT tests

一般工程勘察的动力触探, 63.5 kg 穿心锤配套的探杆直径为 42 mm, 而 120 kg 穿心锤配套 60 mm 直径探杆。便于对比研究, 此次试验分别采用了两套设备, 以及 63.5 kg 穿心锤配 60 mm 探杆的交叉试验。现场试验时, 利用卷扬机将穿心锤提升一定高度, 采用自动脱钩自由落体的方式锤击探杆上的砧板, 进而带动探杆、触探头对土层进行贯入。

DPT 试验中, 120 kg 穿心锤的落距为 1 m, 理论锤击能量 (势能) 为 1.176 kN·m, 这里重力加速度取值 9.8 m/s^2 ; 而 63.5 kg 穿心锤的落距为 0.76 m, 理论锤击能量为 0.473 kN·m。现场试验, 采用能量测量仪 PDA 对每次锤击贯入的能量进行实测 (图 2)。PDA 测试仪安装有两个加速度传感器和两个应变传感器, 通过测量标定杆件在锤击荷载下的加速度和应变, 转化成动能和应变能的形式, 进而换算成锤击能量传递率 (Energy Transfer Ratio, 简称 ETR), 即传递给探杆的能量与穿心锤的理论总能量之比。通过读取 ETR 值, 即可测量每次锤击贯入过程中, 传入探杆的有效能量。同时采用 ETR 修正 DPT 试验的锤击数, 就可以得到标准化的锤击数, 研究不同类型 DPT 试验锤击数的转化关系。下文将根据 DPT 锤击贯入能量探讨 DPT 试验的稳定性, 并研究不同 DPT 试验工况下锤击数之间的相关性。

2 DPT 试验结果分析

2.1 锤击能量稳定性

DPT 试验贯入过程中, 通过 PDA 测量每次锤击的 ETR, 则可得到 ETR 随着深度的试验数据。图 4~6 显示 ETR 的实测结果随着深度的散点图, 图中黑实线表示试验数据的均值。由图 4 可见, 120 kg 穿心锤、60 mm 探杆试验的 ETR 测试结果随着深度略有增加的趋势, 但趋势不显著, 平均值为 90%~95%。63.5 kg 穿心锤、60 mm 探杆试验的 ETR 测试数据离散性相对较大, ETR 均值随着深度趋于增大 (图 5)。图 6 中显

示 63.5 kg 穿心锤、42 mm 探杆试验的 ETR 数据, 数据的离散性及随深度的发展趋势与图 5 差不多; 但深度大于 8 m 时, ETR 基本稳定在 80%, 离散性也较小。深度大于 8 m 的数据均为武都村的试验结果, 是否具有普遍意义尚不能确定。

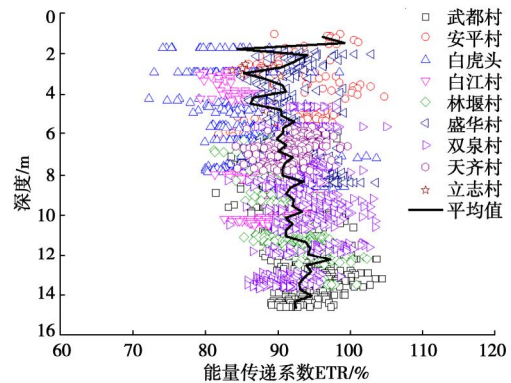


图 4 60 mm 探杆和 120 kg 穿心锤现场试验实测 ETR 数据随深度的分布

Fig. 4 Test data of ETR values varying with depth using a hammer of 120 kg and rods of 60 mm in diameter

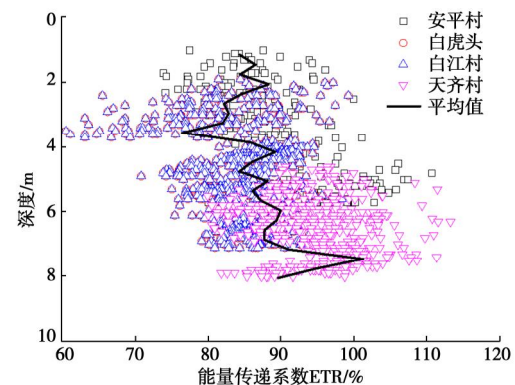


图 5 60 mm 探杆和 63.5 kg 穿心锤现场试验实测 ETR 数据随深度的分布

Fig. 5 Test data of ETR values varying with depth using a hammer of 63.5 kg and rods of 60 mm in diameter

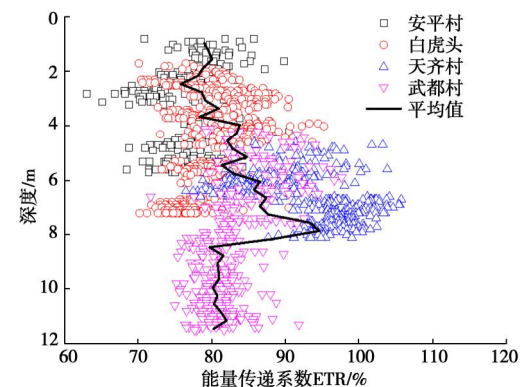


图 6 42 mm 探杆和 63.5 kg 穿心锤现场试验实测 ETR 数据随深度的分布

Fig. 6 Test data of ETR values varying with depth using a hammer of 63.5 kg and rods of 42 mm in diameter

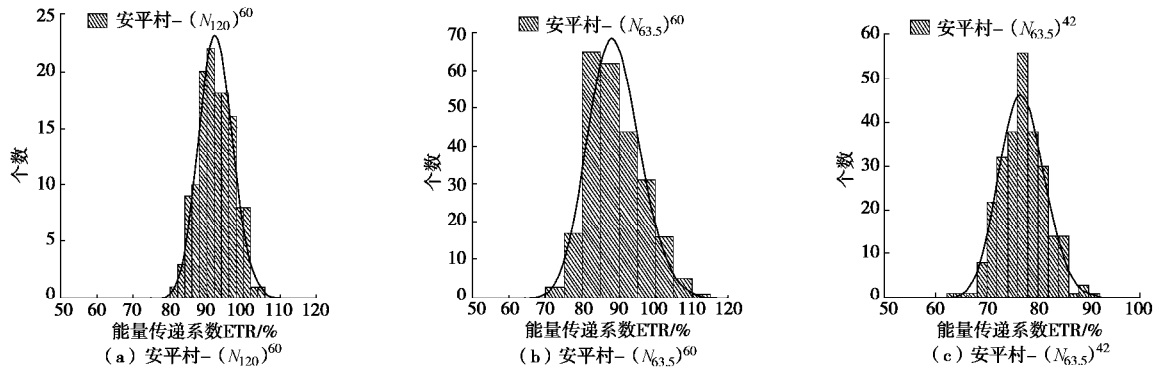


图7 略平镇安平村 DPT 能量试验锤击数与能量传递率统计图

Fig. 7 Histograms of numbers of hammer drops and ETR values conducted at Anping Village

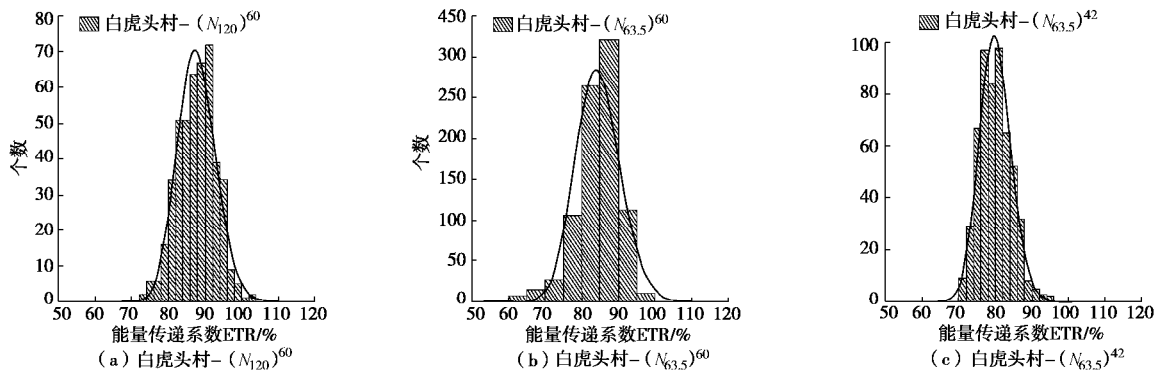


图8 湫氏镇白虎头村 DPT 能量测试锤击数与能量传递率统计图

Fig. 8 Histograms of numbers of hammer drops with ETR values conducted at Baihutou Village

从实测 ETR 数据与深度的相关性趋势来看,随着深度的增加,ETR 均值稍微增加,但增幅不明显,基本增大 5%~10%。所以,简化起见,通过 ETR 修正 DPT 锤击数,可不考虑 ETR 随深度的变化,将试验数据进行统一分析。

就单个试验点而言,ETR 数据的分布则可以反映 DPT 试验锤击能量的稳定性。图 7, 8 分别给出了略坪镇安平村和湫氏镇白虎头村不同类型 DPT 试验实测 ETR 统计条状图,图中黑线为采用正态分布对数据进行拟合的曲线。两个试验点均进行了 3 种类型 DPT 测试,采用 120, 63.5 kg 穿心锤,探杆尺寸分别为 60, 42 mm。由图 7, 8 可见,DPT 试验贯入过程中每次锤击能量传递率基本服从正态分布,其它测试点的结果类似。表 1~3 列出了试验的 DPT 测试点能量传递率均值及一倍标准差范围。由表 1~3 中数据可以看出,DPT 试验采用的自动脱钩锤击方式,能量传递率均值基本上都超过 80%,一倍标准差 3%~8%,且较稳定。采用 120 kg 穿心锤、60 mm 探杆试验时,能量传递率最高,保持在 90%左右。而采用 63.5 kg 穿心锤、60 mm 探杆试验时,能量传递率 ETR 也在 80%~90%。采用 63.5 kg 穿心锤、42 mm 探杆试验时,能量传递率 ETR 稍有降低,但也能维持 80%左右。3 种 DPT 试验,每次贯入锤击能量的标准差基本一致。这也说明了,DPT

试验是一个比较可靠稳定的现场勘察测试方法。需要说明的是,试验过程中,出现了能量传递率超过 100% 的情况。原因主要是锤击的过程中,土层非常坚硬或遇到尺寸较大的石块,导致落锤反弹,实测的 ETR 出现了大于 100% 的结果。

表 1 采用 120 kg 穿心锤、60 mm 探杆 DPT 试验实测能量传递率统计值

Table 1 ETR statistics of DPT tests with a hammer of 120 kg and rods of 60 mm in diameter (%)

试验点	能量传递率 (ETR)			
	均值	均值+标准差	均值-标准差	标准差
安平村	92.53	97.20	87.86	4.67
白虎头	87.65	92.82	82.48	5.17
天齐村	91.78	94.86	88.70	3.08
白江村	88.90	92.69	85.11	3.79
武都村	92.91	96.97	88.85	4.06

表 2 采用 63.5 kg 穿心锤、60 mm 探杆 DPT 试验实测能量传递率统计值

Table 2 ETR statistics of DPT tests with a hammer of 63.5 kg and rods of 60 mm in diameter (%)

试验点	能量传递率 (ETR)			
	均值	均值+标准差	均值-标准差	标准差
安平村	88.88	96.16	81.60	7.28
白虎头	84.43	90.27	78.59	5.84
天齐村	94.51	100.80	88.22	6.29
白江村	89.32	93.64	85.00	4.32

表 3 采用 63.5 kg 穿心锤、42 mm 探杆 DPT 试验实测能量传递率统计值

Table 3 ETR statistics of DPT tests with a hammer of 63.5 kg and rods of 42 mm in diameter (%)

试验点	能量传递率 (ETR)			
	均值	均值+标准差	均值-标准差	标准差
安平村	76.96	81.45	72.47	4.49
白虎头	79.94	84.28	75.60	4.34
天齐村	92.94	99.30	86.58	6.36
武都村	82.52	86.76	78.28	4.24

2.2 不同类型 DPT 锤击数的转化关系

规范中常用 DPT 试验贯入一定深度的锤击数 N_m 作为评价工程场地承载力及土层密实度等力学特性的指标, 如(超)重型 DPT 取 10 cm 贯入深度, 其中 m 可代表穿心锤的质量。鉴于 DPT 试验设备的差异, 实测锤击数需要进行标准化或归一化, 便于比较。下面从能量传递效率标定以及现场试验锤击实测数据两个方面, 探讨不同类型 DPT 锤击数之间的转化关系, 以为不同 DPT 评价指标建立标准化方法提供依据。

(1) 能量传递率

DPT 锤击效率可以通过能量传递率来表示, 所以不同类型的 DPT 试验锤击数可以通过能量传递率进行标定。假定同一类探头贯穿土层所需能量是一定的, 采用不同的穿心锤和落距, DPT 锤击数之间的转化关系可通过下式转化:

$$N_{m1} = \frac{m_2 g h_2}{m_1 g h_1} \cdot \frac{ETR_2}{ETR_1} \cdot N_{m2} \quad (1)$$

式中 ETR 为能量传递系数 (%); N_m 为动力触探标准探头现场实测每贯入 30 cm 的锤击数, 规范上对重型、超重型 DPT 锤击数取值为每贯入 10 cm 的锤击数, 本文中便于比较, 统取贯入 30 cm 的锤击数, 因为现场试验时, 常遇到较松散土层, 贯入 10 cm 锤击数为 1 击, 甚至小于 1 击; h 为落锤的高度; mgh 为落锤的理论总势能。下面就通过式 (1) 的转化关系, 来讨论

不同落锤锤击数之间的关系。

以 120 kg 穿心锤、60 mm 探杆得到的锤击数 $(N_{120})^{60}$ 作为基准值, 按照式 (1) 得到其它 DPT 的锤击数 N 相对于 $(N_{120})^{60}$ 值的比值列于表 4。这里的 ETR 采用的是表 1~3 中的均值。由表 4 可以看出, 所有试验场地进行的不同类型的 DPT 得到的锤击数比值基本一致。采用 60 mm 探杆时, 63.5 kg 穿心锤得到锤击数平均约为 120 kg 锤击数的 2.44 倍~2.63 倍, 平均 2.53 倍; 而采用 42 mm 探杆时, 63.5 kg 穿心锤的锤击数平均约为 120 kg 锤击数的 2.44 倍~3.03 倍, 平均 2.74 倍, 比 60 mm 探杆增大 10%。同样 63.5 kg 穿心锤, 60 mm 的探杆得到的锤击数比 42 mm 探杆得到的锤击数平均小 7%。从数据角度看, 这样的差别显基本可以忽略, 数据本身的离散性掩盖了这样的差别。

表 4 基于 ETR 标定的不同类型 DPT 试验锤击数比值

Table 4 ETR-calibrated blow-count ratios of different DPT tests with respect to $(N_{120})^{60}$

试验点	DPT 锤击数转化系数		
	$(N_{63.5})^{60}/(N_{120})^{60}$	$(N_{63.5})^{42}/(N_{120})^{60}$	$(N_{63.5})^{42}/(N_{63.5})^{60}$
安平村	2.63	3.03	1.15
白虎头	2.56	2.78	1.05
天齐村	2.44	2.44	1.02
白江村	2.50	—	—
武都村	—	2.70	—
平均值	2.53	2.74	1.07

(2) 现场实测 DPT 锤击数

前一节中, 通过能量传递率标定得到了不同类型 DPT 试验锤击数之间的转化关系。本节则通过实测锤击数对比来探讨不同种类 DPT 试验中锤击数的相关性。图 9, 10 分别给出了略坪镇安平村和湍氏镇白虎头村实测锤击数随着深度的试验曲线。实际现场试验过程中, 每贯入 10 cm 读数, 所以图 9, 10 是每贯入 10 cm 锤击数的实测曲线。数据处理时, 将每贯入 10 cm 的锤击数要转化成每贯入 30 cm 的锤击数。现场试验数据分析时, 常会遇到锤击数明显增大的“尖刺”,

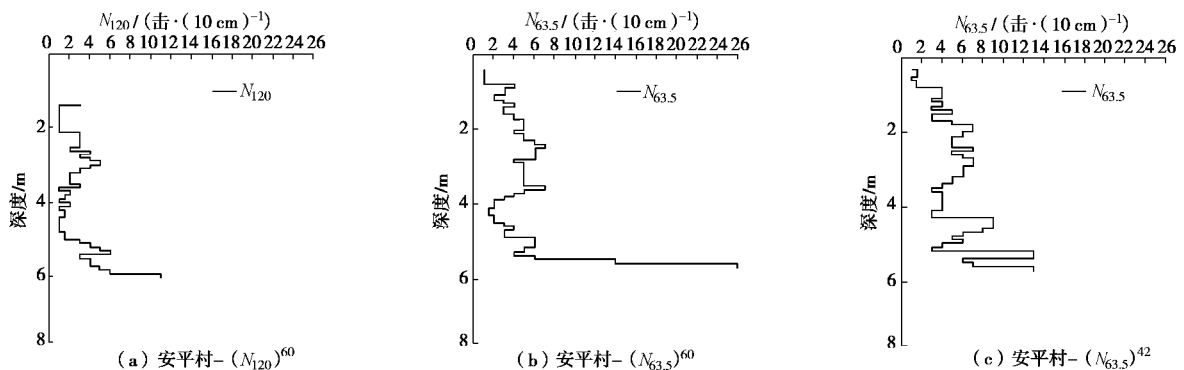


图 9 略坪镇安平村 DPT 锤击数随深度的试验曲线

Fig. 9 Curves of different DPT test blows varying with depth conducted at Anping Village

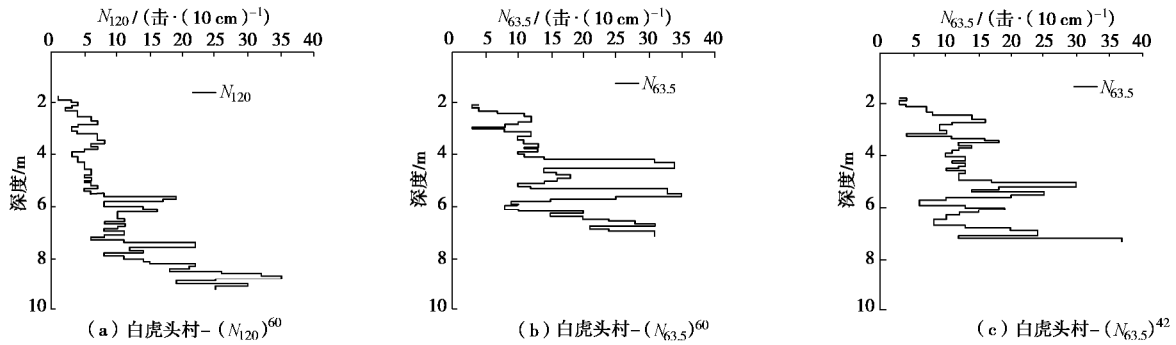


图 10 渝市镇白虎头村 DPT 锤击数随深度的试验曲线

Fig. 10 Curves of different DPT test blows varying with depth conducted at Baihutou Village

特别是 63.5 kg 穿心锤工况下，如图 10 (b)。这样的数据一般视为奇异点，需要从试验曲线中去除。主要原因在于锤击过程中，探头遇到了直径较大的漂石，锤击数不能正确反映土层沉积的密实情况。图 11 展示白虎头村钻孔取样，从图中看出，从 5.4~11.9 m，直径较大的漂石分布非常多，所以白虎头村试验点 DPT 试验曲线的尖刺较多。在 120 kg 穿心锤锤击下，探头较容易贯穿（打碎）漂石块，而 63.5 kg 穿心锤则需要更多次锤击。从图 10 的白虎头村 DPT 试验锤击曲线看出，4~8 m 深度 63.5 kg 穿心锤锤击出现的“尖刺”（图 10 (b)、(c)）明显比 120 kg 的穿心锤多，而且深度大于 8 m 时，由于漂石的尺寸过大，63.5 kg 穿心锤的 DPT 试验已无法实施。



图 11 白虎头村钻孔取样

Fig. 11 Soil sampling extracted from a bore hole at Baihutou Village

从图 12, 13 分别给出了略坪镇安平村和渝市镇白虎头村在不同落锤和不同探杆下，不同类型 DPT 实测锤击数之间的结果统计条状图，其中的黑线为采用对数正态分布拟合的曲线。

同样，以 120 kg 穿心锤、60 mm 探杆得到的锤击数 $(N_{120})^{60}$ 作为基准值，表 5 列出试验点其它类型 DPT 锤击数与 $(N_{120})^{60}$ 的比值。需要说明，同一试验点不同类型 DPT 试验相距在直径 1 m 范围内，以忽略同一深度沉积土层结构分布差异性的影响。由表 5 看出，同为 60 mm 探杆贯入 30 cm，63.5 kg 穿心锤的锤击数

$(N_{63.5})^{60}$ 为 120 kg 穿心锤的锤击数 $(N_{120})^{60}$ 的 2.03 倍~2.91 倍，平均为 2.47 倍；采用 42 mm 直径探杆，63.5 kg 穿心锤的锤击数 $(N_{63.5})^{42}$ 为 120 kg 穿心锤的锤击数 $(N_{120})^{60}$ 的 1.80 倍~3.29 倍，平均 2.49 倍；采用相同 63.5 kg 穿心锤，42 mm 探杆得到的锤击数与 60 mm 相比，安平村的结果为二者比值为 1.44，而在白虎头和天齐村二者的测试结果相当，分别为 0.99 和 0.98，这样的差异性可能源于试验误差以及数据的离散性。

表 5 现场实测不同类型 DPT 锤击数比值

Table 5 Blow-count ratios of different DPT with respect to $(N_{120})^{60}$

试验点	试验锤击数的比值		
	$(N_{63.5})^{60}/(N_{120})^{60}$	$(N_{63.5})^{42}/(N_{120})^{60}$	$(N_{63.5})^{42}/(N_{63.5})^{60}$
安平村	2.33	3.29	1.44
白虎头	2.60	2.18	0.99
天齐村	2.91	2.67	0.98
白江村	2.03	—	—
武都村	—	1.80	—
平均值	2.47	2.49	1.14

前文探讨了不同类型 DPT 锤击数之间的相关性。由分析结果可以看出，DPT 试验的稳定性较好，且不同试验点的结果基本一致。所以把所有试验数据进行统一分析。图 14~16 给出所有试验数据的分布。图 14 显示 $(N_{120})^{60}$ 与 $(N_{63.5})^{60}$ 数据的散点图，可以看出，当 $(N_{120})^{60} < 20$ 时，二者线性相关性较好。图 15 展示 $(N_{120})^{60}$ 与 $(N_{63.5})^{42}$ 数据的散点图，同样， $(N_{120})^{60} < 20$ 时，二者保持较好的线性相关性，但离散性较图 14 稍大。图 16 中， $(N_{63.5})^{60}$ 与 $(N_{63.5})^{42}$ 数据呈线性增长的趋势，但二者相关性离散较大。图 14~16 中显示一个共同的特征，锤击数大的情况下离散性较大。其中原因可能由于锤击过程中，遇到了粒径较大的漂石，此时的锤击数具有很大的不确定性，且不能反映土层的“真实”密实度。所以，对这些数据的处理需要进一步深入探究。

图 14~16 中的直线为采用过零点的直线对数据进行拟合，直线的斜率分别为 2.56, 2.17, 0.96，与表 4, 5 的不同类型 DPT 锤击数比值的平均值基本一致。

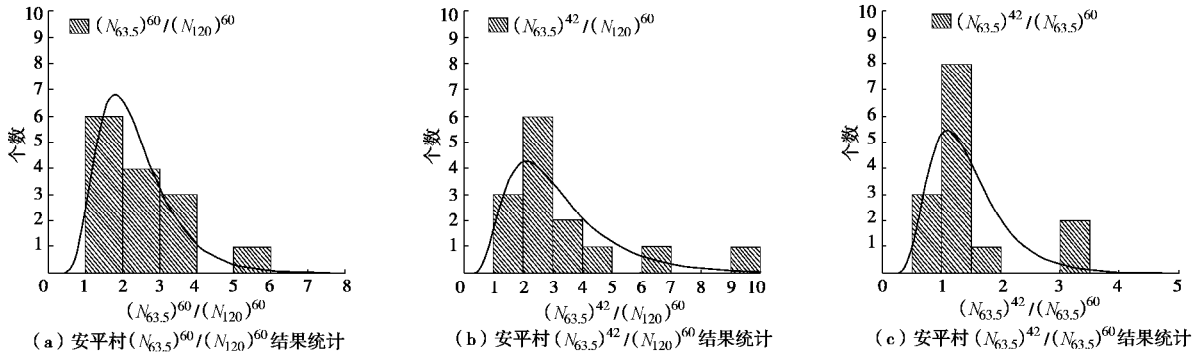


图 12 略平镇安平村不同类型 DPT 锤击数比值统计柱状图

Fig. 12 Histograms of ERT ratios of different types of DPT tests conducted at Anping Village

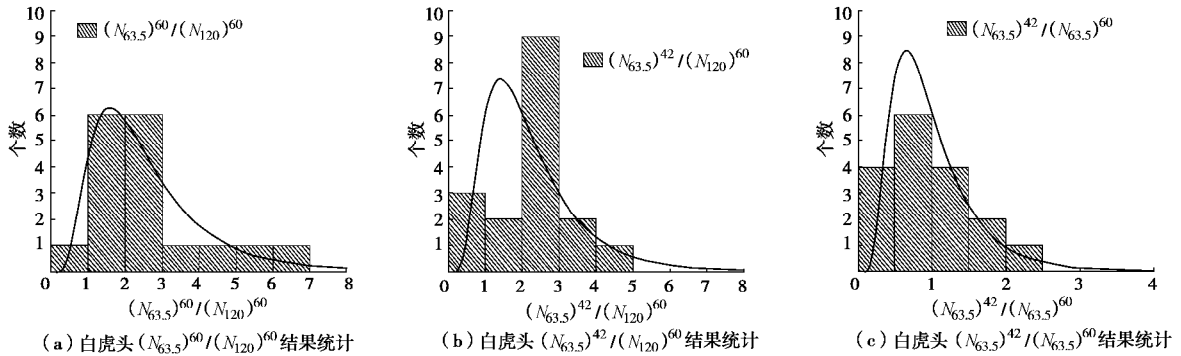


图 13 湍氏镇白虎头村不同类型 DPT 锤击数比值统计柱状图

Fig. 13 Histograms of ERT ratios of different types of DPT tests conducted at Baihutou Village

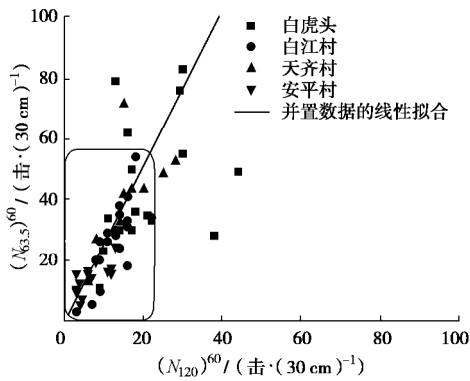


图 14 $(N_{120})^{60}$ 与 $(N_{63.5})^{60}$ 的试验数据散点图
Fig. 14 Scattering diagram of $(N_{120})^{60}$ and $(N_{63.5})^{60}$ data

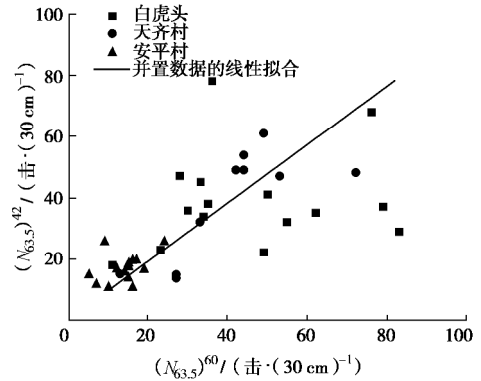


图 16 $(N_{63.5})^{60}$ 与 $(N_{63.5})^{42}$ 的试验数据散点图
Fig. 16 Scattering diagram of $(N_{63.5})^{60}$ and $(N_{63.5})^{42}$ data

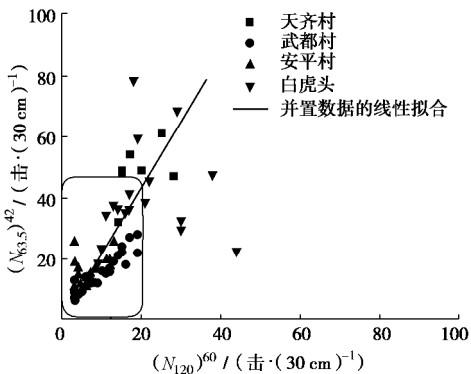


图 15 $(N_{120})^{60}$ 与 $(N_{63.5})^{42}$ 的试验数据散点图
Fig. 15 Scattering diagram of $(N_{120})^{60}$ and $(N_{63.5})^{42}$ data

3 结论及讨论

本文主要通过能量传递率和现场 DPT 试验途径, 探讨了 DPT 试验的稳定性, 分析不同穿心锤和探杆直径下 DPT 试验锤击数之间的转化关系。

(1) 现场 DPT 试验是一种可靠稳定的现场测试方法, 每次贯入锤击能量基本都能在 80% 以上, 但不同 DPT 试验的 ETR 离散性存在差异, 穿心锤越重, 探杆直径尺寸越大, 离散性越小。针对本文试验采用的不同类型 DPT 试验, 其锤击的能量传递率均值基本上都能超过 80%, 特别是超重型 DPT, 其 ETR 超过

90%，所以现场 DPT 试验锤击效率高，稳定性好。

(2) 从能量传递的角度，60 mm 探杆比 42 mm 探杆的锤击效率略高，ETR 值平均高 5%~10%； $(N_{63.5})^{60}$ 和 $(N_{63.5})^{42}$ 数据分析显示二者差别不明显，平均比值介于 0.96~1.14，所以探杆直径对 DPT 锤击数的影响从工程意义上可以忽略。

(3) 采用能量标测定仪和现场试验的方法，获取了不同穿心锤的锤击数之间的转化关系，即重型 63.5 kg 穿心锤的锤击数 $(N_{63.5})^{60}$ 为超重型 120 kg 穿心锤锤击数 $(N_{120})^{60}$ 约 2.5 倍，两种方法得到的不同 DPT 锤击数之间的转化系数基本一致。

(4) 实际贯入土层的能量是动探技术反应土层密实度的本质物理量，其测量需要在探头安装能量测试装备，而本文采用 PDA 测量的 ETR 则为锤击的有效能量传入率，经过探杆的损耗才是贯入的实际有效能量，在探头测试能量是一项尚需解决的技术。

(5) 在采用相同探头的情况下，不同类型的 DPT 试验得到的锤击数之间存在一定的相关性，是否存在 DPT 和 SPT 锤击数之间的转化关系是一个值得研究的课题，这样基于 SPT 的工程应用方法，如 SPT 液化判别方法，即可扩展到基于 DPT 的方法，以发挥 DPT 试验技术的优越性。此外，本文仅仅从能量传递的角度对 DPT 锤击数进行了标定，而国际上对于锤击数还需进行上覆土层压力的修正，这也是未来工作需要考虑的一个方面。

致谢：感谢东华理工大学侯龙清教授、桂林理工大学曹振中教授以及四川德阳金阳岩土工程有限公司对现场勘查工作提供的支持和帮助。

参考文献：

[1] 张平, 田红花. 有关动力触探影响因素修正问题的探讨[J]. 沈阳大学学报, 1999(2): 80 - 83. (ZHANG Ping, TIAN Hong-hua. The study on amendment of dynamic sounding impact factors[J]. Journal of Shenyang University, 1999(2): 80 - 83. (in Chinese))

[2] 工程地质手册编委会. 工程地质手册[M]. 4 版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012. (Editing Committee of Handbook of Engineering Geology. Handbook of Engineering Geology[M]. 4 ed. Beijing: China Architecture Press, 2012. (in Chinese))

[3] 邢皓枫, 徐超, 石振明, 等. 岩土工程原位测试[M]. 上海: 同济大学出版社, 2015. (XING Hao-feng, XU Chao, SHI Zhen-ming, et al. Geotechnical Engineering In-situ Test[M]. Shanghai: Tongji University Press, 2015. (in

Chinese))

[4] 成都地区建筑地基基础设计规范: DB51/T5026—2001[S]. 2001. (Design Code for Building Foundations of Chengdu Region: DB51/T5026—2001[S]. 2001. (in Chinese))

[5] 牛建光, 孙成科, 蒯志要, 等. 动力触探试验和标准贯入试验指标相关性研究[J]. 港工技术, 2013, 50(5): 52 - 54. (NIU Jian-guang, SUN Cheng-ke, KUAI Zhi-yao, et al. Correlation study of dynamic penetration test index and standard penetration test index[J]. Port Engineering Technology, 2013, 50(5): 52 - 54. (in Chinese))

[6] 郑伟, 肖雄丙, 张宏明. 动探与标贯试验在地基液化检测中的相关性研究[J]. 港工技术, 2015, 52(6): 105 - 107. (ZHENG Wei, XIAO Xiong-bing, ZHANG Hong-ming. Correlation study of dynamic sounding and standard penetration test applied in foundation liquefaction detection[J]. Port Engineering Technology, 2015, 52(6): 105 - 107. (in Chinese))

[7] 刘旭, 张海东, 葛宝玉, 等. 粉细砂层标贯指标与重型动力触探指标换算的探讨[J]. 土工基础, 2014, 27(6): 126 - 128. (LIU Xu, ZHANG Hai-dong, GE Bao-yu, et al. Correlations between SPT and heavy dynamic penetration testing in silty fine sands[J]. Soil Engineering and Foundation, 2014, 27(6): 126 - 128. (in Chinese))

[8] 铁路工程地质原位测试规程: TB 10018—2018[S]. 2018. (Code for In-Situ Testing of Railway Engineering Geology: TB 10018—2018[S]. 2018. (in Chinese))

[9] 成晓伟. 圆锥动力触探试验在德阳砂砾石层中的应用[J]. 土工基础, 2012, 26(2): 99 - 100, 104. (CHENG Xiao-wei. Application of dynamic core penetrometer tests in gravelly soils in Deyang area[J]. Soil Engineering and Foundation, 2012, 26(2): 99 - 100, 104. (in Chinese))

[10] 左永振, 程展林, 丁红顺, 等. 动力触探杆长修正系数试验研究[J]. 岩土力学, 2014, 35(5): 1284 - 1288. (ZUO Yong-zhen, CHENG Zhan-lin, DING Hong-shun, et al. Study of modified coefficient of dynamic penetration rod length[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, 35(5): 1284 - 1288. (in Chinese))

[11] 石磊, 傅少君, 袁稳沉, 等. 重型动力触探轴向冲击力与锤击能试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, 35(1): 201 - 208. (SHI Lei, FU Shao-jun, YUAN Wen-chen, et al. Experimental study on axial impacting force and hammer impacting energy in rod of heavy dynamic penetration test[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, 35(1): 201 - 208. (in Chinese))

- [12] 左永振, 赵娜. 基于模型试验的重型动力触探杆长修正系数研究[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(增刊 2): 178 - 183. (ZUO Yong-zhen, ZHAO Na. Model tests on modified coefficient of heavy dynamic penetration rod length[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(S2): 178 - 183. (in Chinese))
- [13] 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))
- [14] YOU D T L, IDRIS I M, RONALD D A, 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.
- [15] IDRIS I M, BOULANGER R W. SPT-based liquefaction triggering procedures[R]. Davis: University of California at Davis, 2010.
- [16] SEED H, TOKIMATSU K, HARDER L, et al. Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluation[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1985, **111**: 1425 - 1445.
- [17] CAO Z Z, YOU D T L, YUAN X M. Chinese dynamic penetration test for liquefaction evaluation in gravelly soils[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2013, **139**(8): 1320 - 1333.
- [18] 曹振中, 刘荟达, 袁晓铭, 等. 基于动力触探的砾性土液化判别方法通用性研究[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(1): 163 - 169. (CAO Zhen-zhong, LIU Hui-da, YUAN Xiao-ming, et al. Reliability of Chinese dynamic penetration test for liquefaction evaluation of gravelly soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(1): 163 - 169. (in Chinese))

第 29 届全国土工测试学术研讨会通知 (2020 年 7 月 18, 19 日, 呼和浩特) 第 1 号通知

主办单位: 中国土木工程学会土力学及岩土工程分会, 中国水利学会岩土力学专业委员会。

承办单位: 内蒙古工业大学等。

协办单位: 《岩土工程学报》编委会等。

大会邀请及主题: 中国土木工程学会土力学及岩土工程分会, 中国水利学会岩土力学专业委员会拟定于 2020 年 7 月在呼和浩特召开“第 29 届全国土工测试学术研讨会”, 会议主题: “岩土工程勘察技术及土工测试新技术、新方法”。中国土木工程学会土力学及岩土工程分会, 中国水利学会岩土力学专业委员会邀请全国相关学科的专家、学者、科技工作者与工程技术人员, 特别是青年岩土工程工作者踊跃撰稿, 集聚呼和浩特, 围绕会议主题探讨与交流土工测试最新研究成果与实践经验。

会议要点: 本次学术研讨会组织委员会、学术委员会由承办、协办单位, 学会专委会专家组成。会议将邀请国内著名土工测试专家进行特邀报告和主题报告, 并进行新编《土工试验方法标准》(GB/T50123—2019) 宣贯。

会议专题: ①岩土工程勘察技术; ②土基本性质测试; ③

土工物理模型试验; ④土工原测试技术; ⑤现场土工监测技术; ⑥环境土工测试技术; ⑦特殊土性质测试技术; ⑧土工微观测试新技术; ⑨土工测试新型技术设备。

会议论文与出版: 会议投稿论文要求为原创、未公开发表的内容, 论文篇幅一般在 5 页以内, 格式请参考《岩土工程学报》。会议期间将通过投票遴选优秀论文推荐到《岩土工程学报》(增刊)(EI 收录)、《地下空间与工程学报》、《内蒙古农业大学学报》、《内蒙古科技大学学报》、《内蒙古工业大学学报》其他论文将在论文集集中刊出。

投稿邮箱: geotest2020@163.com。

重要日期: ①2019 年 12 月 30 日前提交论文全文; ②2020 年 2 月 15 日前返回论文录用通知; ③2020 年 3 月 15 日前返回修改后论文。

会议联系方式: 地址: 内蒙古呼和浩特市新城区爱民街 49 号内蒙古工业大学土木工程学院, 邮政编码: 010051, 联系人: 刘俊芳: 18647964316; 杜强: 15560924010; 马建国: 18847187706。

(大会组委会 供稿)

DOI: 10.11779/CJGE202006008

非线性渗流对裂隙岩体渗流传热过程的影响

姚池^{1,2}, 邵玉龙^{1,2}, 杨建华^{1,2}, 何忱^{1,2}, 黄帆^{1,2}, 周创兵^{1,2}

(1. 南昌大学建筑工程学院, 江西 南昌 330033; 2. 江西省尾矿库工程安全重点实验室, 江西 南昌 330033)

摘要: 提出了一种裂隙岩体的非线性渗流传热数值模型, 首先将 Forchheimer 方程与雷诺方程耦合得到非线性渗流控制方程, 然后结合传热控制方程, 考虑裂隙与岩石基质之间的热量交换, 研究了非线性渗流对裂隙岩体渗流传热过程的影响。通过与裂隙网络非线性渗流试验数据对比, 验证了裂隙岩体非线性渗流模型的有效性。最后, 通过二维单裂隙和三维裂隙网络模型进行了非线性渗流传热分析。结果表明: 该模型能够比较准确地描述裂隙岩体的非线性渗流特征, 随着裂隙开度 d_f 的增加, 流体的非线性效应不断加强, 与达西条件下计算的渗流传热结果的偏差就越大, 通过归一化导流系数 T/T_0 确定临界水力梯度 J_c , 发现裂隙开度对临界水力梯度 J_c 起到主导性作用, 且临界水力梯度 J_c 与裂隙开度 d_f 满足幂函数递减关系; 归一化热突破时间 $t/t_0 \geq 1$, 非线性条件下的稳定期要比线性条件下的稳定期长, 并随着裂隙开度和裂隙数量的增大而增大。

关键词: 非线性渗流; 渗流传热; Forchheimer 方程; 临界水力梯度; 裂隙开度

中图分类号: TU45 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)06-1050-09

作者简介: 姚池(1986—), 男, 博士, 副教授, 主要从事裂隙岩体渗流和多物理场耦合等研究工作。E-mail: chi.yao@ncu.edu.cn。

Effect of nonlinear seepage on flow and heat transfer process of fractured rocks

YAO Chi^{1,2}, SHAO Yu-long^{1,2}, YANG Jian-hua^{1,2}, HE Chen^{1,2}, HUANG Fan^{1,2}, ZHOU Chuang-bing^{1,2}

(1. School of Civil Engineering and Architecture, Nanchang University, Nanchang 330033, China; 2. Key Laboratory of Tailings Reservoir Engineering Safety of Jiangxi Province, Nanchang University, Nanchang 330033, China)

Abstract: A numerical model for nonlinear flow and heat transfer in a fractured rock mass is proposed. First, the Forchheimer equation and the Reynolds equation are coupled to obtain the nonlinear seepage control equation, then combined with the heat transfer control equation, considering the heat exchange between the fracture and the rock matrix, the effect of nonlinear seepage on the flow and heat transfer process of fractured rock mass is studied. The effectiveness of the nonlinear seepage model for fractured rock mass is verified by comparing the experimental data of nonlinear seepage in fracture network. Finally, the nonlinear seepage heat transfer analysis is carried out by two-dimensional single-fracture and three-dimensional fracture network models. The result shows that the model can accurately describe the nonlinear seepage characteristics of fractured rock masses. As the fracture aperture d_f increases, the nonlinear effects of fluids continue to strengthen, and the deviation between the nonlinear conditions and the seepage heat transfer results under linear conditions is greater. The critical hydraulic gradient J_c is determined by the normalized hydraulic conductivity coefficient T/T_0 . It is found that the fracture aperture plays a dominant role in the critical hydraulic gradient J_c , and the critical hydraulic gradient J_c and the fracture aperture d_f satisfy the power function decreasing relationship. The normalized thermal breakthrough time $t/t_0 \geq 1$, and the stability period under nonlinear conditions is longer than the stable period under linear conditions and increases with the increase of the fracture aperture and the number of fractures.

Key words: nonlinear seepage; flow and heat transfer; Forchheimer equation; critical hydraulic gradient; fracture aperture

0 引言

近年来, 随着社会对能源的需求日益增大, 众多大型岩体工程建设相继开展, 如石油天然气的开采、油气能源的地下存储、深部地热开采以及高放核废料的地下处置等, 普遍涉及高温环境下裂隙岩体中的渗

流和热交换问题^[1]。在早期的研究中, 通常基于达西

基金项目: 国家自然科学基金项目(U1765207, 41762020, 51969015); 江西省自然科学基金项目(20181BCD40003, 20192ACB20020, 20192ACB2102)

收稿日期: 2019-10-24

*通信作者(E-mail: yangjianhua86@ncu.edu.cn)

线性流将裂隙岩体简化为光滑平行板模型, 通过求解 N-S 方程推导出经典的立方定律, 用于分析裂隙岩体中的渗流过程, 并结合传热控制方程来分析裂隙岩体中的渗流和传热过程。Lauwerie^[2]在研究储油层传热问题时, 假设裂隙中的流速满足达西定律, 提出了二维单裂隙渗流传热模型, 并给定了裂隙内不同位置水温度的解析解; 由于天然岩体中存在高度发育的裂隙簇, 陈必光等^[3]基于二维离散裂隙网络模型, 在商业有限元软件 COMSOL 中实现一种计算已知裂隙网络的裂隙岩体渗流和传热过程的数值方法; 路威等^[4]研究了填砂裂隙岩体渗流传热, 通过模型试验与数值模拟发现裂隙水流速与裂隙开度越大, 裂隙水对水平传热的阻滞作用越明显。

上述的模型都是基于达西线性流的前提下, 但在复杂的地质构造环境条件下, 岩体裂隙的粗糙度、张开程度、接触面积分布以及内部的充填物等对裂隙的渗透特性有着显著影响, 在流量较大条件下, 粗糙裂隙渗流不再满足线性达西流动^[5]。Bear^[6]提出雷诺数和摩擦因子来解释 Forchheimer 流动现象; Zimmerman 等^[7]首次通过试验和数值的方法, 观察到雷诺数 $Re > 20$ 时粗糙裂隙 Forchheimer 流动现象; 刘日成等^[8]制作裂隙网络试验模型, 建立高精度渗流试验系统, 通过求解 N-S 方程, 模拟流体在裂隙网络内的流动状态, 研究发现当水力梯度较大时, 可采用 Forchheimer 方程计算流体流动。

很多研究^[2-4, 9-11]都是基于达西线性流研究裂隙岩体的渗流传热特征, 而对非线性渗流传热的数值研究很少, 只有一些关于粗糙单裂隙渗流传热的试验^[12-15]。鉴于此, 本文提出一种裂隙岩体的非线性渗流传热数值模型, 利用有限元方法, 实现非线性渗流传热数值模型的求解, 并通过二维单裂隙模型以及三维裂隙网络模型初步探讨了非线性渗流对裂隙岩体渗流传热过程的影响。

1 非线性渗流传热数值模型

1.1 渗流场控制方程

当流速较小时, 流体流动属于线性的达西流动区域, 随着流速的逐渐增大, 将依次进入非线性的弱惯性效应区域^[16]和强惯性区域^[6], 导致流速和压力梯度不再线性相关, 立方定律不再适用^[17]。Bear^[6]提出了用 Forchheimer 方程来描述流速与压力梯度的非线性关系,

$$-\nabla P = AQ + BQ^2 \quad (1)$$

式中 Q 为体积流量 (m^3/s), P 为压强 (Pa); A, B 为系数, 与裂隙的开度, 宽度以及粗糙度等有关, 其

中 A 为线性项 ($\text{kg}/(\text{m}^5 \cdot \text{s})$), B 为非线性项 (kg/m^8), Liu 等^[18]、Long 等^[19]提出了方程式的参数表达式:

$$\left. \begin{aligned} A &= \frac{12m}{Wd_f^3} \\ B &= \frac{br_w}{W^2d_f^2} \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

式中, d_f 为裂隙的开度 (m), W 为裂隙的宽度 (m), ρ_w 为水的密度 (kg/m^3), μ 为水的动力黏度 ($\text{Pa} \cdot \text{s}$), β 为非达西系数, 主要与裂隙的粗糙度有关, 单位为 $1/\text{m}$, 刘杰^[20]通过试验得到 JRC 与 β 的函数关系, 如图 1 所示。

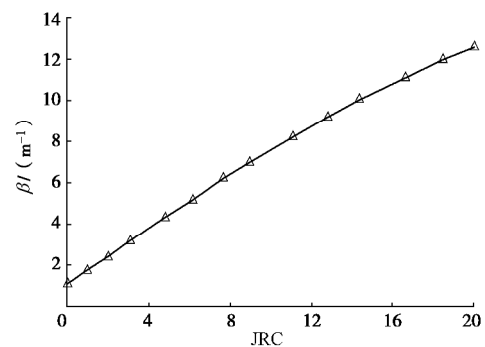


图 1 非达西系数 β 与 JRC 关系曲线

Fig. 1 Relationship between non-Darcy coefficient β and JRC

将式 (1) 变换, 使其等式右边为 0, 可得

$$AQ + BQ^2 + \nabla P = 0 \quad (3)$$

上述方程是一个关于 Q 的一元二次方程, 该方程的解为

$$Q = \frac{-A \pm \sqrt{A^2 - 4B\nabla P}}{2B} \quad (4)$$

因为体积流量 $Q > 0$, 故

$$Q = \frac{-A + \sqrt{A^2 - 4B\nabla P}}{2B} \quad (5)$$

裂缝内流体流动可以用雷诺方程代替 N-S 方程来描述^[21-22], 其控制方程为

$$\nabla(-T_s \nabla H) = 0 \quad (6)$$

式中, T_s 为导水系数 (m^2/s), 则出口处的体积流量用导水系数表示为

$$Q = T_s \left| \frac{\nabla P}{rg} \right| W \quad (7)$$

将式 (5), (7) 联立可得

$$T_s \left| \frac{\nabla P}{rg} \right| W = \frac{-A + \sqrt{A^2 - 4B\nabla P}}{2B} \quad (8)$$

由此可以得到耦合 Forchheimer 方程后的导水系数为

$$T_s = \frac{2rg}{[A + \sqrt{A^2 - 4B\nabla P}]W} \quad (9)$$

将式(9)代入式(6)中可以得到耦合 Forchheimer 方程的雷诺方程:

$$\nabla \left(-\frac{2rg}{[A + \sqrt{A^2 - 4BVP}]W} \nabla H \right) = 0 \quad (10)$$

1.2 温度场控制方程

(1) 岩石基质温度场方程

假设岩石基质是致密不透水, 且其传热方式只有热传导, 用能量守恒来描述该过程^[9]:

$$r_m c_m \frac{\partial T_m}{\partial t} = \nabla(k_m \nabla T_m) + W_m \quad (11)$$

式中 T_m 为岩石基质的温度 (K); t 为时间 (s); k_m 为岩石基质的导热系数 (W/(m·K)); r_m 为岩石基质的密度 (kg/m³); c_m 为岩石基质的比热容 (J/(kg·K)); W_m 为热源 (W/m³).

(2) 裂隙温度场方程

水在裂隙流动的过程中, 会与周围的高温岩体发生对流换热^[10], 不考虑裂隙中的充填物, 裂隙中的传热平衡方程为

$$d_f r_w c_w \frac{\partial T_w}{\partial t} + d_f r_w c_w u_w \nabla T_w = d_f \nabla(k_w \nabla T_w) + W_f \quad (12)$$

式中 T_w 为裂隙中水的温度 (K); d_f 为裂隙开度 (m); c_w 为水的比热容 (J/(kg·K)); u_w 为裂隙中水的流速 (m/s); k_w 为水的导热系数 (W/(m·K)); W_f 为为单位面积上裂隙表面水从基岩吸收的热量 (W/m²)^[11],

$$W_f = h(T_m - T_f) \quad (13)$$

式中, h 为对流换热系数 (W/(m²·K)).

1.3 模型的求解

采用等效模拟方法将裂隙视为无厚度单元, 岩石基质采用实体单元离散, 利用 MATLAB 程序在商业有限元软件 COMSOL^[23-24]中进行二次开发, 求解裂隙岩体非线性渗流和传热数值模型, 其中岩石基质采用软件内置的传热模块, 而裂隙面单元则采用软件提供的低维单元 (coefficient form boundary PDE) 来模拟传热和 nonlinear 渗流过程, 通过设置岩石基质与裂隙单元之间的物理量交换来实现耦合.

2 模型验证

为了验证本文方法的有效性, 建立三维离散裂隙网络模型, 本文采用无厚度单元对三维交叉裂隙进行了平面等效, 采用如图 2, 3 所示的交叉裂隙模型进行非线性渗流验证. 图 2 为一个 0.5 m × 0.5 m × 0.005 m 的定义域, 模型中含有 4 个交叉裂隙, 交叉裂隙的交叉角度为 60°, 交叉裂隙开度分别为 1.37 × 10⁻³, 1.40 × 10⁻³, 1.20 × 10⁻³, 9.5 × 10⁻⁴ m, 分别模拟 3 种不同的进口和出口组合 (出口 3、出口 2+4、出口 2+3)

的情况. 图 3 为一个 0.5 m × 0.5 m × 0.005 m 的定义域, 其中模型的左侧为入口, 右侧为出口, 离散裂隙的开度 $d_f=4 \times 10^{-3}$ m. 利用本文提出的非线性渗流控制式 (10) 进行数值模拟, 并将数值模拟的结果分别与 Li 等^[25]和刘日成等^[8]的试验结果进行对比, 如图 4, 5 所示. 从图 4, 5 中可以看出, 数值预测的结果与试验的结果几乎比较吻合, 这说明本文非线性渗流模拟的方法是有效的. 文献[4, 10, 11]已经证明了用 COMSOL Multiphysics 求解渗流传热问题的可行性和准确性, 本文不再赘述.

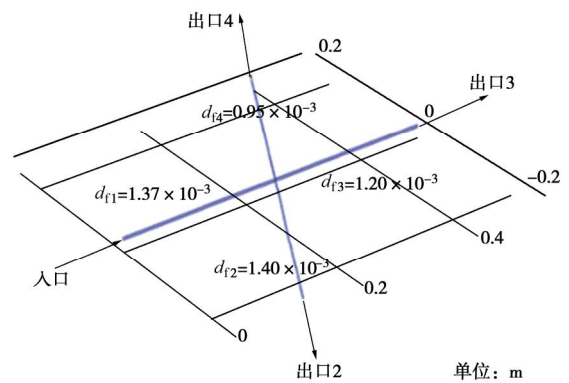


图 2 4 个交叉裂隙模型

Fig. 2 Four-intersecting fracture model

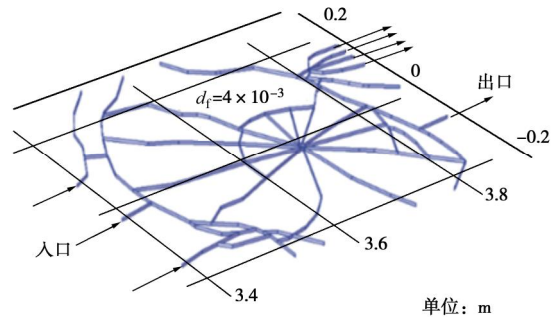


图 3 离散裂隙网络模型

Fig. 3 Discrete fracture network model

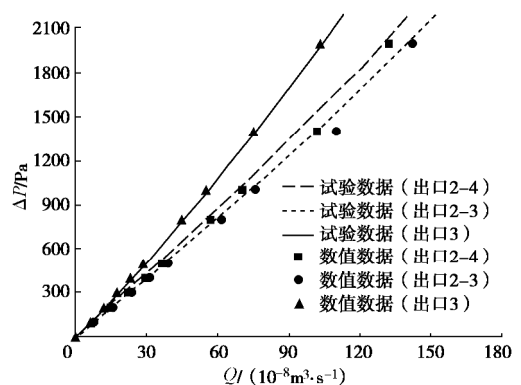


图 4 4 个交叉裂隙模型的试验与数值模拟结果对比
Fig. 4 Comparison between experimental and numerical simulation results of four-intersecting fracture model

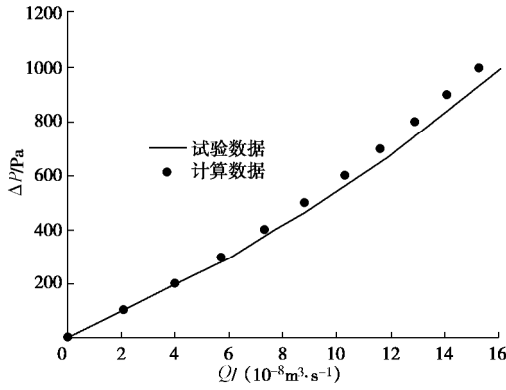


图 5 离散裂隙网络模型的试验与数值模拟结果对比
Fig. 5 Comparison between experimental and numerical simulation results of discrete fracture network model

3 非线性渗流对二维单裂隙渗流传热过程的影响

3.1 非线性渗流对渗流场的影响

如图 6 所示, 一个 10 m×10 m 的方形岩石基质被一个水平裂隙平均分成两部分, 裂隙左端为进水口, 右端为出水口, 岩石基质不透水, 水只在裂隙中流动, 假设裂隙中水温沿 y 轴保持相同, 即裂隙水的温度只与 x 坐标相关。为了更好地对比非线性渗流的影响, 将线性渗流作为对照组, 其裂隙的渗透率可以用立方定律来描述, 若不考虑裂隙粗糙度, 根据达西定律, 其线性流速可以用下式来描述:

$$u = \frac{d_f^2 \Delta P}{12 m r g L} \quad (14)$$

根据图 1, 若不考虑裂隙的粗糙度 (即 JRC=0), 非达西系数 b 对应为 1.06, 其模型参数: 岩石密度为 2700 kg/m³, 岩石导热系数为 3W/(m·k), 水的比热容为 4200 J/(kg·K), 裂隙的开度为 (0.6~1.2) × 10⁻³ m, 起始注入水温度为 30℃, 岩石比热容为 1000 J/(kg·K), 水的密度为 1000 kg/m³, 水的动力黏度为 0.001 Pa·s, 起始岩石温度为 120℃。为研究裂隙开度对非线性渗流传热的影响, 本文裂隙开度取值为 0.6×10⁻³~1.2×10⁻³ m, 压力梯度取值为 1.0×10⁴~8×10⁴ Pa/m, 其压力梯度与流量的关系如图 7 所示, 其中带有符号的曲线表示非线性流, 线段表示线性流。从图 7 中可以明显发现, 对于非线性渗流曲线而言, 其系数 A 与 B 两者相差 2 个数量级, 随着裂隙开度 d_f 的增加, 扩大了流动面积, 过流量会不断增大, 对于非线性流而言, 其曲线的曲率也不断增大, 说明流体的非线性流态不断增强。

在以往的研究中, 许多学者采用导流系数 T 来评

估裂隙岩体的非线性渗流行为, 在经典达西定律中, 导流系数 T 是一个和裂隙岩体渗透系数和过流面积相关的定值, 本文采用下式对导流系数进行分析计算:

$$T = \frac{m}{-\nabla P} Q \quad (15)$$

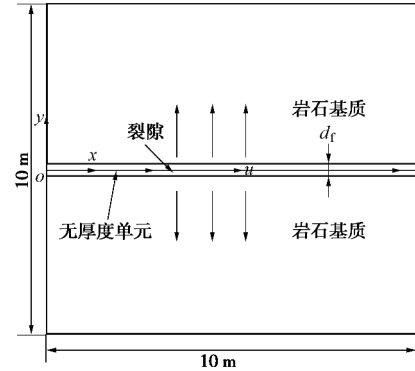


图 6 二维单裂隙渗流传热模型

Fig. 6 Two-dimensional single fracture seepage heat transfer model

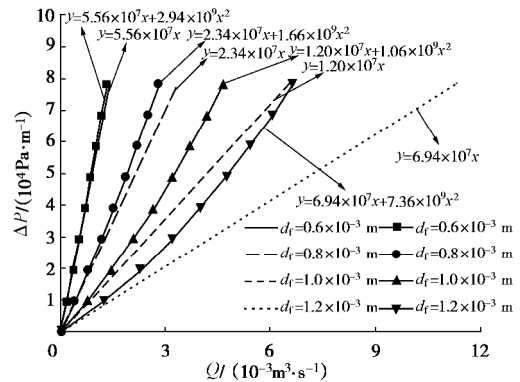


图 7 压力梯度-∇P 与流量 Q 的曲线关系

Fig. 7 Curve relationship between pressure gradient -∇P and flow rate Q

图 8 为归一化导流系数 T/T_0 随水力梯度 J 的变化特征, 其中 T 为非线性导流系数, T_0 为相同条件下的线性导流系数, J 为水力梯度, $J=-\nabla P/\rho g$, 由图 8 可知, 在 $J < 10^{-4}$ 时, 此时 T/T_0 的比值为 1, 流体流动属于达西线性区域; 当 $10^{-4} < J < 10^{-1}$ 时, 流体的非线性作用增强, 流体流动属于弱惯性效应区域; 当 $J > 10^{-1}$ 时, T/T_0 随着 J 的增加而急剧减少, 属于强惯性效应区域, 这和刘日成等^[8]的试验结果趋势相一致。流体从达西线性流转入非线性流的临界点为临界水力梯度 (J_c), 图 9 给出了临界水力梯度 J_c 与裂隙开度的关系, 并进行数据拟合, 从图中可以发现, 随着 d_f 的增加, 临界水力梯度呈幂函数递减:

$$y = 2 \times 10^{-33} x^{-9.895} \quad (16)$$

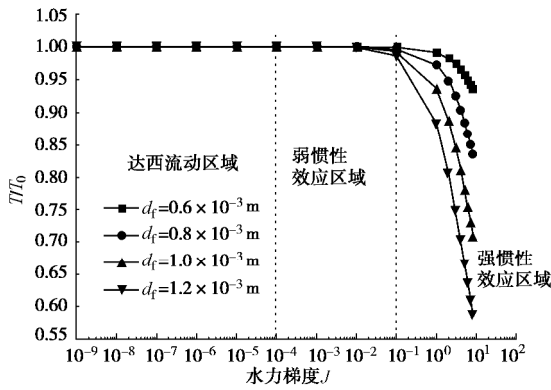


图 8 归一化导热系数 T/T_0 随水力梯度 J 的变化特征
Fig. 8 Variation characteristics of normalized hydraulic conductivity T/T_0 with hydraulic gradient J

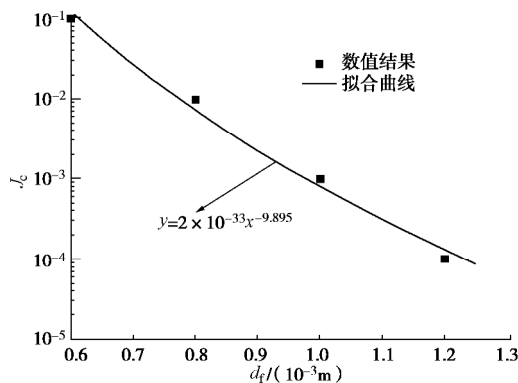


图 9 临界水力梯度 J_c 与裂隙开度 d_f 的关系

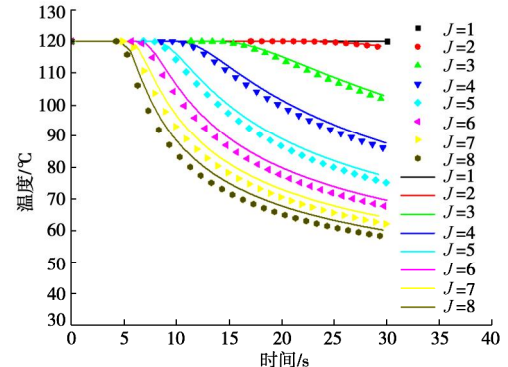
Fig. 9 Relationship between critical hydraulic gradient J_c and fracture aperture d_f

3.2 非线性渗流对传热场的影响

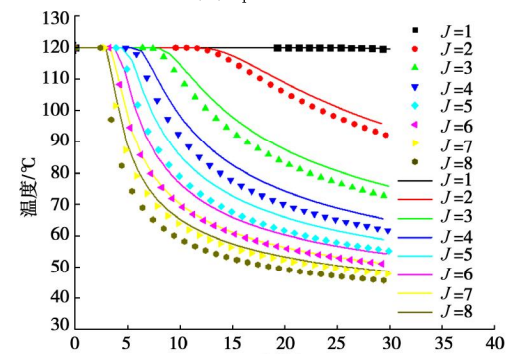
低温流体沿着裂隙流动的过程中会与周围的高温岩体进行热量交换, 导致岩体的温度降低。图 10 展示了不同裂隙开度出口处流体温度随时间的变化关系, 其中曲线段为非线性条件下的温度曲线, 符号表示为线性条件下的温度曲线, 从整体上来说, 曲线由稳定段和下降段组成, 在同一水力梯度, 同一时间非线性条件下的出口流体温度要高于线性条件下的出口流体温度, 随着裂隙开度 d_f 的增加, 流体的非线性效应不断加强, 这两曲线之间的误差逐渐增大; 在同一裂隙开度, 曲线的稳定期随着水力梯度 J 的增加而逐渐减少, 而非线性条件下的温度曲线和线性条件下的温度曲线之间的误差随着水力梯度 J 的增加而逐渐增大。这也充分说明水力梯度越大, 裂隙开度越大时, 此时若用达西线性流描述流体运动将会造成很大的误差。

热突破时间 t 是指出口流体温度由稳定段转向下降段的临界时间, 图 11 研究归一化热突破时间 t/t_0 与裂隙开度和水力梯度的关系曲面, 其中 t 为非线性条件下计算所得的热突破时间, 而 t_0 为线性条件下计算所得的热突破时间。热突破时间 $t/t_0 \geq 1$, 当 $J < 10^{-4}$ 时, 流体属于达西流动区域, 此时 t/t_0 的比值不会随裂隙

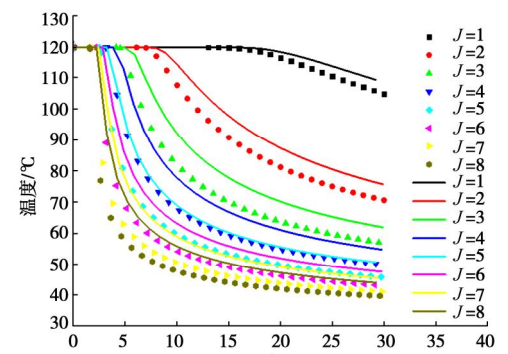
开度和水力梯度的变化而变化; 当 $10^{-4} < J < 10^{-1}$ 时, 流体属于弱惯性效应区域, 此时 t/t_0 的比值随着裂隙开度和水力梯度的增加而缓慢增大; 当 $J > 10^{-1}$ 时, 流体属于强惯性效应区域, 此时 t/t_0 的比值随着裂隙开度和水力梯度的增加而急剧增大。



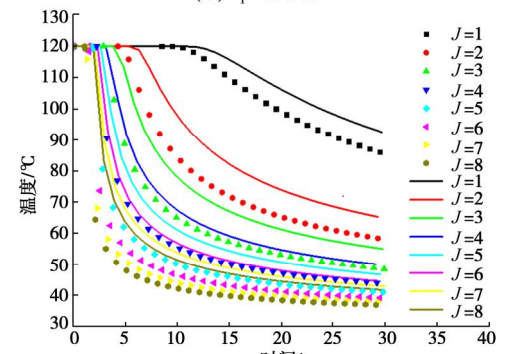
(a) $d_f = 0.6 \times 10^{-3} \text{ m}$



(b) $d_f = 0.8 \times 10^{-3} \text{ m}$



(c) $d_f = 1.0 \times 10^{-3} \text{ m}$



(d) $d_f = 1.2 \times 10^{-3} \text{ m}$

图 10 不同裂隙开度下出口处的流体温度随时间变化曲线
Fig. 10 Variation of fluid temperature at the outlet with time under different fracture apertures

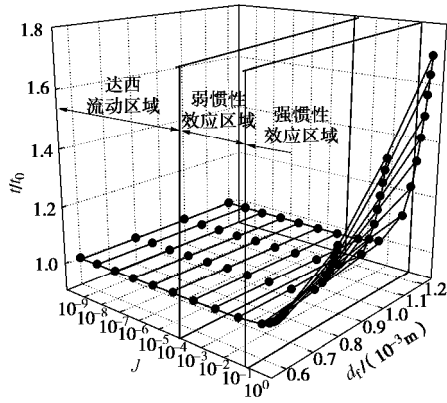


图 11 归一化热突破时间 t/t_0 与裂隙开度和水力梯度的关系
 Fig. 11 Relationship among normalized breakthrough time t/t_0 , fracture aperture and hydraulic gradient

4 非线性渗流对三维裂隙网络渗流传热过程的影响

4.1 非线性渗流对三维裂隙网络渗流场的影响

如图 12 为裂隙网络模型的示意图, 其中裂隙岩体为一个 $10\text{ m} \times 10\text{ m} \times 10\text{ m}$ 的立方体, 内含有 8 条长为 10 m 宽为 8 m 的正交裂隙。岩石不透水, 水只能在裂隙中流动, 模型的上边界 ($z = 10\text{ m}$) 为模型的入水口, 下边界 ($z = 0\text{ m}$) 为模型的出水口, 考虑不同压力梯度和裂隙开度对非线性渗流和传热的影响, 其模型的参数与单裂隙相同。与第三节相类似, 将线性渗流作为对照组来分析非线性渗流对三维裂隙网络渗流传热过程的影响, 裂隙开度取值为 $0.6 \times 10^{-3} \sim 1.2 \times 10^{-3}\text{ m}$, 压力梯度取值为 $1.0 \times 10^4 \sim 8.0 \times 10^4\text{ Pa/m}$, 其压力梯度与流量的关系如图 13 所示, 其中带有符号的曲线段表示非线性流, 线段表示线性流。通过与图 7 对比发现, 由于裂隙网络增加了流体通道的数目, 增加了裂隙岩体的过流能力, 其系数 A 与 B 相继减少且两者相差很小, 裂隙开度 d_f 越大, 流体的非线性流态越强。

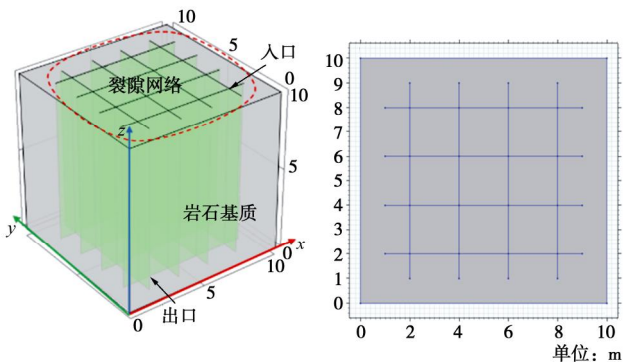


图 12 裂隙网络模型示意图

Fig. 12 Schematic diagram of fracture network model

与二维单裂隙相类似, 对裂隙网络模型进行导流

系数 T/T_0 归一化分析, 如图 14 所示。对比图 8 可以发现, 两图有很好的相似性, 由于本文将裂隙视为光滑且所有裂隙的几何特性是一致的, 而临界水力梯度 J_c 只与裂隙开度以及裂隙粗糙度等裂隙的几何特性决定, 且裂隙开度起主导性作用, 这与文献[26~28]的结论是一致的。

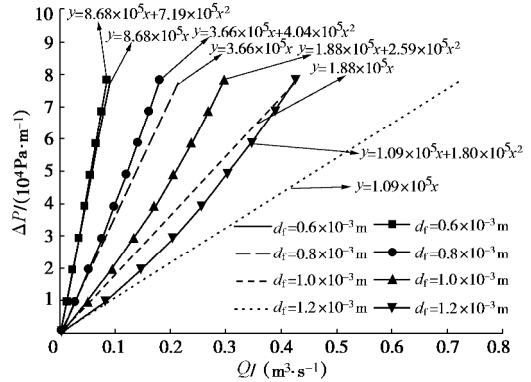


图 13 压力梯度 $-\nabla P$ 与流量 Q 的曲线关系

Fig. 13 Curve relationship between pressure gradient $-\nabla P$ and flow rate Q

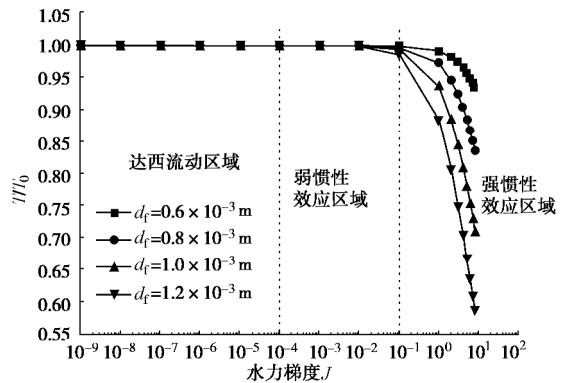


图 14 归一化导流系数 T/T_0 随水力梯度 J 的变化特征
 Fig. 14 Variation characteristics of normalized hydraulic conductivity T/T_0 with hydraulic gradient J

4.2 非线性渗流对三维裂隙网络传热场的影响

裂隙网络为流体渗流提供了多条通道且热交换面积增大, 使得裂隙岩体出口处的热通量增大, 使得裂隙岩体的温度下降很快。图 15 为基于三维裂隙网络模型不同裂隙开度下出口处流体温度随时间的变化曲线, 其中曲线段为非线性流条件下的温度曲线, 符号为线性条件下的温度曲线, 从整体上来说, 曲线由稳定段和下降段组成, 在同一水力梯度, 同一时间非线性条件下的出口流体温度要高于线性条件下的出口流体温度, 随着裂隙开度 d_f 的增加, 流体的非线性效应不断加强, 这两曲线之间的误差逐渐增大; 与图 10 不同的是, 裂隙数量的增加加速了岩体热量的交换, 使得出口流体的温度在很早的时间就下降到入口温度

30℃。

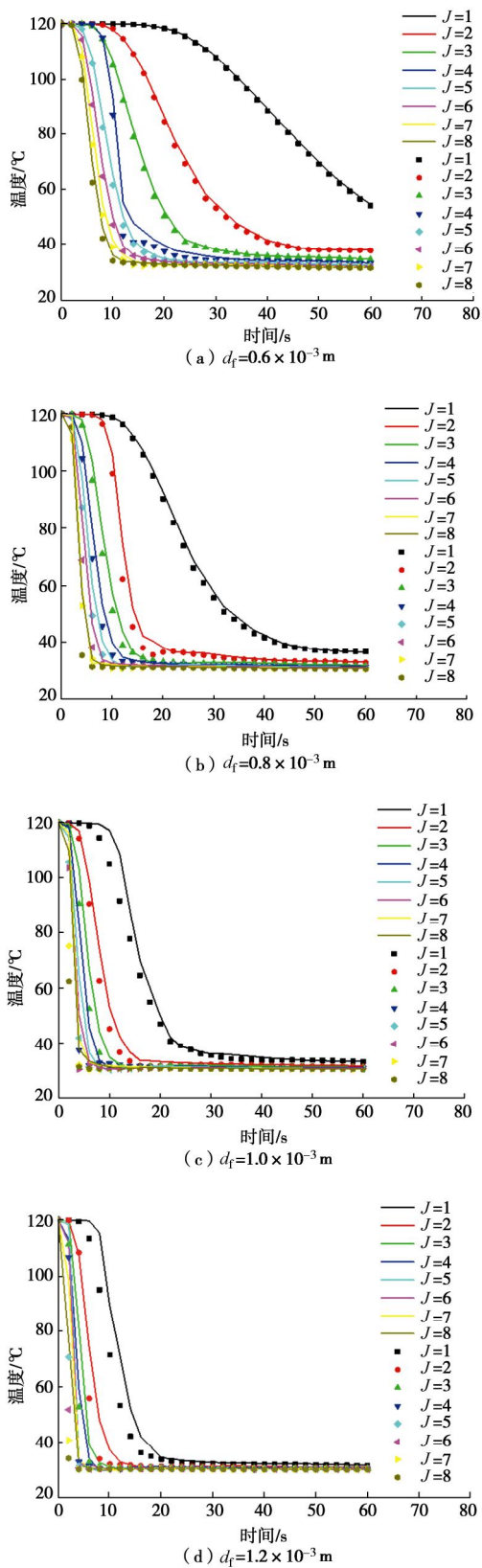


图 15 不同裂隙开度下出口处的流体温度随时间变化

Fig. 15 Variation of fluid temperature at the outlet with time under different fracture apertures

图 16 研究了三维裂隙网络模型归一化热突破时

间 t/t_0 与裂隙开度和水力梯度的关系曲面, 其中 t 为非线性条件下计算所得的热突破时间, 而 t_0 为线性条件下计算所得的热突破时间。对比图 11 发现, 与二维单裂隙模型相类似的是曲面被临界水力梯度分为 3 个区域, 当 $J < 10^{-4}$ 时, 流体属于达西流动区域, 热突破时间 $t/t_0=1$; 当 $10^{-4} < J < 10^{-1}$ 时, 流体属于弱惯性效应区域, 此时 t/t_0 的比值随着裂隙开度和水力梯度的增加而缓慢增大; 当 $J > 10^{-1}$ 时, 流体属于强惯性效应区域, 此时 t/t_0 的比值随着裂隙开度和水力梯度的增加而急剧增大; 与图 11 不同的是在弱惯性和强惯性效应区域中, 对应点裂隙网络模型条件下的 t/t_0 值要大于二维单裂隙模型条件下的 t/t_0 , 这也充分说明在地下高温高流速的复杂裂隙岩体中, 若用线性流去描述裂隙的渗流将会造成很大的误差。

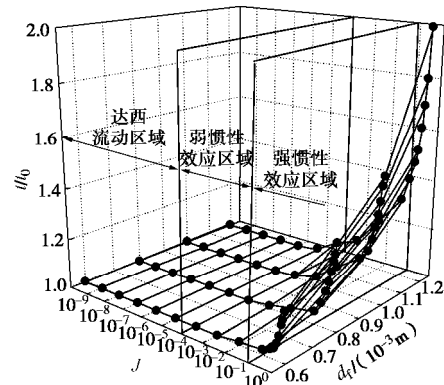


图 16 归一化热突破时间 t/t_0 与裂隙开度和水力梯度的关系
Fig. 16 Relationship among normalized breakthrough time t/t_0 , fracture aperture and hydraulic gradient

5 结 论

本文提出了一种描述非线性渗流传热数值模型的方法, 通过与非线性渗流试验的对比, 验证了本文非线性渗流模拟方法的有效性, 并初步探讨了非线性渗流对渗流传热过程的影响, 为精确模拟地下裂隙岩体渗流传热提供了一条新思路。

(1) 利用本文提出的方法可以较好地描述裂隙渗流的非线性渗流特征, 通过归一化导流系数 T/T_0 确定临界水力梯度 J_c , 在确定裂隙粗糙度等裂隙几何特性的前提下, 裂隙开度 d_f 对临界水力梯度 J_c 起主导性作用, 且临界水力梯度 J_c 与裂隙开度 d_f 满足幂函数递减关系。

(2) 出口流体温度曲线由稳定段和下降段组成, 在同一水力梯度, 同一时间非线性条件下的出口流体温度要高于线性条件下的出口流体温度, 随着裂隙开度 d_f 的增加, 流体的非线性效应不断加强, 这两曲线之间的误差逐渐增大; $t/t_0 \geq 1$, 非线性条件下计算所

得稳定时间要比线性条件下的稳定时间长,水力梯度 J 越大,裂隙开度 d_f 越大,则 t/t_0 的比值越大。

(3) 对比单裂隙与裂隙网络模型的传热结果,发现由于裂隙网络为流体渗流提供了多条通道且热交换面积增大,裂隙岩体出口处的流量和热通量增大,出口处的流体温度在很快的时间就到达注入温度,对应点裂隙网络模型下的 t/t_0 值要大于二维单裂隙模型条件下的 t/t_0 ,这充分说明在地下高温高流速的复杂裂隙岩体中,若用线性流去描述裂隙的渗流将会造成很大的误差。

需要补充的是,本文提出的非线性渗流传热数值模型将岩石基质视为不透水,同时没有考虑岩体变形,将所有裂隙粗糙度等裂隙几何特性视为一致,这与实际是不太相符的,且本文提出的临界水力梯度与裂隙开度的数学表达式只适合本模型,若要推广到一般形式,还需进入进一步研究。

参考文献:

- [1] 段云星. 干热岩地热资源开采井网优化数值模拟研究[D]. 北京: 中国地质大学, 2017. (DUAN Yun-xin. Numerical Simulation of Well Pattern Optimization for Hot Dry Rock Geothermal Resources Exploitation[D]. Beijing: China University of Geosciences, 2017. (in Chinese))
- [2] LAUWERIE H A. The transport of heat in an oil layer caused by the injection of hot fluid[J]. Applied Scientific Research: Section A, 1955, **5**(2/3): 145 - 150.
- [3] 陈必光, 宋二祥, 程晓辉. 二维裂隙岩体渗流传热的离散裂隙模型数值计算方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, **33**(1): 43 - 51. (CHEN Bi-guang, SONG Er-xiang, CHENG Xiao-hui. Numerical calculation method of discrete fracture model for two-dimensional fractured rock mass seepage and heat transfer[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, **33**(1): 43 - 51. (in Chinese))
- [4] 路威, 项彦勇, 唐超. 填砂裂隙岩体渗流传热模型试验与数值模拟[J]. 岩土力学, 2011, **32**(11): 3448 - 3454. (LU Wei, XIANG Yan-yong, TANG Chao. Model experiment and numerical simulation of flow and heat transfer for sand-filled fractured rock model[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **32**(11): 3448 - 3454. (in Chinese))
- [5] 熊峰, 孙昊, 姜清辉, 等. 粗糙岩石裂隙低速非线性渗流模型及试验验证[J]. 岩土力学, 2018, **39**(9): 3294 - 3302, 3312. (XIONG Feng, SUN Hao, JIANG Qing-hui, et al. Theoretical model and experimental verification on non-linear flow at low velocity through rough-walled rock fracture[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, **39**(9): 3294 - 3302, 3312. (in Chinese))
- [6] BEAR J. Dynamics of Fluids in Porous Media[M]. New York: Eisevier, 1972. 764.
- [7] ZIMMERMAN R W, AL-YAARUBI A, PAIN C C, et al. Nonlinear regimes of fluid flow in rock fractures[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2004, **41**(3): 163 - 169.
- [8] 刘日成, 李博, 蒋宇静, 等. 等效水力隙宽和水力梯度对岩体裂隙网络非线性渗流特性的影响[J]. 岩土力学, 2016, **37**(11): 3165 - 3174. (LIU Ri-cheng, LI Bo, JIANG Yu-jing, et al. Effects of equivalent hydraulic aperture and hydraulic gradient on nonlinear seepage properties of rock mass fracture networks[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(11): 3165 - 3174. (in Chinese))
- [9] 刘伟, 范爱武, 黄晓明. 多孔介质传热传质理论与应用[M]. 北京: 科学出版社, 2006. (LIU Wei, FAN Ai-wu, HUANG Xiao-ming. Theory and Application of Heat and Mass Transfer in Porous Media[M]. Beijing: Science Press, 2006. (in Chinese))
- [10] SONG X, SHI Y, LI G, et al. Numerical simulation of heat extraction performance in enhanced geothermal system with multilateral wells[J]. Applied Energy, 2018, **218**: 325 - 337.
- [11] XU C S, DOWD P A, TIAN Z F. A simplified coupled hydro-thermal model for enhanced geothermal systems[J]. Applied Energy, 2015, **140**: 135 - 145.
- [12] 黄奕斌, 张延军, 于子望, 等. 考虑多级流速下的岩石粗糙单裂隙渗流传热特性试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2019, **38**(增刊 1): 2654 - 2667. (HUANG Yi-bin, ZHANG Yan-jun, YU Zi-wang, et al. Experimental study on seepage heat transfer characteristics of rough single crack in rock considering multistage flow velocity[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2019, **38**(S1): 2654 - 2667. (in Chinese))
- [13] 李正伟, 张延军, 张驰, 等. 花岗岩单裂隙渗流传热特性试验[J]. 岩土力学, 2018, **39**(9): 3261 - 3269. (LI Zheng-wei, ZHANG Yan-jun, ZHANG Chi, et al. Experimental study on heat transfer characteristics of single fracture in granite[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, **39**(9): 3261 - 3269. (in Chinese))
- [14] 张驰. 干热岩单裂隙渗流—传热实验与数值模拟研究[D]. 吉林: 吉林大学, 2017. (ZHANG Chi. Experimental Study and Numerical Simulation of Single Fissure Flow and Heat Transfer in Dry Hot Rock[D]. Jilin: Jilin University, 2017. (in Chinese))

- [15] 李正伟. 干热岩裂隙渗流—传热试验及储层模拟评价研究[D]. 吉林: 吉林大学, 2016. (LI Zheng-wei. Fracture Seepage-Heat Transfer Test and Reservoir Simulation evaluation of Dry Hot Rock[D]. Jilin: Jilin University, 2016. (in Chinese))
- [16] MEI C C, AURIAULT J L. The effect of weak inertia on flow through a porous medium[J]. *Journal of Fluid Mechanics*, 1991, **222**: 647 - 663.
- [17] ZIMMERMAN R W, AL-YAARUBI A, PAIN C C, et al. Non-linear regimes of fluid flow in rock fractures[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2004, **41**: 163 - 169.
- [18] LIU R C, LI B, JIANG Y J. A fractal model based on a new governing equation of fluid flow in fractures for characterizing hydraulic properties of rock fracture networks[J]. *Computers & Geotechnics*, 2016, **75**: 57 - 68.
- [19] LONG J C S, REMER J S, WILSON C R, et al. Networks of discontinuous fractures[J]. *Porous Media Equivalents for Resources Research*, 1982, **18**(3): 645 - 658.
- [20] 刘杰. 岩体裂隙网络二维非线性渗流特性与模型[D]. 济南: 山东大学, 2019. (LIU Jie. Two-Dimensional Nonlinear Seepage Characteristics and Model of Rock Mass Fracture Network[D]. Jinan: Shandong University, 2019. (in Chinese))
- [21] HUANG N, JIANG Y, LI B, et al. A numerical method for simulation fluid flow through 3-D fracture networks[J]. *J Nat Gas Sci Eng*, 2016, **33**: 1271 - 1281. <https://doi.org/10.1016/j.jngse.2016.06.072>.
- [22] ZIMMERMAN R W, AL-YAARUBI A, PAIN C C, et al. Non-linear regimes of fluid flow in rock fractures[J]. *Int J Rock Mech Min Sci*, 2004, **41**(3): 163 - 169. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2003.12.045>.
- [23] 周广磊, 徐涛, 朱万成, 等. 基于温度-应力耦合作用的岩石时效蠕变模型[J]. *工程力学*, 2017, **34**(10): 1 - 9, 25. ZHOU Guang-lei, XU Tao, ZHU Wan-cheng, et al. A time-dependent thermo-mechanical creep model of rock[J]. *Engineering Mechanics*, 2017, **34**(10): 1 - 9, 25. (in Chinese))
- [24] 张伟, 曲占庆, 郭天魁, 等. 热应力影响下干热岩水压致裂数值模拟[J]. *岩土力学*, 2019, **40**(5): 2001 - 2008. (ZHANG Wei, QU Zhan-qing, GUO Tian-kui, et al. Numerical simulation of hydraulic fracturing in hot dry rocks under the influence of thermal stress[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2019, **40**(5): 2001 - 2008. (in Chinese))
- [25] LI B, LIU R, JIANG Y. Influences of hydraulic gradient, surface roughness, intersecting angle, and scale effect on nonlinear flow behavior at single fracture intersections[J]. *Journal of Hydrology*, 2016, **538**: 440 - 453.
- [26] CHEN Y F, ZHOU J Q, HU S H, et al. Evaluation of Forchheimer equation coefficients for non-Darcy flow in deformable rough-walled fractures[J]. *Journal of Hydrology*, 2015, **529**: 993 - 1006.
- [27] 许凯, 雷学文, 孟庆山, 等. 非达西渗流惯性系数研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2012, **31**(1): 164 - 170. (XU Kai, LEI Xue-wen, MENG Qing-shan, et al. Study of inertial coefficient of non-darcy seepage flow[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2012, **31**(1): 164 - 170. (in Chinese))
- [28] 周佳庆. 裂隙介质非线性渗流与非费克传输的宏微观机制研究[D]. 武汉: 武汉大学, 2018. (ZHOU Jia-qing. Mechanisms of Nonlinear Flow and Anomalous Transport in Fractured Media: From Micro to Macro-scale[D]. Wuhan: Wuhan University, 2018. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202006009

深埋非对称连拱隧道过程荷载计算方法研究

高红杰, 何平, 陈峰

(北京交通大学隧道及地下工程教育部工程研究中心, 北京 100044)

摘 要: 深埋非对称连拱隧道具有几何非对称、结构形式非对称和左右荷载非对称等复杂的力学特性, 其施工过程中的围岩压力演化及荷载计算尚无相应的规范和标准可循。面对目前理论研究滞后于工程实践的突出问题, 基于过程荷载计算方法和普氏平衡理论的基本假设, 在综合考虑了两侧洞室的非对称性和左右洞室施工过程以及后行洞开挖对先行洞松动荷载加剧影响的条件下, 推导了深埋非对称连拱隧道过程荷载计算公式, 对比了是否考虑施工过程两种工况对非对称连拱隧道各部分荷载的影响; 最后结合具体的工程案例, 从实用角度论证了所推导公式的合理性, 为今后同类工程施工方案的确定和支护结构的设计和优化提供参考。

关键词: 非对称连拱隧道; 过程荷载; 计算; 施工过程

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)06-1059-08

作者简介: 高红杰(1990—), 男, 博士研究生, 主要从事隧道与地下工程方面的研究。E-mail: 16115293@bjtu.edu.cn。

Calculation of process load of deep-buried asymmetric multi-arch tunnels

GAO Hong-jie, HE Ping, CHEN Zheng

(Tunneling and Underground Engineering Research Center of Ministry of Education, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China)

Abstract: Deep-buried asymmetric multi-arch tunnels have complex mechanical features such as geometric asymmetry, structural asymmetry and left-to-right load asymmetry. There have been no relevant codes and standards for the process of construction on the pressure evolution of surrounding rocks and load calculation. It is an outstanding problem that the basic theory lags behind on reality in project practice. Based on the calculation of process load and the assumption of the Protodyakonov's theory, the formula for calculating process load of deep-buried asymmetric multi-arch tunnels is derived with synthetical considerations of the asymmetry and the construction process of two cavities of a tunnel as well as the influences of the excavation of the back hole on the increase of the loosening load of the first hole, and the two conditions are compared to see whether the influences of construction process on the load of each part of asymmetric multi-arch tunnel are taken into account or not. Finally, based on specific projects, the derived formula is proved to be valid from practical angle. It may provide a reference for the determination of similar construction schemes and the design and optimization of supporting structures in the future.

Key words: asymmetric multi-arch tunnel; process load; calculation; construction process

0 引 言

改革开放以来, 交通基础设施建设呈现了井喷式发展, 但部分地区由于受复杂地形、特殊地质、桥隧衔接以及路线总体线性要求等因素的影响, 连拱结构形式被公路隧道所广泛采用。而其中的非对称连拱隧道除具有连拱隧道整体开挖跨度大, 结构复杂和施工难度高等基本特征外, 其结构形式及围岩受力特点相较于对称连拱隧道更为复杂, 这使得确定合理的支护结构设计和隧道施工步序变得更加困难, 而目前尚无相应的设计、施工技术规范 and 标准可循, 在建成并投入使用的工程案例也较为少见。因此, 非对称连拱隧道一出现便成为隧道学界研究的热点问题。

周玉宏等^[1]、朱合华等^[2]、邓建等^[3]、王凯等^[4]、郑宗溪等^[5]、王亚琼等^[6]分别利用有限元软件对马宅顶隧道、青岛胶州湾海底隧道、兰渝铁路新作坊隧道、青海药水峡隧道、云南桥头隧道施工过程进行了数值模拟, 获得了非对称连拱隧道不同开挖工序时围岩和支护结构的力学响应; 高峰等^[7]则采用荷载-结构法对厦门市东坪山地下立交工程非对称连拱隧道的支护结构承载能力与正常使用极限状态进行验算。陈秋南^[8]、何珺等^[9]通过相似模型试验, 分别研究了非对称连拱

基金项目: 国家重点研发计划资助项目(2017YFC0805401)

收稿日期: 2019-07-02

隧道开挖过程中左右洞室围岩应力、位移分布的基本规律和不同荷载条件下非对称连拱隧道的衬砌外表面压力和结构内力的分布及变化特点；王军等^[10]以福建罗长公路马宅顶工程为研究背景，通过对监测数据进行分析，探究了非对称连拱隧道开挖过程中的受力特点，为同类型工程的设计与施工提供了参考；陈洪涛等^[11]以西南地区某连拱隧道为工程依托，利用数值模拟重点分析了岩溶地层中连拱隧道不同埋深对围岩以及中隔壁的影响，进而推导了中隔壁适用长度的公式。上述研究一方面多是对非对称连拱隧道施工过程进行模拟，一方面则是利用监测数据对施工步骤进行调整，而目前针对非对称连拱隧道支护结构设计缺乏理论依据的问题并没有引起足够的重视。

围岩压力一直是隧道工程领域关注的重点，明确隧道围岩压力的作用模式和提供适用性强的围岩压力计算方法对支护结构设计至关重要^[12]。张俊儒等^[13]利用相似模型试验，对非对称连拱隧道破坏形态进行研究，研究结果可以指导不等跨连拱隧道的设计与施工。朱正国等^[14]对压力拱的成因进行了分析，提出了压力拱内外边界的判定方法，利用参数敏感性分析和正交试验，拟合出围岩压力计算公式，并在此研究基础上进行拓展，将影响系数与简化公式相结合，推导出适用于连拱隧道的围岩压力计算公式。丁文其等^[15]利用三维有限元模型研究了分岔隧道荷载空间分布规律和围岩的破坏形式，在此基础上，提出了适用于分岔隧道围岩压力计算的空间荷载结构法，并通过与规范结果进行对比表明该方法计算结果符实际受力情况。针对非对称连拱隧道结构受力复杂、几何不规则、结构形式特殊等基本特征，李鹏飞等^[16]基于普氏平衡理论，结合公路隧道规范中关于深埋连拱隧道围岩压力的计算方法，提出了深埋条件下非对称连拱隧道的围岩压力计算公式，并结合马宅顶隧道围岩压力实测值对所推导公式的合理性进行了验证。综上所述，目前对于非对称连拱隧道围岩压力的研究多集中在状态设计方法层面，考虑施工过程影响的非对称连拱隧道过程荷载理论计算方法的研究较少。

1 深埋单洞隧道普氏理论

普氏公式是1907年 *прогочьякунов*（普罗托奇雅阔诺夫）基于天然拱概念提出的针对破碎岩体和松散地层的松动压力计算公式（图1）。根据普氏平衡拱理论的基本假设，深埋单洞隧道拱部竖向均布压力 q 和水平梯形分布压力 e 表示为

$$q = gh_q \quad (1)$$

$$h_q = \frac{B_m}{2f_{kp}} \quad (2)$$

$$e_1 = gh_q \tan^2 \left(45^\circ - \frac{j_c}{2} \right) \quad (3)$$

$$e_2 = g(h_q + H_t) \tan^2 \left(45^\circ - \frac{j_c}{2} \right) \quad (4)$$

$$B_m = B_t + 2H_t \tan^2 \left(45^\circ - \frac{j_c}{2} \right) \quad (5)$$

式中 g 为围岩重度； h_q 为天然拱高度； B_m 为隧道平衡拱跨度； f_{kp} 为岩石坚固系数，取 $f_{kp} = \tan j$ ， j 为围岩内摩擦角； j_c 为围岩计算摩擦角； B_t 为隧道开挖跨度； H_t 为隧道开挖高度。

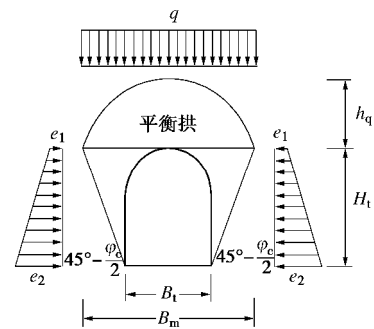


图1 单洞隧道普氏理论示意图

Fig. 1 Sketch map of Protodyakonov's theory for a single tunnel

2 过程设计理念

曲海锋^[17]和朱合华等^[18]基于龙头山隧道、岚峰隧道的现场试验和数值分析结果，提出了大断面公路隧道过程设计方法的基本理念。过程设计方法的特点：根据隧道开挖步骤分析和计算设计荷载，考虑施工过程对隧道设计荷载的影响。

设计荷载产生的过程不同是过程设计理念与状态设计理念最本质的区别。过程设计方法考虑不同工序之间荷载的影响，最终基于一定规则将计算荷载进行组合，从而得到作用于隧道整体结构上的松散压力。

根据文献[17]，过程荷载计算方法的实现主要解决以下两个问题：

(1) 对开挖步骤进行简化，获得合理的过程方法计算模型。

(2) 如何考虑相邻开挖工序之间的影响程度。

2.1 简化模型的建立

(1) 基本假设

对于深埋中小跨度隧道（开挖跨度 $B < 14$ m），可以将过程荷载计算方法中的上下台阶开挖简化为一次开挖。文献[17]研究结果表明：当隧道（洞室）跨度小于15 m，且高跨比为1.0~1.5时，两种开挖方法引起的应力重分布相差不超过10%。公路隧道按其跨度分类^[19]如表1所示。

表 1 公路隧道按跨度分类表

Table 1 Classification of highway tunnels by span		
分类	开挖跨度 B/m	描述
小跨度 隧道	$B < 9$	①单车道公路隧道; ②服务隧道; ③人行横洞及车行横洞
中跨度 隧道	$9 \leq B < 14$	①双车道公路隧道; ②单车道公路 隧道的错车道
大跨度 隧道	$14 \leq B < 18$	①三车道公路隧道; ②双车道公路 隧道的紧急停车带
特大跨 度隧道	$B \geq 18$	①四车道公路隧道 (单洞); ②连 拱隧道

(2) 过程荷载计算方法简化模型建立应遵循的两条原则

a) 将整个隧道施工看作由多个平行导洞施工组成, 考虑施工过程中不同工序之间的影响程度。

b) 导洞的几何尺寸应符合实际开挖情况。

根据以上简化原则, 台阶法、中隔壁法 (CD、CRD 法) 简化模型如图 2 所示。图中数字代表施工工序, 虚线为简化后各导洞位置。

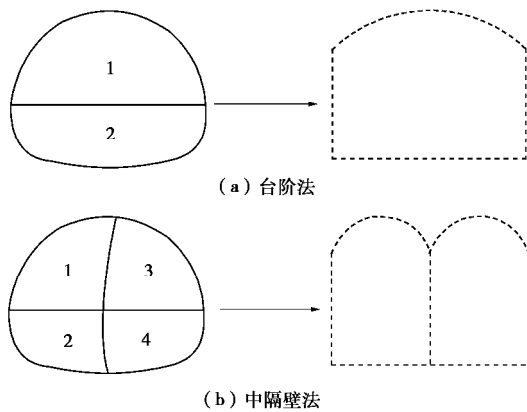


图 2 开挖方法的简化模型

Fig. 2 Simplified model for excavation method

2.2 量化开挖工序的影响^[17]

(1) 影响系数 h

通过引入影响系数 h 来量化相邻开挖工序之间的影响程度。如图 3 所示, 影响系数 h 表示后行导洞开挖对先行导洞松动荷载的影响程度。

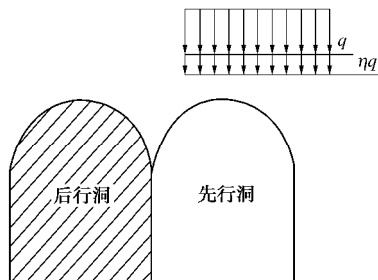


图 3 相邻导洞开挖荷载影响示意图^[17]

Fig. 3 Sketch map of influence of excavation load on adjacent guide tunnels

h 取值的含义如下:

$h \begin{cases} > 1 & \text{(后行洞开挖加剧了先行洞的松动荷载)} \\ = 1 & \text{(两导洞之间相互独立)} \end{cases}$ 。

文献[17]给出 h 取值的具体表达式为

$$h = \begin{cases} \frac{b_1 \cdot b_2 \cdot b_3}{b_4 \cdot b_5} & (h \geq 1), \\ 1.0 & (h < 1). \end{cases} \quad (6)$$

式中, $b_1 \sim b_5$ 分别由导洞间距、后行洞几何形状、地质情况、先行洞支护参数和围岩等级确定。

以上 5 项影响指标的取值范围如表 2 所示。

(2) 权系数 a

权系数 a 的含义为每个导洞引起的垂直均布荷载占隧道整体总荷载的大小, 该系数小于 1。权系数的计算公式为

$$a_i = \frac{S_i}{S_s} = \frac{q_i \cdot b_i}{\sum_{i=1}^n q_i \cdot b_i}, \quad (7)$$

式中 S_i 为单个导洞开挖引起的垂直荷载, q_i 为单个导洞开挖引起的垂直均布荷载, b_i 为单个导洞的开挖跨度, S_s 为隧道垂直总荷载, n 为导洞个数。

3 深埋非对称连拱隧道过程荷载计算

非对称连拱隧道具有以下特点:

(1) 隧道结构形式为非对称双连拱, 结构受力复杂、偏压显著, 不同于一般的单洞隧道。

(2) 整体开挖跨度较大, 非对称中开挖面积较小的隧道跨度多为 8~12 m, 而开挖面积较大的隧道跨度多为 12~16 m。

(3) 非对称连拱隧道施工过程中, 左右隧洞开挖的非同步性会对围岩造成多次扰动。

(4) 中隔壁为非对称连拱隧道受力体系中的关键部位, 对整体结构稳定性起重要作用。

(5) 支护结构多采用复合式衬砌。

在进行非对称连拱隧道围岩压力计算时, 必须综合考虑以上特点。

3.1 连拱隧道围岩压力作用模式

理论研究和工程实践表明, 对于连拱隧道, 中隔壁施工和浇筑效果及两侧导洞的开挖工序影响围岩压力的大小和平衡拱的形成。同时, 中隔壁作为连拱隧道最关键的部位, 其稳定性直接影响隧道围岩压力的作用模式。深埋条件下, 根据过程荷载计算方法和普氏理论假定可以认为连拱隧道平衡拱形成存在两种极端情况: 中隔壁浇筑效果良好, 左右洞室可以分别形成稳定的承载拱, 左右洞室施工顺序影响单侧承载拱大小, 先行洞松散荷载考虑后行洞开挖对先行洞松散荷载的加剧情况; 当中隔壁顶部回填不密实, 左右洞

表2 影响指标的取值表^[17]

Table 2 Values of impact indices

导洞间距	0~0.2B	0.2B~0.4B	0.4~0.6B	0.6~0.8B	0.8B~1.0B
b_1 取值	1.8	1.75	1.70~1.75	1.65~1.70	1.50~1.65
导洞间距	1.0B~1.2B	1.2B~1.4B	1.4B~1.6B	1.6B~1.8B	1.8B~2.0B
b_1 取值	1.4~1.5	1.3~1.4	1.15~1.3	1.15~1.0	1.0
后行洞几何形状	高跨比>1.6	高跨比=1.2~1.6	高跨比=1.0~1.2	高跨比=0.6~1.0	高跨比<0.6
b_2 取值	0.8	0.9	1.0	1.0~1.2	1.2~1.5
地质情况	包含上述3项因素	包含上述2项因素	包含上述1项因素	包含上述0项因素	
b_3 取值	1.15	1.1		1.05	1.0
先行洞支护情况	无支护	弱支护	普通支护	强支护	
b_4 取值	1.0	1.0~1.35		1.35	1.35~1.5
围岩等级	VI	V	IV	III以上	
b_5 取值	0.9	1.0	1.1		1.2

注：①B为后行洞的开挖跨度；② b_3 考虑的3项因素为地表水、地下水和初始应力场。

室将作为整体形成共同的承载拱，即仅考虑隧道开挖过程的影响，忽略中隔墙的支护作用，以整体隧道开挖跨度形成极限承载拱，如图4所示。

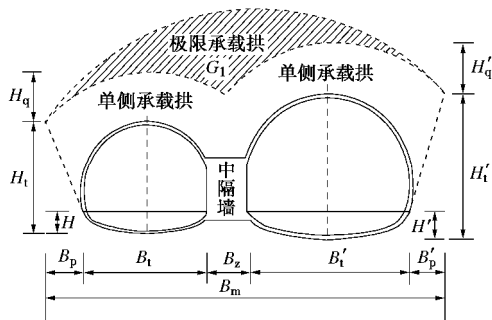


图4 深埋非对称连拱隧道承载拱示意图

Fig. 4 Diagram of load-carrying arch for deep-buried asymmetric multi-arch tunnels

就一般情况而言，深埋连拱隧道围岩压力作用模式介于两种极端状态之间，即由于中隔墙的作用承担了部分极限承载拱下部松散岩土体压力，对极限承载拱的形成起到了抑制效果，因此，连拱隧道过程荷载为中隔墙顶部压力、拱部松散压力和开挖过程引起的附加压力之和。

如图5所示，深埋非对称连拱隧道过程荷载包括以下部分^[19]：

(1) 拱部基本松散荷载 q_1 ，包括后行洞开挖对先行洞松散荷载加剧后先行洞形成稳定承载拱下部的围岩压力 hq_{11} 和后行洞形成稳定承载拱下部的围岩压力 q_{12} ，假定两者的分布形式均为均布荷载。

(2) 拱部附加松散荷载 q_2 ，即极限承载拱下部松散岩体减去基本松散岩体和中隔墙顶预支撑围岩压力后的荷载，假定为梯形分布荷载。包括极限承载拱内侧 q'_2 和极限承载拱外侧 q_{21} ， q_{22} 。

(3) 中隔墙顶松散围岩压力荷载 q_3 ，即中隔墙顶至左右洞拱顶之间松散岩体形成的分布荷载。

(4) 中隔墙顶附加均布荷载 q_z ，即由于中隔墙的预支撑作用产生的围岩压力荷载。

(5) 非对称连拱隧道侧向压力可以分解为中隔墙两侧及衬砌两侧的水平压力。

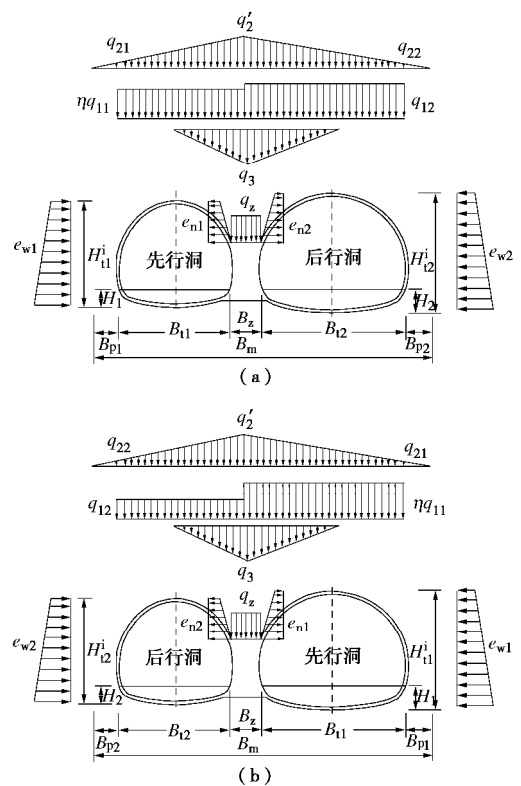


图5 深埋非对称连拱隧道荷载分布

Fig. 5 Load distribution of deep-buried asymmetric multi-arch tunnels

3.2 计算过程中的基本假定

根据规范^[19]，极限破裂面与基本破裂面均为抛物

线, 拱顶水平线与承载拱曲线围成的面积为

$$S = \frac{2}{3}BH \quad (8)$$

式中, H 为承载拱高度, B 为承载拱跨度。

根据普氏原理和过程荷载计算方法, 假定先行洞与后行洞的各导洞开挖时的平衡拱高度 $H_{q_{11}}^i$ 和 $H_{q_{12}}^i$, 以及极限承载拱高度 H_m 。

$$H_{q_{11}}^i = \frac{1}{2f_{kp}} \left[b_{t_1}^i + (H_{t_1}^i - H_1) \tan \left(45^\circ - \frac{j_c}{2} \right) + \frac{1}{2} B_z \cdot \frac{b_{t_1}^i}{B_{t_1}} \right], \quad (9)$$

$$H_{q_{12}}^i = \frac{1}{2f_{kp}} \left[b_{t_2}^i + (H_{t_2}^i - H_2) \tan \left(45^\circ - \frac{j_c}{2} \right) + \frac{1}{2} B_z \cdot \frac{b_{t_2}^i}{B_{t_2}} \right], \quad (10)$$

$$H_m = \frac{B_m}{2f_{kp}} \quad (11)$$

图中和式中 $\sum_{i=1}^n (H_{t_1}^i - H_1) \tan \left(45^\circ - \frac{j_c}{2} \right) = B_{p_1}$; $\sum_{i=1}^n (H_{t_2}^i - H_2) \tan \left(45^\circ - \frac{j_c}{2} \right) = B_{p_2}$; $\sum_{i=1}^n b_{t_1}^i = B_{t_1}$; $\sum_{i=1}^n b_{t_2}^i = B_{t_2}$; $B_m = B_{t_1} + B_{t_2} + B_z + B_{p_1} + B_{p_2}$; $b_{t_1}^i, b_{t_2}^i$ 分别为先行洞和后行洞对应导洞的几何宽度; $H_{t_1}^i, H_{t_2}^i$ 分别为先行洞和后行洞对应导洞的几何高度; B_{t_1}, B_{t_2} 分别为先行洞和后行洞跨度; B_{p_1}, B_{p_2} 分别为先行洞和后行洞侧面破裂面在水平面上的投影宽度; B_z 为分隔墙宽度; H_1, H_2 分别为先行洞和后行洞隧道基础至破裂面起始点的高度; $i=1, 2, 3, \dots, n, n$ 为简化后导洞个数。其它符号及意义同前。

3.3 深埋非对称连拱隧道过程荷载计算公式推导

(1) 先行洞和后行洞中各导洞开挖产生垂直均布荷载 q_{11}^i, q_{12}^i

$$q_{11}^i = gh_1^i H_{q_{11}}^i, \quad (12)$$

$$q_{12}^i = gh_2^i H_{q_{12}}^i \quad (13)$$

式中, h_1^i, h_2^i 分别为先行洞和后行洞中各导洞开挖的影响系数。

(2) 拱部基本松散荷载 q_1

考虑后行洞开挖对先行洞松散荷载的加剧影响, 将深埋连拱隧道先行洞和后行洞基本松散压力均简化为均布荷载 hq_{11}, q_{12} :

$$hq_{11} = h \sum_{i=1}^n a_1^i \cdot q_{11}^i = h \frac{\sum_{i=1}^n q_{11}^i \cdot b_{t_1}^i}{\sum_{i=1}^n q_{11}^i \cdot b_{t_1}^i}, \quad (14)$$

$$q_{12} = \sum_{i=1}^n a_2^i \cdot q_{12}^i = \frac{\sum_{i=1}^n q_{12}^i \cdot b_{t_2}^i}{\sum_{i=1}^n q_{12}^i \cdot b_{t_2}^i}, \quad (15)$$

式中, a_1^i, a_2^i 分别为先行洞和后行洞中每个导洞引起的垂直均布荷载占先行洞和后行洞整体总荷载的大小, h 为后行洞开挖对先行洞松散荷载的影响系数。

(3) 分隔墙顶附加均布荷载 q_z

分隔墙顶附加的均布压力 q_z 由极限承载拱内的附加荷载总重量 G_1 和分隔墙顶岩土体的承载能力 p_s 中最小值决定, 即 $q_z = \min(G_1/B_z, p_s)$ 。附加荷载及分隔墙顶岩土体的抗压能力可分别按下式计算:

$$G_1 = \frac{2}{3}gB_m H_m - \frac{2}{3}g \sum_{i=1}^n B_{q_1}^i H_{q_{11}}^i - \frac{2}{3}g \sum_{i=1}^n B_{q_2}^i H_{q_{12}}^i, \quad (16)$$

$$p_s = R_s^B / K_z \quad (17)$$

式中 $B_{q_1}^i = b_{t_1}^i + (H_{t_1}^i - H_1) \tan \left(45^\circ - \frac{j_c}{2} \right) + \frac{1}{2} B_z \cdot \frac{b_{t_1}^i}{B_{t_1}}$,

$B_{q_2}^i = b_{t_2}^i + (H_{t_2}^i - H_2) \tan \left(45^\circ - \frac{j_c}{2} \right) + \frac{1}{2} B_z \cdot \frac{b_{t_2}^i}{B_{t_2}}$; R_s^B

为分隔墙顶岩体的设计抗压强度; K_z 为分隔墙对上部岩体支撑能力的安全系数, 取值通常为 2。

(4) 拱部附加松散荷载 q_2

假设 q_2 在拱顶平面上呈三角形分布, 且向上的支撑压力与承载拱内的岩土体重量平衡, 由此可知

$$\frac{2}{3}g \left(\sum_{i=1}^n B_{q_1}^i H_{q_{11}}^i + \sum_{i=1}^n B_{q_2}^i H_{q_{12}}^i \right) + \frac{B_m q_2'}{2} + q_z B_z = \frac{2}{3}gB_m H_m, \quad (18)$$

$$\frac{q_{21}}{q_2'} = \frac{2B_{p_1}}{B_m}, \quad (19)$$

$$\frac{q_{22}}{q_2'} = \frac{2B_{p_2}}{B_m} \quad (20)$$

由上式可以得到 q_2', q_{21} 和 q_{22} 的计算式为

$$q_2' = 2(G_1 - q_z B_z) / B_m, \quad (21)$$

$$q_{21} = \frac{2B_{p_1}}{B_m} q_2', \quad (22)$$

$$q_{22} = \frac{2B_{p_2}}{B_m} q_2' \quad (23)$$

(5) 分隔墙顶松散围岩压力荷载 q_3

将 q_3 可简化为三角形荷载:

$$q_3 = gH_{q_3}, \quad (24)$$

式中, H_{q_3} 可以近似取为分隔墙顶到先行洞和后行洞隧道拱顶距离的平均值。

(6) 侧向压力荷载

a) 作用在先行洞和后行洞衬砌外侧拱部及边墙的水平方向压力荷载分别为 e_{w1}^j, e_{w2}^j ,

$$e_{w1}^j = l(hq_{11} + q_{21} + gh_1^j), \quad (25)$$

$$e_{w2}^j = l(q_{12} + q_{22} + gh_2^j) \quad (26)$$

式中, h_1^j, h_2^j 分别为先行洞和后行洞拱顶外侧到计算

表3 深埋非对称连拱隧道围岩压力计算

Table 3 Calculation of rock pressures of deep-buried asymmetric multi-arch tunnels

方法	$q_{11}(hq_{11})/kPa$	q_{12}/kPa	q_{21}/kPa	q_{22}/kPa	q'_2/kPa	q_3/kPa	q_z/kPa
文献[16]	197	227	35	34	217	59	400
本文方法 1	197	227	35	34	217	59	400
本文方法 2	119(156)	146	96.	106	305	59	400

表4 马宅顶隧道和广东某公路隧道监测断面计算参数

Table 4 Parameters of monitoring section of Mazhaiding Tunnel and a highway tunnel in Guangdong

项目	围岩等级	埋深 /m	重度 /($kN \cdot m^{-3}$)	高度和跨度/m		中隔墙宽度 /m	计算摩擦角 / ($^\circ$)
				先行洞	后行洞		
马宅顶隧道	V	50	20	8.5/11.5	9/14	3	45
广东某公路隧道	IV	70	22	10/12.5	11/15.7	3.5	55

点的距离, I 为侧压力系数, 按朗金公式计算, $I = \tan^2(45^\circ - j_c/2)$ 。

b)作用在先行洞和后行洞衬砌内侧拱部及边墙的水平方向压力荷载分别为 e_{n1}^j, e_{n2}^j ,

$$e_{n1}^j = I(hq_{11} + q'_2 + q_3^j) \quad (27)$$

$$e_{n2}^j = I(q_{12} + q'_2 + q_3^j) \quad (28)$$

式中, q_3^j 为衬砌外侧拱部及边墙计算点 q_3 荷载的大小。

4 公式计算分析

4.1 对比分析

当深埋非对称连拱隧道围岩压力计算不考虑后行洞开挖对先行洞松动荷载的加剧影响以及左右洞室施工过程中, 本文推导的过程荷载计算方法将退化为李鹏飞等^[16]提出的围岩压力计算方法。因此, 在不考虑施工过程中影响(方法 1)和考虑施工过程中影响(方法 2)两种条件下, 分别采用本文推导的公式对文献[16]中工程案例的围岩压力进行计算, 对比文献中公式的计算结果, 以验证本文推导的深埋非对称连拱隧道过程荷载计算方法的正确性。计算断面围岩等级为 V 级, 埋深 50 m, 中隔墙宽度 3 m, 左洞(先行洞)和右洞(后行洞)开挖跨度分别为 11.5, 14 m, 开挖高度分别为 8.5, 9 m, 计算摩擦角取 45° , 重度取 20 kN/m^3 。计算结果如表 3 所示。

根据计算结果可以看出, 在忽略施工过程中影响的条件下, 采用本文推导的公式计算非对称连拱隧道各部分荷载与李鹏飞等^[16]提出公式的计算结果基本一致, 验证了深埋非对称连拱隧道过程荷载计算方法的正确性。同时, 计算结果显示, 在考虑施工过程中影响的条件下, 本文方法计算的双洞拱部基本围岩压力较小, 而拱部附加围岩压力较大, 这比较符合非对称双连拱隧道真实的受力情况。由于在施工过程中围岩受到多次扰动, 拱部围岩受力状态不如单洞情况, 特别

是围岩较差的情况下, 后行洞施工往往会对拱部附加围岩压力产生更显著的影响, 因此, 本文提出的深埋非对称连拱隧道过程荷载计算方法考虑的影响因素更为全面, 更符合工程实际。

4.2 工程实例计算与分析

深埋非对称连拱隧道在国内外比较罕见, 本文依托罗长高速公路马宅顶隧道^[20]和广东省某高速公路隧道连拱段两项工程, 利用推导的过程荷载计算方法对其围岩压力进行计算, 并对比现场监测数据, 分析公式的实用性。各取两项工程中一深埋围岩压力监测断面, 计算参数如表 4 所示, 开挖方法及开挖顺序示意图如图 6 所示。

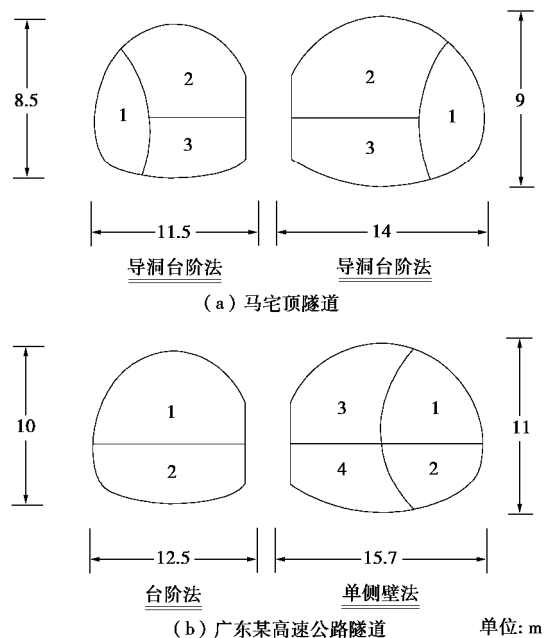


图6 开挖方法及开挖顺序示意图

Fig. 6 Sketch maps of excavation method and sequence

根据计算参数, 按照深埋非对称连拱隧道过程荷载计算公式对监测断面进行计算, 将各部分荷载沿隧道开挖轮廓线叠加, 绘制非对称连拱隧道计算围岩压力分布图, 并与现场监测数据进行对比, 如图 7 所示。

由图可知, 除马宅顶先行洞左拱腰实测值大于计算值外, 其余各监测点现场实测值均略小于计算值, 即计算值对实测值起到了很好的包络效果, 且广东某高速公路隧道连拱段的包络效果优于马宅顶隧道, 这是由于围岩质量越低, 开挖工序更加复杂, 后行洞开挖对先行洞产生的二次扰动越明显, 现场监测数据更易受到影响。同时, 两组计算值均表现出中隔墙两侧拱腰处围岩压力值大于拱肩处, 这与实测结果的规律基本一致。以上两点从侧面证明了本文推导的非对称连拱隧道过程荷载计算方法具有一定的合理性和实用性。需要指出的是, 由于现场诸多因素会影响到监测数据的采集, 并且围岩压力的监测滞后于开挖, 只能在初支架设之后进行, 因此监测结果多为相对于量测开始时的应力变化, 仅在一定程度上能够反映实际的围岩压力情况。

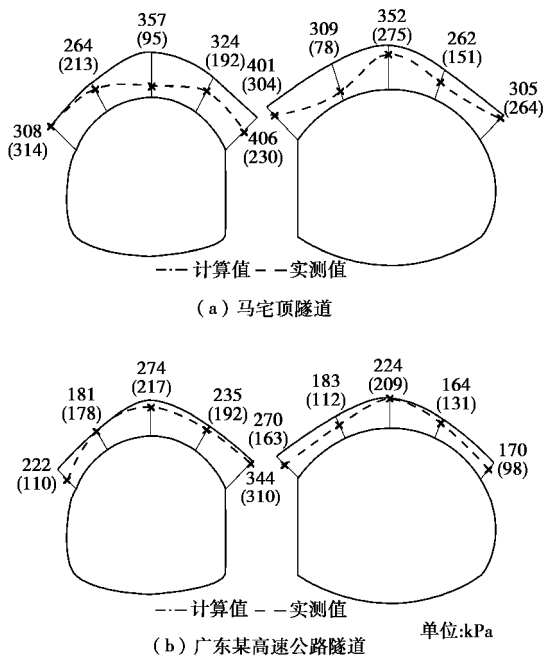


图7 围岩压力计算值与实测值的对比图

Fig. 7 Comparison between calculated and measured values

5 结 论

(1) 与不考虑施工过程的围岩压力计算公式相比, 本文推导的过程荷载计算方法得到的双洞拱部基本围岩压力较小, 而拱部附加围岩压力较大, 且围岩质量越差, 这种差别越明显。

(2) 中隔墙两侧拱腰处计算围岩压力值大于相邻拱肩处, 且围岩质量越低, 后行洞开挖对先行洞产生的二次扰动越明显, 先行洞内外侧、后行洞内侧围岩压力值均不断增大。

(3) 本文推导计算方法得到的围岩压力分布规律与现场监测获取的围岩压力分布规律基本一致, 论证

了本文推导公式的合理性, 对深埋非对称连拱隧道合理施工方案的确定以及支护结构的设计和优化具有一定的指导意义和参考价值。

参考文献:

- [1] 周玉宏, 赵燕明, 程崇国. 偏压连拱隧道施工过程的优化研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, **21**(5): 679 - 683. (ZHOU Yu-hong, ZHAO Yan-ming, CHENG Chong-guo. Optimum analysis on the construction process for joint arch tunnels in partial pressure[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, **21**(5): 679 - 683. (in Chinese))
- [2] 朱合华, 叶 斌. 大跨度非对称连拱隧道施工力学研究 [C]// 中国岩石力学与工程学会第七次学术大会论文集, 2002, 北京. (ZHU He-hua, YE Bin. Construction mechanics analysis of unsymmetrical arcade tunnel with large span[C]// Proceedings of the 7th Rock Mechanics and Engineering Conference, 2002, Beijing. (in Chinese))
- [3] 邓 建, 朱合华, 丁文其. 不等跨连拱隧道施工全过程的有限元模拟[J]. 岩土力学, 2004, **25**(3): 476 - 478. (DENG Jian, ZHU He-hua, DING Wen-qi. Finite element simulation of whole excavation operation of a unequal-span double-arch tunnel[J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, **25**(3): 476 - 478. (in Chinese))
- [4] 王 凯, 张成平, 王梦恕. 胶州湾海底隧道不对称双连拱断面施工优化分析[J]. 中国工程科学, 2012, **14**(1): 90 - 97. (WANG Kai, ZHANG Cheng-ping, WANG Meng-shu. Research on construction optimization of asymmetric double-arch section in Jiaozhou Bay Subsea Tunnel[J]. Engineering Sciences, 2012, **14**(1): 90 - 97. (in Chinese))
- [5] 郑宗溪, 孙其清. 不对称双连拱偏压铁路隧道修建技术研究[J]. 铁道工程学报, 2012, **29**(8): 60 - 65. (ZHEN Zong-xi, SUN Qi-qing. Research on construction technology for unsymmetrical multi-arch and unsymmetrically loaded railway tunnel[J]. Journal of Railway Engineering Society, 2012, **29**(8): 62 - 65. (in Chinese))
- [6] 王亚琼, 张少兵, 谢永利, 等. 浅埋偏压连拱隧道非对称支护结构受力性状分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, **29**(增刊 1): 3265 - 3272. (WANG Ya-qiong, ZHANG Shao-bing, XIE Yong-li, et al. Mechanical characteristics of unsymmetrical support structure of shallow-buried bias multi-arch tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, **29**(S1): 3265 - 3272. (in Chinese))
- [7] 高 峰, 周谊一, 胡学兵. 厦门市东坪山地下立交工程非对称连拱隧道结构计算分析[J]. 公路交通技术, 2013(1):

- 102 - 105. (GAO Feng, ZHOU Yi-yi, HU Xue-bing. Structural computational and analysis for asymmetrical double- arch tunnel structures in underground interchange project in Dongpingshan of Xiamen[J]. Technology of Highway and Transport, 2013(1): 102 - 105. (in Chinese))
- [8] 陈秋南. 非对称连拱隧道动态施工力学模拟研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2005. (CHEN Qiu-nan. Study on observation construction mechanics simulation for non-symmetry arch tunnel in highway[D]. Chongqing: Chongqing University, 2005. (in Chinese))
- [9] 何 珺, 张成平, 杨公标, 等. 砂卵石地层非对称连拱隧道结构受力模型试验研究[J]. 土木工程学报, 2017, **50**(4): 116 - 124. (HE Jun, ZHANG Cheng-ping, YANG Gong-biao, et al. Experimental study on mechanical behavior of nonsymmetric multi-arch tunnel in sand-cobble ground[J]. China Civil Engineering Journal, 2017, **50**(4): 116 - 124. (in Chinese))
- [10] 王 军, 夏才初, 朱合华, 等. 不对称连拱隧道现场监测与分析研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, **23**(2): 267 - 271. (WANG Jun, XIA Cai-chu, ZHU He-hua et al. Site monitoring and analysis of non-symmetrical multi-arch highway tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, **23**(2): 267 - 271. (in Chinese))
- [11] 陈洪涛, 王连俊, 王 凯. 隐伏溶洞对连拱隧道中隔墙力学特性影响研究[J]. 公路, 2017, **62**(7): 341 - 344. (CHEN Hong-tao, WANG Lian-jun, WANG Kai. Study on the influence of concealed karst cave on mechanical properties of middle partition wall of multi-arch tunnel[J]. Journal of Highway, 2017, **62**(7): 341 - 344. (in Chinese))
- [12] 李鹏飞, 王 帆. 深埋非对称小间距隧道围岩压力计算方法[J]. 北京工业大学学报, 2017, **43**(4): 612 - 620. (LI Peng-fei, WANG Fan. Calculation method of loosening pressure for deep-buried and non-symmetry closely-spaced tunnels[J]. Journal of Beijing University of Technology, 2017, **43**(4): 612 - 620. (in Chinese))
- [13] 张俊儒, 孙克国, 卢 锋, 等. 不等跨连拱铁路隧道围岩压力分布及受力特征模型试验研究[J]. 岩土力学, 2015, **36**(11): 3077 - 3084, 3093. (ZHANG Jun-ru, SUN Ke-guo, LU Feng, et al. Model test study of surrounding rock pressure distribution and mechanical characteristics of unequal-span double-arch railway tunnel[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(11): 3077 - 3084, 3093. (in Chinese))
- [14] 朱正国, 刘 灼, 隋传毅. 连拱隧道围岩压力计算方法初探[J]. 铁道建筑, 2015(6): 45 - 49. (ZHU Zheng-guo, LIU Zhuo, SUI Chuan-yi. Elementary exploring on calculation method of pressure from surrounding rock imposed on continuous arched tunnel[J]. Journal of Railway Engineering, 2015(6): 45 - 49. (in Chinese))
- [15] 丁文其, 郑康成, 金 威. 某深埋分岔隧道空间荷载结构计算方法[J]. 中国公路学报, 2016, **29**(2): 90 - 97. (DING Wen-qi, ZHENG Kang-cheng, JIN Wei. Spatial load-structure calculation method for a deep forked tunnel[J]. China Journal of Highway and Transport, 2016, **29**(2): 90 - 97. (in Chinese))
- [16] 李鹏飞, 王 帆, 聂 雄, 等. 深埋非对称连拱隧道围岩压力计算方法研究[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(9): 1625 - 1629. (LI Peng-fei, WANG Fan, NIE Xiong, et al. Methods for calculating rock pressure of symmetrical multi-arch deep tunnels[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(9): 1625 - 1629. (in Chinese))
- [17] 曲海锋. 扁平特大断面公路隧道荷载模式及应用研究[D]. 上海: 同济大学, 2007. (QU Hai-feng. Study on Load Mode of Road Tunnel with Extra-Large Cross-Section and Low Flat-Ratio and its Application[D]. Shanghai: Tongji University, 2007. (in Chinese))
- [18] 朱合华, 曲海锋, 蔡永昌, 等. 大断面公路隧道的过程设计方法研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, **30**(增刊 2): 3450 - 3456. (ZHU He-hua, QU Hai-feng, CAI Yong-chang, et al. Study of process design method of large cross-section road tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, **30**(S2): 3450 - 3456. (in Chinese))
- [19] 公路隧道设计规范: JTG D70—2010[S]. 2010. (Code for Design of Road Tunnel: JTG D70—2010[S]. 2010. (in Chinese))
- [20] 李鸿博, 郭小红. 公路连拱隧道土压力荷载的计算方法研究[J]. 岩土力学, 2009, **30**(11): 3430 - 3434. (LI Hong-bo, GUO Xiao-hong. Research on calculation methods of earth pressure on multi-arch tunnel for highway[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, **30**(11): 3430 - 3434. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202006010

砂土中超大直径钢管桩内侧摩阻力研究

刘 润, 韩德卿, 梁 超, 郝心童

(水利工程仿真与安全国家重点实验室(天津大学), 天津 300072)

摘 要: 近年来随着海上风电装机容量的不断增加, 超大直径钢管桩基础的应用越来越广泛。桩径增加导致了在小直径钢管桩中出现的土塞闭塞效应减弱或完全消失, 准确计算钢管桩的内侧摩阻力变得尤为重要。开展了砂土中超大直径钢管桩竖向承载特性的离心机模型试验, 采用了双壁桩形式重点研究钢管桩内侧摩阻力的发挥规律, 与数值模拟方法相结合系统研究了直径大于 4 m, 不同径长比钢管桩内侧摩阻力的发挥规律, 将计算结果与现行的 API 规范方法进行了对比, 并提出了内侧摩阻力的计算方法。研究揭示, 超大直径钢管桩内侧摩阻力的发挥呈现桩端大并沿桩身迅速减小的三角形模式, 当径长比小于 0.2 时, API 规范方法计算得到的钢管桩内侧摩阻力偏大。

关键词: 海上风电; 超大直径钢管桩; 离心机模型试验; 竖向承载力; 内侧摩阻力

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)06-1067-09

作者简介: 刘 润(1974—), 女, 博士, 教授, 主要从事海洋结构与地基耦合作用领域的教学和科研工作。E-mail: liurun@tju.edu.cn。

Inner frictional resistance of super-large-diameter steel pipe piles in sand

LIU Run, HAN De-qing, LIANG Chao, HAO Xin-tong

(State Key Laboratory of Hydraulic Engineering Simulation and Safety, Tianjin University, Tianjin 300072, China)

Abstract: In recent years, with the increasing installed capacity of offshore wind power, the super-large-diameter steel pipe pile foundation has been widely applied. As the effect of soil plug weakens or disappears with the increase of the pile diameter, accurately calculating the inner frictional resistance of super-large-diameter steel pipe piles is especially important. In this study, the centrifugal model tests on the vertical bearing capacity of super-large-diameter steel pipe piles in sand are carried out using the double-wall pile form to study the inner frictional resistance. Then the action laws of the inner frictional resistance under different diameter-to-length ratios of steel pipe piles with diameter larger than 4 m are studied using the numerical simulation method. The calculated results are compared with API standard, and a new formula for calculating the inner frictional resistance is proposed. The research reveals that the inner frictional resistance of the super-large-diameter steel pipe pile shows a triangular pattern with the pile end greatly decreasing along the pile body. When the diameter-to-length ratio is less than 0.2, the inner frictional resistance of the steel pipe pile calculated by API standard is too large.

Key words: offshore wind power; super-large-diameter steel pipe pile; centrifugal model test; vertical bearing capacity; inner frictional resistance

0 引 言

单桩基础是海上风电基础型式中的应用最为广泛的一种, 在中国的海上风电场建设中发挥着不可替代的作用。随着海上风电场建设的发展, 装机容量不断增加, 单桩基础呈现出大型化的发展趋势, 目前超大直径钢管桩单桩基础直径已达 9 m。

计算钢管桩的竖向承载力时其内侧摩阻力的测量与计算一直以来都是国内外学者研究的重点和难点。Leong 等^[1]首次提出了管桩中土塞的一维平衡方程, 将土塞分为两部分, 即下部发挥内侧摩阻力, 上部提供堆载, 但是由于方程中参数的不确定性, 该方程难

以应用于实际工程。Lehane 等^[2]和 De Nicola 等^[3]在 Randolph 的基础上研究了砂土中桩管内部土体的侧压力系数 K , 发现 K 与相对密实度有直接的关系, 但 K 值不易确定。因此, 之后的研究多集中在土塞率 PLR 与土塞增量填充率 IFR 这两个较易获得指标上。Lehane 等^[2]、Paik 等^[4-5]采用双壁管桩的形式开展了一系列钢管桩竖向承载力的现场与模型试验, 发现 IFR 能够很好的反映桩管内土塞的端部承载力, 并提出了

基金项目: 国家杰出青年科学基金项目 (51825904)

收稿日期: 2019-10-08

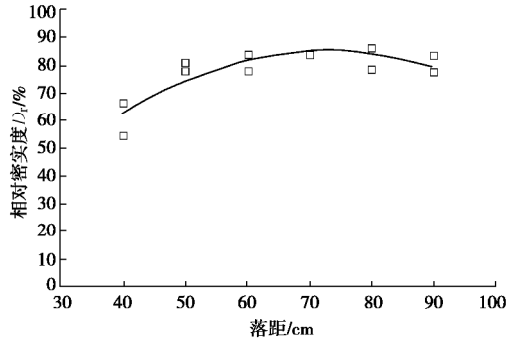


图 2 相对密度标定曲线

Fig. 2 Calibration curve of relative density

在离心机试验中当结构物和模型箱侧壁距离较近时, 试验结果会受到显著影响^[11], 因此为了消除边界效应的影响, 模型桩 M1 和 M2 与模型箱侧壁之间的距离均大于 5 倍桩径, 桩与桩之间距离大于 5 倍桩径, 桩底与模型箱底部距离为 40 cm, 如图 3 所示。

模型桩采用预埋的方式来模拟实际中桩基的在位状态, 当模型箱中砂土高度达到 40 cm 时预埋设模型桩, 在桩的外侧继续落砂直至砂土地基高度达到 90 cm 的设计值, 测量外侧砂土的干密度, 分层填实桩内土使内外干密度和高度一致, 整平内外侧土面。用无气水对干砂地基进行饱和, 直到水面高于土面 4 cm 并静置 24 h, 最终制备成高度为 90 cm 的饱和砂土地基, 地基土的具体参数: 内摩擦角 $j = 35.6^\circ$, 黏聚力 $c = 0$ kPa, 相对密度 $D_r = 67\%$, 孔隙比 $e = 0.77$, 干密度 $r_d = 1.50 \text{ g/cm}^3$, 饱和密度 $r_{\text{sat}} = 1.93 \text{ g/cm}^3$ 。

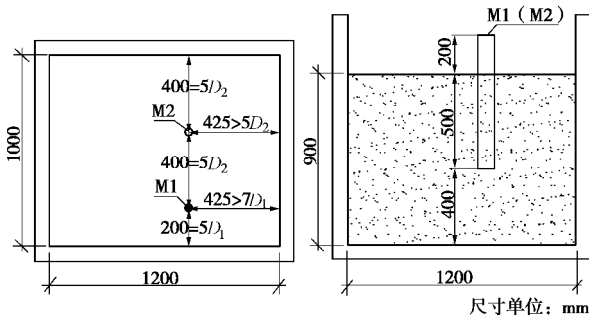


图 3 模型箱及模型桩布置图

Fig. 3 Model box and pile arrangement

1.3 试验步骤

试验采用液压千斤顶进行竖向定荷加载, 千斤顶加载点下方连接 YP-H58 型轴承式拉压传感器, 传感器量程 5000 kg, 传感器下方连接带有凸起的加载头与桩帽中心孔位对中以保证不产生偏心荷载, 采用 LVDT 测量桩顶的竖向位移, 模型桩旁边布置高清摄像头监测试验过程中的加载情况, 如图 4 所示。设备调试完毕后开机, 加速度达到 100g 待各项传感器数据稳定后对模型桩进行静载荷试验, 共开展两组试验如

表 2 所示。

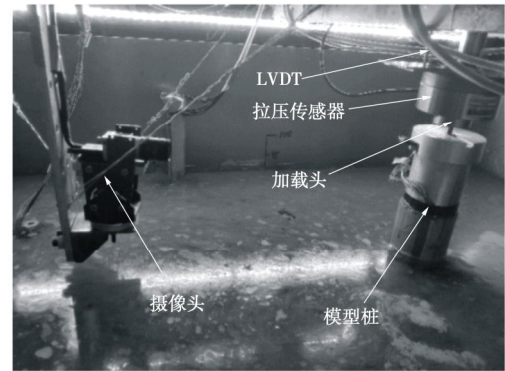


图 4 竖向加载示意图

Fig. 4 Schematic of vertical loading

表 2 试验安排

Table 2 Test programmes

试验组次	模型桩	每级加载/N
V-1	M1	300
V-2	M2	750

1.4 试验结果

试验测得的荷载位移曲线 (结果已换算为原型) 如图 5 所示。

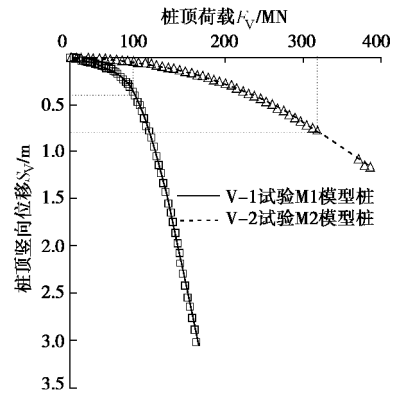


图 5 竖向承载力试验荷载位移曲线

Fig. 5 Load-displacement curves of bearing capacity tests

由图 5 可知, 桩径越大桩竖向承载力越大, 两组试验模型桩的荷载位移曲线均未出现明显拐点。《港口工程基桩静载荷试验规程》^[12]中规定当荷载位移曲线没有明显拐点时取桩顶总沉降量等于 40 mm 时对应的荷载作为极限承载力, 对于钢管桩而言桩顶总沉降取值可适当加大。国外的一些规范和研究人员认为对于砂土中的打入钢管桩, 应取桩顶沉降量达到 0.1D 时对应的桩顶荷载作为其竖向极限承载力^[13]。为了研究方便, 试验取桩顶沉降量为 0.1D 时对应的荷载作为桩的竖向极限承载力。

通过处理模型桩 M1 和 M2 的桩身应变数据, 得到桩内外管在不同埋深处的轴力如图 6 所示, 桩身内外侧摩阻力分布如图 7 所示。由图 6 可以看出, 在荷

载等级较小时, M1 和 M2 模型桩的桩身荷载无法传递到桩端, 随着荷载等级的增加, 桩身荷载逐渐向下传递, 且不同埋深处轴力分布曲线的斜率不同, 整体呈现出典型的端承摩擦桩的特性。

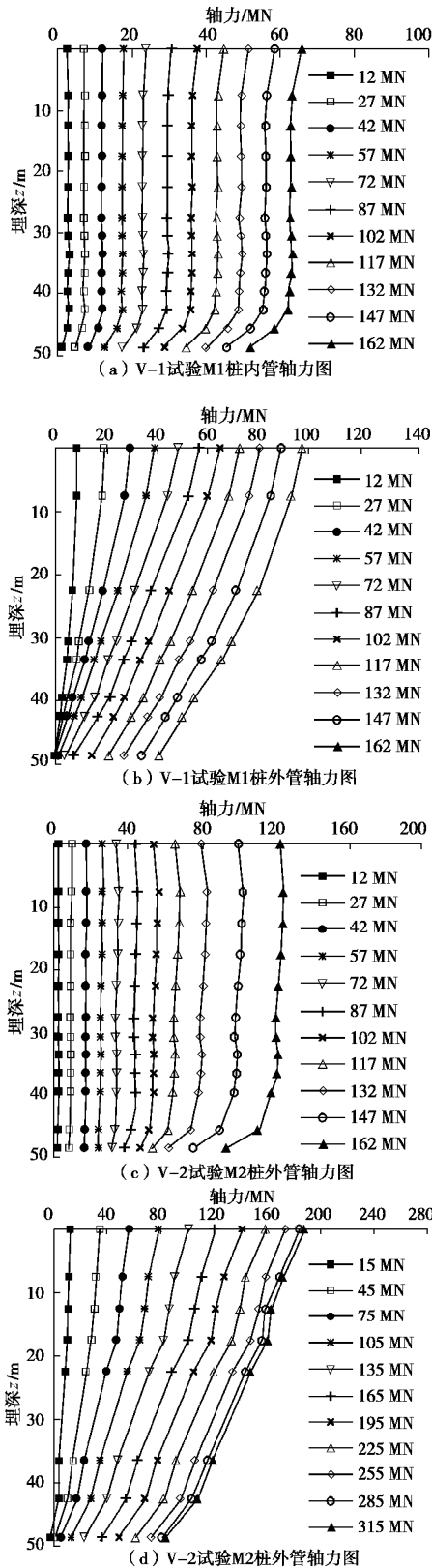


图6 不同荷载等级下内外管的轴力分布

Fig. 6 Axial load distributions of inner and outer piles under different load levels

由图7可以看出, 随着埋深的增加外侧摩阻力基本呈线性增加, 当桩顶荷载达到竖向极限承载力时, 外侧摩阻力随埋深分布的曲线已趋于重合, 说明此时外侧摩阻力已发挥完全, 并且 M1 与 M2 模型桩在达到极限承载力时相同埋深处的单位外侧摩阻力基本相等。内侧摩阻力随着桩顶荷载的增加而增加, 发挥方向自下而上, 即使当桩顶荷载达到竖向极限承载力时依然没有完全发挥, 内侧摩阻力分布在沿桩身向上距离桩端 2 倍桩径的范围内, 桩径更大的 M2 桩在达到竖向极限承载力时其相同埋深处的单位内侧摩阻力大于 M1 桩。桩顶荷载达到竖向极限承载力时, 两组试验模型桩的内侧摩阻力在桩端附近均大于外侧摩阻力, 4 m 直径桩的内侧摩阻力为 235 kPa, 外侧摩阻力为 160 kPa, 8 m 直径桩的内侧摩阻力为 373 kPa, 外侧摩阻力为 173 kPa, 内侧摩阻力分别为外侧摩阻力的 1.5 倍和 2.2 倍。

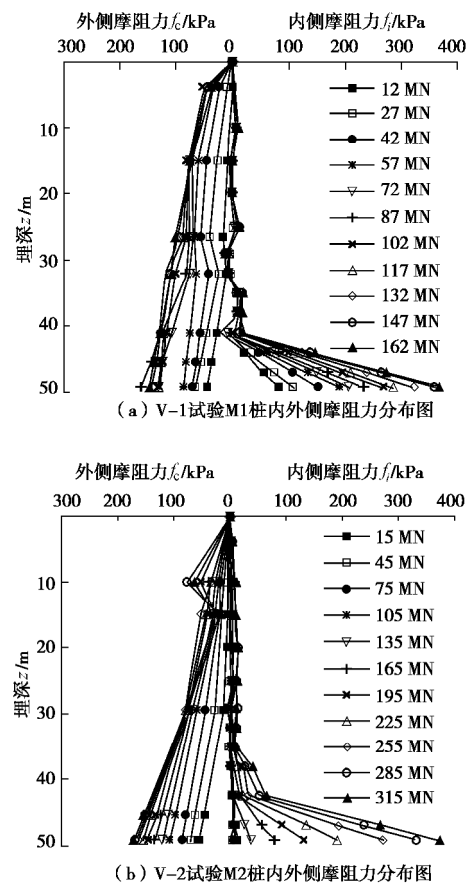


图7 不同荷载等级下桩身内外侧摩阻力分布

Fig. 7 Frictions of inner and outer shafts of piles under different load levels

2 超大直径钢管桩内侧摩阻力分布规律

由于离心机试验组次有限, 为了更好地揭示超大直径钢管桩内侧摩阻力的发挥规律和影响因素, 采用

了有限元方法进行了补充研究。

2.1 有限元计算方法验证

采用 ABAQUS 软件进行分析, 以 4 m 直径模型桩的分析为例。具体如下: 桩总长 $L_0=51\text{m}$, 直径 $D=4\text{m}$, 入土深度 $L=50\text{m}$, 壁厚 $t=700\text{mm}$, 材料为钢材, 密度 $\rho=7850\text{kg/m}^3$, 弹性模量 $E=210\text{GPa}$, 泊松比为 0.3。土体径向尺寸取 $20D$, 竖向高度为 $2L$, 土体本构模型采用 Mohr-Coulomb 弹塑性模型, 土体参数按 1.2 节的参数选取。桩与土之间设接触对, 桩表面为主面, 土表面为从面, 接触属性中摩擦系数取 $\tan(2\phi/3)=0.44$, 法向允许接触后分离, 土体的侧向土压力系数按 API 规范建议值取 0.8。土体的径向网格在靠近桩的部分加密, 单精度布种, 网格尺寸为 $0.05D\sim 2D$, 竖向网格尺寸取 $0.025L$, 均匀布种, 单元类型采用 C3D8。桩顶中心位置设置参考点, 参考点与桩顶面耦合约束, 在参考点上向下施加 1.6 m 的竖向位移。如图 8 所示。

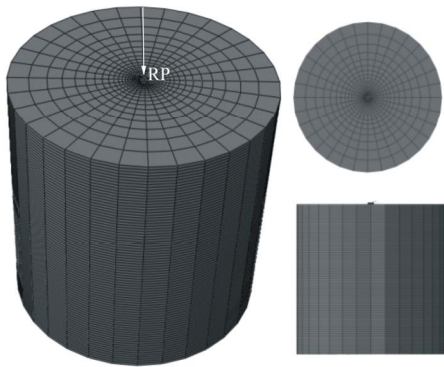
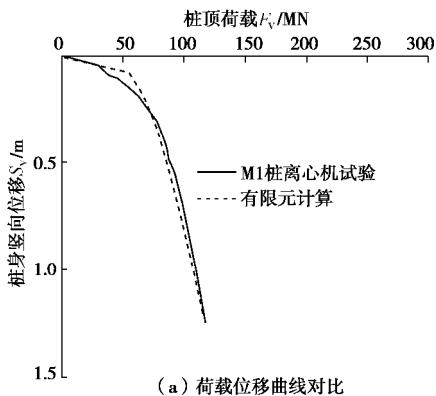


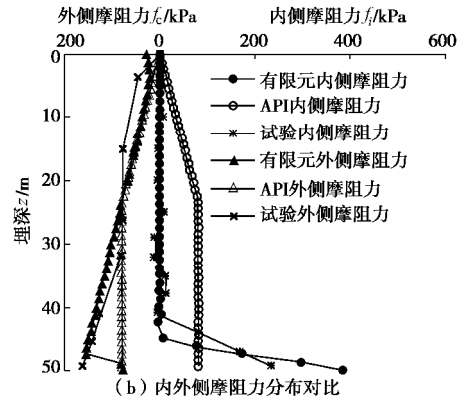
图 8 有限元模型示意图

Fig. 8 Schematic diagram of finite element model

将有限元计算的荷载位移曲线与离心机试验的荷载 - 位移曲线进行对比 (图 9 (a)), 并将达到极限竖向承载力时二者的内、外侧摩阻力分布进行对比 (图 9 (b)), 可以看出有限元计算结果与离心机试验的结果吻合良好, 验证了有限元方法的正确性。



(a) 荷载位移曲线对比



(b) 内外侧摩阻力分布对比

图 9 有限元计算结果与离心机 V-1 试验结果对比

Fig. 9 Comparison between finite element and centrifuge test results

2.2 有限元计算结果与规范方法的对比

根据 API 规范, 超大直径钢管桩的竖向承载力可表示为

$$Q_c = Q_{f_{e,c}} + Q_{f_{i,c}} + Q_p = f_e(z)A_{se} + f_i(z)A_{si} + q_{ann}A_p \quad (1)$$

式中, Q_c 为桩的竖向极限承载力, $Q_{f_{e,c}}$ 为外侧摩阻力, $Q_{f_{i,c}}$ 为内侧摩阻力, Q_p 为环形端部阻力, $f_e(z)$ 为单位外侧摩阻力, A_{se} 为外侧表面积, $f_i(z)$ 为单位内侧摩阻力, A_{si} 为内侧表面积, q_{ann} 为单位环形端部阻力, A_p 为环形端部面积。

规范中桩侧摩阻力为

$$f_e(z) = b p'_0(z) \quad (2)$$

式中 b 为无量纲的摩擦系数, API 规范建议对于中密的砂土 b 取为 0.37; $p'_0(z)$ 为埋深 z 位置处的有效竖向应力; 在中密的砂土中 API 规范对 $f_e(z)$ 给出了极限值 81 kPa。

API 规范中规定单位内侧摩阻力为

$$f_i(z) = f_e(z) \quad (3)$$

关于单位环形端部阻力 q_{ann} 为

$$q_{ann} = N_q p'_{0,tip} \quad (4)$$

式中 N_q 为无量纲的端部承载力系数, 对于中密砂规范建议取 20; $p'_{0,tip}$ 为桩端位置处的竖向有效应力; 在中密的砂土中 API 规范对 q_{ann} 规定了极限值 5 MPa。

通过式 (2), (3) 计算得到上述有限元模型中不同埋深位置处的桩内、外侧摩阻力分布, 将计算结果与有限元的计算结果对比如图 9 (b) 所示。可以看出, 对于中密砂土中直径为 4 m 的超大直径钢管桩而言, API 规范方法得到的外侧摩阻力与有限元分析得到的外侧摩阻力在埋深小于 24.5 m 时基本重合, 但是由于 API 规范对侧摩阻力规定了上限值导致埋深大于 24.5 m 时外侧摩阻力不再继续增加。根据离心机试验及数值模拟结果, 直径为 4 m 的超大直径钢管桩的内侧摩阻力只在距离桩端 2 倍桩径的范围内发挥, 并且桩端

位置处的内侧摩阻力是外侧摩阻力的 1.5 倍。

API 规范计算单位外侧摩阻力的方法是合适的，但是规范规定的上限值低于实际值。而实际中内侧摩阻力与外侧摩阻力发挥明显不同，因此 API 规范的计算方法不适用于计算超大直径钢管桩的内侧摩阻力。

2.3 内侧摩阻力影响因素研究

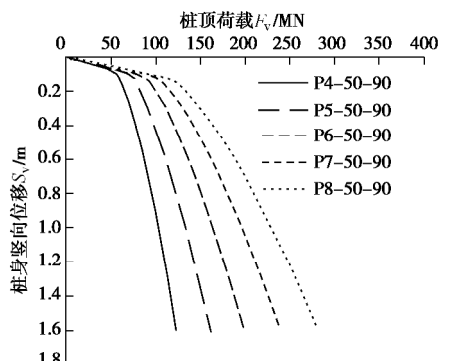
采用前述有限元方法，对直径大于 4 m 不同径长比和壁厚的超大直径钢管桩进行计算，计算工况如表 3 所示。

表 3 计算组次安排

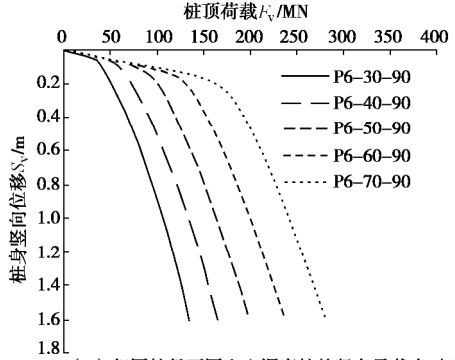
Table 3 Arrangement of finite element calculation

编号	桩长 D/m	桩长 L/m	径长比 D/L	壁厚 t/mm
P4-50-90	4	50	0.08	90
P5-50-90	5	50	0.10	90
P6-50-90	6	50	0.12	90
P7-50-90	7	50	0.14	90
P8-50-90	8	50	0.16	90
P6-25-90	6	25	0.24	90
P6-30-90	6	30	0.20	90
P6-40-90	6	40	0.15	90
P6-35-90	6	35	0.24	90
P6-60-90	6	60	0.10	90
P6-70-90	6	70	0.09	90
P6-50-70	6	50	0.12	70
P6-50-80	6	50	0.12	80
P6-50-100	6	50	0.12	100
P6-50-110	6	50	0.12	110

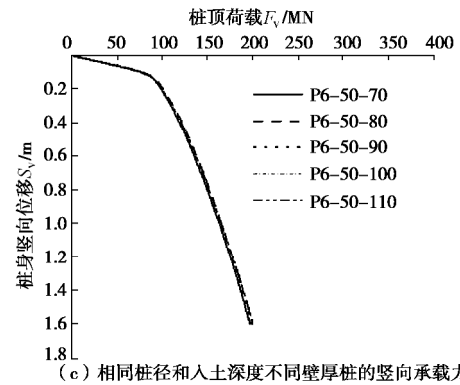
计算得到了不同工况桩的荷载 - 位移曲线如图 10 所示，可以看出超大直径钢管桩的竖向承载力随着桩径 D 的增加和入土深度 L 的增加而明显增大，而壁厚 t 对于桩竖向承载力的影响很小，故影响超大直径钢管桩竖向承载力的主要因素是桩径 D 和入土深度 L 。



(a) 相同入土深度不同桩径桩的竖向承载力对比



(b) 相同桩径不同入土深度桩的竖向承载力对比



(c) 相同桩径和入土深度不同壁厚桩的竖向承载力对比

图 10 不同尺寸桩的竖向承载力对比

Fig. 10 Comparison of vertical bearing capacities of piles with different sizes

将荷载 - 位移曲线上桩顶位移达到 $0.1D$ 时对应的桩顶荷载作为超大直径钢管桩的竖向极限承载力，将有限元计算得到的不同桩尺寸的 Q_c , $Q_{f,c}$, $Q_{i,c}$, Q_p 分别与 API 规范计算得到的结果进行对比，对比结果列于表 4。

由表 4 可知，由于 API 规范对侧摩阻力和端阻规定了上限值，使其计算得到的外侧摩阻力和端阻均小于有限元的计算结果，对于径长比小于 0.2 的桩，API 计算得到的内侧摩阻力均大于有限元的计算结果，并且径长比越小 API 计算值与有限元结果偏离越远，而对于径长比大于和等于 0.2 的桩，API 计算得到的内侧摩阻力小于有限元的计算结果。

分别对比不同径长比的有限元模型桩内、外侧摩阻力以及端阻与竖向极限承载力的比值如图 11 所示。由图 11 可以看出，不同径长比的超大直径钢管桩均体现出了端承摩擦桩的特点，随着径长比的增加，内侧摩阻力与竖向极限承载力的比值逐渐增大，对于径长比大于等于 0.2 的钢管桩，内侧摩阻力的占比甚至超过了外侧摩阻力。因此对于直径超过 4 m、径长比大于 0.08 的“短粗”型超大直径钢管桩其内侧摩阻力的发挥在计算竖向极限承载力时是不可忽略的。

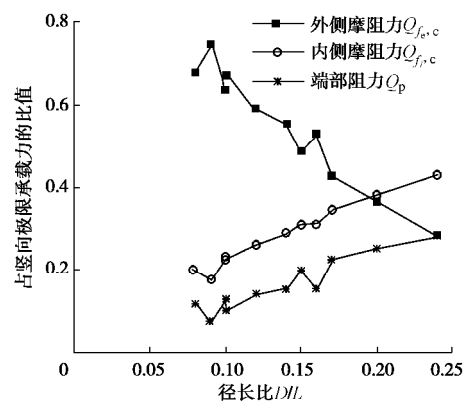


图 11 桩基各部分承担荷载比例随径长比的变化

Fig. 11 Variation of loading ratio of parts in different pile foundations with D/L

表 4 有限元计算结果与 API 计算结果对比

Table 4 Comparison between finite element and API results

编号	径长比 D/L	有限元计算				API 计算			
		承载力 Q_c/MN	内侧摩阻力 $Q_{f,c}/\text{MN}$	外侧摩阻 $Q_{f,c}$ 力/ MN	端阻 Q_p/MN	承载力 Q_c/MN	内侧摩阻 力 $Q_{f,c}/\text{MN}$	外侧摩阻 $Q_{f,c}$ 力/ MN	端部阻力 Q_p/MN
P4-50-90	0.08	78.11	15.81	53.08	9.22	81.61	37.17	38.92	5.53
P5-50-90	0.10	105.17	24.59	66.97	13.61	102.49	46.90	48.65	6.94
P6-50-90	0.12	137.09	36.43	81.11	19.55	123.36	56.63	58.38	8.36
P7-50-90	0.14	171.73	50.15	95.44	26.14	144.23	66.36	68.11	9.77
P8-50-90	0.16	207.64	64.89	110.68	32.06	165.10	76.08	77.84	11.18
P6-25-90	0.24	72.50	31.34	20.68	20.48	47.58	19.60	20.21	7.77
P6-30-90	0.20	81.26	31.00	29.72	20.54	63.20	27.01	27.84	8.36
P6-35-90	0.17	94.00	32.56	40.13	21.31	78.24	34.41	35.48	8.36
P6-40-90	0.15	107.12	33.80	52.06	21.26	93.28	41.82	43.11	8.36
P6-60-90	0.10	172.82	38.94	116.53	17.34	153.44	71.44	73.65	8.36
P6-70-90	0.09	211.24	37.58	157.90	15.76	183.52	86.25	88.91	8.36

将埋深 z 对桩入土深度 L 进行归一化, 得到当桩顶荷载达到竖向极限承载力时不同桩径、入土深度和壁厚的超大直径钢管桩内侧 b 值沿桩身的分布情况, 可以看到对于入土深度相同的桩, 随着桩径的增大, 内侧摩阻力沿桩端向上的发挥范围增大, 且同一高度处桩径越大 b 值越大, 如图 12 (a); 对于桩径相同的桩, 随着桩入土深度的增加, 内侧摩阻力发挥的高度占桩入土深度的比例减小, 且入土深度越大 b 值越小, 如图 12 (b) 所示; 而当桩径和入土深度相同的情况下, 壁厚对内侧摩阻力的发挥影响很小, 如图 12 (c), 由此可以判断影响超大直径钢管桩内侧摩阻力发挥的主要因素是桩径 D 和入土深度 L 。

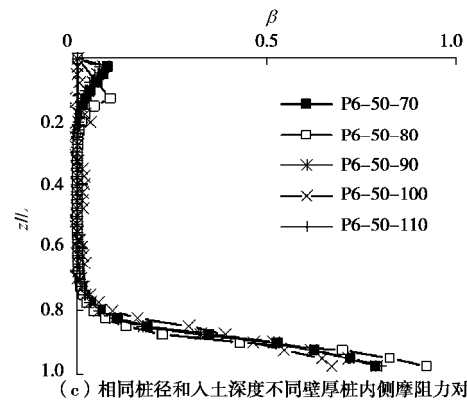
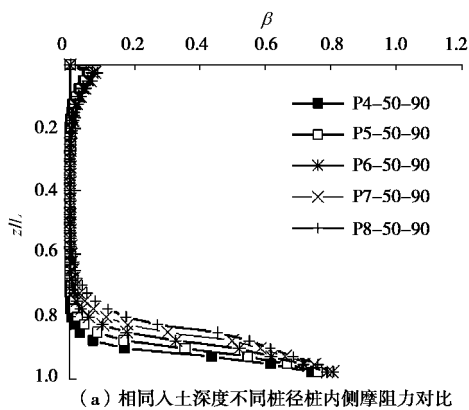
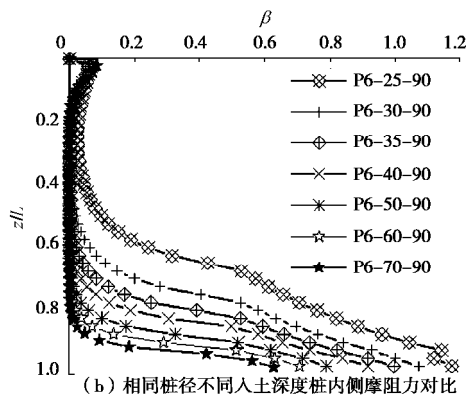


图 12 不同尺寸桩的内侧摩阻力对比

Fig. 12 Comparisons of inner frictional resistances of piles with different sizes



(a) 相同入土深度不同桩径桩内侧摩阻力对比



(b) 相同桩径不同入土深度桩内侧摩阻力对比

3 内侧摩阻力计算方法

为了计算方便, 将 b 随归一化后埋深的增加而呈现出的“喇叭型”分布简化为双折线分布, 如图 13 所示, 引入土塞系数 SPI 的概念:

$$SPI = \frac{L_{is}}{L_1} \quad (5)$$

式中 L_{is} 为发挥内侧摩阻力的桩内土高度; L_1 为桩内土的总高度, 对于完全不闭塞的超大直径钢管桩而言 $L_1 = L$ 。当 $\frac{z}{L} < (1 - SPI)$ 时 $b = 0$, 内侧摩阻力不发挥;

当 $\frac{z}{L} \geq (1 - SPI)$ 时, 内侧摩阻力发挥, b 从 0 线性增加到最大值 b_{max} 。单位内侧摩阻力 $f_i(z)$ 可表示为

$$f_i(z) = \begin{cases} 0 & (z < L(1 - SPI)) \\ b p'_0(z) & (z \geq L(1 - SPI)) \end{cases} \quad (6)$$

根据简化的双折线分布形式, b 可以表示为

$$b = \begin{cases} 0 & (z < L(1 - SPI)) \\ a \left(\frac{z}{L} + SPI - 1 \right) & (z \geq L(1 - SPI)) \end{cases} \quad (7)$$

式中， a 为双折线分布图 13 中斜线段的斜率。

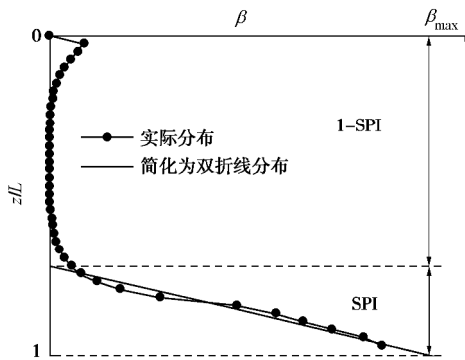


图 13 β 简化分布示意图

Fig. 13 Simplified distribution of β

对图 12 (a), (b) 中所有曲线进行简化, 得到参数 a 和土塞系数 SPI 随径长比 D/L 的变化如图 14, 15 所示, 拟合得到参数 a 和土塞系数 SPI 的表达式:

$$a = 0.45 \left(\frac{D}{L} \right)^{-1.10}, \quad (8)$$

$$SPI = 2.36 \frac{D}{L} - 0.08, \quad (9)$$

式中, 当 SPI 的计算值小于 0 时取 $SPI=0$, 大于 1 时取 $SPI=1$ 。

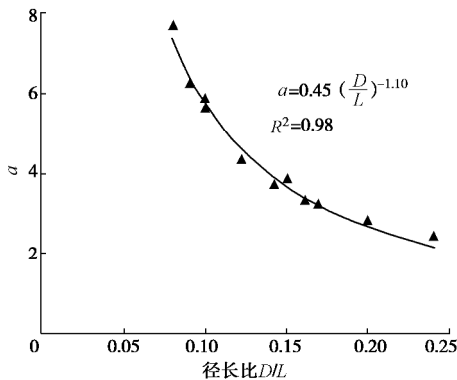


图 14 参数 a 随径长比的变化

Fig. 14 Variation of a with D/L

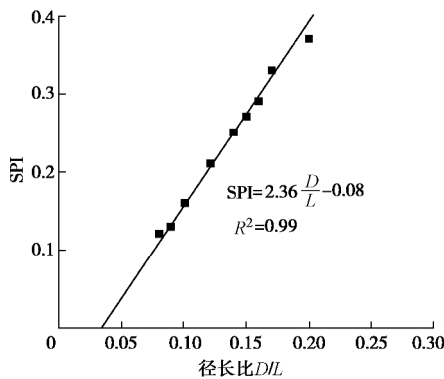
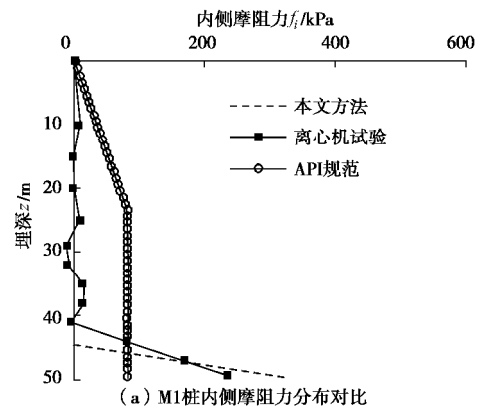


图 15 SPI 随径长比的变化

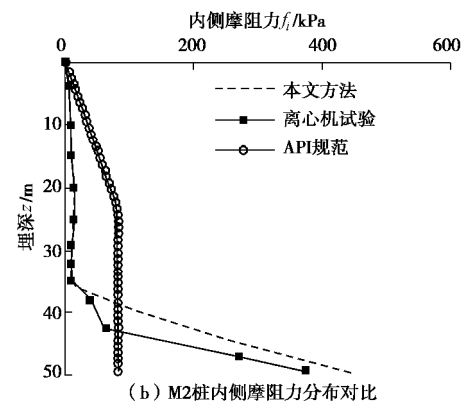
Fig. 15 Variation of SPI with D/L

4 算例验证

为了验证内侧摩阻力计算方法的正确性, 对离心机试验中 M1 和 M2 模型桩在桩顶荷载达到竖向极限承载力时的单位内侧摩阻力沿埋深的分布进行了计算, 并将计算结果与离心机试验结果以及 API 规范计算的结果进行了对比, 如图 16 所示, 可以看到采用公式 (6) 计算得出的内侧摩阻力沿埋深的分布曲线与离心机试验结果吻合良好, 而 API 规范规定单位内侧摩阻力等于单位外侧摩阻力, 内侧摩阻力随埋深的增加沿程分布, 这与实际情况不符。



(a) M1 桩内侧摩阻力分布对比



(b) M2 桩内侧摩阻力分布对比

图 16 本文方法与 API 规范法对比

Fig. 16 Comparison between proposed method and API specification

5 结论

本文通过离心机试验研究了超大直径管桩内侧摩阻力的发挥规律, 并验证了有限元计算结果的准确性, 借助有限元手段进行了补充研究。

(1) 对于直径大于 4 m、径长比 D/L 大于 0.08 的超大直径钢管桩, 内侧摩阻力主要分布在沿桩身向上距离桩端 2 倍桩径的范围内, 发挥方向自下而上, 当桩顶荷载达到竖向极限承载力时, 随着荷载等级的增加内侧摩阻力继续增加, 而此时外侧摩阻力已发挥完全。

(2) 对于中密砂土中直径大于 4 m 的超大直径钢管桩, 当径长比小于 0.2 时 API 规范计算得到的内侧摩阻力大于实际值, 而当径长比大于等于 0.2 时, API 规范计算得到的内侧摩阻力小于实际值。且随着径长比的增加, 内侧摩阻力占竖向极限承载力的比值增加, 当径长比大于等于 0.2 时, 内侧摩阻力占比甚至大于外侧摩阻力。

(3) 将 b 随归一化埋深的增加而呈现出的“喇叭型”分布简化为双折线分布, 基于不同径长比的有限元模型计算结果, 提出了计算中密砂土中直径大于 4 m 的超大直径钢管桩内侧摩阻力计算公式, 并将计算结果与离心机试验以及 API 规范计算结果进行了对比, 验证了所提出公式的可靠性。

参考文献:

- [1] LEONG E C, HOULSBY G T, RANDOLPH M F. One-dimensional analysis of soil plugs in pipe piles[J]. *Géotechnique*, 1991, **41**(4): 587 - 598.
- [2] LEHANE B M, GAVIN K G. Base resistance of jacked pipe piles in sand[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2001, **127**(6): 473 - 480.
- [3] DE NICOLA A, RANDOLPH M F. The plugging behaviour of driven and jacked piles in sand[J]. *Géotechnique*, 1997, **47**(4): 841 - 856.
- [4] PAIK K, SALGADO R, LEE J, et al. Behavior of open and closed-ended piles driven into sands[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2003, **129**(4): 296 - 306.
- [5] PAIK K, SALGADO R. Determination of bearing capacity of open-ended piles in sand[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2003, **129**(1): 46 - 57.
- [6] JEONG Sangseom, KO Junyoung, WHO Jinoh, et al. Bearing capacity analysis of open-ended piles considering the degree of soil plugging[J]. *Soils and Foundations*, 2015, **55**(5): 1001 - 1014.
- [7] 倪敏. 大直径钢管桩竖向承载能力研究[D]. 天津: 天津大学, 2014. (NI Min. Research on Axial Load-Bearing Capacity of Large Diameter Pipe Piles[D]. Tianjin: Tianjin University, 2014. (in Chinese))
- [8] 方欣. 桩—土共同作用下大直径薄壁管桩的竖向受力性能数值模拟[J]. *黑龙江交通科技*, 2015, **38**(8): 91 - 93. (FANG Xin. Under pile-soil interaction numerical simulation of large diameter-walled pipe pile under vertical load performance[J]. *Heilongjiang Jiaotong Keji*, 2015, **38**(8): 91 - 93. (in Chinese))
- [9] KO J, JEONG S, LEE J K. Large deformation FE analysis of driven steel pipe piles with soil plugging[J]. *Computers and Geotechnics*, 2016, **71**: 82 - 97.
- [10] FUGLSANG L D. The application of the theory of modelling to centrifuge studies[C]// *Centrifuge in Soil Mechanics*. 1988: 119 - 138.
- [11] 徐光明, 章为民. 离心模型中的粒径效应和边界效应研究[J]. *岩土工程学报*, 1996(3): 80 - 86. (XU Guang-ming, ZHANG Wei-min. A study of size effect and boundary effect in centrifugal tests[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 1996(3): 80 - 86. (in Chinese))
- [12] 港口工程基桩静载荷试验规程: JTJ 255—2002[S]. 2002. (Specification for Testing of Pile Under Static Load in Harbour Engineering: JTJ 255 — 2002 [S]. 2002. (in Chinese))
- [13] LEHANE B M, SCHNEIDER J A, XU X. A Review of Design Methods for Offshore Driven Piles in Siliceous Sand[R]. Australia: University of Western Australia, 2005.

DOI: 10.11779/CJGE202006011

砂土中大直径单桩的长期水平循环加载累积变形

张陈蓉^{1,2}, 朱治齐^{1,2,3}, 于锋^{1,2}, 王博伟⁴, 黄茂松^{*1,2}

(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. 中信建设有限责任公司, 北京 100027; 4. 上海绿色环保能源有限公司, 上海 200433)

摘要: 海上风电在风载、波浪荷载等长期水平循环荷载作用下的累积变形问题备受重视, 因其过大会导致风机无法正常工作。考虑了桩周砂土的循环加载特性对海上风电大直径单桩基础的水平循环响应加以研究。首先采用 *R-O* 加载曲线和修正 Masing 准则构建砂土的加卸载应力应变曲线, 基于砂土轴向累积应变显式公式推导了砂土加卸载割线刚度演化模型。其次在长期水平循环受荷桩的有限元数值模拟中对该演化模型加以实现, 通过与文献的离心模型试验结果进行对比分析, 验证了砂土加卸载刚度演化模型用于水平循环受荷单桩响应的合理性。进一步开展了单桩不同埋深的参数分析, 探讨了埋深条件对桩顶累积转角发展的影响。研究表明, 基于砂土加卸载割线刚度演化模型的有限元分析能够合理模拟砂土中水平循环加载条件下单桩桩顶累积转角的长期演化规律, 为分析海上风电的长期循环响应提供了理论基础。

关键词: 单桩; 长期水平循环加载; 刚度演化模型; 有限元

中图分类号: TU470 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)06-1076-09

作者简介: 张陈蓉(1982—), 博士, 副研究员, 主要从事桩基及地下工程研究。E-mail: zcrong33@tongji.edu.cn。

Accumulative displacement of long-term cyclic laterally loaded monopiles with large diameter sand

ZHANG Chen-rong^{1,2}, ZHU Zhi-qi^{1,2,3}, YU Feng^{1,2}, WANG Bo-wei⁴, HUANG Mao-song^{1,2}

(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. CITIC Construction Co., Ltd., Beijing 100027, China; 4. Shanghai Green Environmental Protection Energy Co., Ltd., Shanghai 200433, China)

Abstract: The accumulative displacement of offshore wind power under long-term cyclic lateral loads from wind and wave loads attracts a lot of attention, for it may lead to the malfunction of a wind turbine. Considering the cyclic loading characteristics of sandy soil around piles, the lateral cyclic response of monopile for offshore wind power is investigated. The *R-O* loading curve and modified Masing rule are used to construct loading and unloading stress-strain curves of sand. Based on the explicit equation for cyclic accumulative axial strain of sand, a cyclic evolution model for secant stiffness of sand is derived, and it is applied in the FE analysis. By comparing with the published centrifuge test results of a laterally loaded monopile in sand, the rationality of the evolution model is verified. A parametric analysis considering different embedment lengths of the pile is also undertaken. It is believed that the FE analysis with the evolution model for secant stiffness of sand can rationally simulate the development of the accumulative rotation of a horizontal cyclic loaded monopile, which provides theoretical support for the design of the cyclic response of wind turbines.

Key words: monopile; long-term cyclic lateral load; stiffness evolution model; finite element method

0 引言

随着技术的发展以及绿色环保可持续发展的需求, 海上风电近十年来进入高速发展期, 大直径单桩基础广泛用于近海海上风电。在整个服役期, 海上风电单桩基础长期承受风荷载、波浪荷载等水平循环荷载作用, 循环次数可高达 10^8 次以上, 造成桩基础的永久侧向变形。当桩身转角超过 0.5° 时, 风电机组将

无法正常工作^[1]。对海上风电基础在长期水平循环荷载作用下的变形进行预测是工程设计所面临的一大挑战。

关于砂土中大直径单桩基础的长期水平循环加

基金项目: 国家自然科学基金项目(51779175); 上海市科委科研项目(18DZ1202104)

收稿日期: 2019-09-12

*通信作者 (E-mail: mshuang@tongji.edu.cn)

载响应方面开展了不少试验研究。Little 等^[2]、Long 等^[3]、Lin 等^[4]基于现场试验给出了水平受荷桩的长期累积变形预测经验公式, 主要为指数形式和对数形式, 本质上都属于桩侧 $p-y$ 曲线刚度弱化模型。Leblanc 等^[5]设计了通过机械方式实现上万次循环加载的桩顶水平循环加载装置, 并进行了不同循环加载路径的模型试验。此后, Chen 等^[6]、Zhu 等^[7]、Zhang 等^[8]进一步分别开展了大数量循环次数的大直径单桩、吸力桶以及沉井加桩基础的长期循环加载模型试验。Zhu 等^[9]更是实现了吸力桶基础上百万次的循环加载试验。与此相比, 理论研究方面, 无论是基于弹性地基梁的 $p-y$ 曲线分析还是有限元数值模拟, 主要内容仍然是数十次循环加载条件下滞回路径的精确模拟, 如 Allotey 等^[10]构建了精确模拟加卸载以及再加载过程中桩周土体脱开效应的 $p-y$ 曲线, Heidari 等^[11]在水平受荷应变楔 SW 模型中通过扩展 Masing 准则和循环衰减实现循环滞回的模拟, Memarpour 等^[12]采用了考虑脱开的循环加载 CPSI 单元, Giannakos 等^[13]和 Bourgeois 等^[14]分别基于 Mohr-Coulomb 准则和 DP 准则的运动硬化土体模型实现了水平受荷单桩的三维数值模拟。上述理论工作受限于循环加载滞回效应的精确模拟以及隐式算法, 难以胜任砂土中水平循环受荷桩的长期大数目循环加载分析。此外, 正如前文所述, 长期大数目低幅值循环加载条件下, 水平受荷大直径单桩更关注的是其长期累积变形效应, 而非循环滞回特性。

为此, 有学者尝试从土单元循环三轴试验累积变形的显式模型出发, 在有限元数值模拟中实现长期循环加载大直径单桩的累积变形预测。Achmus 等^[15]推导了循环加载割线刚度 SDM 模型, 其完全忽略了滞回特性, 每条加载曲线的起点均与静载相同, 且土体弹性卸载应变为 0, 导致计算结果与实际加载过程无关, 但该模型因其简单实用被广泛应用, 如 Depina 等^[16]的循环加载数值模拟。

本文基于砂土循环三轴试验的轴向累积变形, 通过合理考虑砂土循环加载的滞回随加载次数的变化, 推导了循环加载条件下砂土加卸载割线刚度演化模型, 运用于砂土中水平循环受荷桩的有限元数值模拟。通过与离心模型试验结果的对比较验证了该演化模型在水平循环受荷桩长期累积转角预测方面的合理性。最后对水平循环受荷单桩进行了不同埋深条件下的参数分析。

1 砂土割线刚度演化模型

基于砂土循环三轴试验条件建立与轴向应力应

变对应的砂土一维循环模型。

1.1 砂土循环加载应力应变关系滞回曲线

首先, 骨干曲线采用 $R-O$ 模型^[17]描述:

$$e = \frac{q}{E_0} \left(1 + a \left(\frac{q}{q_{ult}} \right)^{R-1} \right) \quad (1)$$

式中, E_0 为土体初始弹性刚度, a 为形状系数, 参数 $R > 1$, q_{ult} 为砂土三轴试验排水条件下的强度值。如图 1 所示, 总应变 e 由弹性应变 e^e 和塑性应变 e^p 组成,

$$e = e^e + e^p = \frac{q}{E_0} + \frac{q}{E_0} a \left(\frac{q}{q_{ult}} \right)^{R-1} \quad (2)$$

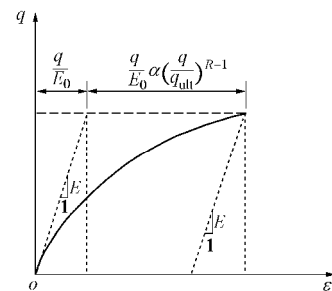


图 1 $R-O$ 模型应力应变关系曲线示意图

Fig. 1 Stress-strain relationship of $R-O$ model

其次构造滞回圈。无论是 Masing^[18]准则的等幅加载二倍法还是 Pyke^[19]考虑非等幅加载条件的“ n 倍”法, 都为封闭滞回圈, 无残余变形, 故本文引入循环参数 x 来考虑循环加载的变形累积性, 具体见下文。因每个循环的加载曲线均为骨干曲线, 同一循环的加、卸载曲线初始弹性刚度相等 (图 2), 则分别得到加、卸载时土体的应力应变关系曲线如下:

加载时

$$e - e_{min} = \left(\frac{q - q_{min}}{E_{0N}} \right) \left(1 + a \left(\frac{q - q_{min}}{q_{ult}} \right)^{R-1} \right); \quad (3)$$

卸载时

$$e - e_{max} = \left(\frac{q - q_{max}}{E_{0N}} \right) \left(1 + a \left(\frac{q_{max} - q}{xq_{ult}} \right)^{R-1} \right) \quad (4)$$

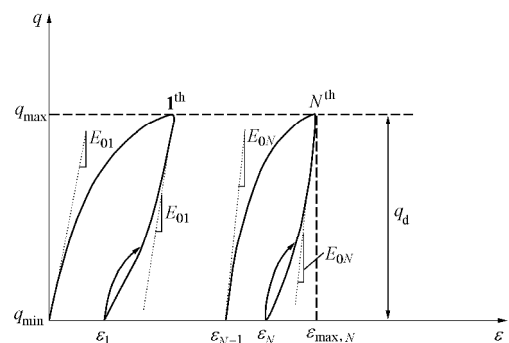


图 2 滞回圈及初始刚度示意图

Fig. 2 Diagram of hysteresis loop and initial stiffness

最后, 给出循环参数 x 的表达式。由图 3 可见, 从砂土的长期循环加载特性来看, 当 $N \rightarrow \infty$ 时, 滞回圈稳定近似不变, 意味着单次残余累积变形趋近 0, 加卸载曲线对称, 即 $x \rightarrow 1$ 。如图 3 所示, 滞回圈稳定条件下骨干曲线塑性应变为 e_{st}^p , 采用 e_{st}^p 对累积应变 Δe_N^p 进行归一化, 得到 x 表达式为

$$x = \left(1 + \frac{\Delta e_N}{e_{st}^p} \right)^{1/(R-1)} \quad (5)$$

式中, Δe_N 对应第 N 次循环加载土体残余累积应变。

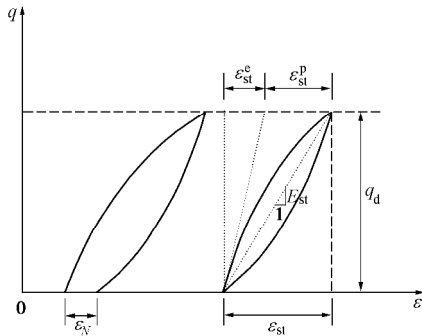


图 3 稳定时应力应变关系示意图

Fig. 3 Diagram of stress-strain relationship in a stable state

1.2 加卸载割线刚度表达式的推导

理论上, 1.1 节的工作已经构建了砂土中一维循环加载滞回曲线, 但其需要的基本参数中包含每次循环加载的对应 E_{0N} 。此外, 如前文所述, 非线性滞回曲线的迭代求解计算耗时过长, 对长期大数目循环加载数目不现实。故进一步推导了加卸载的割线刚度模型, 见图 4。具体推导如下。

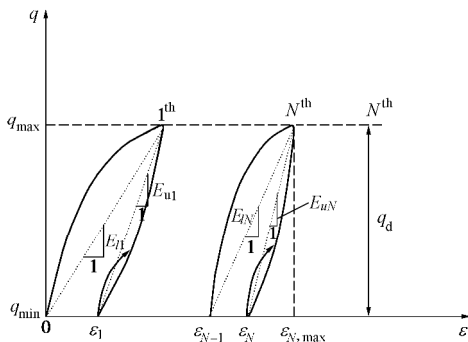


图 4 滞回圈及加卸载割线刚度示意图

Fig. 4 Diagram of hysteresis loop and secant stiffness during loading and unloading

由式 (3) 得到对应加载曲线峰值点处应变:

$$e_{N,max} - e_{N-1} = \left(\frac{q_{max} - q_{min}}{E_{0N}} \right) \left(1 + a \left(\frac{q_{max} - q_{min}}{q_{ult}} \right)^{R-1} \right) \quad (6)$$

由式 (4) 得到对应卸载曲线终点处应变:

$$e_N - e_{N,max} = \left(\frac{q_{min} - q_{max}}{E_{0N}} \right) \left(1 + a \left(\frac{q_{max} - q_{min}}{x q_{ult}} \right)^{R-1} \right) \quad (7)$$

将式 (6), (7) 相加, 令 $q_d = q_{max} - q_{min}$, $\Delta e_N = e_N - e_{N-1}$, 则得到:

$$\Delta e_N = \frac{q_d}{E_{0N}} a \left(\frac{q_d}{q_{ult}} \right)^{R-1} \left(1 - \left(\frac{1}{x} \right)^{R-1} \right) \quad (8)$$

对应循环滞回圈刚度 E_{0N} 为

$$E_{0N} = \frac{q_d}{\Delta e_N} a \left(\frac{q_d}{q_{ult}} \right)^{R-1} \left(1 - \left(\frac{1}{x} \right)^{R-1} \right) \quad (9)$$

将式 (9) 代入式 (6), 由加载割线刚度 E_{lN} 定义为

$$E_{lN} = \frac{q_d}{\Delta e_N} a \left(\frac{q_d}{q_{ult}} \right)^{R-1} \left(1 - \left(\frac{1}{x} \right)^{R-1} \right) \left(1 + a \left(\frac{q_d}{q_{ult}} \right)^{R-1} \right) \quad (10)$$

同理, 可得卸载割线刚度 E_{uN} 为

$$E_{uN} = \frac{q_d}{\Delta e_N} a \left(\frac{q_d}{q_{ult}} \right)^{R-1} \left(1 - \left(\frac{1}{x} \right)^{R-1} \right) \left(1 + a \left(\frac{q_d}{x q_{ult}} \right)^{R-1} \right) \quad (11)$$

式 (10), (11) 即为砂土割线刚度循环演化模型。其实质为基于循环三轴试验的轴向累积应变的显示模型, 建立土体加卸载刚度表达式。由于上述表达在三轴数值模拟中均为直接的弹性计算, 故大大简化了计算求解过程。

2 砂土割线刚度演化模型的土体参数以及三轴试验模拟

本节简单介绍基于饱和丰浦砂排水循环三轴试验的显式模型表达以及三组试验结果验证。详细完整的试验数据见朱治齐^[20]。

2.1 砂土的循环累积应变公式

根据黄茂松等^[21]提出的相对偏应力水平, 适用于砂土的循环累积应变公式为

$$e_N^p = e_{100}^p N^b = a (D^*)^m \left(\frac{p_s}{p_a} \right)^c \left(\frac{N}{100} \right)^b \quad (12)$$

式中, e_N^p , e_{100}^p 分别是第 N 次和第 100 次加载后产生的土体轴向累积应变。 p_a 为标准大气压 (101 kPa)。 D^* 为相对偏应力水平, $D^* = q_d / (q_{ult} - q_s)$, q_d 为循环动偏应力, $q_d = q_{max} - q_{min}$ 。 a , m , c 和 b 为试验拟合参数。

关于考虑剪胀性的砂土峰值强度 q_{ult} 表述如下。图 5 为三轴固结排水剪切试验的应力路径, p 为围压, $p = (s_1 + 2s_3) / 3$, q 为偏应力, $q = s_1 - s_3$; p_s , q_s 为固结完成时初始应力状态的围压和静偏应力, 对应 C 点, p_f , q_{ult} 为峰值强度应力状态时的围压和偏应力, 对应图中 D 点, OD 段为峰值强度线, CSL 为残余强度临界状态线。CD 段为排水剪切应力路径, 斜率为 3, CD 段方程为

$$q - q_s = 3(p - p_s) \quad (13)$$

图 5 中 M_p 为峰值强度线斜率,

$$M_p = \frac{q_{ult}}{p_f} = \frac{6 \sin j_p}{3 - \sin j_p} \quad (14)$$

联立式 (13), (14) 可得

$$q_{ult} = \frac{2 \sin j_p}{3 - 3 \sin j_p} (3p_s - q_s) \quad (15)$$

$$p_f = \frac{3 - \sin j_p}{9 - 9 \sin j_p} (3p_s - q_s) \quad (16)$$

Bolton^[22]给出了砂土峰值摩擦角 j_p 与临界内摩擦角 j_c 的差值与砂土的相对密实度 D_r 、破坏时的平均有效围压 p_f 的经验公式为

$$j_p = j_c + 3[D_r(10 - \ln p_f) - 1] \quad (17)$$

将式 (16) 代入式 (17) 可得

$$j_p = j_c + 3 \left[D_r \left(10 - \ln \left(\frac{3 - \sin j_p}{9 - 9 \sin j_p} (3p_s - q_s) \right) \right) - 1 \right] \quad (18)$$

根据式 (18), 由 j_c 得到对应初始密实度和初始应力条件下的砂土峰值内摩擦角 j_p , 代入式 (15) 可得到峰值强度 q_{ult} 。

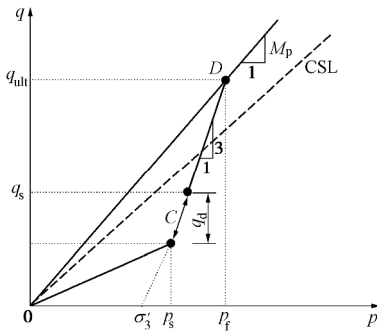


图 5 循环三轴试验的应力路径示意图

Fig. 5 Diagram of stress path of cyclic triaxial tests

对应稳定滞回 e_{st}^p 的丰浦砂割线刚度 E_{st} 经验表达式为

$$E_{st} = A_0 \left(\frac{p_s}{p_a} \right)^{c_0} \frac{(D^*)^{m_0+2}}{2(1-D^*)} q_{ult} \quad (19)$$

式中, A_0 , c_0 , m_0 为拟合参数。需要说明的是, 稳定滞回圈为极限状态, 实际情况并不存在, 式 (19) 只能说是对该问题的初步理解, 进一步的工作仍是需要的。

于实际工程而言, 需要通过场地取土循环三轴试验确定对应本节内容的合理参数。

2.2 丰浦砂循环三轴试验验证

对朱治齐^[20]饱和丰浦砂的三组循环三轴试验结果进行模拟。试验条件为围压 100, 150, 200 kPa, 对应动偏压 20, 30, 40 kPa。密实度为 0.7, 有效重度 g'_s 为 9.506 kN/m³, 泊松比为 0.25, 残余摩擦角 j_c 为

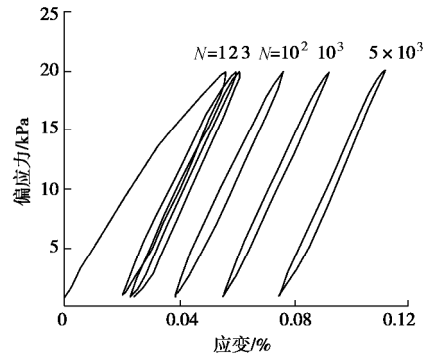
31°。R-O 模型、土体累积应变公式和最终土体稳定刚度表达式参数: $a=50$, $R=1.2$, $a=2.749$, $m=1.5726$, $c=0.65$, $b=0.19$, $A_0=1470$, $c_0=-0.28$, $m_0=-1.458$ 。

砂土弹性模量 E_s 的表达式为

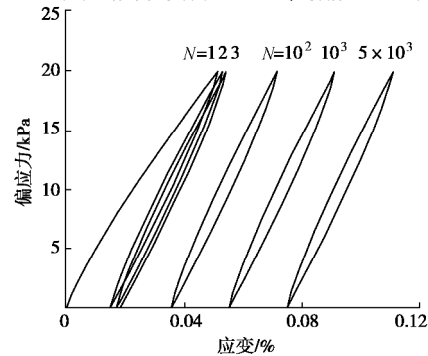
$$E_s = k s_{at} \left(\frac{s_m}{s_{at}} \right)^l \quad (20)$$

式中, s_m 为平均主应力, s_{at} 为大气压力, k , l 为土体参数, 计算中分别取 300, 0.55。

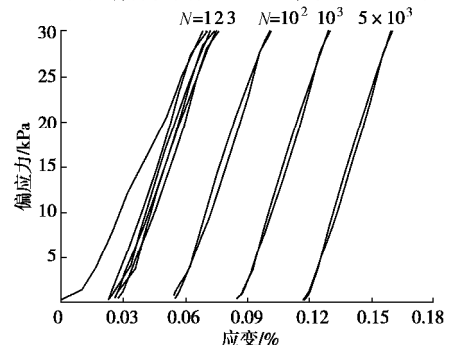
图 6 为试验结果以及采用刚度模型计算得到的滞回圈对比。图 7, 8 为围压 100 kPa, 动偏压 20 kPa 时的加卸载刚度、峰值和残余值累积塑性应变的对比。无论是滞回圈、刚度, 还是累积应变, 模拟结果均与试验值较为一致。尽管第一次结果误差相对较大, 但从长期变形来讲, 预测结果是合理可接受的。本文的累积变形模型属于经验模型, 其对应的循环荷载幅值较小。对于海上风电来说, Arany 等^[1]认为对应风载和波浪荷载的长期循环加载来说, 荷载幅值在极限承载力的 0.13 左右。



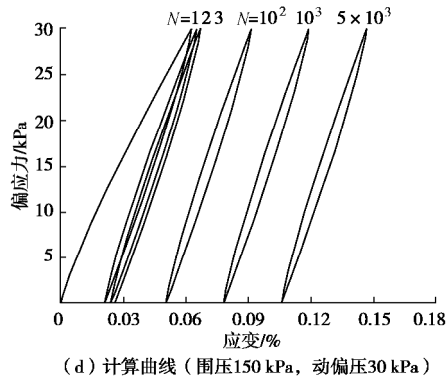
(a) 试验曲线 (围压100 kPa, 动偏压20 kPa)



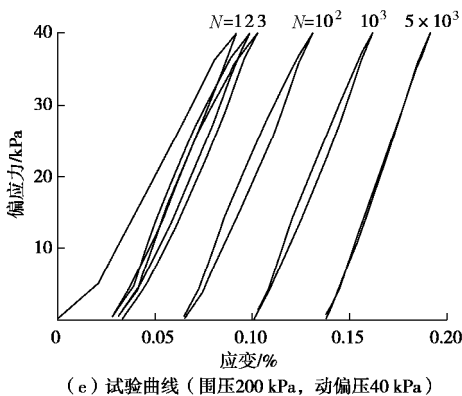
(b) 计算曲线 (围压100 kPa, 动偏压20 kPa)



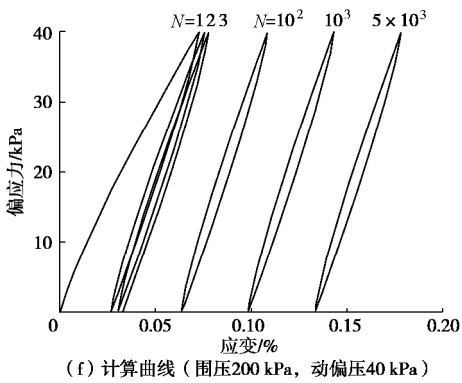
(c) 试验曲线 (围压150 kPa, 动偏压30 kPa)



(d) 计算曲线 (围压150 kPa, 动偏压30 kPa)



(e) 试验曲线 (围压200 kPa, 动偏压40 kPa)



(f) 计算曲线 (围压200 kPa, 动偏压40 kPa)

图6 滞回圈的计算值与试验值的对比

Fig. 6 Comparison between calculated and test hysteresis loops

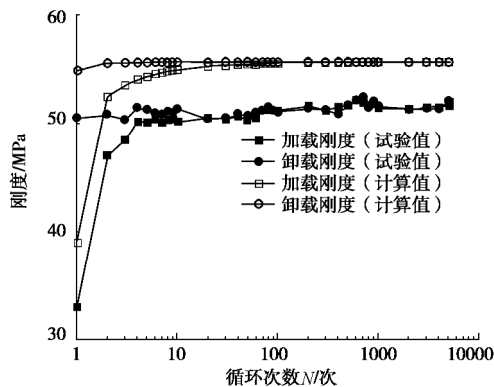


图7 加卸载刚度的计算值与试验值的对比

Fig. 7 Comparisons between calculated and test loading and unloading stiffnesses

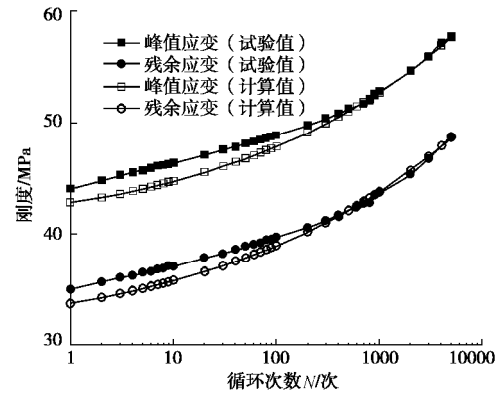


图8 轴向应变的计算值与试验值的对比

Fig. 8 Comparison between calculated and test axial strains

3 基于砂土循环刚度演化的单桩有限元分析与验证

3.1 有限元实现步骤

2.1 节砂土循环累积变形显式模型需要确定的应力参数: 初始平均应力 p_s 、初始静偏应力 q_s 、循环动偏应力 q_d 、砂土强度值 q_{ult} 。水平受荷桩桩周应力状态复杂, 上述应力状态的获取采用有限元 Abaqus 实现。

长期水平循环受荷桩的有限元实现分析分3个步骤。

(1) 建立桩土有限元模型, 桩为弹性材料, 砂土采用理想弹塑性莫尔库仑材料; 仅考虑桩和土体自重情况下进行地应力平衡, 得到每个土单元的初始应力状况。提取围压作为初始平均应力 p_s 、Mises 应力作为初始静偏应力 q_s 。由 2.1 节的砂土抗剪强度理论计算每一土单元的强度值 q_{ult} 。

(2) 桩顶施加侧向力, 大小与循环加载幅值一致, 得到桩周任一土单元的加载应力条件。提取 Mises 应力减去步骤(1)的初始静偏应力 q_s , 得到动应力 q_d 。

(3) 在获得土体累积应力模型的应力状态参数后, 进行水平循环受荷单桩的循环加载分析。桩为弹性材料, 土体采用式(10), (11)确定的加卸载割线刚度模拟, 通过有限元子程序 UMAT 实现。

当然, 砂土的循环三轴试验应力边界条件和实际水平受荷桩的桩周土单元应力条件有所区别。但作为边值问题, 考虑到复杂循环本构模型对长期大数目循环加载难以胜任, 如计算时间成本不现实、明显不合理的累积误差等问题, 发展基于累积应变显式模型的计算方法是较为可行的思路。这与 Pastern 等^[23]、Niemunis 等^[24]的观点是一致的。

3.2 与离心试验对比验证

Zhu 等^[25]进行了福建标准砂单桩水平循环加载离心试验。桩长 56.75 m, 埋深 50 m, 桩径 2.5 m, 壁厚

0.045 m, 加载点离地表 6.75m (2.7D, D 为桩径), 桩身材料密度 2700 kg/m³, 弹性模量 200 GPa, 泊松比 0.3。砂土有效密度 936 kg/m³, 泊松比 0.25, 残余摩擦角 j_c 为 35°, 剪胀角 γ 为 5°。三维有限元模型见图 9。

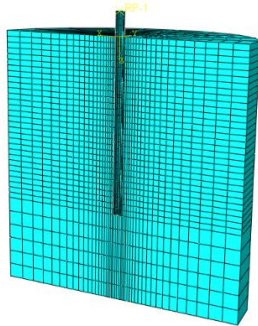


图 9 有限元模型

Fig. 9 Finite element model

本文选取了其中 3 组循环加载试验 (S2-2、S2-3 和 S2-4) 进行分析, 对应荷载幅值分别为 1998, 1460, 730 kN, 循环加载次数都达到了上千次。式 (20) 中的参数 k, l , 根据 Achmus 等^[15]对于中密砂的建议, 分别取为 400, 0.6。

静力加载计算为循环土体累积应变公式提供应力状态参数。图 10 给出了静力加载试验 (S2-1) 加载点处的荷载位移曲线实测值和采用摩尔库伦理想弹塑性土体模型得到的计算值对比, 两者一致。

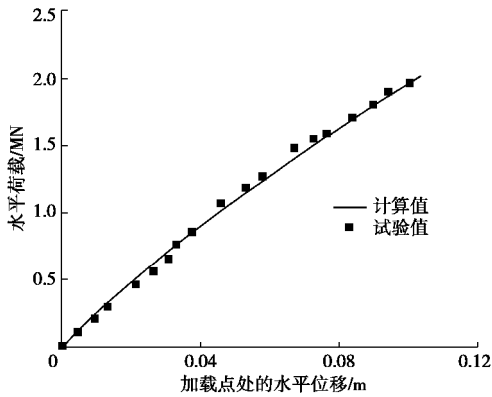


图 10 试验 S2-1 的桩身加载点处静力荷载位移曲线

Fig. 10 Static load-displacement curve of test s2-1

王磊等^[26]开展了福建标准砂的循环三轴试验, 基于试验结果得到累积应变公式为

$$e_N^p = e_1^p N^b = a(D^*)^m \left(\frac{P_s}{P_a} \right)^c N^b, \quad (21)$$

式中, e_N^p, e_1^p 分别是第 N 次和第 1 次加载后产生的土体轴向累积应变。试验拟合参数 a, m, c, b 分别取 1.382, 1.494, 0.737, 0.0386。

R-O 模型和稳定刚度表达式的参数: $a = 50, R = 1.2, A_0 = 2000, c_0 = -0.28, m_0 = -1.458$ 。

图 11 为采用本文的加卸载刚度演化模型得到的计算值与三组试验值的对比。本文方法合理描述了加载点处的峰值位移和残余位移随着循环加载幅值和循环次数而增大的现象, 但数值上仍有一定误差, 位移计算值随循环次数的发展速度相对较慢。可能的原因是轴向累积应变式 (21) 是基于有限的平均初始固结压力 (50, 100, 200 kPa) 试验得到的。实际上, 处于更低围压水平的浅层土体对水平桩土相互作用影响较大, 式 (21) 中 b 的取值低估了浅层土体应变发展速率。适当增大式 (21) 累积应变公式中的试验拟合参数 b , 计算结果有了明显的改善 (图 12)。

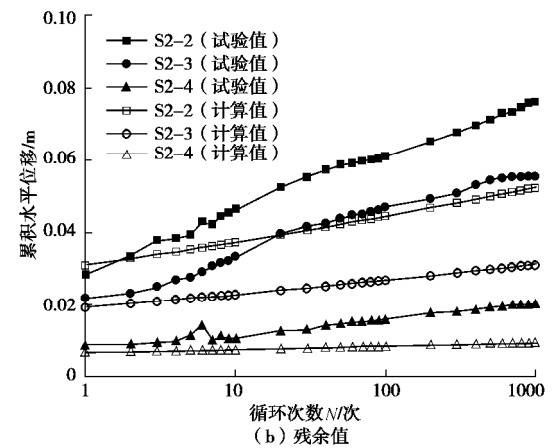
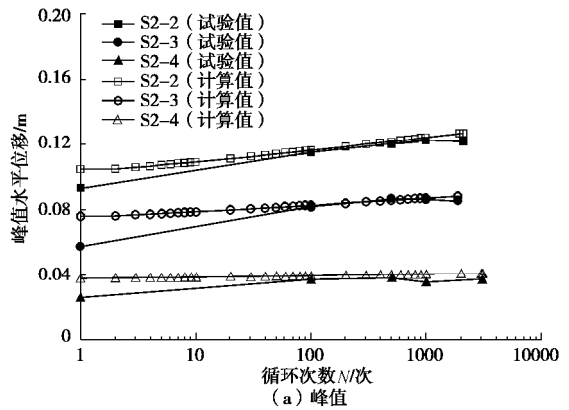
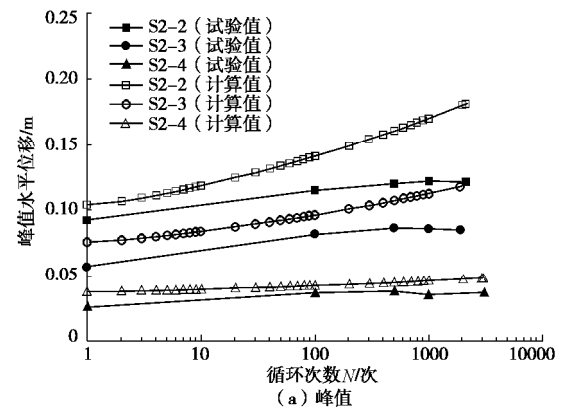


图 11 加载点处水平位移峰值与残余值的实测与计算对比 (b=0.0386)

Fig. 11 Comparison between measured and calculated values of peak value and residual value (b=0.0386)



(a) 峰值

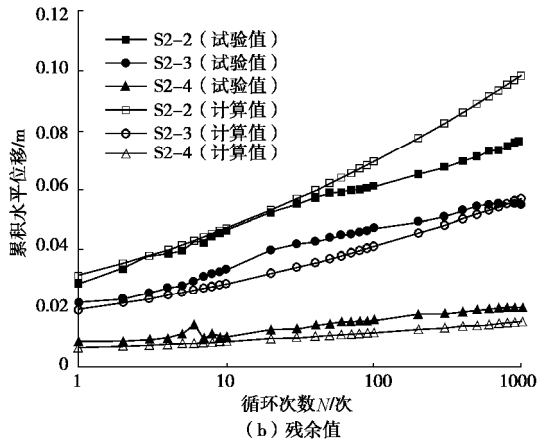


图 12 加载点处水平位移峰值与残余值实测与计算对比 (b=0.1)

Fig. 12 Comparison between measured and calculated values of peak value and residual value (b=0.1)

图 13 为 S2-4 (水平荷载幅值 $P_m = 730 \text{ kN}$) 的桩身弯矩随深度分布的实测值与本文计算值的对比。实测值和本文方法均表明循环加载次数 N 由 1 增大至 1000 时, 桩身最大弯矩会有一定程度地增加, 本文的弯矩预测值比实测值略微偏低。当循环次数 N 为 1, 1000 时, 计算的最大弯矩比实测值小 11.7% 和 11.8%。适当增大与累积应变发展速度相关的参数 b (由 0.0386 增大至 0.1), 计算的最大弯矩与实测值非常接近, 计算结果有了较大改善。

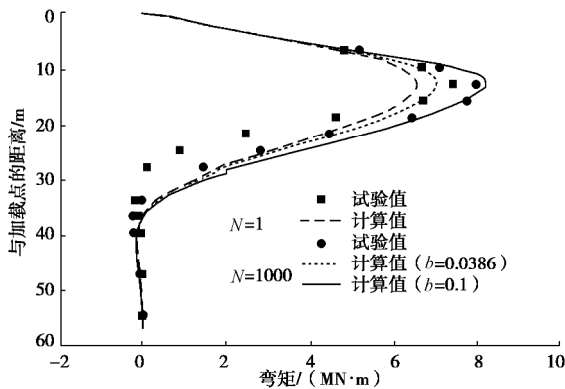


图 13 桩身弯矩随深度分布曲线

Fig. 13 Distribution of bending moment of pile with depth

图 14 给出了 S2-4 (水平荷载幅值 $P_m = 730 \text{ kN}$) 试验单桩加载点处的荷载位移曲线实测值与本文计算值的对比。由图可见, 本文方法较好的模拟了桩顶受循环荷载作用下的滞回特性, 桩顶的峰值和残余位移均随着循环次数的增大而增大, 且每个循环的增量也随循环次数的增大而逐渐减小。

4 不同埋置深度的参数分析

对水平循环受荷大直径单桩埋置深度 L 进行参数分析 (图 15), 循环次数为 10000 次。砂土为 2.2 节三

轴试验丰浦砂。桩为钢管桩, 弹性模量为 200 GPa, 泊松比为 0.3。桩径 D 为 6 m, 荷载距泥面高度 e 为 20 m, 桩顶水平荷载幅值 2 MN。

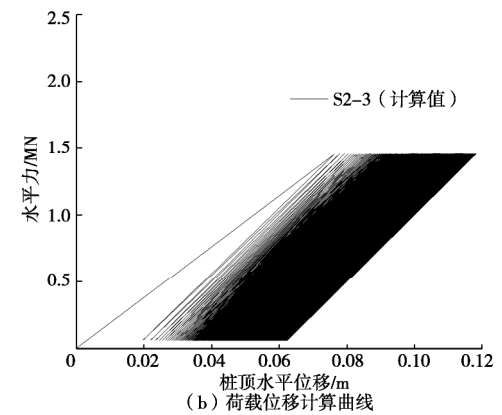
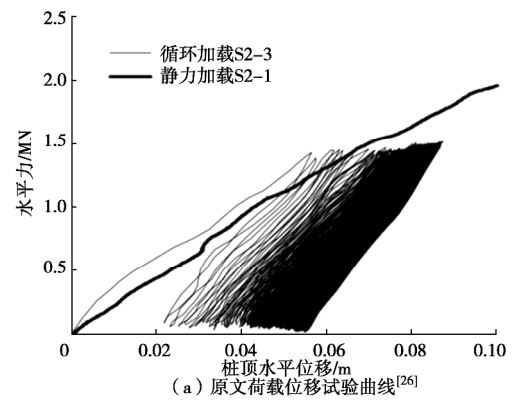


图 14 位移曲线试验与计算结果对比图 (b=0.1)

Fig. 14 Comparison of load-displacement curves (b=0.1)

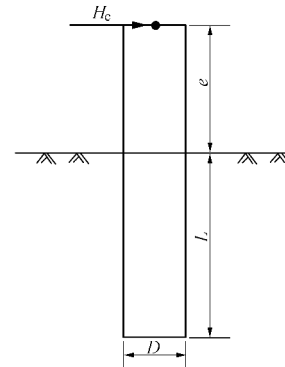


图 15 水平循环受荷的桩土模型示意图

Fig. 15 Diagram of a cyclic horizontal loaded monopile

图 16 是埋置深度 L 分别为 20, 25, 30, 35, 40 m (e/L 为 1.0, 0.8, 0.67, 0.57, 0.50) 的大直径单桩加载点处转角与循环次数的关系。随着嵌入深度增大, 相同循环次数下桩顶的累积转角值明显减小。嵌入深度为 40 m 时桩顶累积转角减小到嵌入深度为 20 m 的 1/8。同时随着嵌入深度的增加, 桩顶累积转角的累积速度整体呈变慢的趋势。

图 17 为 4 种埋深的桩身位移与循环次数的关系。由图可见, 埋深为 20 m 的桩表现为刚性桩的变形特

性, 埋深 40 m 的桩表现出柔性桩的变形特性。比较 $L=45\text{ m}$ 与 $L=50\text{ m}$ 两种埋深情况下的桩顶水平位移, 发现二者相差无几, 可见无限增加桩的埋深不一定能有效限制桩顶位移的发展。

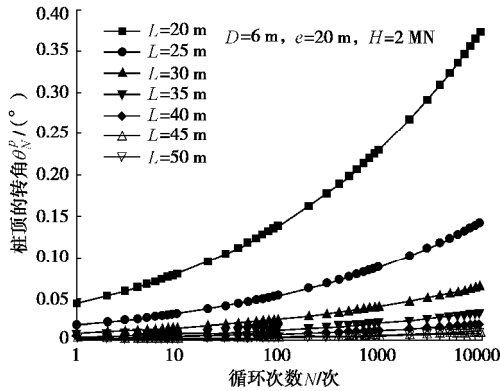


图 16 桩顶的累积转角 q_N^p 随循环次数 N 的关系

Fig. 16 Relationship between cumulative rotation q_N^p and cyclic number N

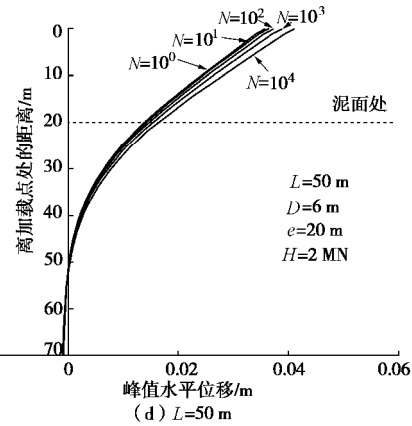
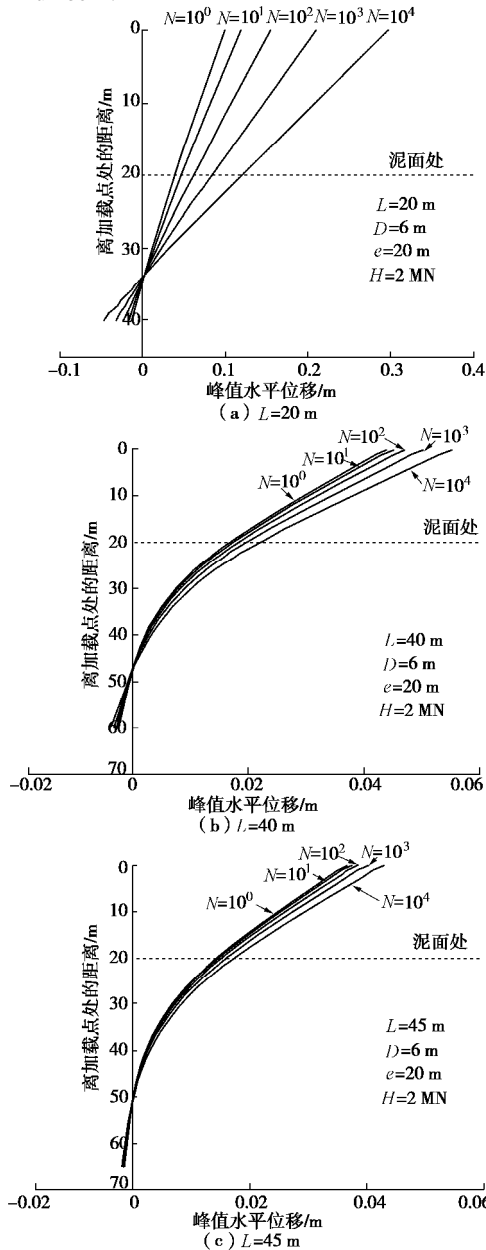


图 17 不同埋深的桩身峰值位移与循环次数 N 的关系

Fig. 17 Relationship between peak displacement of pile and cyclic number at different buried depths

5 结 语

本文建立了基于加卸载刚度演化模型的砂土中大直径单桩长期水平循环加载累积变形的有限元数值模拟方法。首先基于 $R-O$ 加载曲线和修正 Masing 准则构建砂土加卸载割线刚度, 结合砂土轴向累积应变显示模型, 可对砂土循环加载特性进行很好的模拟, 通过与循环三轴试验的对比验证其合理性。其次, 将该模型引入砂土中大直径单桩水平循环加载的有限元数值模拟, 通过与离心模型试验的对比, 来验证其模拟长期水平循环受荷单桩的适用性。最后进行了不同埋置深度的参数分析。本文加卸载模型优势在于可以实现大数量的循环加载, 而又没有完全放弃对循环加载滞回以及路径的描述。本文方法可以较好地模拟大直径单桩在长期水平循环加载条件下的累积转角与循环荷载次数的关系, 参数分析认为无限增加桩长不一定能有效限制桩顶累积转角的发展。由于土体模型与建模无关, 故本文工作后续可进一步扩展至 $p-y$ 曲线分析。

参考文献:

- [1] ARANY L, BHATTACHARYA S, MACDONALD J, et al. Design of monopiles for offshore wind turbines in 10 steps[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2017, **92**: 126 - 152.
- [2] LITTLE RL, BRIAUD JL. Full Scale Cyclic Lateral Load Tests on Six Single Piles in Sand (No. TAMU-RR-5640)[R]. Texas: College Station, 1988.
- [3] LONG J, VANNESTE G. Effects of cyclic lateral loads on piles in sand[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1994, **120**(1): 225 - 244.
- [4] LIN S S, LIAO J C. Permanent strains of piles in sand due to

- cyclic lateral loads[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1999, **125**(9): 798 - 802.
- [5] LEBLANC C, HOULSBY G T, BYRNE B W. Response of stiff piles in sand to long-term cyclic lateral loading[J]. *Géotechnique*, 2010, **60**(2): 79 - 90.
- [6] CHEN R P, SUN Y X, ZHU B, et al. Lateral cyclic pile-soil interaction studies on a rigid model monopile[J]. *Proceedings of the ICE - Geotechnical Engineering*, 2015, **168**(2): 120 - 130.
- [7] ZHU B, BYRNE B W, HOULSBY G T. Long-term lateral cyclic response of suction caisson foundations in sand[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2013, **139**(1): 73 - 83.
- [8] ZHANG C, ZHANG X, HUANG M, et al. Responses of caisson-piles foundations to long-term cyclic lateral load and scouring[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2019, **119**: 62 - 74.
- [9] ZHU F Y, O'LOUGHLIN C D, BIENEN B, et al. The response of suction caissons to long-term lateral cyclic loading in single-layer and layered seabeds[J]. *Géotechnique*, 2018, **68**(8): 729 - 741.
- [10] ALLOTEY N, EL NAGGAR M H. A numerical study into lateral cyclic nonlinear soil-pile response[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2008, **45**(9): 1268 - 1281.
- [11] HEIDARI M, JAHANANDISH M, EL NAGGAR H, et al. Nonlinear cyclic behavior of laterally loaded pile in cohesive soil[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2014, **51**(2): 129 - 143.
- [12] MEMARPOUR M M, KIMIAEI M, SHAYANFAR M, et al. Cyclic lateral response of pile foundations in offshore platforms[J]. *Computers and Geotechnics*, 2012, **42**: 180 - 192.
- [13] GIANNAKOS S, GEROLYMOS N, GAZETAS G. Cyclic lateral response of piles in dry sand: finite element modeling and validation[J]. *Computers and Geotechnics*, 2012, **44**: 116 - 131.
- [14] BOURGEOIS E, RAKOTONINDRIANA M H J, LE KOUBY A, et al. Three-dimensional numerical modelling of the behaviour of a pile subjected to cyclic lateral loading[J]. *Computers and Geotechnics*, 2010, **37**(7/8): 999 - 1007.
- [15] ACHMUS M, KUO Y S, ABDEL-RAHMAN K. Behavior of monopile foundations under cyclic lateral load[J]. *Computers and Geotechnics*, 2009, **36**(5): 725 - 735.
- [16] DEPINA I, LE T M H, EIKSUND G, ET AL. Behavior of cyclically loaded monopile foundations for offshore wind turbines in heterogeneous sands[J]. *Computers and Geotechnics*, 2015, **65**: 266 - 277.
- [17] RAMBERG W, OSGOOD W R. Description of stress-strain curves by three parameters[J]. *National Advisory Committee for Aeronautics*, 1943: 902.
- [18] MASING G. Eigenspannungen und verfertigung beim Messing[C]// *Proceedings of the 2nd International Congress on Applied Mechanics*, 1926, Zurich.
- [19] PYKE R M. Nonlinear soil models for irregular cyclic loadings[J]. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, 1979, **105**(6): 715 - 726.
- [20] 朱治齐. 砂土中大直径单桩的长期水平循环累积变形研究[M]. 上海: 同济大学, 2018. (ZHU Zhi-qi. Long-Term Displacement Accumulation of Cyclic Laterally Loaded Monopile in Sand[D]. Shanghai: Tongji University, 2018. (in Chinese))
- [21] 黄茂松, 李进军, 李兴照. 饱和软粘土的不排水循环累积变形特性[J]. *岩土工程学报*, 2006, **28**(7): 891 - 895. (HUANG Mao-song, LI Jin-jun, LI Xing-zhao. Cumulative deformation behaviour of soft clay in cyclic undrained tests[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2006, **28**(7): 891 - 895. (in Chinese))
- [22] BOLTON M D. The strength and dilatancy of sands [J]. *Géotechnique*, 1986, **36**(1): 65 - 78.
- [23] PASTEN C, SHIN H, SANTAMARINA J C. Long-term foundation response to repetitive loading[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2014, **140**(4): 04013036.
- [24] NIEMUNIS A, WICHTMANN T, TRIANTAFYLIDIS T H. A high-cycle accumulation model for sand[J]. *Computers and Geotechnics*, 2015, **32**(4): 245 - 263.
- [25] ZHU B, LI T, XIONG G, et al. Centrifuge model tests on laterally loaded piles in sand[J]. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 2016, **16**(4): 160 - 172.
- [26] 王磊, 朱斌, 来向华. 砂土循环累积变形规律与显式计算模型研究[J]. *岩土工程学报*, 2015, **37**(11): 2024 - 2029. (WANG Lei, ZHU Bin, LAI Xiang-hua. Cyclic accumulative deformation of sand and its explicit model[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2015, **37**(11): 2024 - 2029. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202006012

岩石黏弹塑性损伤蠕变模型研究

张亮亮, 王晓健

(安徽理工大学土木建筑学院, 安徽 淮南 232001)

摘要: 岩石蠕变力学采用在经典元件模型基础上引入非线性元件和蠕变损伤的方法, 来解决经典元件模型不能描述岩石整个蠕变过程中的非线性特征问题。首先分析这类方法在模型参数辨识、损伤蠕变方程建立和屈服条件选择等方面的不严谨之处, 然后根据非线性流变理论以及损伤理论采用和构建弹性体、非线性 Kelvin 体、黏性体和损伤黏塑性体, 并将四者串联, 建立能够同时描述岩石瞬时弹性应变、非线性黏弹性应变、黏性应变和非线性黏塑性应变的损伤蠕变模型。推导岩石在恒应力情况下的一维、三维微分型损伤本构方程, 再根据叠加原理得到损伤蠕变方程, 结合蠕变曲线特征给出简单可行的模型参数辨识方法。最后采用砂岩分级加载单、三轴压缩蠕变试验曲线与理论曲线和预测曲线进行对比来验证模型的适用性。结果表明两者吻合程度较高, 黏弹塑性损伤蠕变模型不仅可以精确反映衰减、等速阶段蠕变曲线的非线性特征, 而且能够描述岩石在高应力状态下的加速蠕变特征, 其适用性得到验证。

关键词: 岩石力学; 加速蠕变; 损伤; 黏塑性; 本构方程

中图分类号: TU485

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)06-1085-08

作者简介: 张亮亮(1992—), 男, 博士研究生, 主要从事地下结构设计与支护技术等方面的研究。E-mail: zllaut@163.com。

Viscoelastic-plastic damage creep model for rock

ZHANG Liang-liang, WANG Xiao-jian

(School of Civil Engineering and Architecture, Anhui University of Science and Technology, Huainan 232001, China)

Abstract: Based on the classical element model, the nonlinear element and the creep damage are introduced to solve the problem that the classical element model cannot describe the non-linear characteristics of rock during the whole compressive creep process. Firstly, the inaccuracies of these methods in the identification of model parameters, the establishment of equation for damage creep and the selection of yield conditions are analyzed. After that, an elastic body, a non-linear Kelvin body, a viscous body and a damage viscoplastic body are constructed based on the non-linear rheological theory and damage theory, and the four bodies are connected in series to establish a damage creep model which can simultaneously describe the instantaneous elastic strain, the non-linear viscoelastic strain, the viscous strain and the non-linear viscoplastic strain of rock. The one-dimensional and three-dimensional differential damage constitutive equations for rock under constant stress are derived, and the equation for damage creep is obtained according to the superposition principle. Considering the characteristics of creep curve, a simple and feasible identification method for model parameters is given. Finally, the applicability of the model is verified by comparing the creep test curve of sandstone under uniaxial and triaxial compressions with the theoretical curve and prediction curve. The results show that the proposed model fits well the test data. The viscoelastic-plastic damage creep model can accurately reflect the non-linear characteristics of creep curves in attenuation and steady stages and describe the accelerated creep characteristics of rocks in high stress state.

Key words: rock mechanics; accelerated creep; damage; viscoplasticity; constitutive equation

0 引言

岩石蠕变特性影响结构的安全性和长期稳定性, 建立能够描述岩石蠕变过程中非线性特征的蠕变模型一直是研究的热点和难点。由于经典元件蠕变模型参数都为常数, 因而不论元件模型组合形式多复杂, 都不能准确描述岩石的蠕变特征, 尤其是应力水平超过

岩石长期强度后的非线性加速蠕变^[1-2]。近年来, 国内外学者针对这类问题提出以下两种解决办法: ①在经典元件蠕变模型基础上, 考虑模型参数的时间相关性,

基金项目: 国家自然科学基金项目(51804006, 51874005); 安徽理工大学研究生创新基金项目(2017CX2076)

收稿日期: 2019-09-05

建立变参数蠕变模型；或在元件模型基础上串联非线性元件建立非线性蠕变模型。徐卫亚等^[3]提出一个非线性黏塑性体并与五元件黏弹性流变模型串联，建立七元件黏弹塑性流变模型（河海模型）；阎岩等^[4]以西原蠕变模型为基础，结合试验数据采用最小二乘法得到各蠕变参数与应力和时间的关系，进而得到变参数西原蠕变模型；Zhao 等^[5]将非线性黏性体与广义 Kelvin 体串联，建立非线性黏弹性体，再与瞬时弹性体、瞬时塑性体和 Kelvin 串联，组成能够反应岩石蠕变和应力松弛特性的复合流变模型。②在经典元件蠕变模型基础上，考虑蠕变引起的损伤，根据 Lemaitre 应变等效原理将损伤变量引入蠕变本构方程，建立损伤蠕变模型。Liu 等^[6]采用 Kachanov 损伤理论在 Bingham 模型中引入损伤变量，并提出一个非线性黏性体来表征稳态蠕变阶段的非线性特性，然后在此模型基础上串联一个西原损伤体，建立一种新的非线性损伤蠕变模型；朱昌星等^[7]根据时效损伤和损伤加速门槛值的特点，在非线性黏弹塑性蠕变模型的基础上，建立了能合理描述不同应力下板岩初始蠕变损伤、稳态蠕变损伤和加速蠕变损伤的非线性蠕变模型；Fossum 等^[8]采用损伤力学分析了盐岩的蠕变特性，研究损伤从试验开始到破坏过程的累积过程。

岩石蠕变力学经过大半个世纪的发展取得了丰硕的成果，但仍存在一些问题，主要表现为以下 3 点：①模型参数辨识不合理。一些学者采用回归分析和最小二乘法等算法确定模型参数，直接将一维蠕变方程拟合常规三轴压缩蠕变试验曲线来反演模型参数。这种方法忽略了围压对岩石蠕变模型参数的影响，因为在一维蠕变方程中不含围压项，所以根据该方法确定模型参数是不合理的。②损伤蠕变方程建立不严谨。当研究蠕变损伤且损伤变量是时间或应变的函数时，仍然根据 Lemaitre 应变等效原理，在模型参数为常数条件下得到蠕变方程，将其中的应力替换成有效应力，以引进损伤变量从而得到损伤蠕变方程的方法是不严谨的，而应将理论流变力学模型微分型本构方程中的应力替换成有效应力，再由此得到损伤蠕变方程。③屈服条件选择不当。当蠕变模型中含有塑性元件时，在三维应力状态下，岩石内部一点的屈服状态不仅牵涉到屈服准则的选取问题，还牵涉到塑性势函数以及流动法则。而一些研究只是简单的将一维应力状态下的应力和长期强度置换成三维应力状态下的偏应力和长期强度，仍然将偏应力与长期强度的大小关系作为判定岩石是否屈服的条件，这种直接替换的方法缺乏一定的理论依据，其合理性有待商榷。

为避免出现上述问题，同时构建能够合理描述岩石蠕变特性的力学模型，本文根据非线性流变理论和

损伤理论建立能够同时考虑瞬时弹性应变、非线性黏弹性应变、黏性应变和非线性黏塑性应变的损伤蠕变模型，推导岩石在一维、三维应力状态下微分型损伤本构方程，再由叠加原理得到损伤蠕变方程，并给出模型参数确定方法。最后根据砂岩三轴压缩蠕变试验对模型适用性进行验证。

1 黏弹塑性损伤蠕变模型的建立

1.1 模型建立

图 1 为不同应力水平下岩石蠕变曲线。

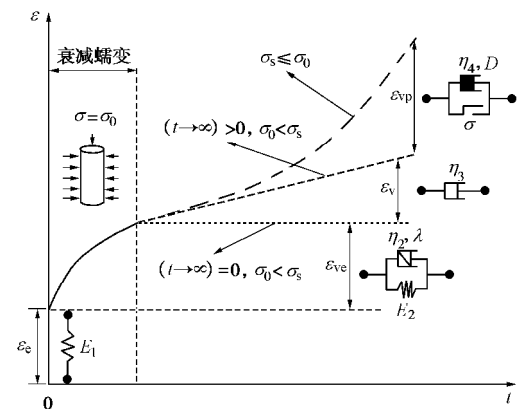


图 1 不同应力水平下岩石蠕变曲线

Fig. 1 Creep curve of rock under different stress levels

如图 1 所示，当蠕变试验初期施加应力水平小于岩石长期强度时，岩石试样在加载过程中会产生瞬时应变，由于加载时间相对于后期蠕变时间较短，可认为该弹性应变瞬间完成，其本构关系可采用弹性体描述。其后岩石经过衰减蠕变阶段进入等速蠕变阶段，应变速率逐渐减小并最终趋近于 0。该阶段应变曲线具有明显的非线性特征，采用传统 Kelvin 模型难以精确描述，其主要原因是该模型中模型参数为常数，不随时间变化。本文考虑 Kelvin 模型中黏性系数的时间相关性，假定该系数在蠕变过程中与时间满足幂函数关系，从而建立非线性 Kelvin 黏弹性模型，微分型本构方程为

$$\dot{s} = E_2 \dot{e}_{ve} + h_2 t^{l-1} \dot{e}_{ve} \quad (1)$$

式中， s 为应力， e_{ve} 为黏弹性应变， E_2 ， h_2 分别为黏弹性模型的弹性模量和黏性系数， l 为常数。

解上述微分方程得到非线性 Kelvin 体的蠕变方程：

$$e_{ve} = \frac{s}{E_2} \left[1 - \exp\left(-\frac{E_2}{h_2 l} t^l\right) \right] \quad (2)$$

图 2 为不同 l 时非线性 Kelvin 体的蠕变曲线，由图可知，蠕变应变随 l 的增大而增大；而且 l 越大，岩石由衰减蠕变进入等速蠕变所需的时间越长，等速蠕变阶段的斜率越大，说明该模型能够反映不同蠕变

时间和不同应力状态下岩石稳态蠕变曲线特征, 适用性较传统 Kelvin 模型更广泛。

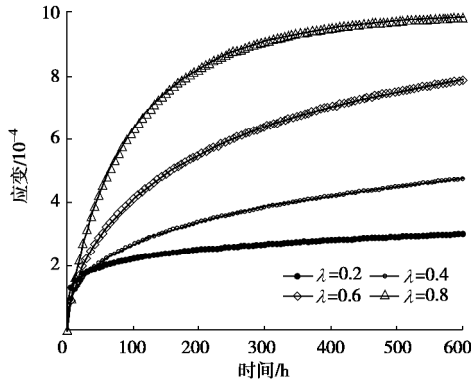


图 2 不同 λ 岩石蠕变曲线

Fig. 2 Creep curve of rock with different values of λ

当蠕变试验施加应力水平接近岩石长期强度时, 岩石经过衰减蠕变阶段后应变随时间呈线性关系, 该过程应力应变关系采用黏性体描述。当施加应力水平超过岩石的长期强度后, 岩石经过衰减、等速蠕变阶段很快进入加速蠕变阶段, 此阶段应变和应变率迅速增加, 应变曲线非线性特征明显。岩石试样内部微裂纹迅速发展并贯通, 形成宏观裂缝, 该过程蠕变损伤随时间急剧增大, 最终发生蠕变破坏时损伤变量达到 1。加速蠕变阶段应力应变关系采用损伤黏塑性体表示。

根据 Lemaitre 应变等效原理, 将损伤变量引入黏性体, 得到损伤黏性体的本构方程为^[9]

$$\dot{\epsilon}_p = \frac{\mathcal{S}_0}{h_4} = \frac{s}{h_4(1-D)} \quad (3)$$

式中, \mathcal{S}_0 为有效应力, h_4 为损伤黏性体的黏性系数, D 为损伤变量。

损伤变量最早出现在损伤力学中, 前苏联学者 Kachanvo 提出损伤变量的演化方程^[10]:

$$\dot{D} = C \left(\frac{s}{1-D} \right)^n \quad (4)$$

式中, C, n 为材料参数。

对上式进行积分可以得到发生蠕变破坏的时间为

$$t_f = [C(1+n)s^n]^{-1} \quad (5)$$

式中, t_f 为岩石发生蠕变破坏的时间。

结合式 (4), (5), 得到损伤变量随时间的演化方程为

$$D = 1 - \left(1 - \frac{t}{t_f} \right)^{\frac{1}{1+n}} \quad (6)$$

将式 (6) 代入式 (3) 得到损伤黏性体的本构方程为

$$\dot{\epsilon}_{vp} = \frac{s}{h_4} \left(1 - \frac{t}{t_f} \right)^{\frac{1}{1+n}} \quad (7)$$

对式 (7) 进行积分, 得到损伤黏性体的蠕变方程为

$$e_{vp} = -\frac{s}{h_4} \frac{t_f(1+n)}{n} \left(1 - \frac{t}{t_f} \right)^{\frac{n}{1+n}} + k \quad (8)$$

式中, k 为积分常数。

当 $t=0$ 时, $e=0$, 得到积分常数为

$$k = \frac{s}{h_4} \frac{t_f(1+n)}{n} \quad (9)$$

把式 (9) 代入式 (8) 得

$$\begin{aligned} e_{vp} &= \frac{s}{h_4} \frac{t_f(1+n)}{n} \left[1 - \left(1 - \frac{t}{t_f} \right)^{\frac{n}{1+n}} \right] \\ &= \frac{s}{h_4} \frac{t_f(1+n)}{n} [1 - (1-D)^n] \quad (10) \end{aligned}$$

对于一维应力状态下损伤黏塑性体, 只要把式 (10) 中的 s 换成 $s - s_s$ 就可以得到其蠕变方程:

$$e_{vp} = \frac{s - s_s}{h_4} \frac{t_f(1+n)}{n} \left[1 - \left(1 - \frac{t}{t_f} \right)^{\frac{n}{1+n}} \right] \quad (11)$$

式中, s_s 为长期强度, 可以通过试验获得。

将上述弹性体, 非线性 Kelvin 体, 黏性体和损伤黏塑性体串联, 得到可以描述岩石瞬时弹性应变、非线性黏弹性应变、黏性应变和非线性黏塑性应变的损伤蠕变模型, 力学模型见图 3。

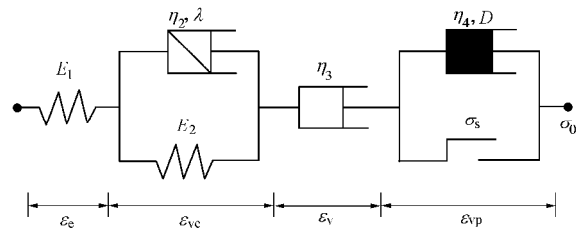


图 3 黏弹塑性损伤蠕变力学模型

Fig. 3 Viscoelastic-plastic damage creep mechanical model

1.2 黏弹塑性损伤蠕变模型—维蠕变方程

根据模型串并联应力应变关系知

$$\left. \begin{aligned} s &= s_e = s_{ve} = s_v = s_{vp} \\ e &= e_e + e_{ve} + e_v + e_{vp} \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

式中, e 为应变, s_e, s_{ve}, s_v, s_{vp} 分别为弹性体, 非线性 Kelvin 体, 黏性体和损伤黏塑性体的应力, e_e, e_{ve}, e_v, e_{vp} 分别为弹性体, 非线性 Kelvin 体, 黏性体和损伤黏塑性体的应变。

各部分的本构关系如下:

$$\left. \begin{aligned} s_e &= E_1 e_e, \\ s_{ve} &= E_2 e_{ve} + h_2 t^{l-1} \dot{e}_{ve}, \\ s_v &= h_3 \dot{e}_v, \\ s_{vp} &= h_4(1-D)\dot{e}_{vp} + s_s, \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

式中, E_1 为弹性体的弹性模量, h_3 为黏性体的黏性系数。

根据式 (12), (13) 可以得到黏弹塑性损伤蠕变模型的微分型本构方程。

(1) $\dot{e}(t \rightarrow \infty) = 0, s_0 < s_s$ 时,

$$\frac{E_1 + E_2}{E_1 h_2 t^{l-1}} s + \frac{1}{E_1} \dot{s} = \frac{E_2}{h_2 t^{l-1}} e \quad (14)$$

(2) $\dot{e}(t \rightarrow \infty) > 0, s_0 < s_s$ 时,

$$\frac{\dot{s}}{E_1} + \frac{E_1 + E_2 + h_2(1-l)t^{-l}}{E_1 h_2 t^{l-1}} s + \frac{\dot{s}}{h_3} + \frac{E_2 + h_2(1-l)t^{-l}}{h_2 h_3 t^{l-1}} s = \frac{E_2 + h_2(1-l)t^{-l}}{h_2 t^{l-1}} e \quad (15)$$

(3) $s_s \leq s_0$ 时,

$$\frac{\dot{s}}{E_1} + \frac{1}{h_2 t^{l-1}} \dot{s} + \frac{E_2 + h_2(1-l)t^{-l}}{E_1 h_2 h_3 t^{l-1}} \dot{s} + \frac{E_2 + h_2(1-l)t^{-l}}{h_2 h_3 t^{l-1}} s + \frac{E_2 + h_2(1-l)t^{-l}}{h_2 h_3 t^{l-1} h_4(1-D)} (s - s_s) + \frac{\dot{s}}{h_4(1-D)} + \frac{\dot{s}(s - s_s)}{h_4(1-D)^2} = \frac{E_2 + h_2(1-l)t^{-l}}{h_2 h_3 t^{l-1}} e \quad (16)$$

黏弹塑性损伤蠕变模型的蠕变方程可以根据叠加原理得到

$$e = \begin{cases} \frac{s}{E_1} + \frac{s}{E_2} \left[1 - \exp\left(-\frac{E_2}{h_2 l} t^l\right) \right] & (\dot{e}(t \rightarrow \infty) = 0, s_0 < s_s) \\ \frac{s}{E_1} + \frac{s}{E_2} \left[1 - \exp\left(-\frac{E_2}{h_2 l} t^l\right) \right] + \frac{s}{h_3} t & (\dot{e}(t \rightarrow \infty) > 0, s_0 < s_s) \\ \frac{s}{E_1} + \frac{s}{E_2} \left[1 - \exp\left(-\frac{E_2}{h_2 l} t^l\right) \right] + \frac{s}{h_3} t + \frac{s - s_s}{h_4} \frac{t_f(1+n)}{n} \left[1 - \left(1 - \frac{t}{t_f}\right)^{\frac{n}{1+n}} \right] & (s_s \leq s_0) \end{cases} \quad (17)$$

1.3 黏弹塑性损伤蠕变模型三维蠕变方程

在实际岩体工程中, 岩石往往处于复杂的三维应力状态下, 而且室内蠕变试验一般采用的是常规三轴分级加载方法。因此为了便于与试验结果进行对比分析, 需建立岩石在三维应力状态下蠕变本构关系。建立之前, 首先进行如下合理假设:

(1) 岩石为各项同性材料, 假定各个方向上损伤一致。

(2) 在衰减和等速蠕变阶段不引起损伤, 只有在加速蠕变阶段才产生。

(3) 损伤时间与蠕变时间在加速蠕变阶段保持一致。

在三维应力状态下, 假设黏弹塑性损伤蠕变模型总应变为 e_{ij}^t , 弹性体的应变为 e_{ij}^e , 非线性 Kelvin 体的应变为 e_{ij}^{ve} , 黏性体的应变为 e_{ij}^v , 损伤黏塑性体的应变为 e_{ij}^{vp} , 根据叠加原理得

$$e_{ij}^t = e_{ij}^e + e_{ij}^{ve} + e_{ij}^v + e_{ij}^{vp} \quad (18)$$

对于弹性体, 岩石在三维应力状态下内部任一点的应力张量 s_{ij} 可以分为球应力张量 $s_m d_{ij}$ 和偏应力张量 S_{ij} ; 同理, 内部任一点的应变张量 e_{ij} 也可以分成球应变张量 $e_m d_{ij}$ 和偏应变张量 $e_{ij}^{[11]}$ 。因此得

$$\left. \begin{aligned} s_{ij} &= S_{ij} + d_{ij} s_m, \\ e_{ij} &= e_{ij} + d_{ij} e_m, \end{aligned} \right\} \quad (19)$$

式中, d_{ij} 为 Kronecker 张量。

根据广义胡克定律:

$$\left. \begin{aligned} s_m &= 3K_1 e_m, \\ S_{ij} &= 2G_1 e_{ij}, \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

式中, K_1 为体积模量, G_1 为剪切模量。

因此弹性体的三维蠕变方程可以表示为^[12]

$$e_{ij}^e = \frac{1}{2G_1} S_{ij} + \frac{1}{3K_1} d_{ij} s_m \quad (21)$$

非线性 Kelvin 体的三维蠕变方程为

$$e_{ij}^{ve} = \frac{S_{ij}}{2G_2} \left[1 - \exp\left(-\frac{G_2}{h_2 l} t^l\right) \right] \quad (22)$$

式中, G_2 为开尔文体的剪切模量。

黏性体的三维蠕变方程为^[13]

$$e_{ij}^v = \frac{S_{ij}}{2h_3} t \quad (23)$$

损伤黏塑性体的三维蠕变方程为^[14]

$$e_{ij}^{vp} = \frac{t_f(1+n)[1-(1-D)^n]}{2h_4 n} \left\langle F\left(\frac{F}{F_0}\right) \right\rangle \frac{\partial Q}{\partial s_{ij}} \quad (24)$$

式中 $\left\langle F\left(\frac{F}{F_0}\right) \right\rangle = \begin{cases} F\left(\frac{F}{F_0}\right) & (F \geq 0) \\ 0 & (F < 0) \end{cases}$, $\langle \bullet \rangle$ 为开关函数;

F 为岩石屈服函数; F_0 为岩石屈服函数初始值, 为计算简便, 一般取 1^[15]; $F\left(\frac{F}{F_0}\right)$ 一般为幂函数, 即

$F\left(\frac{F}{F_0}\right) = \left(\frac{F}{F_0}\right)^k$, k 为指定常数, 一般取 1^[16]; Q 为塑性势函数; 为方便计算, 采用相关联流动法则, 即

$$F = Q^{[17]}.$$

岩石屈服准则采用较多的有 Mohr-Coulomb 屈服准则和 Von-Mises 屈服准则。但是 Mohr-Coulomb 准则不能考虑中间主应力 s_2 对岩石屈服的影响，而 Von-Mises 屈服准则忽视了球应力对岩石，特别是软岩蠕变特性的影响^[18]。因此本文采用 Drucker-Prager 屈服准则，该准则可以很好地弥补前两种屈服准则的不足，其表达式为

$$F = \sqrt{J_2} - aI_1 - k \quad (25)$$

式中， J_2 为应力偏量第二不变量， I_1 为应力张量第一不变量， a, k 为材料参数，

$$\left. \begin{aligned} a &= \frac{\sin j}{\sqrt{3}\sqrt{3+\sin^2 j}}, \\ k &= \frac{\sqrt{3}c \cos j}{\sqrt{3+\sin^2 j}}, \end{aligned} \right\} \quad (26)$$

其中， j 为岩石材料的内摩擦角， c 为岩石材料的黏聚力。

在常规三轴分级加载压缩蠕变试验中，

$$\left. \begin{aligned} s_1 &> s_2 = s_3, \\ s_m &= \frac{s_1 + s_2 + s_3}{3} = \frac{s_1 + 2s_3}{3}, \\ \sqrt{J_2} &= \frac{s_1 - s_3}{\sqrt{3}}, \\ I_1 &= s_1 + s_2 + s_3 = s_1 + 2s_3, \\ s_{11} &= s_1 - s_m = \frac{2(s_1 - s_3)}{3}, \\ \frac{\partial F}{\partial s_{11}} &= \frac{\sqrt{3} - 3a}{3}. \end{aligned} \right\} \quad (27)$$

联立式 (18) ~ (27)，根据叠加原理得到岩石在三维应力状态下损伤黏弹塑性蠕变方程。

$$e'_{11} = \begin{cases} \frac{s_1 + 2s_3}{9K_1} + \frac{s_1 - s_3}{3G_1} + \frac{s_1 - s_3}{3G_2} \left[1 - \exp\left(-\frac{G_2}{h_2 l} t^l\right) \right] & (\& t \rightarrow \infty) = 0, s_0 < s_s \\ \frac{s_1 + 2s_3}{9K_1} + \frac{s_1 - s_3}{3G_1} + \frac{s_1 - s_3}{3G_2} \left[1 - \exp\left(-\frac{G_2}{h_2 l} t^l\right) \right] + \frac{s_1 - s_3}{3h_3} t & (\& t \rightarrow \infty) > 0, s_0 < s_s \\ \frac{s_1 + 2s_3}{9K_1} + \frac{s_1 - s_3}{3G_1} + \frac{s_1 - s_3}{3G_2} \left[1 - \exp\left(-\frac{G_2}{h_2 l} t^l\right) \right] + \frac{s_1 - s_3}{3h_3} t + \left(\frac{\sqrt{3} - 3a}{3} \right) t_f \frac{(1+n)[1 - (1-D)^n]}{2h_4 n} & (s_1 - s_3 - s_s) \quad (s_s \leq s_0) \end{cases} \quad (28)$$

2 参数辨识及模型验证

2.1 参数辨识

(1) G_1, K_1 的确定

$$\text{式 (28) 三维蠕变方程中的 } G_1 = \frac{E}{2(1+m)}, \quad K_1 =$$

$\frac{E}{3(1-2m)}$ 分别为剪切模量和体积模量，根据岩石同等

围压下常规三轴压缩试验得到的弹性模量 E 和泊松比 m 可以确定。

(2) G_2, h_2, l 的确定

$t \rightarrow \infty$ 时，式 (28) 第一式为

$$e'_{11}(t \rightarrow \infty) = \frac{s_1 + 2s_3}{9K} + \frac{s_1 - s_3}{3G} + \frac{s_1 - s_3}{3G_2} \quad (29)$$

将式 (28) 第一式减去式 (29) 并两边取对数为

$$\ln[e'_{11}(t \rightarrow \infty) - e'_{11}] = -\frac{G_2}{h_2 l} t^l + \ln \frac{s_1 - s_3}{3G_2} \quad (30)$$

$$\text{令 } f(t_i) = \ln[e'_{11}(t \rightarrow \infty) - e'_{11}(t_i)], \quad a_0 = -\frac{G_2}{h_2 l}, \quad b_0 =$$

$l, \quad c_0 = \ln \frac{s_1 - s_3}{3G_2}$ ，则式 (30) 为

$$f(t_i) = a_0 t_i^{b_0} + c_0 \quad (31)$$

通过对一系列的 $[t_i, f(t_i)]$ 试验数据进行非线性拟合，得到拟合参数 a_0, b_0, c_0 ，从而得到 G_2, h_2, l 为

$$\left. \begin{aligned} l &= b_0, \\ G_2 &= \frac{s_1 - s_3}{3e^{c_0}}, \\ h_2 &= -\frac{s_1 - s_3}{3a_0 b_0 e^{c_0}}. \end{aligned} \right\} \quad (32)$$

(3) h_3 的确定

根据试验结果确定岩石从衰减蠕变阶段进入等速蠕变阶段的时刻 t_a 及此时刻对应的应变 e_a ，该应变之后蠕变曲线斜率为 k ，

$$k = \frac{s_1 - s_3}{3h_3} \quad (33)$$

由式 (33) 可得

$$h_3 = \frac{s_1 - s_3}{3k} \quad (34)$$

(4) t_f, n, h_4 的确定

t_f 可根据蠕变试验获得；参数 n, h_4 需要采用最小二乘法确定。首先假定一组模型参数初始值 n^0, h_4^0 ，试验可得 m 组 (t_i, e_i) 试验值，在初始模型参数确定的情况下将每一个 t_i 代入损伤蠕变方程得到一个初始理论值 θ_i ，为使理论值与试验值尽可能的接近，则 m 组试验数据与理论值的差的平方和取最小值，

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sum_{i=1}^m [e_i - \tilde{e}_i(t_i, n^0, h_4^0)]^2}{\partial n^0} = 0, \\ \frac{\partial \sum_{i=1}^m [e_i - \tilde{e}_i(t_i, n^0, h_4^0)]^2}{\partial h_4^0} = 0. \end{aligned} \right\} \quad (35)$$

上述参数确定方法会出现模型参数初始值选取不恰当而导致迭代不收敛的情况，因此在迭代的过程中采用 Levenberg-Marquardt 算法，该算法通过引入阻尼因子对最小二乘法进行改进，避免出现迭代不收敛的情况^[19]。

2.2 模型验证

本文采用文献[20]的砂岩常规三轴分级加载压缩蠕变试验数据对黏弹塑性损伤蠕变模型的适用性进行验证。试验采用 RLW-2000 岩石材料试验机对重庆地区某深基坑砂岩进行围压分别为 0, 5, 10 MPa 下的压缩蠕变试验，加载级数为 6 级，每级的应力水平见表 1。

表 1 压缩蠕变试验分级加载各级荷载拟定值

Table 1 Loading values of compression creep tests under step loading

围压 /MPa	应力水平/MPa					
	第一级	第二级	第三级	第四级	第五级	第六级
0	8.15	16.31	24.46	32.61	40.76	48.92
5	10.63	21.27	31.90	42.53	53.17	63.80
10	13.09	26.17	39.26	52.35	65.43	78.52

根据试验结果，采用 2.1 节模型参数确定方法得到不同围压下蠕变模型参数见表 2, 3。围压为 0, 5 MPa 时，前三级应力水平下，砂岩等速蠕变阶段的速率基本为 0，此时采用式 (28) 的第一式进行描述；第四、五级应力水平下，砂岩应变不仅包括弹性、黏弹性应变还包括黏性应变，此时采用式 (28) 的第二式进行描述；第六级应力水平超过了砂岩的长期强度，故采用式 (28) 的第三式进行描述。描述结果如图 4, 5 所示。

图 4, 5 分别是围压为 0, 5 MPa 时砂岩分级加载压缩蠕变试验曲线与黏弹塑性损伤蠕变模型理论曲线对比结果，由图可知，无论是一维应力状态下还是三

维应力状态下，试验曲线和理论曲线的吻合程度非常高。一方面由于本文建立的复合蠕变模型能够全面反应岩石不同阶段的蠕变特性，另一方面由于岩石试样在静载条件下试验曲线较光滑波动较小，因而模型理论曲线与试验曲线基本一致。同时，也可看出黏弹塑性损伤蠕变模型不仅可以精确描述低应力水平下砂岩的衰减、等速蠕变特性，而且能够描述砂岩在高应力状态下的加速蠕变特征，验证了模型的适用性。

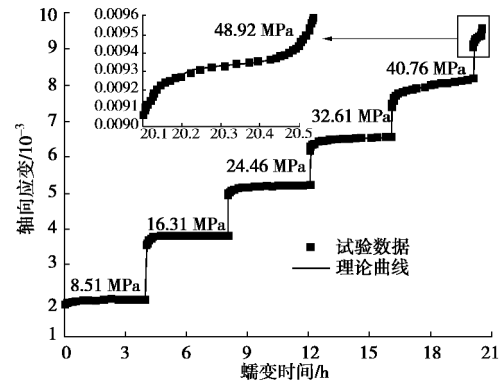


图 4 围压为 0 MPa 时理论曲线与试验曲线的对比图

Fig. 4 Comparison between creep test and theoretical curves at

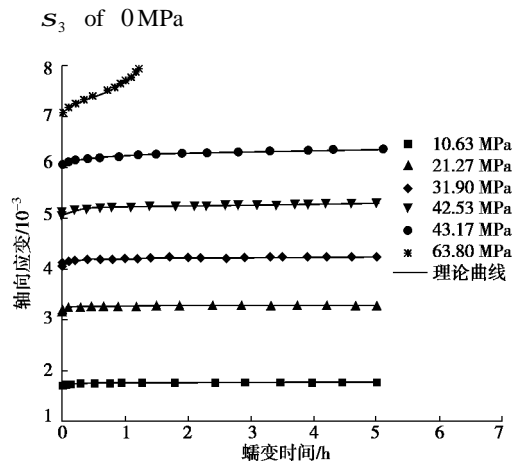


图 5 围压为 5 MPa 时理论曲线与试验曲线的对比图

Fig. 5 Comparison between creep test curves and theoretical curves at S_3 of 5 MPa

表 2 单轴压缩蠕变模型参数

Table 2 Parameters of uniaxial compression creep model

应力水平/MPa	E_1 /GPa	E_2 /GPa	h_2 /(GPa·h ^λ)	l	h_3 /(GPa·h)	h_4 /(MPa·h)	t_f /h	n
8.15	4.312	51.258	26.519	0.767	—	—	—	—
16.31	4.556	64.722	15.318	0.773	—	—	—	—
24.46	4.941	84.637	85.397	0.530	—	—	—	—
32.61	5.277	93.707	119.044	0.440	2885.841	—	—	—
40.76	5.500	100.891	15.102	1.030	427.792	—	—	—
48.92	5.406	0.098	1.443	0.958	0.041	31.561	20.436	0.6

表 3 围压为 5 MPa 压缩蠕变模型参数

Table 3 Parameters of compression creep model at S_3 of 5 MPa

应力水平/MPa	K_1 /GPa	G_1 /GPa	G_2 /GPa	h_2 /(GPa·h ^{λ})	l	h_3 /(GPa·h)	h_4 /(MPa·h)	t_f /h	n
10.63			43.960	19.318	0.608	—	—	—	—
21.27			64.105	48.972	0.476	—	—	—	—
31.90	10.333	4.769	68.162	83.841	0.482	—	—	—	—
42.53			82.904	50.306	0.629	1172.594	—	—	—
53.17			94.273	75.936	0.732	784.218	—	—	—
63.80			2.174	21.822	0.766	0.165	0.102	26.52	0.5

为进一步验证本文所建蠕变模型的可行性, 根据围压为 5 MPa 的模型参数, 对围压为 10 MPa 时的砂岩蠕变曲线进行预测。由于试样取自同一基坑, 且都属于砂岩, 因此认为试样的蠕变参数近似相同, 只有应力水平和蠕变时间与围压为 5 MPa 时不同, 得到的预测曲线与试验曲线对比结果见图 6。

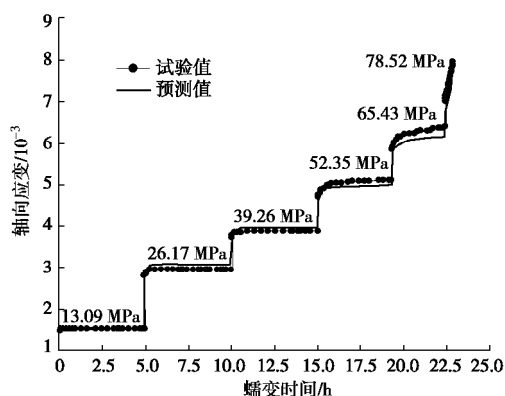


图 6 围压为 10 MPa 时预测曲线与试验曲线的对比图

Fig. 6 Comparison between creep test and predicted curves at S_3 of 10 MPa

由图 6 可知, 围压为 10 MPa 砂岩的蠕变曲线与预测曲线存在一定的误差, 这是由于试样之间不可避免的差异性导致的。但应变与蠕变时间的变化趋势两者基本一致, 因此, 本文所建立的岩石蠕变模型用于描述不同应力状态下蠕变特性是合理可行的。

3 结 论

(1) 采用 Kachanov 蠕变损伤理论, 将损伤变量引入黏性体微分本构方程, 导出了损伤黏塑性体的微分本构关系和蠕变方程, 从而改进了用有效应力直接代替蠕变方程中的应力来建立损伤蠕变方程的方法。

(2) 根据非线性流变理论以及损伤理论, 同时考虑 Kelvin 体黏性系数的时间相关性和加速蠕变阶段的蠕变损伤, 提出非线性 Kelvin 体和损伤黏塑性体, 并与弹性体和黏性体串联建立能够同时描述岩石瞬时弹性应变、非线性黏弹性应变、黏性应变和非线性黏塑性应变的损伤蠕变模型。推导岩石在恒应力情况下的

一维、三维微分型损伤本构方程, 再根据叠加原理得到蠕变损伤方程, 并给出简单可行的模型参数辨识方法。

(3) 采用不同围压和不同应力水平下砂岩常规三轴压缩蠕变试验数据对黏弹塑性损伤蠕变模型适用性进行验证, 结果表明该蠕变模型不仅可以精确反映衰减、等速阶段蠕变曲线的非线性特征, 而且能够描述岩石在高应力状态下的加速蠕变特征。

(4) 黏弹塑性损伤蠕变模型可用于预测洞室或隧道开挖后围岩随时间推移的变形趋势, 为围岩支护和衬砌施工提供理论依据。同时, 也可以结合工程实例, 对受不同围压作用下围岩变形进行数值模拟分析, 为施工过程的合理性与安全性提供建议。

参考文献:

[1] 孙 钧. 岩石流变力学及其工程应用研究的若干进展[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(6): 1081 - 1106. (SUN Jun. Rock rheological mechanics and its advance in engineering applications[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(6): 1081 - 1106. (in Chinese))

[2] 张亮亮, 王晓健. 基于广义伯格模型的岩石损伤蠕变模型[J]. 中国安全科学学报, 2019, 29(1): 125 - 131. (ZHANG Liang-liang, WANG Xiao-jian. Rock damage creep model based on generalized Burgers model[J]. China Safety Science Journal, 2019, 29(1): 125 - 131. (in Chinese))

[3] 徐卫亚, 杨圣奇, 褚卫江. 岩石非线性黏弹塑性流变模型(河海模型)及其应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(3): 433 - 447. (XU Wei-ya, YANG Sheng-qi, CHU Wei-jiang. Nonlinear viscoelasto-plastic rheological model (Hohai model) of rock and its engineering applications[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(3): 433 - 447. (in Chinese))

[4] 阎 岩, 王思敬, 王恩志. 基于西原模型的变参数蠕变方程[J]. 岩土力学, 2010, 31(10): 3025 - 3035. (YAN Yan, WANG Si-jing, WANG En-zhi. Creep equation of variable parameters based on Nishihara model[J]. Rock and Soil

- Mechanics, 2010, **31**(10): 3025 - 3035. (in Chinese))
- [5] ZHAO Y L, WANG Y X, WANG W J, et al. Modeling of non-linear rheological behavior of hard rock using triaxial rheological experiment[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 2017, **93**: 66 - 75.
- [6] LIU H Z, XIE H Q, HE J D, et al. Nonlinear creep damage constitutive model for soft rocks[J]. Mechanics of Time-dependent Materials, 2017, **21**(1): 73 - 96.
- [7] 朱昌星, 阮怀宁, 朱珍德, 等. 岩石非线性蠕变损伤模型的研究[J]. 岩土工程学报, 2008, **30**(10): 1510 - 1513. (ZHU Chang-xing, RUAN Huai-ning, ZHU Zhen-de, et al. Non-linear rheological damage model of rock[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, **30**(10): 1510 - 1513. (in Chinese))
- [8] FOSSUM A F, BRODSKY N S, CHAN K S, et al. Experimental evaluation of a constitutive model for inelastic flow and damage evolution in solids subjected to triaxial compression[C]// The 34th US Symposium on Rock Mechanics (USRMS), 1993, Madison.
- [9] CAO P, WEN Y D, WANG Y X, et al. Study on nonlinear damage creep constitutive model for high-stress soft rock[J]. Environmental Earth Sciences, 2016, **75**(10): 900 - 908.
- [10] KACHANOV M. Effective elastic properties of cracked solids: critical review of basic concepts[J]. Applied Mechanics Reviews, 1992, **45**(8): 304 - 335.
- [11] WANG J B, LIU X R, SONG Z P, et al. An improved Maxwell creep model for salt rock[J]. Geotechnical Mechanics and Engineering, 2015, **9**(4): 499 - 511.
- [12] 袁海平, 曹平, 许万忠, 等. 岩石粘弹塑性本构关系及改进的 Burgers 蠕变模型[J]. 岩土工程学报, 2006, **28**(6): 796 - 799. (YUAN Hai-ping, CAO Ping, XU Wan-zhong, et al. Visco-elastop-lastic constitutive relationship of rock and modified Burgers creep model[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(6): 796 - 799. (in Chinese))
- [13] 胡亚元. 剪切双曲线型等效时间流变模型[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(8): 1549 - 1555. (HU Ya-yuan. Shear hyperbolic-type equivalent-time rheological model[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(8): 1549 - 1555. (in Chinese))
- [14] 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-jian, 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))
- [15] PERZYNA P. Fundamental problems in viscoplasticity[J]. Advance in Applied Mechanics, 1966, **9**(9): 353 - 377.
- [16] Al-RUB R K A, DARABI M K, KIM S M, et al. Mechanistic-based constitutive modeling of oxidative aging in aging-susceptible materials and its effect on the damage potential of asphalt concrete[J]. Construction and Building Materials, 2013, **41**: 439 - 454.
- [17] NAZARY Moghadam S, MIRZABOZORG H, NOORZAD A. Modeling time-dependent behavior of gas caverns in rock salt considering creep, dilatancy and failure[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2013, **33**: 171 - 185.
- [18] 单仁亮, 白瑶, 孙鹏飞, 等. 冻结层状红砂岩三轴蠕变特性及本构模型研究[J]. 中国矿业大学学报, 2019, **48**(1): 12 - 22. (SHAN Ren-liang, BAI Yao, SUN Peng-fei, et al. Study of triaxial creep mechanical properties and constitutive model of frozen stratified red sandstone[J]. Journal of China University of Mining & Technology, 2019, **48**(1): 12 - 22. (in Chinese))
- [19] 李青麒. 软岩蠕变参数的曲线拟合计算方法[J]. 岩石力学与工程学报, 1998, **17**(5): 559 - 564. (LI Qing-qi. Curve fitting method for creep parameter of soft rock[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1998, **17**(5): 559 - 564. (in Chinese))
- [20] 刘东燕, 谢林杰, 虞晓峰, 等. 不同围压作用下砂岩蠕变特性及非线性黏弹塑性模型研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, **36**(增刊 2): 3705 - 3712. (LIU Dong-yan, XIE Lin-jie, TUO Xiao-feng, et al. Creep properties of sandstone under different confining pressures and research on a nonlinear viscoelasto-plastic creep model[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, **36**(S2): 3705 - 3712. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202006013

水平地震作用下浅埋隧道围岩压力的计算方法研究

卢钦武, 邓涛, 关振长*

(福州大学土木工程学院, 福建 福州 350116)

摘要: 以现行规范中浅埋隧道围岩压力计算的力学模型为基础, 引入水平条分原理和水平地震系数, 建立一套地震工况下浅埋隧道围岩压力计算方法。与规范方法及杨小礼方法相比, 将静力工况与地震工况结合到统一力学模型中, 且将岩土体的两个强度参数作为独立因素考虑, 且能考虑岩土体分层的实际情形。通过简单算例的对比分析, 认为将黏聚力和内摩擦角作为独立因素考虑, 能更为准确地计算隧道围岩压力; 通过多层算例的对比分析, 认为隧道自身所穿越地层的围岩条件, 对其围岩压力分布特性起主要作用; 进一步利用方法, 探讨岩土体强度参数和水平地震系数, 对破裂角和竖向围岩压力的影响。研究成果可为浅埋隧道的抗震计算或设计提供更为准确可靠的理论依据或技术参考。

关键词: 浅埋隧道; 水平地震系数; 条分法; 破裂角; 围岩压力

中图分类号: U451; TU435 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)06-1093-08

作者简介: 卢钦武(1995—), 男, 博士研究生, 主要从事隧道工程方面研究工作。E-mail: lqw5467@163.com。

Ground loading of shallow tunnels under seismic scenario

LU Qin-wu, DENG Tao, GUAN Zhen-chang

(College of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou 350116, China)

Abstract: Based on the calculation diagram specified by the current codes, the horizontal slice principle and the horizontal seismic coefficient are introduced to establish a general method for calculating the ground loading of shallow tunnels under seismic scenario. Compared with the traditional methods, it can unify the static and seismic scenarios into one single calculation diagram, separate two strength parameters apart as independent factors, and consider the multiple-layered ground condition. The case study of simple ground shows that the separation of cohesion and friction angle can describe the ground loading in a more accurate way. The case study of multi-layered ground shows that the ground condition within the range of tunnel itself plays a key role for the distribution of ground loading. Moreover, the influences of two strength parameters and horizontal seismic coefficient on the rupture angle and vertical ground loading are further analyzed through a series of case studies. The proposed method provides a reliable theoretical basis and technical reference for the anti-seismic analysis of shallow tunnels.

Key word: shallow tunnel; horizontal seismic coefficient; slice method; rupture angle; ground loading

0 引言

从近年来数次大地震的震后调查结果来看, 有相当数量的山岭隧道遭受不同程度破坏^[1-2]。尤其是埋深较浅、围岩条件较差的洞口段, 衬砌结构容易出现大量开裂甚至掉块等严重破坏^[3]。因此, 对山岭隧道抗震计算方法展开深入研究, 具有重要的科学研究价值与工程实践意义。

目前隧道工程中常用的抗震计算方法主要有地震系数法、反应位移法和动力时程法等。其中地震系数法因其计算难度低, 力学机理清晰的特点, 而广泛应用于隧道抗震计算与设计中。对于埋深介于 1.0 倍~2.5 倍等效荷载高度之间的浅埋隧道, 现行规范基于库仑破裂面假定, 考虑两侧楔形块与拱顶矩形块的力系平衡, 给出了其竖向围岩压力和侧向围岩压力的计算

方法^[4]。若进一步考虑地震工况, 现行规范基于地震系数法, 给出了衬砌自重惯性力、上覆土柱惯性力、侧向围岩压力增量的计算方法, 并将上述附加荷载叠加到原静力工况上^[5]。

在上述规范方法基础上, Liu 等^[6]通过数值模拟和理论推导, 研究了地震作用下偏压隧道破裂角度、破坏模式和围岩松弛压力分布, 并推导出围岩松弛压力解析解。杨小礼等^[7]基于地震系数法推导了考虑地震作用下的隧道围岩压力计算公式, 并对其进行参数敏感性分析。李鹏飞等^[8]考虑连拱隧道双塌落拱的几何与结构不对称, 根据普氏理论推导了深埋情况的围岩

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51678155)

收稿日期: 2019-07-22

*通信作者 (E-mail: gaussto@hotmail.com)

压力计算公式。张露晨等^[9]将地震荷载转化为等效静力，利用关键块体理论矢量分析方法求解隧道围岩压力。张治国等^[10-11]基于地震系数法，提出地震作用下考虑黏聚力的隧道围岩压力计算方法。

上述规范或文献中，均假定地层是单一均质的，未能考虑多层岩土体的情况。而另一方面，基于微单元体极限平衡的水平或竖向条分法，已在边坡及挡墙工程的设计计算中得到广泛应用^[12]，能够较精确地给出静力工况或地震工况下土压力的强度分布，进而评价边坡或挡墙的整体稳定性^[13-16]。因此本文将水平条分原理引入基于附加地震系数的隧道抗震计算中，能更全面且更精确地给出地震工况下浅埋隧道围岩压力的解析解，进而为其抗震设计提供可靠依据。

1 规范中围岩压力计算方法

1.1 静力工况下的计算简图

对埋深大于 2.5 倍等效荷载高度的深埋隧道，其竖向围岩压力直接按照等效荷载高度 h_q 计算；对埋深小于 1.0 倍等效荷载高度的超浅埋隧道，其竖向围岩压力直接按照埋深 H 计算。对埋深介于二者之间的浅埋隧道 ($h_q < H < 2.5h_q$)，现行规范中给出其围岩压力的计算方法如图 1 所示^[4]。

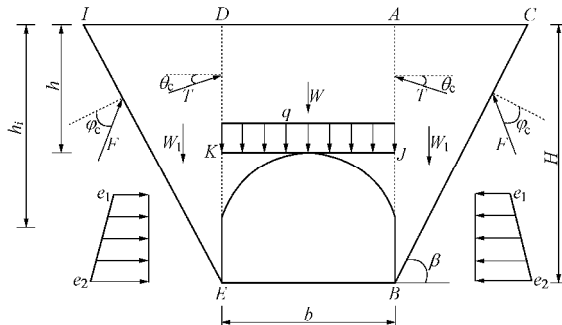


图 1 浅埋隧道围岩压力的计算简图

Fig. 1 Calculation diagram for ground loading of shallow tunnel

假定隧道顶部地层 $AJKD$ 下沉时，带动两侧三角形地层 ABC 与 DEI 分别沿破裂面 BC 与 EI 滑移，并与水平面间成锐角 β 。其抗滑移能力取决于岩土体强度参数，用计算内摩擦角 j_c 表示。 AJ 与 DK 为潜在滑移面，其力学参数稍弱于破裂面，一般将破裂面参数乘以折减系数 δ ，得到潜在滑移面上的摩擦角 q_c 。相关规范中给出了各级围岩计算内摩擦角及折减系数的建议取值范围^[4]。

1.2 静力工况下的围岩压力

对两侧楔形块进行受力分析，楔形块自重 W_1 、破裂面上的支撑力与摩擦力的合力 F 、潜在滑移面上的支撑力与摩擦力的合力 T ，三者达到平衡，由此可求得

$$T = \frac{1}{2} g H^2 \frac{I}{\cos q_c}, \quad (1)$$

$$I = \frac{\tan b - \tan j_c}{\tan b [1 + \tan b (\tan j_c - \tan q_c) + \tan j_c \tan q_c]}, \quad (2)$$

式中， g 为地层重度， I 为侧压力系数^[4]。

上述潜在滑移面上的作用合力 T ，实际上是破裂角 b 的函数，对其求导等零，得到最大作用合力所对应的破裂角^[4]：

$$\tan b = \tan j_c + \sqrt{\frac{(\tan^2 j_c + 1) \tan j_c}{\tan j_c - \tan q_c}}. \quad (3)$$

进一步考虑拱顶矩形块体 $AJKD$ ，根据竖向受力平衡，得上覆竖向总合力 Q 为

$$Q = g h b - 2T \sin q_c, \quad (4)$$

式中， b 为隧道宽度， h 为隧道顶部埋深。

假定总合力均布于隧道顶部，得竖向围岩压力 q 为^[4]

$$q = Q/b = g h - 2T \sin q_c / b. \quad (5)$$

同时各深度处的水平向围岩压力等于其上覆竖向压力乘以侧压力系数，

$$e_i = g h_i I, \quad (6)$$

式中， h_i 为侧压力计算各点的埋深^[4]。

1.3 地震工况下的附加围岩压力

若进一步考虑水平向或竖向地震作用，采用修正地震系数法计算时，认为衬砌结构承受的附加围岩压力主要包括上覆土柱惯性力、侧向土压力增量。现行规范中给出了上述附加围岩压力的计算方法（其中上覆土柱高度需根据围岩级别和隧道跨度进行修正），并将其叠加到静力工况的计算图示中^[5]。

2 基于水平条分的围岩压力计算方法

上述规范方法只能考虑均质地层，且用计算内摩擦角代替黏聚力与内摩擦角，同时将静力工况与地震工况分开考虑。为克服上述不足，本文将水平条分原理引入基于附加地震系数的隧道抗震计算中，推导地震工况下浅埋隧道围岩压力的解析解。

2.1 计算简图

采用地震系数法考虑水平向地震作用，即对所有地层施加附加惯性力（假定方向指向左侧），其量值等于地震系数 k_h 乘以其重力 W 。同时不采用计算摩擦角，而是将地层的黏聚力和内摩擦角分开考虑。根据以上假定建立地震工况下浅埋隧道围岩压力的计算简图如图 2 所示。

图 2 中除地震系数 k_h 外，所有符号的物理意义均与图 1 相同。但需要注意的是，由于左右两侧不对称，故大部分符号都冠以上标 r 或 l 来表示右侧或左侧；

另外由于将黏聚力和内摩擦角分开考虑, 故破裂面 BC 和 EI 上 (同理, 潜在滑移面 AJ 与 DK 上), 除支持力和摩擦力的合力外, 还存在沿破裂面 (或潜在滑移面) 的黏聚阻力。

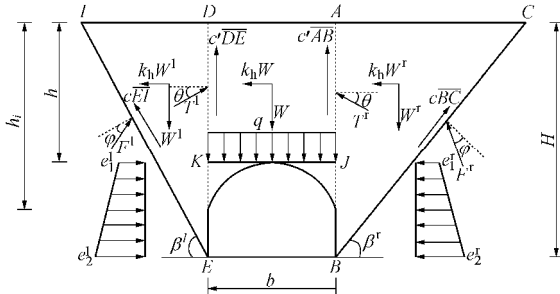


图 2 地震工况下浅埋隧道围岩压力的计算简图

Fig. 2 Calculation diagram for ground loading of shallow tunnel under seismic scenario

2.2 条分法计算楔形块侧向作用合力 (右侧)

取右侧楔形块体 ABC 进行分析, 其受力简图如图 3 所示。作用力包括楔形块自重 W^r ; 水平地震作用力 $k_h W^r$; 破裂面上的支撑力与摩擦力的合力 F^r , 其与破裂面法线方向夹角 φ ; 潜在滑移面上的支撑力与摩擦力的合力 T^r , 其与潜在滑移面法线方向夹角 θ ; 破裂面上黏聚阻力 $c\overline{BC}$; 潜在滑移面上黏聚阻力 $c'\overline{AB}$ 。

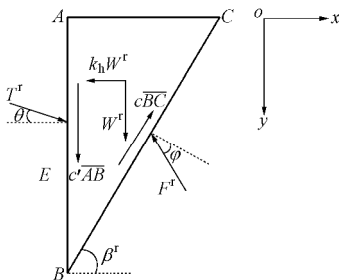


图 3 右侧楔形块的受力简图

Fig. 3 Force diagram of wedge block at right side

对上述楔形块沿水平方向截取厚度为 dy 的微元条 $abcd$, 其受力简图如图 4 所示。各作用力的物理意义与图 3 完全一致, 但微元条还额外受到条间力 G 作用, 其方向与竖直线成 η 角 (η 为地震角, $\tan\eta=k_h$)。另需说明的是, 为简化符号, 以下针对微元条的公式推导过程中均不带上标 r 。

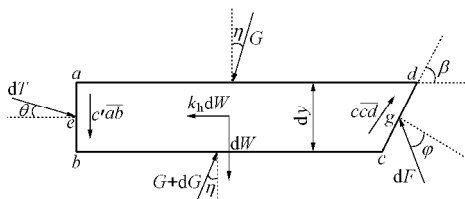


图 4 右侧楔形微元条的受力简图

Fig. 4 Force diagram of wedge slice at right side

微元条上的几何关系和自重如下所示:

$$\left. \begin{aligned} \overline{AB} &= H, \\ \overline{AC} &= H \tan(90^\circ - b), \\ \overline{ab} &= dy, \\ \overline{cd} &= dy / \sin b, \\ \overline{ad} &= (H - y) \tan(90^\circ - b), \\ \overline{bc} &= (H - y - dy) \tan(90^\circ - b), \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

$$dW = \frac{1}{2} g dy (\overline{ad} + \overline{bc}) \quad (8)$$

根据图 4 所示微元条受力简图, 建立 x 向与 y 向的力平衡方程:

$$dT \cos q + c\overline{cd} \cos b + (G + dG) \sinh = dF \cos(90^\circ - b + j) + k_h dW + G \sinh \quad (9)$$

$$dW + G \cosh + c'\overline{ab} + dT \sin q = (G + dG) \cosh + c\overline{cd} \sin b + dF \sin(90^\circ - b + j) \quad (10)$$

以 cd 边中点为矩心, 建立力矩平衡方程:

$$dT \sin q \overline{eg} + c'\overline{abeg} + dW \frac{\overline{eg}}{2} + G \sinh \frac{1}{2} dy + G \cosh \left(\frac{\overline{ad}}{2} - \frac{dy}{2 \tan b} \right) + (G + dG) \sinh \frac{1}{2} dy = (G + dG) \cosh \left(\frac{\overline{bc}}{2} + \frac{dy}{2 \tan b} \right) \quad (11)$$

联立式 (9) ~ (11), 令 dy 趋于 0 并忽略高阶无穷小, 则作用在微元条上的 3 个未知力 dF , dT 和 dG :

$$dF = \frac{dT \cos q + cdy \cot b + dG \sinh - k_h dW}{\sin(b - j)} \quad (12)$$

$$dT = \frac{dG(\cosh \tan(b - j) + \sinh) - dW(k_h + \tan(b - j))}{\sin q \tan(b - j) - \cos q} + \frac{cdy(\tan(b - j) + \cot b) - c'dy \tan(b - j)}{\sin q \tan(b - j) - \cos q} \quad (13)$$

$$\frac{dG}{dy} + \frac{G}{H - y} \frac{z_2}{z_1} = (H - y) \frac{z_3}{z_1} + \frac{z_4}{z_1} \quad (14)$$

需要注意的是, 上述 dG 是以微分形式表达的, 且涉及符号较多, 故引入中间变量 $z_1 \sim z_4$ 以简化表达:

$$\left. \begin{aligned} z_1 &= \frac{(\cosh \tan(b - j) + \sinh) \cot b - \cosh \cot b}{\tan(b - j) - \cot q} - \frac{\cosh \cot b}{2}, \\ z_2 &= \sinh - \frac{\cosh \cot b}{2}, \\ z_3 &= g(\cot b)^2 \left(\frac{\tan(b - j) + \cot q + 2k_h}{2(\tan(b - j) - \cot q)} \right), \\ z_4 &= -\cot b \left(\frac{c(\tan(b - j) + \cot b) - c' \cot q}{\tan(b - j) - \cot q} \right). \end{aligned} \right\}$$

代入边界条件 $G|_{y=0}=0$, 求解微分方程式 (14), 可得条间力 G :

$$G = (H - y)^{\frac{z_3}{z_1}} \left(z_5 - \frac{z_3}{2z_1 - z_2} (H - y)^{\frac{2 - z_3}{z_1}} - \frac{z_4}{z_1 - z_2} (H - y)^{\frac{1 - z_3}{z_1}} \right)$$

$$z_5 = \frac{z_3}{2z_1 - z_2} H^{\frac{2 - z_3}{z_1}} + \frac{z_4}{z_1 - z_2} H^{\frac{1 - z_3}{z_1}}, \quad (15)$$

式中, z_5 为中间变量。

对条间力 G 求微分, 得到 dG 的显示表达, 并代入式 (13), 经整理简化后, 得到微元条潜在滑移面上作用力 dT :

$$dT = \frac{dG(\cosh \tan(b - j) + \sinh h)}{\sin q \tan(b - j) - \cos q} - \frac{g(H - y) \cot b (\tan(b - j) - k_h)}{\sin q \tan(b - j) - \cos q} dy + \frac{c(\tan(b - j) + \cot b) - c' \tan(b - j)}{\sin q \tan(b - j) - \cos q} dy \quad (16)$$

若地层由上至下可分为 n 层, 对式 (16) 沿埋深进行分段积分, 即可得到潜在滑移面上侧向作用合力 T^r :

$$T^r = \sum_{i=1}^n \int_{h_i}^{h_{i+1}} dT, \quad (17)$$

式中, h_i, h_{i+1} 为第 i 层顶面与底面深度。

2.3 条分法计算楔形块侧向作用合力 (左侧)

同理, 取左侧楔形块体 DEI 进行分析, 其受力简图如图 5 所示, 各符号物理意义与图 3 一致, 但冠以上标 1 表示左侧。

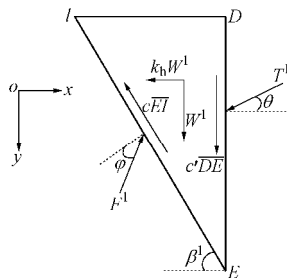


图 5 左侧楔形块的受力简图

Fig. 5 Force diagram of wedge block at left side

对左侧楔形块 DEI 截取厚度为 dy 的微元条分析如图 6 所示 (为简化推导过程, 针对微元条的公式推导过程中均不带上标 1)。

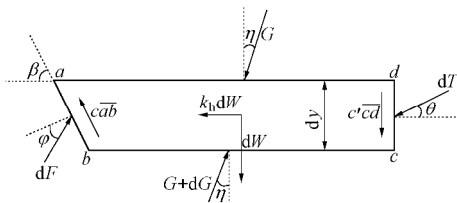


图 6 左侧楔形微元条的受力简图

Fig. 6 Force diagram of wedge slice at left side

受力分析与公式推导过程与右侧类似, 最终可得

微元条潜在滑移面上作用力 dT :

$$dT = \frac{dG(\cosh \tan(b - j) + \sinh h)}{\sin q \tan(b - j) - \cos q} - \frac{g(H - y) \cot b (\tan(b - j) - k_h)}{\sin q \tan(b - j) - \cos q} dy + \frac{c(\tan(b - j) + \cot b) - c' \tan(b - j)}{\sin q \tan(b - j) - \cos q} dy \quad (18)$$

若地层由上至下可分为 n 层, 对其沿深度方向进行分段积分, 可得潜在滑移面上侧向作用合力 T^l :

$$T^l = \sum_{i=1}^n \int_{h_i}^{h_{i+1}} dT \quad (19)$$

2.4 竖向围岩压力的解析解

取隧道拱顶矩形块体 $AJKD$ 进行分析, 如图 7 所示, 符号意义同前。根据竖向受力平衡, 可得作用于隧道拱顶的竖向总合力 Q' :

$$Q' = ghb - (T^r + T^l) \sin q - 2c'h \quad (20)$$

假定总合力沿隧道拱顶均布, 得竖向围岩压力 q' :

$$q' = Q'/b = gh - (T^r + T^l) \sin q / b - 2c'h/b \quad (21)$$

另外根据水平受力平衡, 可得作用于隧道拱顶的水平向总合力 P' 为

$$P' = k_h ghb - (T^r - T^l) \cos q \quad (22)$$

假定总合力沿隧道拱顶均布, 得隧道拱顶的水平向摩擦力 p' 为

$$p' = k_h gh - (T^r - T^l) \cos q / b \quad (23)$$

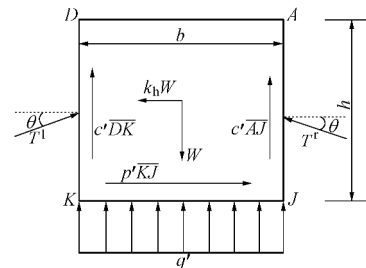


图 7 隧道拱顶矩形块体的受力简图

Fig. 7 Force diagram of rectangular block above tunnel crown

2.5 水平向围岩压力的解析解

对左右楔形块而言, 分层求其自重:

$$\left. \begin{aligned} W^r &= \sum_{i=1}^n \int_{h_i}^{h_{i+1}} dW, \\ W^l &= \sum_{i=1}^n \int_{h_i}^{h_{i+1}} dW. \end{aligned} \right\} \quad (24)$$

已知其潜在滑移面上的侧向作用合力, 根据侧压力系数的定义 (式 (1)), 解得左右侧的侧压力系数分别为

$$\left. \begin{aligned} I^r &= \frac{T^r \cos q}{W^r}, \\ I^l &= \frac{T^l \cos q}{W^l}. \end{aligned} \right\} \quad (25)$$

进而根据侧压力系数, 可求得各深度处水平向围岩压力的表达式:

$$\left. \begin{aligned} e_i^r &= I^r \sum_{i=1}^n g_i (h_{i+1} - h_i), \\ e_i^l &= I^l \sum_{i=1}^n g_i (h_{i+1} - h_i). \end{aligned} \right\} \quad (26)$$

3 破裂角 β 的图解法

上述考虑地震工况的浅埋隧道围岩压力计算方法中, 关键是求得两侧潜在滑移面上的作用合力 T^r 和 T^l 。如式 (17) (或式 (19)) 所示, 侧向作用合力实际上是破裂角 b^r (或 b^l) 的函数, 使侧向作用合力取极大值时的破裂角即为真实破裂角, 一般可通过试算法求解。对于单一均质地层情形, 可采用图解法的思路, 即将关于角度的函数转化为关于长度的函数, 进而求解该函数的极大值问题。

以右侧楔形块为例 (如图 8 所示), 过 B 点作直线 BL 与水平线夹角为 φ , 与 AC 延长线交于 L 点, 分别过 A, C 点作垂线 AM, CN 交 BL 于 M, N 点。根据三角函数关系得

$$\left. \begin{aligned} \cot b^r &= \frac{1}{\tan j} - \frac{1}{\sin j \cos j} + \frac{\overline{BN}}{H \cos j}, \\ \tan(b^r - j) &= \frac{H}{\overline{BN} \cos j} - \tan j. \end{aligned} \right\} \quad (27)$$

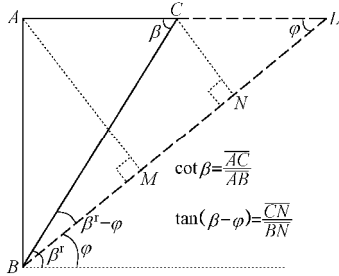


图 8 临界破裂角的图解法

Fig. 8 Graphic method for critical rupture angle

将其代入式 (17) 并对 \overline{BN} 求导令其等零, 求得关于 \overline{BN} 的解为

$$\overline{BN} = \frac{-I_2 + \sqrt{I_2^2 - 4I_1 I_3}}{2I_1}, \quad (28)$$

式中, I_1, I_2, I_3 为中间变量, $I_1 = 0.5gH \cos(j - q)(k_h - \tan j) - c \cos(j - q)$, $I_2 = 2cH \cdot \sin q - gH^2 \sin q(k_h - \tan j)$,

$$I_3 = H^2 \sin q \sin j (c' - 2c) + (cH^2 - c'H^2) \cdot \cos(j - q) - \frac{1}{2}gH^3.$$

$$\left[\sin q \left(\frac{1 + (\sin j)^2}{\cos j} - k_h \sin j \right) - \tan j \cos(j - q) \right].$$

将式 (28) 代入式 (27) 求得临界破裂角为

$$b^r = \operatorname{arccot} \left(\frac{1}{\tan j} - \frac{1}{\sin j \cos j} + \frac{\overline{BN}}{H \cos j} \right). \quad (29)$$

4 简单算例与多层算例

4.1 与规范方法对比

单一均质地层情况下, 若不考虑地震作用 (令 $k_h=0$), 不考虑地层的黏聚力 (令 $c=0, c'=0$), 且用计算摩擦角代替摩擦角 (令 $\varphi=\varphi_c, \theta=\theta_c$), 则本文所述侧向作用合力 T^r (或 T^l) 的式 (17) (或式 (19)), 即退化成规范方法的式 (1); 竖向围岩压力的式 (21) 即退化成规范方法的式 (4)。因此, 规范方法实际上是本文方法的一个特例。

以下通过简单算例, 比较两种计算方法的异同。选取隧道的几何参数 $b=10.5 \text{ m}, H=20 \text{ m}, h=12 \text{ m}$; 参考相关规范选取 IV 级、V 级和 VI 级围岩的物理力学参数, 如表 1 所示。需要说明的是, 规范方法中采用岩土体的计算内摩擦角及潜在面折减系数; 而本文方法中则采用岩土体的黏聚力、内摩擦角及潜在面折减系数。

表 1 各等级围岩参数取值

Table 1 Properties of rock/soil mass

围岩级别	重度 $\gamma / (\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	计算内摩擦角 $\varphi_c / (^\circ)$	黏聚力 c / kPa	内摩擦角 $\varphi / (^\circ)$	折减系数 δ
IV	23	50	50	31	0.8
V	20	45	30	30	0.6
VI	16	30	15	17	0.4

采用本文方法与规范方法, 计算得到破裂角和竖向围岩压力, 如表 2 所示。可知本文方法计算所得破裂角比规范方法略小 $4^\circ \sim 8^\circ$; 对于竖向围岩压力, 在围岩等级较低时, 二者计算结果较为接近; 随着围岩等级提高, 本文方法计算结果显著小于规范方法。究其原因认为, 本文方法将黏聚力和内摩擦角作为独立因素考虑, 式 (17) (或式 (19)) 相对于式 (1), 式 (21) 相对于式 (5), 考虑了黏聚力的有利影响, 体现了高等级围岩的自稳性, 能更为准确地计算隧道围岩压力。

表 2 与规范方法的计算结果对比

Table 2 Calculated results compared with code's method

围岩级别	破裂角 $\beta / (^\circ)$		竖向压力 q' / kPa	
	规范方法	本文方法	规范方法	本文方法
IV	76.2	71.8	124.8	74.3
V	71.7	66.7	153.3	133.3
VI	63.8	58.7	142.0	143.8

4.2 与杨小礼方法的验证对比

若考虑地震作用, 不考虑地层的黏聚力 (令 $c=0, c'=0$), 且用计算摩擦角代替摩擦角 (令 $\varphi=\varphi_c, \theta=\theta_c$),

则本节所述侧向作用合力 T' (或 T^l) 的式 (17) (或式 (19)), 即退化成杨小礼方法的相应公式^[7]。当 $k_h=0.1$ 时, 计算得到破裂角和竖向围岩压力如表 3 所示。

表 3 与杨小礼方法的计算结果对比

Table 3 Calculated results compared with Yang's method

围岩级别	破裂角 $\beta^l/\beta^r/(\circ)$		竖向压力 q'/kPa	
	杨小礼法	本文方法	杨小礼法	本文方法
IV	74.2/78.0	69.8/73.4	123.3	73.6
V	69.0/74.1	64.0/69.1	152.2	132.9
VI	59.8/67.2	59.8/67.2	141.7	143.0

需要指出的是, 当考虑地震力作用时, 两侧楔形体的破裂角是不同的。本文假定水平地震力指向左侧, 故右侧楔形体的破裂角小于左侧, 即右侧楔形体体积大于左侧。由表 3 可知, 本文方法计算所得破裂角比杨小礼方法略小 $4^\circ \sim 7^\circ$; 对于竖向围岩压力, 在围岩等级较低时, 二者计算结果较为接近; 随着围岩等级提高, 本文方法计算结果显著小于杨小礼法。究其原因也与前述类似, 将黏聚力和内摩擦角作为独立因素考虑, 能更为准确地计算隧道围岩压力。

4.3 多层算例

在上述简单算例的基础上, 进一步考虑多层岩土体的情形, 假定计算工况如表 4 所示。将总高度 20 m 的地层分为上下两层, 隧道自身所穿越地层为较高等级围岩, 较低等级围岩处于隧道上方, 各级围岩参数取值与前述相同。

表 4 多层算例的计算工况

Table 4 Calculation cases for multilayer condition

围岩	工况 1 (分 2 层)	工况 2 (分 2 层)	工况 3 (分 2 层)
VI级	—	10	10
V级	10	—	10
IV级	10	10	—

采用本文方法计算上述工况下的破裂角及竖向围岩压力, 如表 5 所示。随着围岩条件逐渐减弱 (从工况 1 到工况 3), 两侧破裂角逐渐减小, 即滑动体积增加; 自稳能力下降, 即竖向围岩压力逐渐增加。尤其是工况 3, 相对于工况 1 和工况 2, 其破裂角大幅减小而竖向围岩压力陡增, 可见隧道自身所穿越地层的围岩条件, 对其围岩压力分布特性起主要作用。

表 5 多层算例的计算结果

Table 5 Calculated results of multilayer condition

工况	破裂角 $\beta^r/(\circ)$	$\beta^l/(\circ)$	竖向压力 q'/kPa
工况 1	69.9	72.5	90.0
工况 2	67.5	71.7	90.2
工况 3	61.5	67.5	122.8

5 参数敏感性分析

进一步地, 利用本文方法探讨岩土体强度参数及水平地震系数, 对破裂角和竖向围岩压力的影响。需

要说明的是, 本节仅考虑单一均质地层情形, 且假定地震作用方向是从右到左, 重点讨论右侧楔形体的情形。

5.1 黏聚力的敏感性分析

以 V 级围岩条件为例, 在前文算例中令 k_h 为 0.1, 0.2, 0.3, 0.4 (分别对应地震烈度 VII、烈度 VIII、烈度 VIII 强、烈度 IX), 计算并绘制右侧破裂角 β^r 及竖向围岩压力 q' , 随岩土体黏聚力变化的影响曲线, 如图 9 所示。

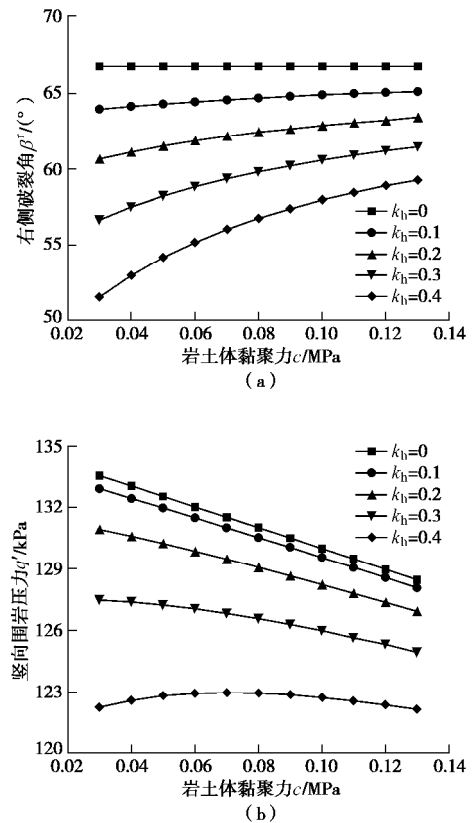


图 9 黏聚力敏感性分析

Fig. 9 Sensitivity analysis for cohesion

由图 9 (a) 可知, 破裂角随黏聚力增大而非线性增大 (即楔形滑动块体积减小), 低烈度工况时 ($k_h=0.1$) 其增幅约为 $1.2^\circ / 0.1 \text{ MPa}$, 高烈度工况时 ($k_h=0.4$) 其增幅扩大为 $7.7^\circ / 0.1 \text{ MPa}$ 。另一方面, 破裂角随地震烈度的增大而非线性减小 (即楔形滑动块体积增大), 小黏聚力情形时 ($c=30 \text{ kPa}$) 其降幅约为 $3.8^\circ / 0.1g$, 大黏聚力情形时 ($c=130 \text{ kPa}$) 其降幅约为 $1.9^\circ / 0.1g$ 。

由图 9 (b) 可知, 低烈度工况下, 竖向围岩压力随黏聚力增大呈近似线性减小, 其降幅比值约为 0.5, 而高烈度工况下, 竖向围岩压力随黏聚力增大呈先增后减的二次型变化。另一方面, 随地震烈度的增大, 两侧楔形块对拱顶矩形块提供的摩擦阻力增加, 因此竖向围岩压力呈非线性减小趋势。

5.2 内摩擦角敏感性分析

以V级围岩条件为例,在前文算例中令 k_h 为0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 计算并绘制右侧破裂角 β^r 及竖向围岩压力 q^v ,随岩土体内摩擦角变化的影响曲线,如图10所示。

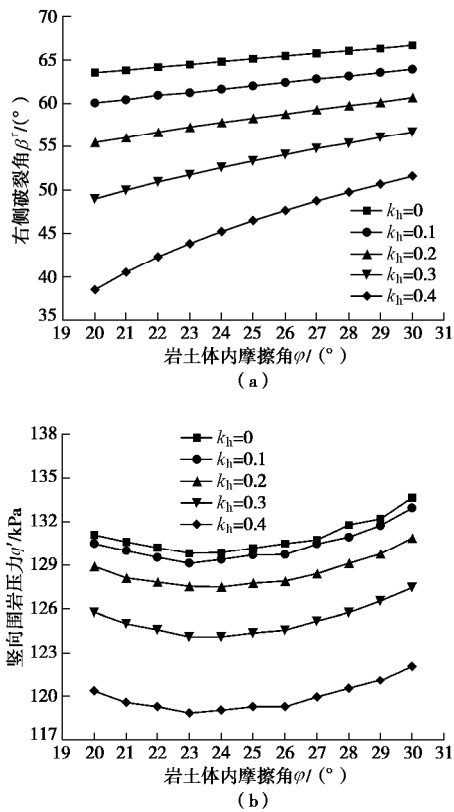


图10 摩擦角敏感性分析

Fig. 10 Sensitivity analysis for friction angle

由图10(a)可知,破裂角随内摩擦角增大而近似线性增大(即楔形滑动块体积减小),低烈度工况时($k_h=0.1$)其增幅比例约为0.3,高烈度工况时($k_h=0.4$)其增幅比例约为1.3。另一方面,破裂角随地震烈度的增大而非线性减小(即楔形滑动块体积增大),小内摩擦角情形时($\phi=20^\circ$)其降幅约为 $6.2^\circ/0.1g$,大内摩擦角情形时($\phi=30^\circ$)其降幅约为 $3.8^\circ/0.1g$ 。

由图10(b)可知,竖向围岩压力随内摩擦角增大呈先减后增的二次型变化。同时随地震烈度的增大,两侧楔形块对拱顶矩形块提供的摩擦阻力增加,因此竖向围岩压力呈非线性减小趋势。

6 结 语

以现行规范中浅埋隧道围岩压力计算的力学模型为基础,引入水平条分原理,建立一套考虑水平地震作用的浅埋隧道围岩压力计算方法。本文方法将静力工况与地震工况结合到统一力学模型中,且将岩土体的两个强度参数作为独立因素考虑,能考虑岩土体分

层的实际情形,规范方法与杨小礼方法均可视为本文方法的一个特例。

通过简单算例的对比分析,认为将黏聚力和内摩擦角作为独立因素考虑,体现了高等级围岩的自稳性,能更为准确地计算隧道围岩压力。进一步通过多层算例的对比分析,隧道自身所穿越地层的围岩条件,对其围岩压力分布特性起主要作用。

同时利用本文所述方法,探讨岩土体强度参数和水平地震系数,对破裂角和竖向围岩压力的影响。破裂角随黏聚力增大呈非线性增大,随内摩擦角增大呈近似线性增大趋势,随地震烈度的增大呈非线性减小变化。而竖向围岩压力随黏聚力增大呈近似线性减小,随内摩擦角增大呈先减后增的二次型变化,随地震烈度的增大呈非线性减小趋势。

参考文献:

- [1] 李天斌. 汶川特大地震中山岭隧道变形破坏特征及影响因素分析[J]. 工程地质学报, 2008, 16(6): 742 - 750. (LI Tian-bin. Failure characteristics and influence factor analysis of mountain tunnels at epicenter zones of great Wenchuan Earthquake[J]. Journal of Engineering Geology, 2008, 16(6): 742 - 750. (in Chinese))
- [2] 崔光耀, 王明年, 于 丽, 等. 汶川地震公路隧道洞口结构震害分析及震害机理研究[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(6): 1084 - 1091. (CUI Guang-yao, WANG Ming-nian, YU Li, et al. Seismic damage and mechanism of portal structure of highway tunnels in Wenchuan Earthquake[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(6): 1084 - 1091. (in Chinese))
- [3] 王迎超, 尚岳全, 徐兴华, 等. 隧道出洞口松散围岩塌方时空预测研究[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(12): 1868 - 1874. (WANG Ying-chao, SHANG Yue-quan, XU Xing-hua, et al. Time and space prediction of collapse of loose wall rock at tunnel exit[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(12): 1868 - 1874. (in Chinese))
- [4] 公路隧道设计细则: JTG/T D70—2010[S]. 2010. (Guidelines for Design of Highway Tunnel: JTG/T D70—2010[S]. 2010. (in Chinese))
- [5] 公路隧道抗震设计细则: JTG/T B02—2019[S]. 2019. (Guidelines for Seismic Design of Highway Tunnel: JTG/T B02—2019[S]. 2019. (in Chinese))
- [6] LIU X, LI D, WANG J, et al. Surrounding rock pressure of shallow-buried bilateral bias tunnels under earthquake[J]. Geomechanics and Engineering. 2015, 9(4): 427 - 445.
- [7] 杨小礼, 黄 波, 王作伟. 水平地震力作用下浅埋偏压隧

- 道松动围岩压力的研究[J]. 中南大学学报(自然科学版). 2010, **41**(3): 1090 - 1095. (YANG Xiao-li, HUANG Bo, WANG Zuo-wei. Rock failure pressure of shallow tunnel subjected to horizontal seismic and unsymmetrical loads[J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2010, **41**(3): 1090 - 1095. (in Chinese))
- [8] 李鹏飞, 王帆, 聂雄, 等. 深埋非对称连拱隧道围岩压力计算方法研究[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(9): 1625 - 1629. (LI Peng-fei, WANG Fan, NIE Xiong, et al. Methods for calculating rock pressure of symmetrical multi-arch deep tunnels[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(9): 1625 - 1629. (in Chinese))
- [9] 张露晨, 李育慧, 李树忱, 等. 动荷载作用下隧道围岩块体稳定性分析及其应用[J]. 岩土力学, 2016, **37**(11): 3275 - 3282. (ZHANG Lu-chen, LI Yu-hui, LI Shu-chen, et al. Stability analysis of surrounding rock mass of tunnel under dynamic load and its engineering application[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(11): 3275 - 3282. (in Chinese))
- [10] 张治国, 姜蕴娟, 刘明, 等. 考虑黏聚力及地震力的浅埋偏压隧道围岩压力[J]. 中国矿业大学学报. 2018, **47**(4): 780 - 790. (ZHANG Zhi-guo, JIANG Yun-juan, LIU Ming, et al. Rock pressure of shallow unsymmetrical loading tunnels considering the cohesion and earthquake action[J]. Journal of China University of Mining & Technology, 2018, **47**(4): 780 - 790. (in Chinese))
- [11] 张治国, 徐晓洋, 赵其华. 水平地震力作用下浅埋偏压隧道围岩压力的简化理论分析[J]. 岩土力学, 2016, **37**(增刊2): 16 - 24. (ZHANG Zhi-guo, XU Xiao-yang, ZHAO Qi-hua. Simple theoretical analysis of rock pressure for shallow unsymmetrical loading tunnels considering horizontal earthquake action[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(S2): 16 - 24. (in Chinese))
- [12] 陈祖煜. 土质边坡稳定分析[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2013. (CHEN Zu-yu. Soil Slope Stability Analysis[M]. Beijing: China Water & Power Press, 2013. (in Chinese))
- [13] 张国祥. 地震条件下挡土墙主动土压力及其分布的新分析法[J]. 岩土力学, 2014, **35**(2): 334 - 338. (ZHANG Guo-xiang. New analysis method of seismic active earth pressure and its distribution on a retaining wall[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(2): 334 - 338. (in Chinese))
- [14] 张国祥, 王敏. 新建筑边坡规范地震主动土压力计算公式的推导及完善[J]. 岩土力学, 2017, **38**(4): 1097 - 1102. (ZHANG Guo-xiang, WANG Min. Derivation and improvement of formula for calculating seismic active earth pressure in new Technical code for building slope engineering[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, **38**(4): 1097 - 1102. (in Chinese))
- [15] 林宇亮, 杨果林, 赵炼恒. 地震条件下挡墙后黏性土主动土压力研究[J]. 岩土力学, 2011, **32**(8): 2479 - 2486. (LIN Yu-liang, YANG Guo-lin, ZHAO Lian-heng. Active earth pressure of cohesive soil behind retaining wall under seismic condition[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **32**(8): 2479 - 2486. (in Chinese))
- [16] MEHDIPOUR I, GHAZAVI M, MOAYED Z. Stability analysis of geocell reinforced slopes using the limit equilibrium horizontal slice method[J]. International Journal of Geomechanics, 2017, **17**(9): 1 - 15.

DOI: 10.11779/CJGE202006014

基于上限理论的预留土支护基坑极限抗力分析

秦会来¹, 周予启¹, 黄茂松², 周同和³

(1. 中建一局集团建设发展有限公司, 北京 100102; 2. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092; 3. 郑州大学综合设计研究院有限公司, 河南 郑州 450002)

摘要: 预留土支护基坑被动区的抗力大小与分布是预留土支护基坑分析设计的基础, 但目前还没找到预留土支护基坑被动区抗力计算的合理方法。根据预留土支护的特点, 基于极限分析上限理论, 运用竖向条块对预留土支护基坑被动区进行离散, 并构建相容速度场, 从而提出了预留土支护基坑被动区极限抗力的上限解法。借助优化技术对相容速度场的优化分析获得了预留土支护基坑被动区抗力的最优上限解。为检验所提出上限解法的合理性, 对不同挡墙高度、地质参数等条件下的被动土压力进行了计算, 并与经典朗肯理论解的土压力值以及破坏面进行对比。应用所提出的预留土支护基坑被动区抗力上限方法, 对不同预留土顶部宽度、预留土底部宽度、预留土高度以及预留土边坡坡度系数等参数条件下的被动区极限抗力值、极限抗力沿深度的分布以及破坏面进行了计算分析, 讨论了这些参数对预留土支护基坑被动区抗力以及破坏面的影响规律。所提方法为今后预留土支护基坑的设计以及优化设计奠定了基础。

关键词: 极限分析; 上限解; 预留土; 基坑支护; 被动土压力

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 4548(2020)06 - 1101 - 07

作者简介: 秦会来(1979—), 男, 博士, 主要从事岩土工程的研究、设计与施工方面的工作。E-mail: huilaiqin@163.com。

Passive earth pressure analysis of berm-retained excavation by upper bound method

QIN Hui-lai¹, ZHOU Yu-qi¹, HUANG Mao-song², ZHOU Tong-he³

(1. China Construction First Group Construction & Development Co., Ltd., Beijing 100102, China; 2. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. Comprehensive Design Institute, Zhengzhou University, Zhengzhou 450002, China)

Abstract: The passive earth pressure should be known for the design of the berm-retained excavation, but no reasonable method for calculating the passive earth pressure has been found until now. According to the characteristics of the berm-retained excavation, the upper bound method based on the limit analysis theory is used to analyze the passive earth pressure provided by the passive soil area. To use the upper bound method, the vertical slice blocks are used to separate the passive soil area of the berm-retained excavation, and a compatible speed field is constructed. The optimization analysis technology is used to obtain the minimum upper bound solution. In order to test the rationality of the proposed upper bound solution, the passive earth pressures with different wall heights, geological parameters and other conditions are calculated by the proposed upper bound method, and the values and failure envelopes are compared with the classical Rankine's solutions. By employing the proposed upper bound method, the value of the passive earth pressure, the distribution of the passive earth pressure along the retaining wall, the failure envelopes of passive soil area are studied under different parameters such as the berm top width, berm bottom width, berm height and berm slope coefficient. The influences of these parameters on the passive earth pressure and the failure envelopes are discussed. The proposed method may lay the foundation for the design and optimization design of the berm-retained excavation in the future.

Key words: limit analysis; upper bound method; berm-retained excavation; passive earth pressure

0 引言

深基坑土方开挖过程中利用预留土作为围护结构的临时支撑, 可以有效地控制支护体系的稳定性和变形^[1-2]。近年来工程实践中探索出了预留土支护与主体结构相结合的支护模式, 也即在基坑大开挖阶段借助预留土作为围护结构的临时支撑, 待地下结构施工到满足设计要求后, 再在围护结构与主体地下结构之间

设置短尺寸型钢支撑, 挖除预留土, 施工该区域的地下结构。预留土与主体地下结构相结合的支护模式可以解决不能设置预应力锚杆区域的支护问题, 同时显著降低内支撑设置的规模和难度, 应用效果良好, 是一种值得推广应用的绿色支护模式。

基金项目: 国家自然科学基金重点项目 (51738010)

收稿日期: 2019 - 07 - 04

预留土与主体结构相结合的支护模式中，需要解决的关键问题就是预留土支护阶段基坑被动区抗力计算问题。在过去的几十年中，许多学者运用不同方法对预留土的支护作用进行了分析探讨，包括等效超载、等效开挖面等经验方法^[3]、离心机试验^[4]、库仑多楔体法^[5-6]、修正弹性地基梁法^[7-8]和数值分析方法^[9-12]等，对预留土支护作用有了一定认识。但由于预留土为局部土体，支护机理复杂，预留土支护基坑的极限抗力直到目前仍未找到合理的计算方法。当前工程实践中预留土支护基坑的设计计算仍建立在设计者的经验基础上。

极限分析上限方法是求解土工极限问题的有力工具^[13]，已在地基极限承载力、边坡稳定、挡土墙土压力、隧道开挖面稳定以及基坑抗隆起等领域有了许多成功的应用^[14-17]。本文基于极限分析上限理论，运用竖向条块对预留土支护基坑被动区进行离散，构建相容速度场，求解预留土支护基坑被动区抗力的上限解，并借助优化技术，寻求被动区抗力的最优值，从而提出了预留土支护基坑极限抗力的上限解法。本文虽然基于极限分析上限定理求解，但结果同时也是满足静力平衡条件的极限平衡解^[18]。

1 极限分析上限方法基本原理

极限分析上限定理的叙述方法有多种，本文采用一种比较简洁的说法，即对于任何运动许可的破坏机构，内能耗散率不小于外力功率^[16]，可表示为

$$\int_S T_i v_i dS + \int_V X_i v_i dV \leq \int_V s_{ij} \dot{\epsilon}_{ij} dV \quad (i,j=1,2,3) \quad (1)$$

式中 $\dot{\epsilon}_{ij}$ 为运动许可速度场中的塑性应变率场； v_i 为与 $\dot{\epsilon}_{ij}$ 满足几何相容的速度场（运动许可速度场）； T_i ， X_i 分别为边界 S 上的面积分布力矢量和区域 V 内的体积力矢量； s_{ij} 为通过关联流动法则与 $\dot{\epsilon}_{ij}$ 相联系的应力场。对于任何一个运动许可的破坏机构，由式（1）可求得极限荷载的一个上限。

2 相容速度场的构建与极限抗力求解

2.1 预留土支护被动区的离散模式

应用上限定理求解土工极限问题的关键在于构建相容的速度场。对于预留土支护基坑，采用如图 1 所示的竖向条块对被动区进行离散。图中竖向条块的数量为 n ，由紧邻支护桩墙的条块开始，条块编号依次为 1, 2, ..., $i-1$, i , ..., n 。根据极限分析上限理论，采用竖向条块对被动区进行离散时，竖向条块底部界面以及竖向条块之间的界面均为速度间断面。根据关联流动法则，竖向条块的速度方向与条块底部静止土体间的夹角为底部间断面处土体的内摩擦角，条块间的

相对速度与竖向间断面的夹角为该处土体的内摩擦角。

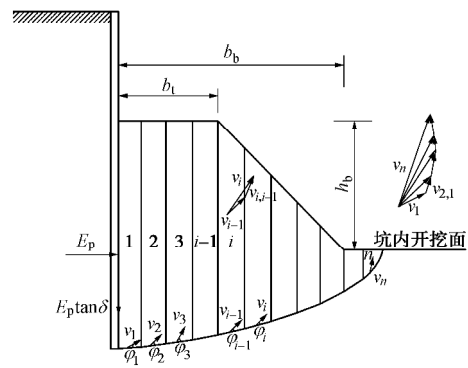


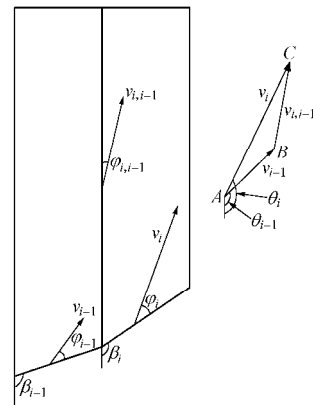
图 1 预留土抗力区相容速度场离散模式

Fig. 1 Kinematically admissible failure mechanism for soil retaining berm

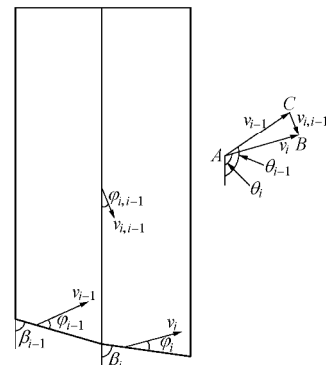
2.2 相容速度场的构建

基于极限分析上限定理，对被动区进行离散的竖向条块的运动需要满足相容速度场的要求，满足这一要求的直观表现就是条块间在运动过程中相互不挤压也不撕裂^[19]，即条块间满足速度矢量三角形闭合的要求。

对于预留土支护基坑被动区抗力问题，竖向条块间有两种可能的相对速度关系，如图 2 所示。图 2（a）为条块 i 相对于条块 $i-1$ 向右上方运动，图 2（b）为条块 i 相对于条块 $i-1$ 向右下方运动。



（a）条块间第一种相容速度关系



（b）条块间第二种相容速度关系

图 2 条块间的两种相容速度关系

Fig. 2 Two possible velocity compatibilities between adjacent blocks

根据图 2(a) 所示条块间的相容速度矢量三角形, 可得如下速度关系:

$$v_i = \frac{\sin \angle B}{\sin \angle C} v_{i-1} \quad (2)$$

$$v_i^{i-1} = \frac{\sin \angle A}{\sin \angle C} v_{i-1} \quad (3)$$

$$\angle A = q_i - q_{i-1} \quad (4)$$

$$\angle B = q_{i-1} + j_{i,i-1} \quad (5)$$

$$\angle C = p - q_i - j_{i,i-1} \quad (6)$$

$$q_{i-1} = b_{i-1} + j_{i-1} \quad (7)$$

$$q_i = b_i + j_i \quad (8)$$

式中 v_i 为条块 i 的速度; v_{i-1} 为条块 $i-1$ 的速度; v_i^{i-1} 为条块 i 与条块 $i-1$ 之间的相对速度; j_{i-1} , j_i 分别为条块 $i-1$ 和条块 i 底部速度间断面上土体的内摩擦角; $j_{i,i-1}$ 为条块 i 与条块 $i-1$ 之间速度间断面上土体的内摩擦角; b_{i-1} , b_i 分别为条块 $i-1$ 和条块 i 底部速度间断面与竖向线的夹角。

根据图 2(b) 中所示条块间的相容速度矢量三角形, 可得条块 i 与条块 $i-1$ 之间速度关系:

$$v_i = \frac{\sin \angle C}{\sin \angle B} v_{i-1} \quad (9)$$

$$v_i^{i-1} = \frac{\sin \angle A}{\sin \angle B} v_{i-1} \quad (10)$$

$$\angle A = q_{i-1} - q_i \quad (11)$$

$$\angle B = q_i - j_{i,i-1} \quad (12)$$

$$\angle C = \pi - q_{i-1} - j_{i,i-1} \quad (13)$$

2.3 极限抗力上限求解

根据式 (1), 外力功包括条块自重做功和支护桩墙对被动区土体抗力的反作用力做功。条块自重外力功功率为

$$W_g = -\sum_{i=1}^n W_i v_i \sin q_i \quad (14)$$

支护桩墙反作用力做功功率为

$$W_p = E_p v_1 \cos q_1 - E_p \tan d v_1 \sin q_1 \quad (15)$$

外力功的总功率为

$$W = W_g + W_p \quad (16)$$

内能耗散功率计算如下:

竖向条块底部的内能耗散,

$$E_1 = \sum_{i=1}^n c_i l_i v_i \cos j_i \quad (17)$$

竖向条块间的内能耗散,

$$E_2 = \sum_{i=2}^n c_{i,i-1} t_{i,i-1} v_{i,i-1} \cos j_{i,i-1} \quad (18)$$

总的内能耗散,

$$E = E_1 + E_2 \quad (19)$$

由 $W = E$ 可得

$$E_p = \frac{\sum_{i=1}^n c_i l_i v_i \cos j_i + \sum_{i=2}^n c_{i,i-1} t_{i,i-1} v_{i,i-1} \cos j_{i,i-1} + \sum_{i=1}^n W_i v_i \sin q_i}{v_1 \cos q_1 - \tan d v_1 \sin q_1} \quad (20)$$

式中 W_i 为竖向条块 i 的自重; E_p 为被动区的极限抗力; d 为支护桩墙与土体间的摩擦角; l_i 为 i 条块底部长度; $t_{i,i-1}$ 为条块 i 与条块 $i-1$ 之间界面长度; c_i 为条块 i 底部土体的内摩擦角; $c_{i,i-1}$ 为条块 i 与条块 $i-1$ 之间界面上土体的黏聚力。

对于图 1 中的竖向条块离散模式, 需要借助最优化技术手段寻求式 (20) 中的最小极限抗力值。本文以竖向条块底部节点位置坐标为优化变量来实现目标函数的优化。通过应用 Fortran 程序编程实现本文预留土支护极限抗力的求解。通过计算分析发现, 对单一均质地层, 预留土支护被动区离散竖向条块数量达到 25, 即 $n=25$ 时, 计算结果已有足够的精度。以下计算结果中均为 $n=25$ 时的计算结果。

2.4 层状土的简化处理

对于单一地层情况, 以上各式中的 c 和 j 值分别取该地层的黏聚力和内摩擦角即可。对于工程中常见的水平层状地层, 如图 3 所示, 采用本文方法计算时, 可做如下处理。

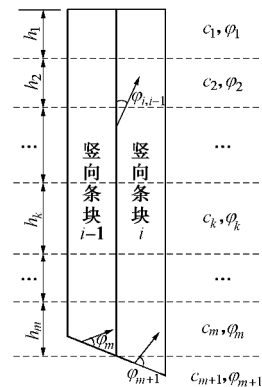


图 3 水平层状土层示意图

Fig. 3 Schematic graph of the horizontal soil layers

如前文所述, 根据极限分析上限定理, 竖向条块底面以及竖向条块之间均为速度间断面, 条块的运动速度及条块间的相对速度与间断面的夹角为间断面上土体的内摩擦角。对于条块底部的速度间断面, 为满足极限分析上限定理的要求, 可在竖向条块划分时采取措施确保每一条块底部均位于同一地层中, 当出现某一竖向条块底部跨越了不同地层时, 可在条块底部速度间断面与地层分界面的交点位置将竖向条块分为不同的竖向条块, 从而确保同一竖向条块的速度方向

与底部间断面夹角取值的唯一性。对于竖向条块间的速度间断面，土体的内摩擦角和黏聚力取值可采取依土层厚度加权平均的简化处理措施，从而也确保了条块间相对速度的方向与竖向间断面夹角取值的唯一性。

如图 3 所示，当某一条块底部与地层 m 和 $m+1$ 的界面相交时，需要将该条块在交点位置划分为两个条块。条块 $i-1$ 的速度方向与底部间断面的夹角为 j_m ，条块 i 的速度方向与底部间断面的夹角为 j_{m+1} 。对于条块 $i-1$ 和条块 i 之间的速度间断面，间断面上土体的内摩擦角 $j_{i,i-1}$ 和黏聚力 $c_{i,i-1}$ 的计算如下：

$$j_{i,i-1} = \arctan \frac{\sum_{k=1}^m h_k \tan j_k}{\sum_{k=1}^m h_k} \quad (21)$$

$$c_{i,i-1} = \frac{\sum_{k=1}^m h_k c_k}{\sum_{k=1}^m h_k} \quad (22)$$

对于水平层状地层，作上述简化处理后即可应用本文式 (2) ~ (20) 进行分析计算。

3 计算结果验证与分析

3.1 计算结果验证

当前中国基坑工程实践中对于被动区抗力的计算主要采用的是经典朗肯土压力理论，该土压力理论是在挡墙直立、光滑以及填土面水平的前提下推导出来的，本节中将应用本文上限方法对不同挡墙高度、土体强度指标条件下的被动区极限抗力进行计算，并就计算所得的极限抗力值以及滑裂面与经典朗肯土压力理论解进行对比。如图 1 所示，当预留土台的顶部及底部宽度足够大时，本文方法即可求解填土面水平的挡墙前土体极限抗力问题，计算中取挡墙与土体间的摩擦角 δ 为零。

表 1 中给出了由本文方法计算的不同条件下，土体极限抗力值与朗肯经典土压力理论值的对比。由表 1 可见，本文上限解法可以精准地给出与朗肯理论解一致的计算结果。图 4 给出了由本文方法求解的极限抗力条件下破坏面与朗肯理论破坏面的对比，由图可见，本文尽管采用的是竖向条分多块体对抗力区进行离散，通过优化计算同样可以捕捉到理论解的直线破坏面。

3.2 预留土几何参数影响分析

假定基坑开挖深度 10 m，支护桩墙嵌固深度 5 m，支护影响范围内为均质土体，土体重度 20 kN/m^3 ，土体内摩擦角为 24° ，黏聚力为 15 kPa 。以下将探讨预

留土顶部宽 b_t ，预留土底部宽度 b_b ，预留土高度 h_b 等预留土几何参数对被动区极限抗力以及破坏面的影响。需要指出的是，根据悬臂支护（单纯由预留土进行支护的基坑的支护性状类似悬臂支护^[1, 7-8, 12]）基坑中桩墙变形特点，支护桩墙嵌固段底端附近存在转动点，在转动点以上桩墙前区域形成被动抗力区，转动点以下桩墙前区域产生主动区。考虑到中国基坑工程实践中悬臂支护的设计模式，本文忽略转动点的存在，假定桩墙前土体均为被动抗力区。

表 1 计算与对比

Table 1 Calculation and comparison

墙高 /m	黏聚力 /kPa	内摩擦角 /($^\circ$)	朗肯理论值 /kN	本文计算值 /kN
5	10	20	652.72	652.72
5	15	20	724.12	724.12
5	10	26	800.30	800.30
5	15	26	880.32	880.32
10	14	18	2279.81	2279.82
10	22	18	2500.04	2500.06
10	14	15	2063.30	2063.31
10	20	15	2219.69	2219.70

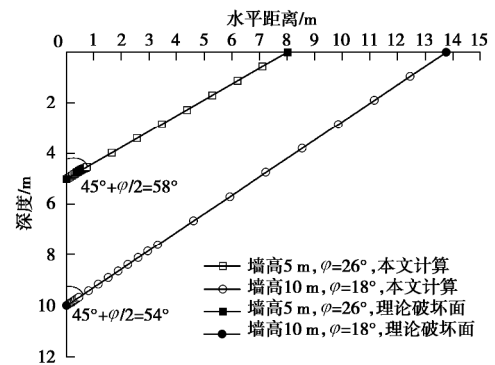


图 4 与经典朗肯理论破坏面的对比

Fig. 4 Comparison between failure envelopes and Rankine's theoretical solution

图 5 中给出预留土高度 $h_b=10 \text{ m}$ ，预留土边坡坡度系数 m 分别为 1.0, 1.25, 1.5 时，预留土支护基坑被动区极限抗力随预留土顶部宽度 b_t 的变化。由图 5 可见，对于一定的预留土边坡坡度系数 m 条件下，被动区极限抗力随预留土顶部宽度 b_t 近似线性增加，当预留土宽度增加到一定值时，预留土支护基坑被动区的极限抗力达到极值，该极值的大小即为坑底位于预留土顶部平面时被动区抗力的朗肯理论解。可见，对于一定的预留土边坡坡度系数，预留土顶部宽度存在临界宽度，当预留土顶部宽度大于临界宽度后被动区提供的极限抗力达到最大值——朗肯被动理论值。预留土边坡坡度系数越大，即坡度越缓，被动区提供的抗力越大，预留土顶部宽度的临界值也越小。

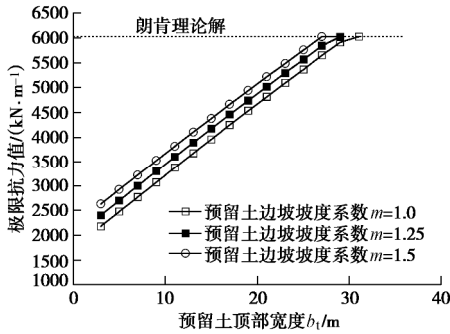


图 5 极限抗力随预留土顶部宽度 b_1 的变化

Fig. 5 Variation of passive earth pressure with top width of earth berm

图 6 中给出了预留土高度 $h_b=10$ m, 预留土边坡坡度系数 m 为 1.25 时, 预留土支护基坑被动区破坏面随预留土顶部宽度 b_1 的变化情况。由图 6 可见, 在预留土边坡顶部宽度达到临界宽度之前, 预留土支护基坑被动区的破坏面为曲线, 当预留土边坡坡顶宽度 b_1 较小时, 被动区破坏面在桩墙底部起始位置倾向水平面的下方, 也即破坏面延伸到桩墙底端水平面的下方。随着预留土顶部宽度 b_1 的增加, 被动区破坏面的深度逐步变浅, 但破坏面在水平方向的宽度逐步增加, 当预留土顶部宽度达到和大于临界宽度后, 破坏面延伸到预留土顶面, 与朗肯经典理论破坏面一致。图 6 中, 取预留土顶面与桩墙交点位置为坐标原点。

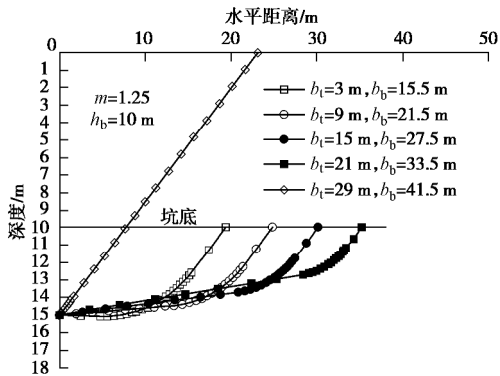


图 6 不同预留土顶部宽度 b_1 条件下的破坏面 ($m=1.25$)

Fig. 6 Failure envelopes under different berm top widths ($m=1.25$)

图 7 中给出了预留土顶部宽 b_1 为 3 m, 预留土高度 h_b 分别为 10, 8, 6, 4 m 时, 预留土支护基坑被动区极限抗力随预留土底部宽度 b_b 的变化曲线。由图 7 可见, 对于一定的预留土顶部宽 b_1 和一定的预留土高度 h_b , 预留土支护基坑被动区极限抗力随预留土底部宽度 b_b 的增加而增大, 当预留土底部宽度 b_b 较小时, 极限抗力随 b_b 近似线性增加, 当预留土底部宽度 b_b 超过一定值后, 极限抗力随 b_b 增加幅度变缓。同时也可以发现, 对于相同的预留土顶部宽度 b_1 和底部宽度 b_b , 增加预留土高度 h_b 可以明显增加被动区的极限抗力。由图中 4 条曲线随 b_b 增加逐步发散可知, 通过增加预留土高度 h_b 提高被动区极限抗力在预留土底部宽度 b_b 较大时更为有效。

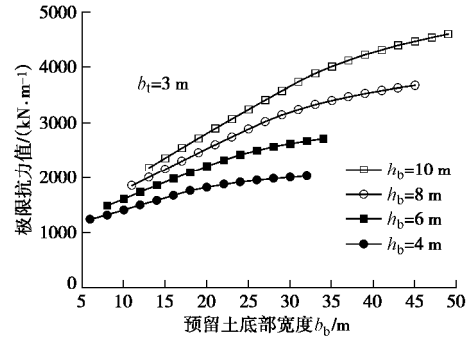


图 7 极限抗力随预留土底部宽度 b_b 的变化

Fig. 7 Variation of passive earth pressure with bottom width of earth berm

3.3 预留土支护基坑被动区抗力分布

本文上限解法可以给出被动区抗力的合力值, 对于预留土支护基坑的设计计算来说, 被动区抗力大小和分布都是需要知晓的。为应用本文方法获得桩墙前被动抗力的分布情况, 如图 8 所示, 本文作如下处理: 以一定间隔将被动区支护桩墙分为若干段, 以每一分割点为破坏面起始点应用本文方法进行极限抗力的求解, 以上下分割点所得极限抗力的差值作为该段的极限抗力值。将各段的极限抗力值在各段长度内进行平均, 近似作为极限抗力在该段的分布。

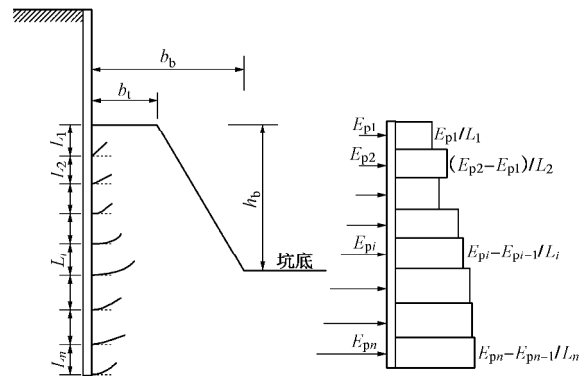


图 8 预留土支护被动区抗力分布求解

Fig. 8 Deciding of distribution of passive earth pressure

考虑如下计算案例, 基坑开挖深度 8 m, 支护桩墙嵌固深度 5 m, 支护影响范围内为均质土体, 土体重度为 20 kN/m^3 , 土体内摩擦角为 25° , 黏聚力为 20 kPa 。预留土顶部宽 b_1 为 4 m, 预留土底部宽度 b_b 为 8 m, 预留土高度 h_b 为 4 m, 以下对该案例运用本文方法求解被动区极限抗力沿深度的分布, 并与经典朗肯土压力理论解进行对比。图 9 中给出了取被动区桩墙分割长度为 1 m 时, 由本文方法求解的被动区极限抗力沿深度的分布, 同时也给出了无预留土 (桩墙嵌固深度为 5 m) 时朗肯被动土压力解的分布。由图可见, 本文所求得的预留土极限抗力沿深度的分布近似呈 R 形分布, 在基坑最终开挖面以下近似呈直线分布。从极限抗力分布的量值上来看, 本文计算结果在

坑底最终开挖面以下与桩墙嵌固深度为 5 m 时的朗肯理论分布值相比, 趋势一致, 均随深度线性增大, 但大于对应位置朗肯经典被动解的值, 而且随深度增加, 本文解与朗肯理论解逐步趋近, 体现了预留土对基坑最终开挖面以下土体被动抗力的提高作用, 且提高效率随深度增加逐步减弱。从图 9 中的预留土支护基坑被动区极限抗力的分布可以发现, 预留土的支持作用不仅体现在预留土区域内土体所发挥的抗力作用, 还表现在对最终开挖面以下土体被动抗力的提高作用, 在提高被动区抗力值的同时, 还增加了被动区所能提供的抗倾覆力矩。

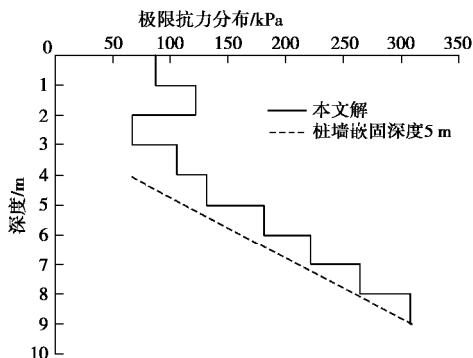


图 9 预留土支护被动区抗力分布与朗肯理论对比

Fig. 9 Comparison between distribution of passive earth pressure and Rankine's theory

图 10 中给出了本节所用案例中, 取被动区支护桩墙不同深度位置作为破坏面起始点时, 由本文方法求得的极限状态下的破坏面情况。由图 9 可见, 当破坏面起点位置较浅时, 如图中 $h_0=1$ m 时, 被动区土体破坏面与经典朗肯理论解一致; 当破坏面起点位置较深但位于预留土范围内时, 被动区土体破坏面可能发生如图 10 中 $h_0=3$ m 时的破坏面, 此时预留土的破坏机制更近似于边坡; 当破坏面起点位置位于坑底开挖面以下时, 发生曲线破坏面。结合图 5, 6, 10, 可以发现, 对于一定的预留土边坡坡度系数, 预留土顶部宽度的临界值还与破坏面起始点位置相关, 当预留土顶部宽度大于临界宽度时, 被动区破坏面为直线, 当预留土顶部宽度小于临界宽度时, 被动区破坏面为曲线。

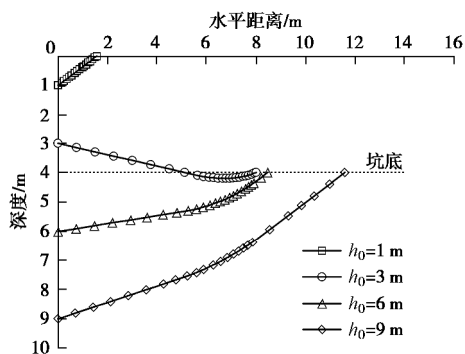


图 10 不同深度位置的破坏面

Fig. 10 Failure envelopes at different depths

4 结 论

预留土支护基坑被动区抗力的大小和分布目前还没有找到合理的计算方法, 给预留土支护基坑的设计分析带来极大困扰。本文基于极限分析上限定理, 通过应用竖向条块对被动区离散, 构建相容速度场, 成功提出了预留土支护基坑被动区极限抗力的上限解法, 并借助优化技术获得最优的上限解。通过与经典朗肯理论解的对比验证本文计算结果的合理性。基于本文以上的计算、对比与分析, 可得出如下 7 点结论。

(1) 通过本文方法计算的填土面水平条件下挡墙被动抗力值及破坏面与经典朗肯理论解的对比, 充分说明本文上限解法的可行性与合理性。

(2) 在预留土高度 h_b 和预留土边坡坡度系数 m 相同的条件下, 被动区极限抗力随预留土顶部宽度 b_t 的增加近似线性增加, 当预留土宽度增加到临界宽度时, 预留土支护基坑被动区的极限抗力达到最大值, 该最大值即为坑底位于预留土顶部平面时, 被动区抗力的朗肯被动理论解。在预留土高度 h_b 以及预留土顶部宽度 b_t 相同条件下, 预留土边坡坡度系数越大, 被动区提供的抗力越大。

(3) 当预留土顶部宽度 b_t 小于临界宽度时, 预留土支护基坑被动区破坏面为曲线, 而且可能出现破坏面延伸到桩墙底端水平面以下的情况。

(4) 对于一定的预留土顶部宽 b_t 和预留土高度 h_b , 预留土支护基坑被动区极限抗力随预留土底部宽度 b_b 的增加而增大, 当预留土底部宽度 b_b 较小时, 极限抗力随 b_b 近似线性增加, 当预留土底部宽度 b_b 超过一定值后, 极限抗力随 b_b 增加的增加幅度变缓。

(5) 对于相同的预留土顶部宽度 b_t 和底部宽度 b_b , 增加预留土高度 h_b 可以明显增加被动区的极限抗力。而且, 通过增加预留土高度 h_b 提高被动区极限抗力在预留土底部宽度 b_b 较大时更为有效。

(6) 本文所求得的预留土极限抗力沿深度的分布近似呈 R 形分布, 在基坑坑底以下近似呈直线分布。预留土的支持作用不仅体现在预留土区域内土体所发挥的抗力作用, 还表现在对最终开挖面以下土体被动抗力的提高作用, 在提高被动区抗力的同时, 还增加了被动区所能提供的抗倾覆力矩。

(7) 当破坏面起点位置较深但位于预留土范围内时, 被动区土体的破坏更近似于边坡失稳的模式。

参考文献:

- [1] 李顺群, 郑刚, 王英红. 反压土对悬臂式支护结构嵌固深度的影响研究[J]. 岩土力学, 2011, 32(11): 3427 - 3431.

- (LI Shun-qun, ZHENG Gang, WANG Ying-hong. Influence of earth berm on embedment depth of cantilever retaining structure for pit excavation[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2011, **32**(11): 3427 - 3431. (in Chinese))
- [2] 龚 剑, 王旭军, 赵锡宏. 深大基坑首层盆式开挖对基坑变形影响分析[J]. *岩土力学*, 2013, **34**(2): 439 - 448. (GONG Jian, WANG Xu-jun, ZHAO Xi-hong. Analysis level basin excavation on deformation of deep and large foundation pits[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2013, **34**(2): 439 - 448. (in Chinese))
- [3] FLEMING W G K, WELTMAN A J, RANDOLPH M F, et al. *Piling Engineering*[M]. London, New York: Taylor & Francis, 2008.
- [4] POWRIE W, DALY M P. Centrifuge model tests on embedded retaining walls supported by earth berms[J]. *Géotechnique*, 2002, **52**(2): 89 - 106.
- [5] DALY M P, POWRIE W. Undrained analysis of earthberms as temporary supports for embedded retaining walls[J]. *Proceeding of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering*, 2001, **149**(4): 237 - 248.
- [6] SMETHURST J A, POWRIE W. Effective-stress analysis of berm-supported retaining walls[J]. *Proceeding of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering*, 2008, **161**(1): 39 - 48.
- [7] 郑 刚, 陈红庆, 雷 扬, 等. 基坑开挖反压土作用机制及其简化分析方法研究[J]. *岩土力学*, 2007, **28**(6): 1161 - 1166. (ZHENG Gang, CHEN Hong-qing, LEI Yang, et al. A study of mechanism of earth berm and simplified analysis method for excavation[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2007, **28**(6): 1161 - 1166. (in Chinese))
- [8] 张 浩, 郭院成, 石名磊, 等. 坑内预留土作用下多支点支护结构的变形内力计算[J]. *岩土工程学报*, 2018, **40**(1): 162 - 168. (ZHANG Hao, GUO Yuan-cheng, SHI Ming-lei, et al. Calculation of deformation and internal force of multi-pivot retaining structure considering influence of earth berm[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2018, **40**(1): 162 - 168. (in Chinese))
- [9] GEORGIADIS M, ANAGNOSTOPOULOS C. Effect of berms on sheet pile wall behavior[J]. *Géotechnique*, 1998, **48**(4): 569 - 574.
- [10] GOURVENEC S M, POWRIE W. Three-dimensional finite element analysis of embedded retaining walls supported by discontinuous earth berms[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2000, **37**(5): 1062 - 1077.
- [11] 尹盛斌. 基坑预留土台的简化分析方法研究[J]. *岩土力学*, 2016, **37**(2): 524 - 536. (YIN Sheng-bin. A simplified analysis method for earth berm in foundation pit[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2016, **37**(2): 524 - 536. (in Chinese))
- [12] 刘 畅, 孙盼盼, 赵露伟, 等. 基坑开挖反压土截面特性对基坑性状影响的有限元分析[J]. *地下空间与工程学报*, 2017, **13**(3): 788 - 795. (LIU Chang, SUN Pan-pan, ZHAO Lu-wei, et al. Finite element analysis of earth berm excavation pit traits affect section properties[J]. *Chinese Journal of Underground Space and Engineering*, 2017, **13**(3): 788 - 795. (in Chinese))
- [13] CHEN W F. *Limit Analysis and Soil Plasticity*[M]. Amsterdam: Elsevier Science, 1975.
- [14] 秦会来, 黄茂松, 马少坤. 黏土基坑抗隆起稳定分析的多块体上限解[J]. *岩石力学与工程学报*, 2010, **29**(1): 73 - 81. (QIN Hui-lai, HUANG Mao-song, MA Shao-kun. Multi-block upper bound method for basal heave stability analysis of braced excavation in clay[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2010, **29**(1): 73 - 81. (in Chinese))
- [15] 秦会来, 黄茂松. 双层地基极限承载力的极限分析上限法[J]. *岩土工程学报*, 2008, **30**(4): 611 - 616. (QIN Hui-lai, HUANG Mao-song. Upper-bound method for calculating bearing capacity of strip footings on two-layer soils[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2008, **30**(4): 611 - 616. (in Chinese))
- [16] MICHALOWSKI R L. Slope stability analysis: a kinematical approach[J]. *Géotechnique*, 1995, **45**(2): 283 - 293.
- [17] 宋春霞, 黄茂松, 周维祥. 黏土地层隧道开挖面三维稳定性上限分析[J]. *岩土工程学报*, 2015, **37**(4): 650 - 658. (SONG Chun-xia, HUANG Mao-song, ZHOU Wei-xiang. Three-dimensional face stability analysis of tunnels in cohesive soils by upper bound limit method[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2015, **37**(4): 650 - 658. (in Chinese))
- [18] DRESCHER A, DETOURNAY E. Limit load in translational failure mechanisms for associative and nonassociative materials[J]. *Géotechnique*, 1993, **43**(3): 443 - 456.
- [19] DONALD I B, CHEN Z Y. Slope stability analysis by the upper bound approach: fundamentals and methods[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1997, **34**(6): 853 - 862.

DOI: 10.11779/CJGE202006015

粗粒料蠕变行为本构模拟研究

刘萌成¹, 王紫炫¹, 王洋洋²

(1. 浙江工业大学土木工程学院, 浙江 杭州 310023; 2. 浙江省交通运输科学研究院, 浙江 杭州 311305)

摘要: 基于粗粒料蠕变变化规律分析, 提出了粗粒料蠕变指数型经验模型及最终蠕变相关表达式。在耦合破碎与摩擦耗能本构模型框架内, 将上述蠕变经验表达式嵌入硬化规则, 构建了粗粒料弹黏塑性本构模型。采用粗粒料三轴剪切与蠕变试验测试数据初步验证了上述模型的合理性与可靠性。对一粗粒料高填方体进行数值模拟, 结果表明: 模型预测所得应力的时空变化规律与现场实测变化趋势基本吻合; 在竣工后近3a内, 高填方体沉降模型预测结果与监测结果较好吻合; 粗粒料蠕变效应较为显著, 是相关高填方体工后长期变形的重要诱因。

关键词: 粗粒料; 蠕变; 弹黏塑性; 本构模型; 三轴蠕变试验

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)06-1108-07

作者简介: 刘萌成(1972—), 男, 博士, 教授, 主要从事交通岩土与特殊土土力学方面的教学与科研工作。E-mail: mcliu2002@163.com。

Constitutive modeling of creep behaviors of coarse-grained materials

LIU Meng-cheng¹, WANG Zi-xuan¹, WANG Yang-yang²

(1. College of Civil Engineering, Zhejiang University of Technology, Hangzhou 310023, China; 2. Zhejiang Scientific Research Institute of Transport, Hangzhou 311305, China)

Abstract: The creep empirical model, which is characterized as an exponential function, is proposed for coarse-grained materials (CGMs) based on analyses of their creep evolution, and the final creeps are described by the state-dependent formulations. Within a constitutive framework of coupled breakage and friction dissipation (CBFD), an elasto-visco-plasticity model is developed for CGMs by incorporating the above-mentioned creep formulations into the hardening rules of post CBFD elasto-plasticity model. The reasonability and reliability of this model are preliminarily verified using the test data of a series of triaxial creep tests on CGMs. The numerical simulation about a high embankment (HE) filled with CGMs shows that: (1) The temporal and spatial evolution of stresses predicted by this model in the HE agrees with the measured trend of stress change in the HE projects; (2) Within 3 years of post construction, the model predictions of settlement in the HE are in good agreement with the in-situ measured results. (3) The creep effect of CGMs is remarkable, and it is a significant factor which results in the long-term post construction settlement of HE filled with CGMs.

Key words: coarse-grained materials; creep behavior; elasto-visco-plasticity; constitutive model; triaxial creep test

0 引言

近年来, 中国交通基础设施建设不断向山区延伸。在此区域内, 工程性质优良的土质填料较为缺乏, 而爆破开采所得粗粒填料料源充足。为了就地取材、缩短工期和节省投资, 普遍采用粗粒料 (CGMs) 填筑山区交通基础设施路基, 而山区高填方路基工后变形及其所致路基病害问题已成为当前岩土工程研究热点课题。目前, 学者们常用三轴蠕变仪研究粗粒料 (包括砂砾、碎砾石、土石混合料和堆石料等) 的蠕变行为, 并通过非线性拟合构建蠕变经验模型。国内外学者^[1-4]开展了粗粒料流 (蠕) 变试验, 并给出了各类流 (蠕) 变模型。目前, 常用经验模型包括双曲线^[5-6]、

指数^[7-8]和对数模型^[9-10]。另外, 有些学者^[11-13]建立了考虑环境因素影响的粗粒料流 (蠕) 模型。在上述经验模型中, 最终蠕变常被表达为围压和应力水平的函数^[7-8, 14], 这只适用于硬化材料, 而不适于材料软化阶段和临界状态下蠕变行为描述。

当前计入粗粒料流 (蠕) 变的本构模型主要包括元件组合模型^[15-16]和弹黏塑性模型^[17-21]两类。前者以流变力学为基础, 只能描述某些流 (蠕) 变现象, 例如应力松弛、弹性后效与流动特性等, 而不能较好地反映流变本质, 不太适合于粗粒料流 (蠕) 变行为描

基金项目: 国家自然科学基金面上项目 (51378472, 51778584)

收稿日期: 2019-04-13

述。后者以弹塑性理论为基础, 耦合流(蠕)变经验表达式, 可以较为全面和合理地描述粗粒料的弹性和(黏)塑性力学行为, 比较符合粗粒料实际流变特性且便于工程应用。

有鉴于此, 笔者首先依据土的蠕变性质分析给出了蠕变、蠕变速率与最终蠕变的表达式; 其次, 将上述蠕变表达式嵌入弹塑性理论构建粗粒料弹黏塑性本构模型, 并采用软岩料三轴蠕变试验结果予以初步验证; 最后, 采用上述本构模型描述粗粒料本构特性, 针对一山区高填方路基实体工程进行数值模拟, 分析了从路基填筑至竣工后 15 a 这个过程中的路基应力、沉降和蠕变变化规律。研究成果可为深入了解粗粒料高填方体工后长期变形规律提供有益参考。

为统一表达, 文中所有应力皆为有效应力。

1 蠕变特性描述

土的蠕变是指土在某一级荷载作用下发生的与时间相关的变形。除去土的自身因素之外, 土的蠕变与应力水平、应力路径和加载历史等外部因素相关。在多级加载工况下, 相邻两级荷载下土的蠕变与瞬时变形互相隔断而不发生连续累积。对于单级加载, 土的蠕变即为总量; 对于多级加载, 土的蠕变即为增量。

1.1 蠕变函数

目前, 通常采用三轴蠕变仪研究土的蠕变特性。已有试验资料^[2, 8]表明: 在蠕变试验开始后约 1 h 内, 材料发生瞬时变形, 之后才有蠕变产生。因此, 试验开始后的总时间 t' 是瞬时变形时间 t_0 与实际蠕变时间 t_c 之和。为便于数学描述, 定义无量纲时间 t 为

$$t = t_c/t_0 = (t' - t_0)/t_0 \quad (1)$$

式中, $t_0=1 \text{ h}$ 。

鉴于指数函数求导较为方便, 笔者选用负指数模型描述粗粒料的蠕变规律:

$$e^c = a[1 - \exp(-bt)] \quad (2)$$

而蠕变关于时间的变化率(蠕变速率)为

$$\dot{e} = ab \exp(-bt) \quad (3)$$

式中, e^c , \dot{e} 分别为蠕变与蠕变速率, a , b 为材料参数。

依据初始条件和蠕变变量的物理意义, 可由式

(2), (3) 获得如下推论:

(1) 蠕变函数

当 $t \rightarrow 0$, $e^c \rightarrow e^{c_i} = 0$;

当 $t \rightarrow \infty$, $e^c \rightarrow a = e^{c_f}$ 。

式中, e^{c_i} , e^{c_f} 分别为初始与最终蠕变应变。

(2) 蠕变速率

当 $t \rightarrow 0$, $\dot{e} \rightarrow \dot{e}^i = ab = be^{c_f}$;

当 $t \rightarrow \infty$, $\dot{e} \rightarrow \dot{e}^f \rightarrow 0$ 。

式中, \dot{e}^i , \dot{e}^f 分别为初始与最终蠕变速率。

重新整理式(2), (3) 可得

$$\frac{e^c}{e^{c_f}} = 1 - \exp\left(-\frac{\dot{e}^i}{e^{c_f}} t\right) \quad (4)$$

$$\frac{\dot{e}}{\dot{e}^i} = \exp\left(-\frac{\dot{e}^i}{e^{c_f}} t\right) \quad (5)$$

可见, \dot{e}^i , e^{c_f} 为描述土的蠕变特性的表征参数。

1.2 最终蠕变

针对土的三轴蠕变试验, 目前学者们^[2-4, 11]只研究了应变硬化(阶段)的蠕变特性, 而未涉及应变软化(阶段)和临界状态, 已有测试结果表明: 在每级荷载下, 最终体积蠕变 $e_v^{c_f}$ 和偏蠕变 $e_d^{c_f}$ 均随围压 s_3 与应力水平 S_L ($S_L = (s_1 - s_3)/(s_1 - s_3)_f$) 增加而增加。其中, $s_1 - s_3$ 为偏应力, $(s_1 - s_3)_f$ 为峰值偏应力。

然而, 对于应变软化土, 即使软化阶段应力水平与硬化阶段相同, 由于内部状态(可用状态参数 $\psi = e - e_c$ ^[22]描述, e , e_c 分别为土的当前与临界状态孔隙比)不同, 土的蠕变必然不同($S_{L1} = S_{L2}$, $\psi_1 \neq \psi_2$, $\varepsilon^{c1} \neq \varepsilon^{c2}$)。

依据临界状态土力学理论, 在临界状态下土的体积应变 e_v 保持恒定($e_v = \text{const}$ 且 $de_v = 0$), 而偏应变 e_d 则会持续发展($e_d \rightarrow \infty$ 且 $de_d \rightarrow \infty$)。因此, 可以认为: 在临界状态下, 体积蠕变 e_v^c 为 0 ($e_v^c = 0$), 而剪切(偏)蠕变 e_d^c 趋于无穷 ($e_d^c \rightarrow \infty$)。

此外, 在整个三轴剪切过程中, 不同应力水平下的最终蠕变应是连续变化的(即最终蠕变函数连续可导)。由此推知: 土的最终蠕变与围压、应力水平和状态参数相关; 在某一围压下, 最终体积蠕变随应力水平和状态函数的变化规律为先增加而后减小, 至临界状态时变为 0。

为使最终蠕变 e^{c_f} 表达更具普适性(适用于各类应力路径, 如各向等压、三轴剪切与纯剪切等), 采用归一化平均主应力 p/p_a 代替 s_3/p_a , 应力水平 h/M_f 代替 S_L , 则最终蠕变 e^{c_f} 的通用表达式为

$$e^{c_f} = e^{c_f} \left(\frac{p}{p_a}, \frac{h}{M_f}, \left| \frac{y}{y_0} \right| \right) \quad (6)$$

式中, h 为应力比($h = q/p$), p 为平均主应力, q 为偏应力, M_f 为峰值应力比, p_a 为大气压力。

依据已有三轴蠕变测试结果可知, 体积蠕变终值 $e_v^{c_f}$ 主要受围压或平均主应力影响较大, 而偏蠕变终值 $e_d^{c_f}$ 则主要受应力水平影响较大。因此, 土在某一级荷载下的最终蠕变可表达为

$$e_v^{c_f} = e_{v0} \left(\frac{p}{p_a} \right)^{k_v} \left| \frac{y}{y_0} \right|^{1/4} \quad (7)$$

$$e_d^{c_f} = e_{d0} \left(\frac{p}{p_a} \right)^{k_d} \left(\frac{h}{M_f} \right)^{k_d} \left| \frac{y}{y_0} \right|^{-1/4} \quad (8)$$

式中, ψ_0 为状态参数初值, k_v , k_d 为材料常数。

2 弹黏塑性本构模型

针对粗粒料变形的时间效应, 本次研究只考虑蠕变特性。依据各类变形成因机理, 粗粒料总应变被划分为弹性 e^e 、塑性 e^p 和蠕变 e^c 3 个组成部分:

$$\mathbf{e} = \mathbf{e}^e + \mathbf{e}^p + \mathbf{e}^c \quad (9)$$

定义非弹性应变 \mathbf{e}^{in} 为塑性与蠕变之和:

$$\mathbf{e}^{in} = \mathbf{e}^p + \mathbf{e}^c \quad (10)$$

为耦合蠕变与弹塑性应变, 笔者基于 CSSM (critical state soil mechanics) 临界状态土力学与 Cbfd (coupling breakage and fiction dissipation) 弹塑性本构模型框架^[23], 借鉴屈服面流变模型表达方法, 在硬化规则中引入时间变量 t , 使之拓展为适合描述粗粒料蠕变行为的弹黏塑性本构模型。

2.1 弹性

在该模型中, 粗粒料弹性特性依然服从广义 Hooke 定律。在弹性矩阵中, 剪切模量 G 与体积模量 K 采用 Richart 等^[24] 的表达式描述:

$$G = G_0 p_a \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} \sqrt{\frac{p}{p_a}} \quad (11a)$$

$$K = G \frac{2(1+n)}{3(1-2n)} \quad (11b)$$

式中, G_0 为一材料常数, n 为泊松比 (常取 0.30)。

2.2 非弹性

在 Cbfd 模型框架^[21] 中, 塑性势函数 g 为

$$g = \left(\frac{p}{p_a} \right)^{2-2/a} + \frac{a-1}{(bM_c)^2} \frac{(q/p_a)^2}{(p/p_a)^{2/a}} \quad (12)$$

而非关联屈服函数 f (即 $f \neq g$) 为

$$f = \left(\frac{p}{p_a} \right)^{2-2/a} + \frac{a-1}{(b^{-1}M_c)^2} \frac{(q/p_a)^2}{(p/p_a)^{2/a}} = l \exp(kH) \quad (13)$$

该模型中的相关变量说明如下:

- (1) b 为一状态函数 ($b = \exp(m_1\psi)$), 其中临界状态孔隙比 $e_c = (e_{c,\min} + (e_{c,\max} - e_{c,\min}) \exp(-m(p/p_a)^k))$ 。
- (2) M_c 为临界状态应力比 ($M_c = nA(p/p_a)^{n-1}$)。
- (3) H 为一新的软化/硬化参数 ($H = (1 - \eta/M_p) [(dW^p/p)]$), 其中, dW^p 为塑性功增量, M_p 为一可描述软化/硬化特性的虚拟应力比 ($M_p = b' M_c$) 且 b' 为另一状态函数 ($b' = \exp(m_2 \langle -y \rangle)$), 符号 $\langle \rangle$ 定义的运算规则: 当 $x \geq 0$ 时 $\langle x \rangle = x$, 而 $x < 0$ 时 $\langle x \rangle = 0$ 。

在上述表达式中, 参数分别是与剪胀/剪缩、软化/硬化、临界状态强度和临界状态孔隙比等剪切特性关

联的材料常数 (m_1 和 a ; m_2 , l 和 k ; n 和 A ; $e_{c,\min}$, $e_{c,\max}$, m 和 k)。

为描述粗粒料的非弹性特性 (inelastic behaviors) 重新定义塑性功增量为

$$dW^p = s d\mathbf{e}^{in} = p d\mathbf{e}_v^{in} + q d\mathbf{e}_d^{in} \quad (14)$$

式中, $d\mathbf{e}_v^{in} = d\mathbf{e}_v^p + d\mathbf{e}_v^c$ 且 $d\mathbf{e}_d^{in} = d\mathbf{e}_d^p + d\mathbf{e}_d^c$ 。

因此, 软化/硬化参数 H 是应力、塑性应变和蠕变的函数, 即 $H = H(s, \mathbf{e}^{in}) = H(s, \mathbf{e}^p, \mathbf{e}^c)$, 其中, s 为应力张量。

$d\mathbf{e}_v^p$ 和 $d\mathbf{e}_d^p$ 分别为塑性体积应变与塑性偏应变增量, 可由塑性流动法则计算得到:

$$d\mathbf{e}_v^p = L \frac{\partial g}{\partial p} \quad (15a)$$

$$d\mathbf{e}_d^p = L \frac{\partial g}{\partial q} \quad (15b)$$

其中, L 为塑性乘子。而 $d\mathbf{e}_v^c$ 和 $d\mathbf{e}_d^c$ 分别为体积蠕变与偏蠕变增量,

$$d\mathbf{e}_v^c = \frac{\partial e_v^c}{\partial t} dt = b e_v^{cf} \exp(-bt) dt \quad (16a)$$

$$d\mathbf{e}_d^c = \frac{\partial e_d^c}{\partial t} dt = b e_d^{cf} \exp(-bt) dt \quad (16b)$$

将上述系列方程代入式 (13), 即可获得考虑粗粒料蠕变效应的黏塑性硬化规则。相关蠕变导致的屈服面硬化规律参见 Zhang 等^[3] 的论文。

式 (11) ~ (13), (15) 和 (16) 一起构成了粗粒料弹黏塑性本构方程。

3 三轴蠕变试验验证

为了验证上述弹黏塑性本构模型, 针对一山区高填方体所用填料开展了不同围压和不同应力水平条件下的大型三轴蠕变试验研究。该填料为采石场山体爆破开采所得粗粒料, 母岩岩性为弱风化石英砂岩。该填料的颗粒级配如图 1 所示, 其级配特征参数包括: d_{10} 为 1.94 mm, d_{30} 为 9.97 mm, d_{50} 为 21.36 mm, d_{60} 为 28.02 mm, C_u 为 14.44, C_c 为 1.83。其他基本物理力学性质: 土粒相对密度 G_s 为 2.72, 相对密度 D_r 为 96%, 制样干密度为 2.10 g/cm³, 制样孔隙比 e_0 为 0.295, 母岩抗压强度 (饱和) 为 86.9 MPa, 压缩模量 $E_{s4.8}$ 为 93.5 MPa, 压缩指数 C_c 为 1.13×10^{-1} , 再压缩指数 C_s 为 1.48×10^{-3} , 渗透系数为 0.227 cm/s。

试验设备为国产大型三轴流变仪, 最大围压 3 MPa。圆柱形试样尺寸为直径×高度=300 mm×600 mm。依据最大填方高度 80 m, 确定测试围压为 300, 600, 900, 1200 kPa, 每级围压下采用的应力水平 S_L 为 0.2, 0.4, 0.6 和 0.8。

表 1 粗粒料弹黏塑性模型参数

Table 1 Parameters of elasto-visco-plasticity model for CGMs

参数	弹性常数		CSL 常数			CSE 常数		剪胀常数		软化/硬化常数			蠕变常数				
符号	G_0	$e_{c,min}$	$e_{c,max}$	m_c	k	n	A	m_1	α	m_2	λ	κ	b	ε_{v0}	k_v	ε_{d0}	k_d
取值	153.5	0.10	0.39	0.148	0.63	0.81	2.89	5.63	1.76	2.48	1.56	29.8	0.48	0.062	0.81	0.019	0.38

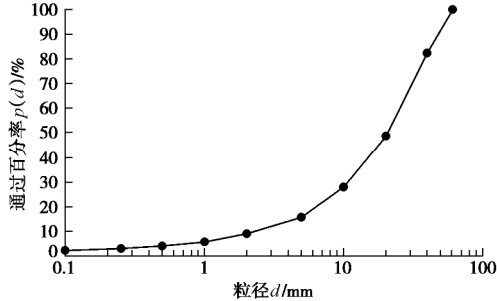


图 1 粗粒料级配曲线

Fig. 1 Grain-size distribution curve of coarse-grained materials (CGMs)

在测试过程中, 先施加一定的围压使试样固结; 之后保持围压不变, 施加偏应力进行试样剪切; 至预设应力水平时, 保持围压和偏应力不变, 对试样进行该级荷载下的蠕变试验, 至变形稳定时结束试验, 每个试样试验耗时约 10 d。

采用自编本构程序对上述三轴蠕变试验进行了数值模拟, 粗粒填料弹黏塑性模型参数见表 1。

数值预测与试验测试结果对比分析如下所示。

(1) 应力 - 应变 - 体变曲线

图 2 为填料的应力 - 应变 - 体变曲线, 由图 2 可

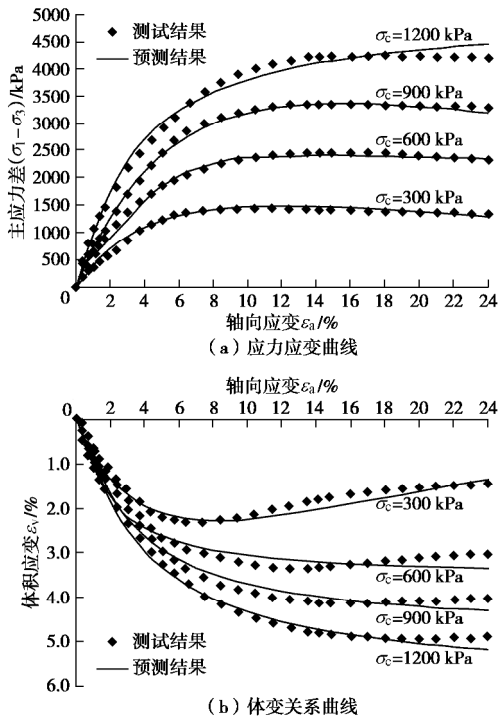


图 2 粗粒料应力 - 应变 - 体变预测结果与测试结果对比
Fig. 2 Comparison between model predictions and test results of stress-strain-volume change of CGMs

知: 在本次试验围压范围内, 填料呈现较为微弱的软化与剪胀特性; 除在较高围压时预测曲线与实测结果有所偏差之外, 模型预测结果与三轴试验结果较为吻合。可见, 该模型能够较为合理地描述三轴剪切过程中粗粒填料的软化/硬化和剪胀/剪缩特性。

(2) 总体变 - 时间曲线

图 3 为填料的总体变 - 时间曲线, 限于篇幅只给出上、下限围压对应结果。由图 3 可知: 在达到预定应力水平后 1 h 内, 填料体变陡然增加, 而后其体变随时间缓慢增长并最终趋于稳定; 在较高围压时模型预测结果稍大于试验测试结果, 而在较低围压时预测结果与测试结果较为吻合。因此, 该模型可较好地预测粗粒填料在瞬时加载与蠕变阶段的变形发展规律。

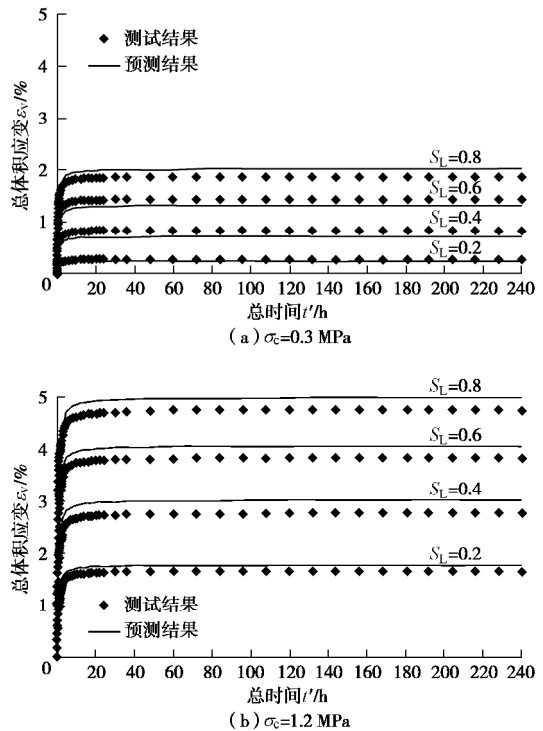


图 3 粗粒料体积蠕变 - 时间曲线预测结果与测试结果对比
Fig. 3 Comparison between model predictions and test results of volumetric creep of CGMs

4 山区高填方体工后变形数值模拟

4.1 计算模型

针对一山区高填方实体工程, 采用 ABAQUS 软件建立了最大填方高度处横剖面数值模型 (如图 4 所示)。该路基底部以下为风化基岩, 最大填方高度 80

m, 顶面宽度 25 m, 底部宽度 195 m。为保持边坡稳定, 两侧按照上陡下缓放坡, 不同高度处边坡坡比如图 4 所示。为了解高填方体工后沉降规律, 在图 4 所示的 20, 40, 60 m 的 3 个填方高度处设置系列沉降监测点, 监测自 2017 年 2 月工程竣工时开始, 截止目前已持续监测近 3 a 之久。

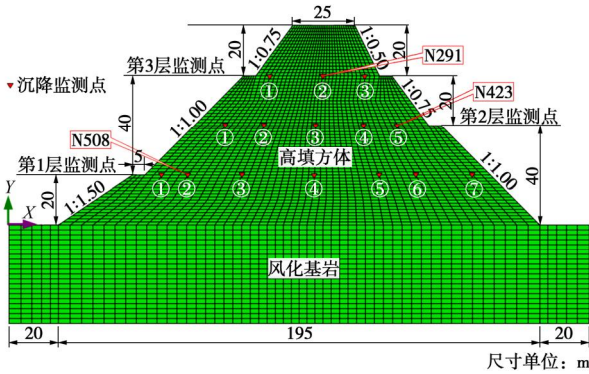


图 4 粗粒料高填方体有限单元网格

Fig. 4 Finite element mesh of high embankment filled with CGMs

如图 4 所示, 代表性单元 508 位于 20 m 填方高度左侧边坡附近 (简称左侧单元), 单元 423 位于 40 m 填方高度右侧边坡附近 (简称右侧单元), 单元 291 位于 60 m 高度填方体中线下 (简称轴线单元)。

在数值模拟中, 针对不同材料采用不同本构模型描述。其中, 风化基岩采用线弹性模型, 弹性模量 $E=5.32 \text{ GPa}$, 泊松比 $\nu=0.12$; 粗粒填料采用 ABAQUS 二次开发的材料子程序 UMAT, 模型参数见表 2。

4.2 施工进度

图 5 为施工进度曲线, 水平分层 (分期) 填筑方案如下: 填方体分 8 级填筑, 每级填筑高度 10 m, 施工期为 30 d。工期按前期慢而后快原则予以安排。每 2 级填筑及其后施工间歇期为 1 个施工期, 8 级填筑分 4 个施工期完成, 例如第①期包括第 1 和第 2 级填筑及其施工间歇期。第①、②、③和④期的施工间歇期分别为 90, 60, 30, 0 d。因此, 第①、②、③和④期结束时的时间为 150, 270, 360, 420 d。第④期后进入路面铺筑和运营阶段。

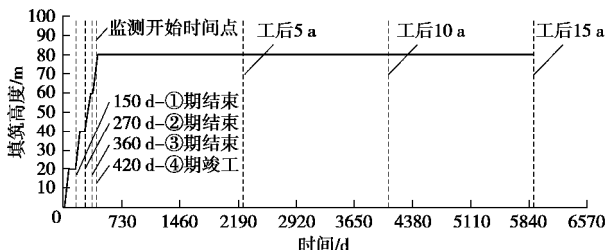


图 5 粗粒料高填方体填筑施工进度曲线

Fig. 5 Construction history of high embankment filled with CGMs

4.3 结果分析

(1) 应力

在竣工时和工后 15 a, 各应力分量空间分布规律相似; 在填方体中, 填筑高度越大处 S_{11} 和 S_{22} 越小,

最大值 (S_{11} 为 0.61, 0.85 MPa 和 S_{22} 为 1.44, 1.39 MPa) 均位于中心线下填方体底面; S_{12} 随着至坡面距离的增加而减小, 绝对值的最大值 (S_{12} 为 0.29, 0.46 MPa) 位于路基边坡坡脚。

由图 6 可知: 在填筑阶段, 代表性单元的各个应力分量随填土荷载的施加而持续增加; 在工程竣工后, 各个应力分量略有波动, 在工后 5 a 后各个应力分量保持稳定。N508, N423 和 N291 的 S_{11} , S_{22} 和 S_{12} 分别为 0.35, 0.57, 0.21 MPa; 0.18, 0.44, 0.12 MPa; 0.10, 0.47, 0.08 MPa; N291 位于填方体中心线下, 因此剪应力 $S_{12} \rightarrow 0$ 。模型预测所得应力的时空变化规律与高填方体现场实测变化趋势基本吻合。

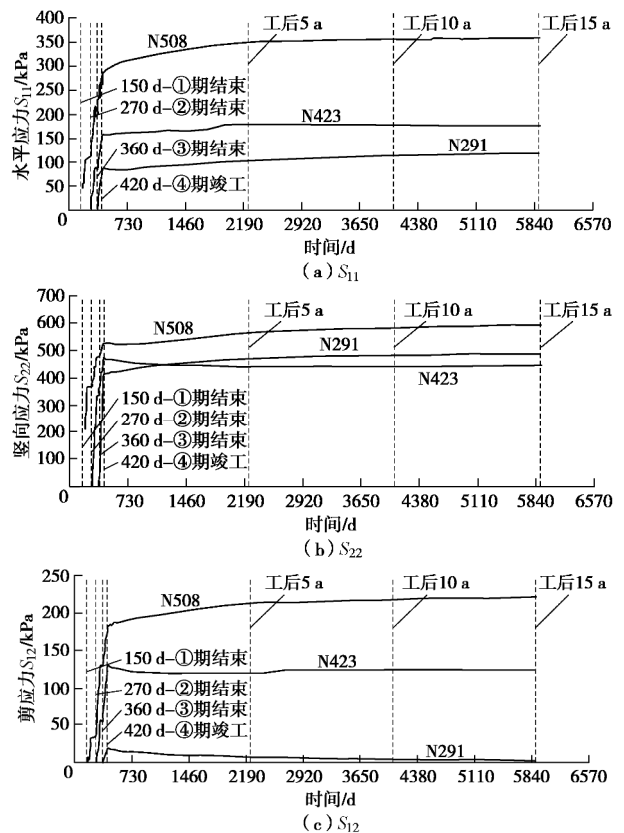


图 6 粗粒料高填方体代表性单元应力 - 时间全过程曲线

Fig. 6 Stress history of representative elements in high embankment filled with CGMs

(2) 沉降

在竣工时和工后 15 a, 高填方体总沉降分布类似; 最大总沉降 $(U_2)_{max}$ 位于路基中心线下约 3/4 填方体高度处, 离最大总沉降位置越远, 总沉降量越小。竣工时 $(U_2)_{max}$ 为 1.35 m, 而工后 15 a 的 $(U_2)_{max}$ 为 1.81 m, (蠕变所致) 工后沉降为 0.46m, 约占总沉降量的 1/4, 占填方体高度的 1/200 以上。

由图 7 可知: 在填筑阶段, 代表性单元的总沉降随填土荷载的施加而持续增加; 在工程竣工后, 总沉降亦继续增长, 但变化速率远小于施工阶段, 其中 N291 最大, N423 居中, 而 N508 最小, 并于工后约 1a 趋于稳定; 至于蠕变所致工后沉降, N508 为 0.05 m,

约占总沉降的 9.1%，占填方体高度的 0.06%；N423 为 0.26 m，约占总沉降的 21.3%，占填方体高度的 0.33%；N291 为 0.46 m，约占总沉降的 25.4%，占填方体高度的 0.58%。这表明粗粒料高填方体工后沉降较为显著，与总沉降处于同一数量级。

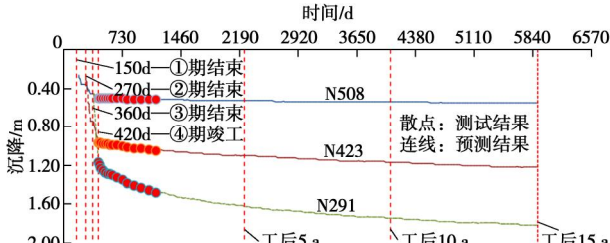
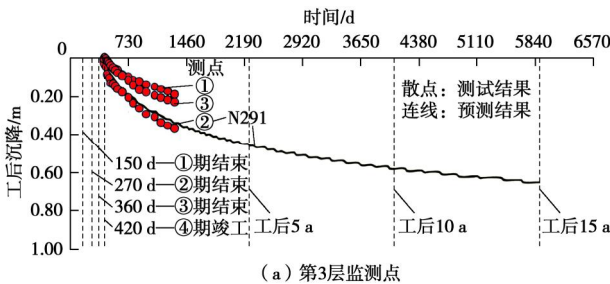


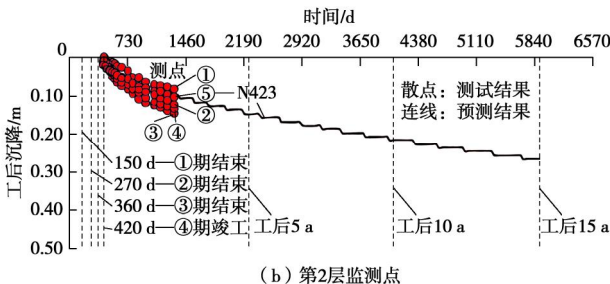
图 7 粗粒料高填方体代表性单元沉降 - 时间全过程曲线

Fig. 7 Settlement history of representative elements in high embankment filled with CGMs

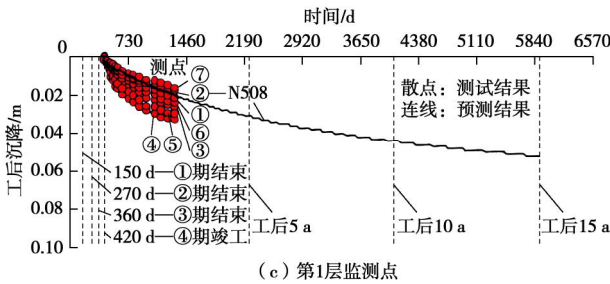
由图 8 可知：在高填方体横断面上，越靠近中心线位置，监测点的工后沉降越大，反之越小；在竣工后近 3 a 内，对于代表性单元，工后沉降模型预测结果与现场监测结果较为吻合，由此表明该模型预测粗粒料高填方体工后（蠕变）变形具有较高可靠性。



(a) 第3层监测点



(b) 第2层监测点



(c) 第1层监测点

图 8 粗粒料高填方体监测点与代表性单元工后沉降

Fig. 8 Post-construction settlement of monitoring points and representative elements in high embankment filled with CGMs

(3) 蠕变

在高填方体内部，竣工时竖向蠕变应变 C_{E22} 较小，最大值为 0.43%，且从底面至顶面由大到小分布；工

后 15 a， C_{E22} 增长 1 个数量级，最大值为 2.32%，与最大沉降位置（路基中心线下约 3/4 路基高度处）一致，其分布围绕最大蠕变点向周边衰减；竣工后 15 a 内， C_{E22} 增长约 1.89%，约占总量的 4/5 以上。

由图 9 可知：在工程竣工后，各个代表性单元的竖向蠕变 C_{E22} 与其沉降 U_2 的变化规律相似；N508 工后蠕变 C_{E22} 增长约 0.38%，约占总量的 64.4%；N423 工后蠕变 C_{E22} 增长约 1.02%，约占总量的 89.5%；N291 工后蠕变 C_{E22} 增长约 2.23%，约占总量的 97.8%。以上分析表明：粗粒料蠕变效应较为显著，是相关高填方体工后变形（工后沉降）的内因。

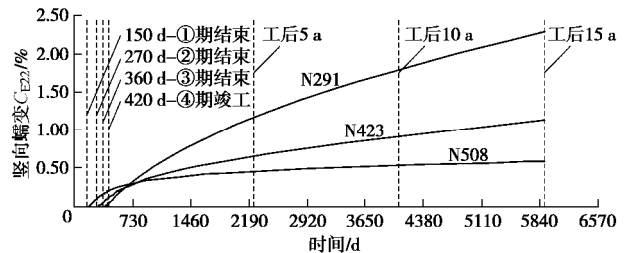


图 9 粗粒料高填方体代表性单元竖向蠕变 - 时间全过程曲线

Fig. 9 Vertical creep strain history of representative elements in high embankment filled with CGMs

5 结 论

(1) 分析土的蠕变特性给出了蠕变与时间的指数型经验模型，同时分析不同应力水平下软化/硬化材料的最终蠕变变化规律并给出了状态相关数学表达式。

(2) 借鉴屈服面流变模型表达方法，将蠕变表达式嵌入 CBF 弹塑性模型的硬化规则之中，从而构建了适合于描述粗粒料蠕变行为的弹黏塑性本构模型。

(3) 对比分析模型模拟与三轴测试结果可知：该模型能够较好地模拟剪切过程中粗粒料的软化/硬化和剪胀/剪缩特性，并预测蠕变阶段变形发展规律。

(4) 依据一山区粗粒料高填方体 ABAQUS 模拟结果分析可知：模型预测所得应力的时空变化规律与高填方体现场实测变化趋势基本吻合；在竣工后近 3 a 时间内，高填方体沉降的模型预测结果与现场监测结果较好吻合；粗粒料蠕变效应较为显著，是相关高填方体工后长期变形的重要诱因。这再次表明该模型预测工后（蠕变）变形具有较高可靠性。

有待进一步开展粗粒料高填方体工后沉降的现场长期监测工作，以便全面揭示粗粒料高填方体工后长期变形时空变化规律与粗粒料蠕变的本质联系。

参考文献:

[1] PARKIN A K. Settlement rate behavior of some fill dams in Australia[C]// Proceedings of 11th ICSMFE, 1985, San Francisco: 2007 - 2010.

- [2] 程展林, 丁红顺. 堆石料蠕变特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2004, **26**(4): 473 - 476. (CHENG Zhan-lin, DING Hong-shun. Creep test for rockfill[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, **26**(4): 473 - 476. (in Chinese))
- [3] ZHANG B Y, CHEN T, PENG C, et al. Experimental study on loading-creep coupling effect in rockfill material[J]. International Journal of Geomechanics, ASCE, 2017, **17**(9): 1 - 12.
- [4] FU Z Z, CHEN S S, SHI B X. Large-scale triaxial experiments on the creep behavior of a saturated rockfill material[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2018, **144**(7): 1 - 10.
- [5] FEDA J. Creep of Soils and Related Phenomena[M]. Amsterdam: Elsevier, 1992.
- [6] 王 勇, 殷宗泽. 一个用于面板坝流变分析的堆石流变模型[J]. 岩土力学, 2000, **21**(3): 227 - 230. (WANG Yong, YIN Zong-ze. A rheology model of rockfill used in the rheology analysis of concrete face rockfill dam[J]. Rock and Soil Mechanics, 2000, **21**(3): 227 - 230. (in Chinese))
- [7] ZHOU W, CHANG X L, ZHOU C B, et al. Creep analysis of high concrete-faced rockfill dam[J]. International Journal for Numerical Methods in Biomedical Engineering, 2010, **26**(11): 1477 - 1492.
- [8] ZHOU W, HUA J, CHANG X, et al. Settlement analysis of the Shuibuya concrete-face rockfill dam[J]. Computers and Geotechnics, 2011, **38**(2): 269 - 280.
- [9] CHARLES J A. Laboratory compression tests and the deformation of rockfill structures[C]// Advances in Rockfill Structures, 1990, Dordrecht: 73 - 95.
- [10] OLDECOP L A, PINYOL N M. Time-dependent behaviour of rockfill embankments and dams[C]// Innovative Numerical Modeling in Geomechanics, 2012, Boca Raton in Florida: 161 - 170.
- [11] 王海俊, 殷宗泽. 堆石料长期变形的室内试验研究[J]. 水利学报, 2007, **38**(8): 914 - 919. (WANG Hai-jun, YIN Zong-ze. Experimental study on deformation of rockfill material due to long-term cyclic wetting-drying[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2007, **38**(8): 914 - 919. (in Chinese))
- [12] OLDECOP L A, ALONSO E E. Theoretical investigation of the time-dependent behaviour of rockfill[J]. Géotechnique, 2007, **57**(3): 289 - 301.
- [13] 张丙印, 孙国亮, 张宗亮. 堆石料的劣化变形和本构模型[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(1): 98 - 103. (ZHANG Bing-yin, SUN Guo-liang, ZHANG Zong-liang. Degrading deformation of rockfill materials and its constitutive model[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(1): 98 - 103. (in Chinese))
- [14] WEN L F, CHAI J R, XU Z G, et al. Monitoring and numerical analysis of behavior of Miaojiaba concrete-face rockfill dam built on river gravel foundation in China[J]. Computers and Geotechnics, 2017, **85**: 230 - 248.
- [15] JUSTO J L, DURAND P. Settlement-time behavior of granular embankments[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2000, **24**: 281 - 303.
- [16] 陈晓斌, 张家生, 封志鹏. 红砂岩粗粒土流变工程特性试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, **26**(3): 601 - 607. (CHEN Xiao-bin, ZHANG Jia-sheng, FENG Zhi-peng. Experimental study on rheological engineering properties of coarsely granular red sandstone soil[J]. Chinese Rock Mechanics and Engineering, 2007, **26**(3): 601 - 607. (in Chinese))
- [17] YIN J H. Fundamental issues of elastic viscoplastic modeling of the time-dependent stress-strain behavior of geomaterials[J]. International Journal of Geomechanics, ASCE, 2015, **15**(5): 1 - 5.
- [18] PRAMTHAWEE P, JONGPRADIST P, SUKKARAK R. Integration of creep into a modified hardening soil model for time-dependent analysis of a high rockfill dam[J]. Computers and Geotechnics, 2017, **91**: 104 - 116.
- [19] KONG Y F, XU M, SONG E X. An elastic-viscoplastic double-yield-surface model for coarse-grained soils considering particle breakage[J]. Computers and Geotechnics, 2017, **85**: 59 - 70.
- [20] YAO Y P, KONG L M, ZHOU A N, et al. Time-dependent unified hardening model: three-dimensional elasto-viscoplastic constitutive model for clays[J]. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 2015, **141**(6): 1 - 18.
- [21] 姚仰平, 刘 林, 罗 汀. 砂土的UH模型[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(12): 2147 - 2153. (YAO Yang-ping, LIU Lin, LUO Ting. UH model for sands[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(12): 2147 - 2153. (in Chinese))
- [22] BEEN K, JEFFERIES M G. A state parameter for sands[J]. Géotechnique, 1985, **35**(2): 99 - 112.
- [23] LIU M C, GAO Y F, LIU H L. An elastoplastic constitutive model for rockfills incorporating energy dissipation of nonlinear friction and particle breakage[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2014, **38**(9): 935 - 960.
- [24] RICHART F E, HALL J R, WOODS R D. Vibrations of Soils and Foundations[M]// Englewood Cliffs. New Jersey: Prentice-Hall, 1970.

DOI: 10.11779/CJGE202006016

多模谐振腔对赤峰玄武岩微波致裂效果研究

卢高明, 冯夏庭, 李元辉, 李世平, 苏香馨

(东北大学深部金属矿山安全开采教育部重点实验室, 辽宁 沈阳 110819)

摘 要: 岩石微波致裂技术被认为是一种非常有潜力的辅助机械破岩技术和深部岩体应力释放技术, 对地下工程施工效率和深部工程施工安全具有重要意义。较短时间(几十秒或几分钟)的微波照射就可以使岩石发生致裂, 甚至熔融。采用频率 2.45 GHz 多模谐振腔对两种规格的圆柱形玄武岩试样进行了不同功率下的微波照射处理, 通过红外热成像仪测量不同时间时试样表面的温度分布, 获得微波照射过程中试样的升温特性。通过强度和波速评价岩石的微波致裂效果, 通过介电特性和微观特征阐述了微波致裂岩石的机理, 并研究了微波照射对岩石普氏坚固性和凿岩比功的影响。结果表明: 微波照射过程中, 试样表面温度呈区域性不均匀分布状态, 试样上某一点的温度与照射时间近似成线性增加关系。强度和波速与微波照射时间近似成线性降低关系。辉石(强微波吸收性矿物)吸收微波后产生大量的热量, 橄榄石(强热膨胀性矿物)在高温的作用下产生较强的热膨胀作用, 导致该玄武岩具有良好的微波致裂效果。微波照射后, 岩石的普氏坚固性和凿岩比功发生了一定程度的降低, 且微波功率越高, 照射时间越长, 普氏坚固性和凿岩比功降低的程度越大。

关键词: 微波致裂; 温度分布; 强度折减; 介电特性; 普氏坚固性; 凿岩比功

中图分类号: TU231

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)06-1115-10

作者简介: 卢高明(1987—), 男, 博士后, 主要从事微波辅助破岩和岩石力学等方面的研究。E-mail: gaoming_lu@foxmail.com。

Effect of microwave-induced fracturing of Chifeng basalt by a multi-mode cavity

LU Gao-ming, FENG Xia-ting, LI Yuan-hui, LI Shi-ping, SU Xiang-xin

(Key Laboratory of Ministry of Education on Safe Mining of Deep Metal Mines, Northeastern University, Shenyang 110819, China)

Abstract: The microwave-induced fracturing of rock as a promising microwave-assisted mechanical rock breakage technology and can release the stress on a rock mass in deep underground projects. It is of significance to the construction efficiency and safety of underground projects. In a relatively short period of time (tens of seconds or minutes), microwave irradiation can cause rocks to be fractured or even melted. Two cylindrical basalt samples are irradiated by microwave at different powers using a frequency 2.45 GHz multi-mode resonator. The temperature distribution on the surface of the samples at different time is measured by an infrared thermal imager to obtain their heating characteristics during microwave irradiation. The microwave-induced fracturing effect of rock samples is evaluated by rock strength and wave velocity, the mechanism of microwave fracturing rock is expounded by dielectric properties and microscopic characteristics, and the influence of microwave irradiation on the Protodyakonov coefficient and rock crushing work ratio of rock is studied. The results show that the surface temperature of the samples is distributed in a regional non-uniform way, and the temperature at a certain point on the sample increases linearly with the irradiation time. The rock strength and wave velocity decrease linearly with the microwave irradiation time. Pyroxene (a mineral with strong microwave absorption) produces a large amount of heat after absorbing microwave, and olivine (a mineral with strong thermal expansion) produces a strong thermal expansion under the action of high temperature, resulting in great microwave fracturing effect of Chifeng basalt. After microwave irradiation, the Protodyakonov coefficient and rock crushing work ratio decrease to a certain extent. The higher the microwave power and the longer the irradiation time, the greater the degree of reduction of the Protodyakonov coefficient and the crushing work ratio of the rock.

Key words: microwave-induced fracturing; temperature distribution; strength reduction; dielectric property; Protodyakonov coefficient; rock crushing work ratio

0 引 言

岩石微波致裂技术被认为是一种非常有潜力的辅

基金项目: 国家自然科学基金项目(41827806); 中国博士后科学基金项目(2018M642958)

收稿日期: 2019-03-16

助机械破岩技术和深部岩体应力释放技术,对地下工程施工效率和深部工程施工安全具有重要意义^[1-2]。硬岩表面微波致裂技术可辅助机械破岩刀具预裂坚硬岩石,提高刀具使用寿命和贯入度,降低换刀率和检修时间,从而降低施工成本,提高施工效率^[3-4]。硬岩孔内微波致裂技术可对深部岩体进行应力释放^[5],解决由高应力集中引起的地质灾害,例如避免或降低岩爆风险,从而保证深部岩体工程的施工安全。

传统爆破法和机械破岩法依旧在破岩方法中占主导地位,这两类方法占90%以上^[4]。爆破法在大型岩石破碎工程具有无可比拟的优势,但该方法存在对原岩扰动性大、施工精度低和围岩支护困难等一系列缺点,使得机械破岩法得到了快速发展。在隧道施工中,TBM和盾构机越来越成为广泛的隧道开挖方法。TBM开挖硬岩隧道时,盘形滚刀磨损严重,换刀频繁,大大提高了维修成本,严重影响了施工进度^[6-9]。据不完全统计,刀具消耗费用和维护更换时间分别占项目成本和工期的30%~40%,甚至更多^[10-13]。引汉济渭工程秦岭隧洞TBM施工,遇到坚硬类石英岩和花岗岩,在TBM累计掘进2000m过程中,共计更换中心刀38把,单刀1668把,消耗单刀刀圈858个,使得施工成本显著增加,严重影响了施工进度^[14]。

在盾构隧道施工过程中,由于孤石的影响,盾构机将出现刀具磨损严重、刀座变形、更换困难^[15-16]。广州地铁三号线在天华区间遇到花岗岩孤石群,正常情况下盾构机几百米才换一次刀具,而在这个区间每前进十几米就需更换刀具,有些地方巨大的孤石块迎面挡在隧道前方,使盾构机根本无法通过,该盾构区间曾一度停工,工程无法推进,被地铁界公认为“世界性难题”。微波照射可对岩石内部产生损伤,降低岩石强度(单轴压缩、巴西劈裂和点荷载强度)^[17-18],而岩石强度的降低可在一定程度上提高TBM盘形滚刀的寿命和贯入度。因此,采用微波致裂技术辅助TBM或盾构机刀盘预裂坚硬岩石或孤石,解决的机械破岩刀具的磨损问题,从而降低施工成本,提高施工效率。

在采矿工程和岩土工程领域,Hassani等^[2,19-20]采用多模腔微波装置对不同微波功率下不同种类岩石的单轴压缩强度和抗拉强度进行了研究,通过试验和数值研究对比的方法研究了微波照射距离对硬岩表面温度的影响。Hartlieb等^[21-22]采用频率2450MHz、功率3.2kW的工业微波装置研究了不同种类岩石的热物理特性及破裂损伤机制。Peinsitt等^[23]采用功率3kW、频率2450MHz的多模谐振腔研究了干燥和饱水玄武岩、花岗岩和砂岩3种岩石的单轴压缩强度、波速和升温特性的影响。Hong等^[24]、Li等^[25]采用功率6kW、频率为2450MHz的多模谐振腔对微波照射后煤的吸

附解析等物理特性进行了研究。Zheng等^[26]采用功率2kW、频率2450MHz的单模谐振腔研究了功率和微波照射时间对黑色辉长岩温度和波速的影响。Lu等^[27]采用功率6kW、频率2450MHz多模谐振腔研究了常见主要造岩矿物的微波吸收能力,将矿物的微波吸收能力分为强微波吸收、中等微波吸收和弱微波吸收3类,可根据岩石的矿物成分判断岩石的微波敏感性。为了实现硬岩微波致裂技术的工程应用,卢高明^[5]正在致力于研发新型微波致裂装置,针对微波辅助机械破岩和深部岩体应力释放两种工程应用,研发了敞开式微波致裂试验装置,可实现硬岩表面致裂和硬岩孔内致裂两种致裂方式。

多模谐振腔具有对材料加热更为均匀的特点,可对小尺寸岩石试样进行微波加热,用于研究岩石的微波敏感性及加热效果。本文采用2.45GHz的多模谐振腔,设备不同的微波功率和不同的微波照射时间,对微波照射过程试样表面的温度分布及微波照射后岩石的强度和波速特征进行了系统的研究。并通过计算得到岩石的普氏坚固性和凿岩比功,研究了微波功率和照射时间对岩石普氏坚固性和凿岩比功的影响作用。

1 试验方法

1.1 试验试样

玄武岩属基性火山岩,是地球洋壳和月球月海的最主要组成物质,也是地球陆壳和月球月陆的重要组成物质。玄武岩结构致密者压缩强度很大,存在玻璃质及气孔时则强度有所降低。本文试验采用的玄武岩取自内蒙赤峰,Xrd分析结果表明,该玄武岩主要成分为斜长石(65%)、辉石(23.9%)和橄榄石(10.9%)(Xrd标准衍射图谱见图1)。

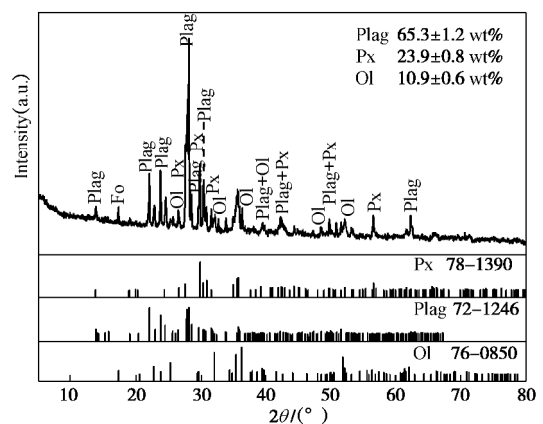


图1 赤峰玄武岩 XRD 标准衍射图谱

Fig. 1 X-ray standard diffraction pattern of Chifeng basalt

通过显微镜图像(图2)观察该玄武岩的矿物分布结构,该玄武岩块状构造,间粒(填隙的辉石)结构,辉石呈细小颗粒分布于橄榄石周围。由于辉石为

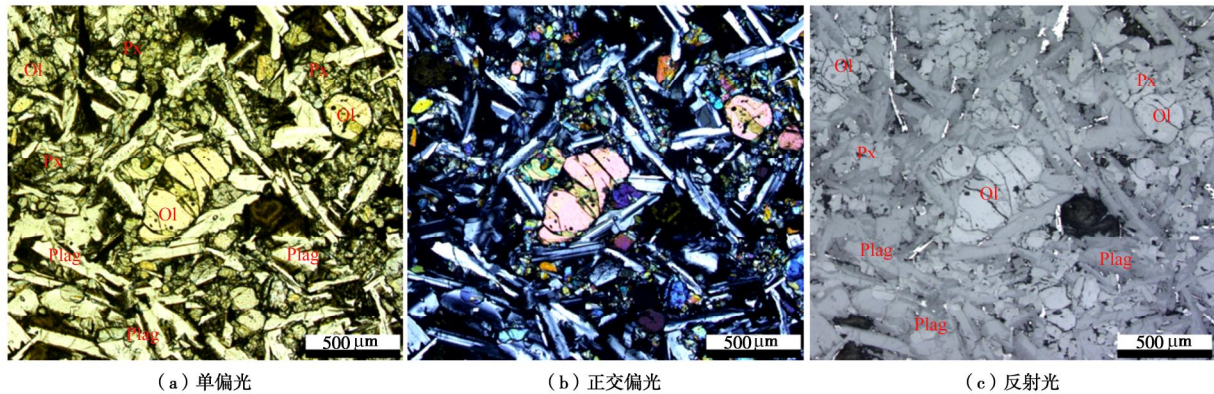


图2 赤峰玄武岩显微镜图像(放大倍数50)

Fig. 2 Microscope images of Chifeng basalt (Magnification of 50 times, columns at left side, middle and right sides are obtained using plane-polarised light, cross-polarised light and reflected light)

强微波吸收类矿物^[27-28], 导致玄武岩具有较强的微波吸收能力。

制备 $\phi 50\text{ mm}\times 100\text{ mm}$ 和 $\phi 50\text{ mm}\times 50\text{ mm}$ 两种规格的圆柱形试样, 对试样上下端面进行打磨处理, 两端面平整度偏差在 0.05 mm 以内, 轴向垂直度不超过 0.001 rad 。对制备好的试样在电烘干箱里以 110°C 烘干 48 h , 冷却至室温后进行波速和密度测量。所有试样均从同一岩块上取得, 以降低试验结果的离散性, 保证试验结果的可对比性。

1.2 试验装置与方法

谐振腔是微波的一个运作空间, 微波在谐振腔体内的反射, 使得谐振腔内形成多种工作模式。谐振腔内的工作模式越多, 电磁场的分布结构就越多, 谐振腔内的微波能分布也就越均匀, 对材料的加热也就更均匀。微波加热试验采用频率 2.45 GHz 的连续波多模谐振腔^[18, 27], 功率 $0\sim 6\text{ kW}$ 可调。该装置主要由多源微波发生器(由6个 1 kW 的磁控管组成)、矩形传输波导(WR430, 尺寸为 $109.2\text{ mm}\times 54.6\text{ mm}$)和矩形谐振腔($490\text{ mm}\times 490\text{ mm}\times 490\text{ mm}$)组成。该装置的工作原理为: 微波发生器产生的连续波微波能量由矩形波导传输到微波谐振腔, 被岩石材料吸收后, 微波能转化为热能。

设置3种不同的功率(1, 3, 5 kW)对试样进行微波加热, 由于不同功率下试样崩开破碎的时间不同(对于同一规格的试样, 微波功率越高, 试样崩开需要的时间越短), 为了能够进行强度测试, 设置微波加热时间小于试样崩开破碎的时间(表1)。微波加热、波速和强度测试均进行3次重复试验, 试验结果为3次重复试验的平均值。

采用日本NEC Avio公司的R500EX-Pro(测温量程为 $-40\sim 2000^\circ\text{C}$, 帧频 30 Hz)红外热像仪对试样表面的温度分布进行测量。通过微波腔体内置的红外测

温传感器可得到微波加热过程试样上表面近似中心位置的实时温度。微波加热和温度分布测试方法: 每次试验将一个试样放置于微波腔体内的莫来石(弱微波吸收材料)垫块上, 按照设置的功率和照射时间对试样进行加热, 微波加热后立即打开微波腔体的炉门进行红外热成像仪温度分布测试。从而获得不同照射时间时试样表面的温度分布, 通过后处理, 可得到试样表面的最高温度、最低温度和平均温度等。

表1 玄武岩微波加热及单轴压缩强度测试试验方案

Table 1 Test scheme of microwave heating and uniaxial compression strength of basalt

微波功率/kW	照射时间/s
1	0, 30, 60, 90, 180, 210, 300
3	0, 15, 30, 45, 60, 75, 90
5	0, 5, 10, 15, 20, 25, 30

对未进行微波处理和微波处理后的试样分别进行P波波速和强度测试(单轴压缩强度测试方案见表1)。规格 $\phi 50\text{ mm}\times 100\text{ mm}$ 的圆柱形试样用于进行单轴压缩强度测试, 规格 $\phi 50\text{ mm}\times 50\text{ mm}$ 的圆柱形试样用于进行巴西劈裂和点荷载强度测试, 测试方法按照国际岩石力学学会(ISRM)建议的试验方法^[29-31]。对微波照射后的试样, 在常温常压下冷却至室温后进行波速和强度测试。该玄武岩试样在未进行微波处理时的基本力学参数如表2^[17]所示(平均P波波速和平均密度是由56个样品测试获得的, 单轴压缩强度、巴西劈裂强度和点荷载强度是由5次重复试验获得的)。

表2 玄武岩试样基本力学参数^[17]

Table 2 Basic mechanical parameters of basalt samples

P波波速 $/(m\cdot s^{-1})$	平均密度 $/(g\cdot cm^{-3})$	单轴压缩强 度/MPa	巴西劈裂强 度/MPa	点荷载强 度/MPa
5900	2.91	282.50	15.60	11.61

1.3 介电特性

通常采用材料的介电特性（介电常数、损耗因子和损耗正切）来反映介质材料的微波特性，即材料吸收微波后将微波能转化为热量的能力。由于有些矿物存在制样困难的问题，不能采用合适的方法来测量它们的介电特性，可通过矿物的升温特性直接反映其微波吸收能力^[27-28]。

相对介电常数 ϵ 用来表征介质材料的介电性质，复数介电常数表示为

$$\epsilon = \epsilon' - i\epsilon'' \quad (1)$$

式中 ϵ' 为复数介电常数的实部，即通常所说的介电常数，用来表征电介质极化和储存能量的能力； ϵ'' 为复数介电常数的虚部，又称损耗因子，用来表征电介质将储存的能量转化为热能能力。

损耗正切 $\tan\delta$ 为复介电常数虚部(ϵ'')与实部(ϵ')的比值，用来表征电介质储存能量并将其转化为热量的能力：

$$\tan\delta = \frac{\epsilon''}{\epsilon'} \quad (2)$$

微波照射岩石后，岩石吸收微波能量转换为岩石的热能，导致岩石温度升高。岩石升温后，岩石内矿物成分发生体积膨胀，导致岩石内部产生损伤和破裂。由于不同矿物成分介电特性的不同，导致不同矿物成分具有不同的微波敏感性；由于不同矿物成分热膨胀系数不同，导致不同岩石产生不同的热膨胀。因此，岩石的升温特性取决于岩石内各矿物成分的综合介电特性，致裂效果取决于岩石内各矿物的升温特性和热膨胀性。

本文采用型号为 Keysight E5063A 的矢量网络分析仪（频率范围为 100 kHz~18 GHz）测试玄武岩试样的介电特性。采用测试方法为同轴传输线法，将试样制成外径 7 mm、内径 3 mm、厚度 10 mm 的圆环状试样（非石蜡与岩石粉末的混合试样）。分别对未照射微波和不同照射时间后（功率 5 kW，照射时间分别为 10, 20, 30 s）的试样进行测试。

1.4 普氏坚固性与凿岩比功

岩石坚固性是评判岩石破碎难易程度的指标，是岩石在各种破坏条件下抵抗各种外力的能力，也是采矿工程最基本的概念之一^[32]。岩石越坚固，抵抗外力的能力越强。1972 年，普洛托奇雅可诺夫把岩石普氏坚固性定义为^[33]

$$f_s = \frac{R+10s'}{600} + \sqrt{\frac{R+10s'}{120}} \quad (3)$$

式中， f_s 为普氏坚固性系数， R 为试样的抗压强度（MPa）， s' 为岩块的抗压裂强度（MPa）^[33]，

$$s' = P \left(\frac{g}{q} \right)^{0.67} \quad (4)$$

其中， g 为岩石的重度（g/cm³）， q 为岩块重量（g）， P 为压裂荷载（kN），这里采用巴西劈裂荷载。

在冲击理论中，凿岩比功是指在冲击凿入作用下破碎单位体积岩石所需要的能量，是采用凿岩爆破法破岩中的基本概念之一，既可衡量工具的凿岩效果，又可反映岩石对某种工具的抗凿碎能力。凿岩比功和点荷载强度的经验关系为^[32]

$$a = a I_{SA} \quad (5)$$

式中， a 为凿岩比功（MPa）， a 为修正系数，经验值为 3.5~4.5，这里取 4， I_{SA} 为点荷载强度^[32]，

$$I_{SA} = \frac{P'}{A} \quad (6)$$

式中， P' 为试样断裂时的临界荷载（kN）， A 为两压头间试样的横截面积（m²）。

2 试验结果

2.1 致裂效果

玄武岩的主要成分为斜长石、辉石和橄榄石，其中辉石为强微波吸收类矿物^[27]，橄榄石为强热膨胀性矿物^[17]。辉石吸收微波能后，将微波能转化为热能，导致岩石温度升高，橄榄石升温后产生较强的热膨胀作用，使岩石内部产生微裂纹，甚至使岩石崩开破碎。微波照射后，玄武岩试样表面能观察到明显的裂纹扩展，随着微波照射时间的增加，试样发生崩开破碎，试验过程中能够听到试样崩开的碎块弹射到微波腔壁上撞击的声音。微波功率越高，试样崩开所需要的时间越短。以高 100 mm 的圆柱形试样为例，功率 1 kW 时，试样崩开时间约为 320 s；功率 3 kW 时，试样崩开时间约为 100 s；功率 5 kW 时，试样崩开时间约为 50 s。由于高度 100 mm 圆柱形试样的体积大于高度 50 mm 的圆柱形试样，导致高 100 mm 的圆柱形试样崩开破碎的时间大于高 50 mm 的圆柱形试样。这是由于功率一定时，试样体积越大，单位体积试样内获得的功率密度越小。

微波功率一定时，照射时间越长，试样表面产生的裂纹越发育，试样崩开后碎块的块度越均匀。功率 5 kW 条件下两种规格圆柱形试样的微波致裂效果如图 3 所示，微波照射 10 s 时，高 100 mm 的圆柱形试样表面没有观察到明显的裂纹。照射时间为 20, 30, 40 s 时，试样表面的裂纹扩展基本贯穿了整个试样。试样两端面的裂纹扩展以近似圆心位置呈放射状，裂纹从试样端面延伸到圆柱面，圆柱面上的主裂纹近似平行于圆柱母线，主裂纹上有分支裂纹，主裂纹和分

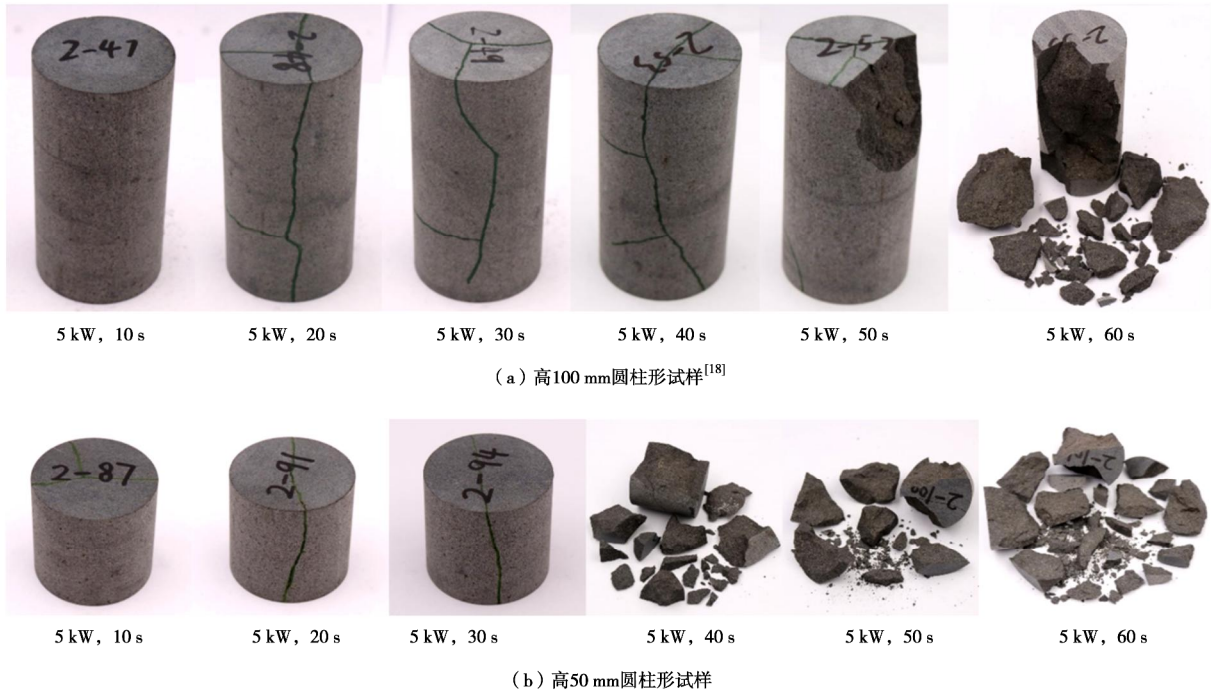


图 3 两种规格圆柱形玄武岩试样微波致裂效果

Fig. 3 Effects of microwave-induced fracturing of two types of cylindrical basalt samples

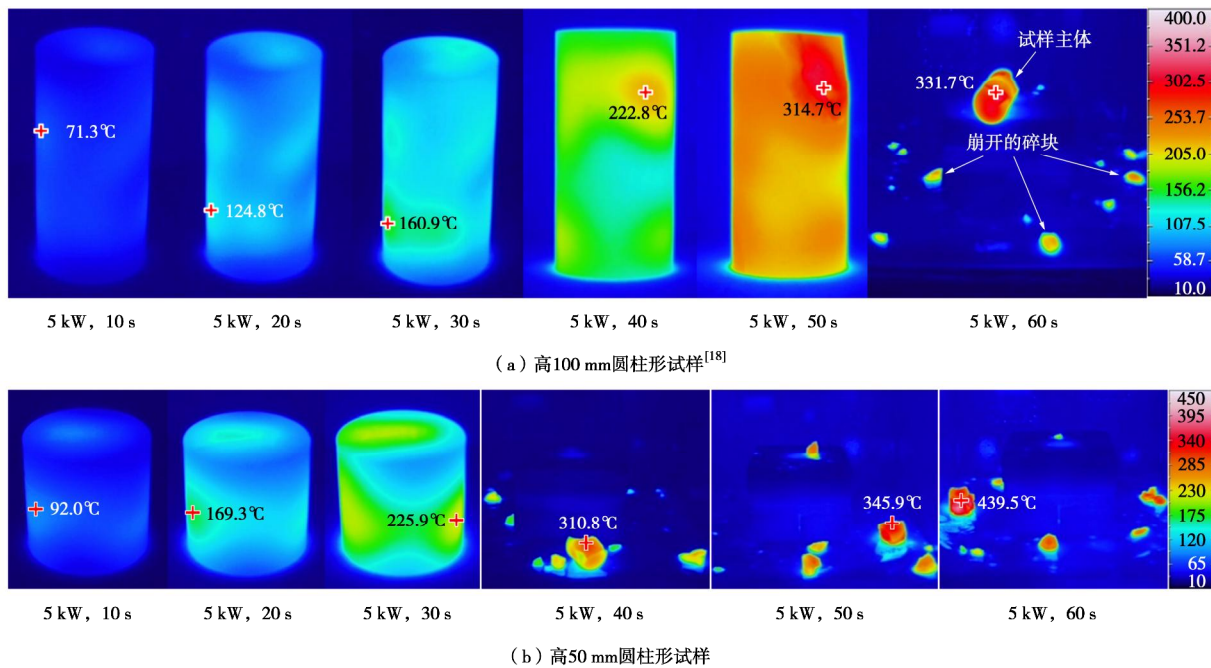


图 4 两种规格圆柱形玄武岩试样表面温度分布(室温 16°C, 十字光标指最高温度所在位置)

Fig. 4 Surface temperature distribution of two types of cylindrical basalt samples (room temperature of 16°C, and cross cursor referring to location of maximum temperature)

支裂纹贯穿整个试样表面。照射时间 50 s 时, 高 100 mm 圆柱形试样的上端部发生了一块破裂, 随着照射时间继续增加(照射时间 60 s), 试样的破裂程度更加严重。高 50 mm 的圆柱形试样在微波照射 40 s 时发生了崩开破碎, 随着照射时间的增加(照射时间 50, 60 s), 试样崩开后碎块的数量越多, 破碎的块度也越均匀(图 3 (b))。

2.2 升温特性

由红外热成像仪获得的两种规格圆柱形试样在不同照射时间试样表面温度分布如图 4 所示, 试样表面温度呈区域性不均匀分布状态(图 4), 而非均匀分布状态。微波照射时间越长, 试样的表面温度越高。高 100 mm 的圆柱形试样在微波照射 50 s 时发生崩开, 试样断口处的温度高于试样的表面温度(断口处的最

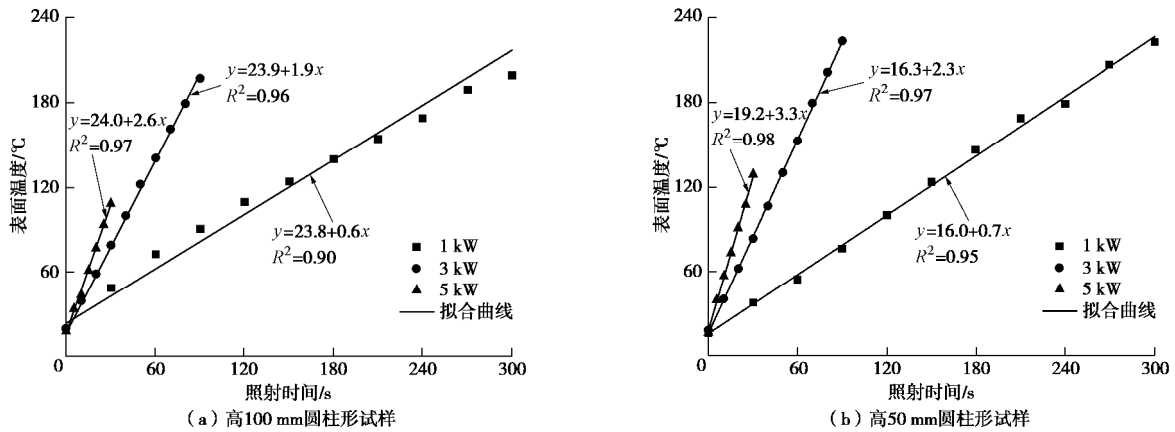


图5 两种规格圆柱形玄武岩试样上表面近似中心位置表面温度与照射时间关系

Fig. 5 Relationship between surface temperature and exposure time at approximate center position of upper surface of cylindrical basalt samples with two specifications

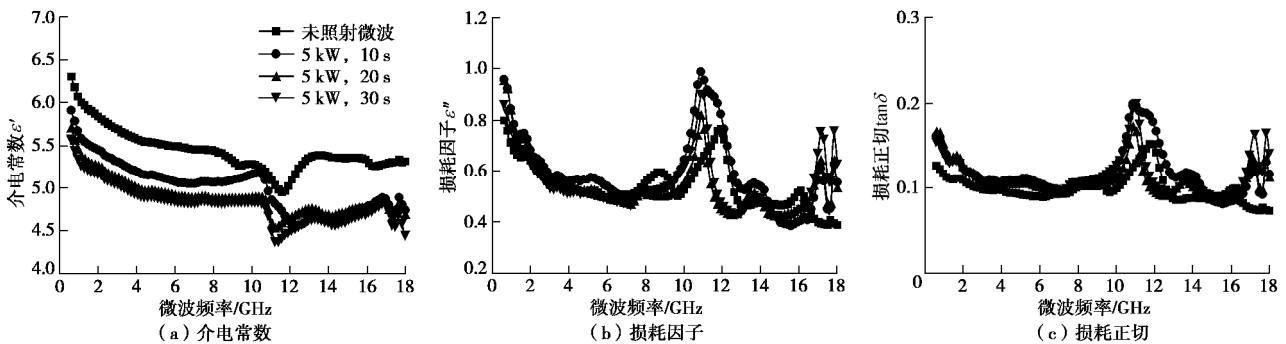


图6 不同照射时间下玄武岩试样的介电特性(介电常数、损耗因子和损耗正切)

Fig. 6 Dielectric properties (dielectric constant, loss factor, and loss tangent) of Chifeng basalt after different exposure time (frequency range of 0.5 GHz to 18 GHz)

高温为 314.7℃，其它位置的表面温度最高约为 250℃)，说明试样内部温度高于试样的表面温度，这和之前的研究结果一致^[17]。照射时间为 60 s 时，崩开的端口处最高温度为 331.7℃，初始状态为竖直放置的试样由于崩开碎块的相互作用力而倒置在微波腔体的垫块上，崩开的碎块散落在微波腔体内（图 4 (a)）。高 50 mm 的圆柱形试样，在微波照射时间超过 40 s 后发生崩开破碎，照射时间为 40, 50, 60 s 时，断口处的最高温度分别为 310.8℃, 345.9℃, 439.5℃。由于试样崩开的块度较为均匀，导致试样主体从莫来石垫块上崩落（图 4 (b)）。

3 种功率下测到试样表面温度与时间的关系如图 5 所示。高 100 mm 圆柱形试样，在功率 1 kW 时前 5 min 试样表面温度与时间成近似直线关系，之后升温速率逐渐降低，然后趋于稳定，功率 3 kW 和 5 kW 时，试样分别在加热至 100 s 左右和 50 s 左右时发生崩开破坏，崩开时伴随响声，能听到崩开的试样碎块弹射到微波炉壁上的声音。总的来说，试样表面温度与照射时间成线性增加关系；微波功率越高，升温速率越大；大尺寸试样的升温速率低于小尺寸试样的升温速率。

两种规格试样在 3 种微波功率下起裂和崩裂的临

界时间和临界温度（临界时间和临界温度均为 3 个试样的平均值，临界温度为试样表面的平均温度）如表 3 所示。微波功率越大，试样起裂和崩裂的临界时间越短，起裂和崩裂的临界温度越低。这是由于微波功率越大，单位体积的岩石在单位时间内吸收的微波能量越多，岩石内产生的热膨胀应力在较短时间内就达到了试样起裂和崩裂的临界应力。起裂和崩裂的临界温度低，是由于在较短时间内试样内部的高温还没有传递到试样表面。

表 3 不同规格试样在不同功率条件下起裂和崩裂的临界时间和临界温度

Table 3 Critical time and temperature of cracking and bursting of samples with different specifications under different microwave powers

试样规格/mm	功率/kW	起裂		崩裂	
		临界时间/s	临界温度/℃	临界时间/s	临界温度/℃
φ 50×100	1	31	48.7	320	230.4
	3	19	58.7	100	210.5
	5	11	44.3	50	160.3
φ 50×50	1	26	36.4	306	220.5
	3	14	51.5	93	205.6
	5	6	39.6	38	151.2

采用同轴传输线法测得的不同照射时间后玄武岩的介电特性(介电常数 ϵ' 、损耗因子 ϵ'' 和损耗正切 $\tan\delta$) 如图 6 所示。在 100 kHz~18 GHz 频率范围内, 玄武岩试样的介电特性随频率具有一定的频散现象。在频率 2.45 GHz 时, 在功率 5 kW 条件下, 玄武岩的介电常数随微波照射时间增加发生了一定程度的降低, 损耗因子先升高后降低。在未照射微波时的介电常数 ϵ' 、损耗因子 ϵ'' 和损耗正切 $\tan\delta$ 分别为 5.8, 0.6 和 0.10(昆明砂岩和北山花岗岩分别为 4.3, 0.18, 0.04 与 4.0, 0.06, 0.02), 这个数值是偏高的, 说明该玄武岩材料具有较强的储存能量和将微波能转化为热量的能力。具有较强的介电特性是该玄武岩具有较高升温特性的本质原因。

2.3 强度折减

在相当长的时间里, 材料力学中把强度极限作为岩石破碎的判据。3 种微波功率下, 玄武岩的强度(单轴压缩强度、巴西劈裂强度和点荷载强度)都随照射时间的增加而有不同程度的降低, 与照射时间近似成线性降低关系, 且微波功率越高, 强度降低的越快(通过 3 条曲线的斜率判断)。例如在功率 1 kW 和 3 kW, 照射时间 60 s 时, 单轴压缩强度分别降低了 8% 和 18% (图 7), 巴西劈裂强度分别降低了 4% 和 31%, 点荷载强度分别降低了 27% 和 51%^[17]。两种规格玄武岩试样的 P 波波速均发生了一定程度的降低。微波照射时间越长, 波速降低的程度越大; 微波功率越高, 波速降低的越快。微波照射后试样波速的降低, 说明微波

照射使试样内部产生了微裂隙。微波功率越大, 照射时间越长, 试样内的裂隙发育程度越严重。

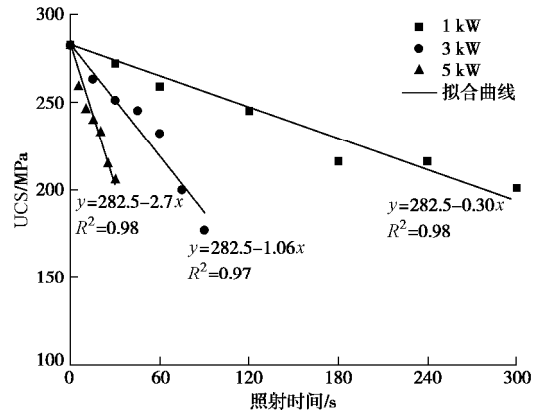


图 7 3 种微波功率下玄武岩单轴压缩强度与微波照射时间关系
Fig. 7 Relationship between uniaxial compression strength and exposure time of basalt samples for three power levels

功率 5 kW 条件下, 由超景深显微镜观察到的玄武岩试样内部微观裂纹扩展情况如图 8 所示。微波照射后, 试样内部发生了沿晶断裂和穿晶断裂。该玄武岩的主要矿物成分为斜长石、辉石和橄榄石, 辉石呈细小颗粒分布于橄榄石颗粒周围。值得注意的是, 穿晶断裂主要发生在橄榄石颗粒内部, 沿晶断裂主要发生在橄榄石和其它矿物之间, 这些穿晶断裂和沿晶断裂沿着橄榄石拓展与连通, 形成宏观裂纹。这是由于辉石为强微波吸收性矿物^[27], 橄榄石为强热膨胀性矿物^[34]。照射微波后, 辉石吸收微波产生大量的热量, 热量传递给橄榄石, 产生较强的热膨胀。因此, 由于

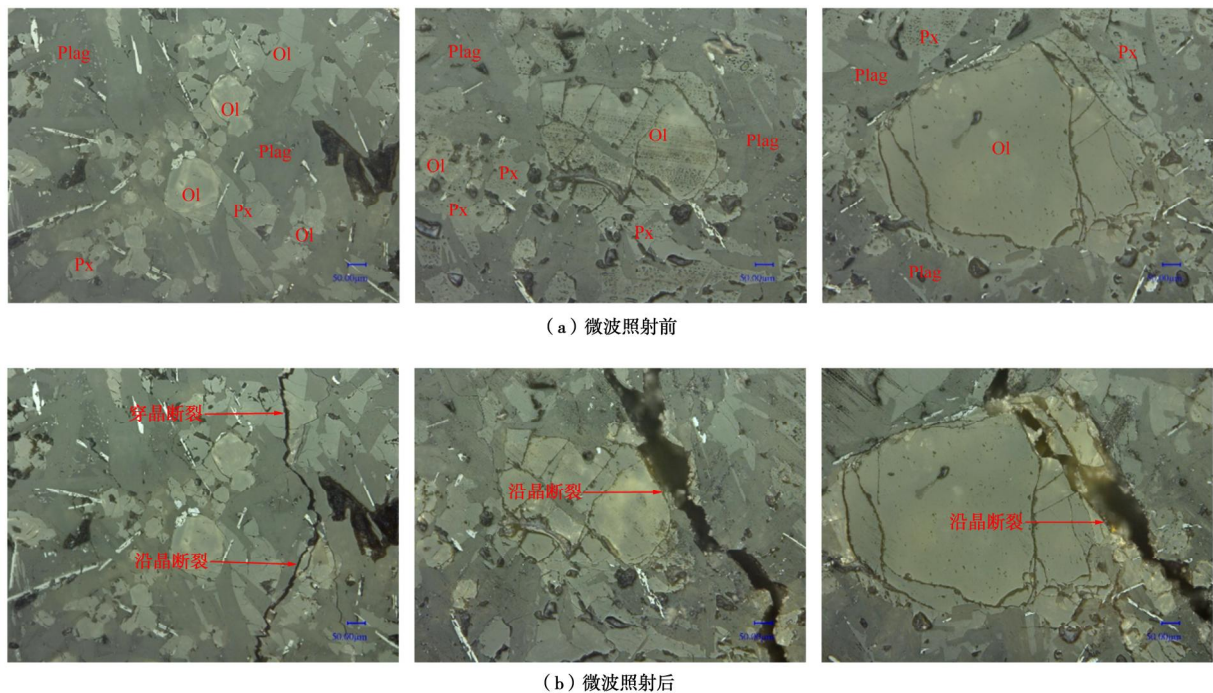


图 8 微波照射前后玄武岩试样内部微观裂纹扩展情况(放大 300 倍)

Fig. 8 Microscopic crack growth in basalt samples before and after microwave irradiation (magnification of 300times)

该玄武岩含有强微波吸收性矿物(辉石)和强热膨胀性矿物(橄榄石),导致其具有较强的微波致裂效果。强微波吸收性矿物提供热量,强热膨胀性矿物提供热膨胀作用。这也是不同种类岩石具有不同致裂效果的原因,如果只含有强微波吸收性矿物,不含强热膨胀性矿物,那么微波照射后岩石发生熔融,例如 Austral 黑色辉长岩^[26]。

2.4 普氏坚固性与凿岩比功

由式(3),(4)计算得到的不同微波功率和照射时间下玄武岩的普氏坚固性系数如图9所示,3种微波功率下,玄武岩普氏坚固性系数都随照射时间增加而有不同程度的降低,与照射时间成近似线性降低关系。照射时间越长,普氏坚固性系数下降的程度越大;微波功率越高,普氏坚固性系数下降的越快。3种功率下普氏坚固性系数都降低了一个级别,由最坚固降低为很坚固。这说明微波照射能够降低岩石的坚固性,即降低岩石抵抗外力的能力,如抗钻性、抗爆性等。

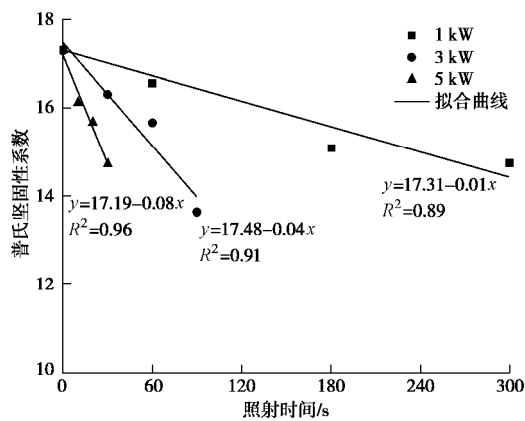


图9 3种功率条件下玄武岩普氏坚固性系数与照射时间关系

Fig. 9 Protodyakonov coefficient of basalt vs. exposure time under three power levels

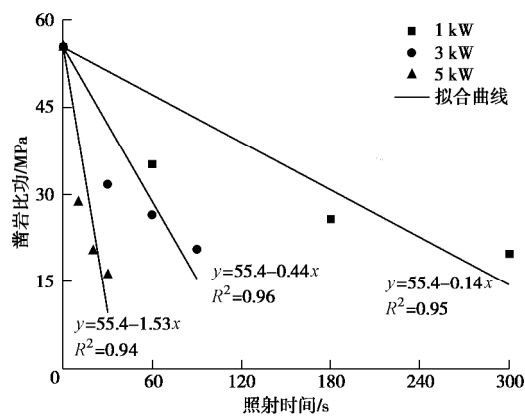


图10 3种功率条件下玄武岩凿岩比功与照射时间关系

Fig. 10 Rock crushing work ratio of basalt vs. exposure time under three power levels

由式(3),(4)计算得到的不同微波功率和照射

时间下的玄武岩的凿岩比功计算结果如图10所示。凿岩比功的计算结果与点荷载强度具有相似的发展规律,凿岩比功随微波照射时间近似成线性降低关系。3种微波功率下,凿岩比功都发生了显著的降低,照射时间越长,凿岩比功下降的幅度越大;微波功率越高,凿岩比功下降的越快。这说明采用微波照射能够显著降低岩石对凿岩工具的抗凿碎能力,即显著降低岩石破碎时所需要的能量。

3 结 论

(1) 试样表面温度分布呈不均匀分布状态,试样上某一点的温度与照射时间近似成线性增加关系。微波功率越高,试样升温越快,小尺寸试样的升温速率大于大尺寸试样。试样崩开后,测到的最高温度发生了急剧升高,说明试样内部温度高于试验表面温度。

(2) 微波照射后,试样表面有裂纹产生,然后发生崩开破碎。由于功率一定时,小尺寸试样获得的功率密度大于大尺寸试样,导致小尺寸试样崩开破碎的时间小于大尺寸试样。微波功率越高,试样崩开时的时间越短;照射时间越长,试样崩开的块数越多,块度越均匀。

(3) 具有较强的升温特性和热膨胀性导致岩石具有较好的微波致裂效果。强微波吸收性矿物吸收微波后产生热量,强热膨胀性矿物在热量的作用下产生热膨胀作用使岩石致裂。沿晶断裂和穿晶断裂以及宏观裂纹的产生,是岩石强度和波速降低的本质原因。

(4) 微波照射后,岩石的普氏坚固性和凿岩比功均发生了一定程度的降低,且微波功率越高,照射时间越长,普氏坚固性和凿岩比功降低的程度越大。说明微波照射能够有效降低岩石的坚固性和岩石对凿岩工具的抗凿碎能力,降低岩石破碎时所需要的能量。

参考文献:

- [1] LU G M, FENG X T, LI Y H, et al. The microwave-induced fracturing of hard rock[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2019, 52(9): 3017 - 3032.
- [2] HASSANI F, NEKOOVAGHT P M, GHARIB N. The influence of microwave irradiation on rocks for microwave-assisted underground excavation[J]. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2016, 8(1): 1 - 15.
- [3] LINDROTH D P, MORRELL R J, BLAIR J R. Microwave Assisted Hard Rock Cutting: 5003144[P]. 1991.
- [4] 卢高明, 李元辉, HASSANI Ferri, 等. 微波辅助机械破岩试验和理论研究进展[J]. 岩土工程学报, 2016, 38(8): 1497

- 1506. (LU Gao-ming, LI Yuan-hui, HASSANI Ferri, et al. Review of theoretical and experimental studies on mechanical rock fragmentation using microwave-assisted approach[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(8): 1497 - 1506. (in Chinese))
- [5] 卢高明. 硬岩微波辐射致裂试验研究[D]. 沈阳: 东北大学, 2018. (LU Gao-ming. Experimental Study on the Microwave Fracturing of Hard Rock[D]. Shenyang: Northeastern University, 2018. (in Chinese))
- [6] ENTACHER M, LORENZ S, GALLER R. Tunnel boring machine performance prediction with scaled rock cutting tests[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2014, **70**(9): 450 - 459.
- [7] ROSTAMI J. Performance prediction of hard rock Tunnel Boring Machines (TBMs) in difficult ground[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2016, **57**: 173 - 182.
- [8] JAIN P, NAITHANI A K, SINGH T N. Performance characteristics of tunnel boring machine in basalt and pyroclastic rocks of Deccan traps—A case study[J]. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2014, **6**(1): 36 - 47.
- [9] XIA Y M, ZHANG K, LIU J S. Design optimization of TBM disc cutters for different geological conditions[J]. World Journal of Engineering and Technology, 2015, **3**(4): 218 - 231.
- [10] HASSANPOUR J, ROSTAMI J, ZHAO J. A new hard rock TBM performance prediction model for project planning[J]. Tunnelling & Underground Space Technology, 2011, **26**(5): 595.
- [11] GONG Q M, ZHAO J. Development of a rock mass characteristics model for TBM penetration rate prediction[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2009, **46**(1): 8 - 18.
- [12] DELIORMANLI A H. Cerchar abrasivity index (CAI) and its relation to strength and abrasion test methods for marble stones[J]. Construction and Building Materials, 2012, **30**: 16 - 21.
- [13] XIA Y M, OUYANG T, ZHANG X M, et al. Mechanical model of breaking rock and force characteristic of disc cutter[J]. Journal of Central South University, 2012, **19**(7): 1846 - 1858.
- [14] 党建涛, 刘福生, 王红霞, 等. 引汉济渭工程秦岭隧洞 TBM 的刀具选型试验[J]. 水利水电技术, 2017, **48**(12): 63 - 69, 94. (DANG Jian-tao, LIU Fu-sheng, WANG Hong-xia, et al. Experiment on selection of TBM cutter for construction of Qinling Tunnel for Hanjiang-to-Weihe River Valley Water Diversion Project[J]. Water Resources and Hydropower Engineering, 2017, **48**(12): 63 - 69, 94. (in Chinese))
- [15] LI X G, YUAN D J. Creating a working space for modifying and maintaining the cutterhead of a large-diameter slurry shield: a case study of Beijing railway tunnel construction[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2018, **72**: 73 - 83.
- [16] FILBÀ M, SALVANY J M, JUBANY J, et al. Tunnel boring machine collision with an ancient boulder beach during the excavation of the Barcelona city subway L10 line: a case of adverse geology and resulting engineering solutions[J]. Engineering Geology, 2016(200): 31 - 46.
- [17] LU G M, FENG X T, LI Y H, et al. Experimental investigation on the effects of microwave treatment on basalt heating, mechanical strength, and fragmentation[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2019, **52**(8): 2535 - 2549.
- [18] LU G M, FENG X T, LI Y H, et al. The influence of microwave treatment on mechanical behaviour of compact basalts under different confining pressures[J/DL]. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2020. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2019.06.009>
- [19] HASSANI F, NEKOOVAGHT P. The development of microwave assisted machineries to break hard rocks[C]// Proceedings of the 28th International Symposium on Automation and Robotics in Construction (isarc), 2011, Seoul: 678 - 684.
- [20] HASSANI F, NEKOOVAGHT P M, RADZISZEWSKI P, et al. Microwave assisted mechanical rock breaking[C]// Proceedings of the 12th Isrm International Congress on Rock Mechanics, 2011, Beijing: 2075 - 2080.
- [21] HARTLIEB P, TOIFL M, KUCHAR F, et al. Thermo-physical properties of selected hard rocks and their relation to microwave-assisted comminution[J]. Minerals Engineering, 2016, **91**: 34 - 41.
- [22] HARTLIEB P, KUCHAR F, MOSER P, et al. Reaction of different rock types to low-power (3.2 kW) microwave irradiation in a multimode cavity[J]. Minerals Engineering, 2018, **118**: 37 - 51.
- [23] PEINSITT T, KUCHAR F, HARTLIEB P, et al. Microwave heating of dry and water saturated basalt, granite and

- sandstone[J]. *International Journal of Mining and Mineral Engineering*, 2010, **2**(1): 18 - 29.
- [24] HONG Y D, LIN B Q, ZHU C J, et al. Effect of microwave irradiation on petrophysical characterization of coals[J]. *Applied Thermal Engineering*, 2016(6): 1109 - 1125.
- [25] LI H, LIN B, YANG W, et al. Experimental study on the petrophysical variation of different rank coals with microwave treatment[J]. *International Journal of Coal Geology*, 2016, 154/155: 82 - 91.
- [26] ZHENG Y L, ZHANG Q, ZHAO J. Effect of microwave treatment on thermal and ultrasonic properties of gabbro[J]. *Applied Thermal Engineering*, 2017, **127**: 359 - 369.
- [27] LU G M, LI Y H, HASSANI F, et al. The influence of microwave irradiation on thermal properties of main rock-forming minerals[J]. *Applied Thermal Engineering*, 2017, **112**(2): 1523 - 1532.
- [28] 田 军, 卢高明, 冯夏庭, 等. 主要造岩矿物微波敏感性试验研究[J]. *岩土力学*, 2019, **40**(6): 2066 - 2074. (TIAN Jun, LU Gao-ming, FENG Xia-ting, et al. Experimental study on the microwave sensitivity of main rock-forming minerals[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2019, **40**(6): 2066 - 2074. (in Chinese))
- [29] BIENIAWSKI Z T, BERNEDE M J. Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials: Part 1. Suggested method for determining deformability of rock materials in uniaxial compression[J]. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Science & Geomechanics Abstracts*, 1979, **16**(2): 138 - 140.
- [30] Suggested methods for determining tensile strength of rock materials[J]. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Science & Geomechanics Abstracts*, 1978(15): 99 - 103.
- [31] FRANKLIN J A. Suggested method for determining point load strength[J]. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 1985(2): 51 - 60.
- [32] 徐小荷, 余 静. 岩石破碎学[M]. 北京: 煤炭工业出版社, 1984. (XU Xiao-he, YU Jing. *Rock Fragmentation*[M]. Beijing: Coal Industry Press, 1984. (in Chinese))
- [33] E.T.巴拉诺夫, 徐小荷. 岩石普氏坚固性系数的应用[J]. *国外金属矿采矿*, 1985(1): 17 - 18. (BARANOV E T, XU Xiao-he. The application of rock Prussian firmness coefficient[J]. *Foreign Metal Mining Magazine*, 1985(1): 17 - 18. (in Chinese))
- [34] AHRENS T J. *Mineral Physics & Crystallography: A Handbook of Physical Constants*[M]. Washington DC: American Geophysical Union, 1995.

DOI: 10.11779/CJGE202006017

地层塌陷作用下埋地管道光纤监测试验研究

王德洋¹, 朱鸿鹄^{1,2}, 吴海颖¹, 朱宝¹, 施斌¹

(1. 南京大学地球科学与工程学院, 江苏 南京 210023; 2. 南京大学(苏州)高新技术研究院, 江苏 苏州 215123)

摘要: 目前, 由于地层塌陷引起的埋地管道突发性事故时有发生, 然而国内外关于这方面的研究相对滞后, 尚无相关理论预测地面沉降过程中管道及周边土体的受力变形规律。通过基于光纤布拉格光栅(FBG)的模型试验, 研究了地层塌陷时管道的受力特征及土层的沉降分布规律, 并推导提出了由光纤应变测值计算管道弯矩的方法。试验结果表明: ①随着塌陷体积的增加, 埋地管道呈现出顶底逐渐受压和侧边受拉的应变状态; ②根据埋设在土体中的FBG应变读数可以将土体变形发展分为应力重分布阶段、土体蠕变压缩阶段和塌陷后的稳定阶段3个阶段; ③地面沉降符合修正高斯分布曲线, 在此基础上建立了光纤水平向应变与地面沉降变形之间的数学模型, 并对比分析了理论计算值与试验值, 发现二者具有良好的 consistency。该研究为埋地管道安全性评估和灾变预警提供了一种新的思路和方法。

关键词: 光纤布拉格光栅(FBG); 埋地管道; 光纤传感技术; 地层塌陷; 地面沉降

中图分类号: TU42 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)06-1125-07

作者简介: 王德洋(1991—), 男, 安徽六安人, 硕士, 主要从事埋地管道光纤监测的应用研究。E-mail: wangdeyang@smail.nju.edu.cn.

Experimental study on buried pipeline instrumented with fiber optic sensors under ground collapse

WANG De-yang¹, ZHU Hong-hu^{1,2}, WU Hai-ying¹, ZHU Bao¹, SHI Bin¹

(1. School of Earth Sciences and Engineering, Nanjing University, Nanjing 210023, China; 2. Nanjing University High-Tech Institute at Suzhou, Suzhou 215123, China)

Abstract: In recent years, the pipeline accidents caused by ground collapse are frequently reported. However, the relevant studies are still lagging behind, and there are few theories to predict the deformation and mechanical characteristics of buried pipelines and surrounding soils in the process of ground settlement and collapse. In this study, the stress state of the pipeline and soil settlements during ground collapse are investigated through fiber Bragg grating (FBG)-based model tests, and the method for calculating the bending moment of the pipeline using fiber-optic strain measurements is derived. The test results show that: (1) The compressive strains accumulate on the pipeline top and bottom with the increase of collapse volume, and both the pipeline sidewalls are in the strain state of tension. (2) According to the FBG strain monitoring results, the development of soil deformation can be divided into three stages, i.e., the stress redistribution stage, the creep compression stage and the stability stage after collapse. (3) The ground settlement pattern fits well with the modified Gaussian distribution. On this basis, the mathematical model between the horizontal strain measured by the fiber optic sensors and the ground settlement is established. At the same time, the results of theoretical calculation and experimental data are compared, and they appear to agree well with each other. This work provides a new approach to effectively evaluate the safety and implement hazard warning of buried pipelines.

Key words: fiber Bragg grating; buried pipeline; fiber optic sensing; stratum collapse; ground settlement

0 引言

埋地管道作为水、原油和天然气等的主要运输方式, 一旦发生破损、失效, 将导致沿线地区出现火灾、环境污染或工程事故。大量研究表明, 地层沉降、塌陷是导致埋地管道破坏的重要原因之一^[1]。据统计, 中国每年出现的与地层塌陷相关的地下管道事故频率

超过 5.6 次/d, 直接和间接经济损失分别高达约 50 亿元和 400 亿元^[2]。因此, 有必要深入研究地层塌陷作

基金项目: 国家重点研发计划课题(2018YFC1505104); 国家自然科学基金项目(41722209, 41672277); 苏州市科技计划项目(SYG201612)
收稿日期: 2019-06-25

*通信作者(E-mail: zhh@nju.edu.cn)

用下埋地管道的力学特性及地层变形规律。

关于地层塌陷对埋地管道的影响,国内外学者已开展了一系列研究。张土乔等^[3]基于 Winkler 弹性地基梁理论,对地基差异沉降下的管道纵向力学特性进行了理论分析,提出管道变形、剪力和弯矩的计算方法。巨玉文等^[4]通过模型试验和数值模拟,探究了埋地管道在地面塌陷作用下的变形特征,提出了预防地面塌陷造成管道事故的工程建议。周敏等^[5]利用室内大型模型试验,重点研究了地层沉降引起的 HDPE 管道受力及上覆土层的沉降特征。Wang 等^[6]针对隧道施工引起的地层沉降,研究了 HDPE 管道的变形破坏特征,其研究成果可为管道的变形控制及设计工作提供理论指导。以上这些工作为埋地管道力学性质的研究起到了有益的推动作用。然而纵观目前管-土相互作用的室内和现场试验研究,多采用电阻应变片、沉降标、多点位移计等常规传感器。这类监测技术在使用中普遍存在着精度低、误差大、数据采集效率低等问题,同时还有一定的监测盲区。现场所获取的离散型监测数据,无法全面反映管段位移、土体抗力及其随时间发展的趋势,也很难从整体上捕捉埋地管道在复杂工程地质环境下长期累积的损伤信息。因此,这大大制约了埋地管道安全性的准确预测和评估。

2000 年来,岩土工程光纤感测技术得到了飞速的发展,其中准分布式光纤布拉格光栅 (FBG) 技术和全分布式布里渊光时域分析 (BOTDA) 技术在工程中应用较多。光纤传感器具有高精度、全实时、耐腐蚀及抗电磁干扰等优势,在众多的工程领域中得到了好评^[7-10],一些学者近年来开始尝试将之应用于解决埋地管道的监测难题^[11]。Simpson 等^[12]在室内模型试验中,将光纤沿环向和径向布设在管道上,以监测管道整体和管周土体的应变、位移等时空分布信息。Cauchi 等^[13]用光纤感测技术探测了埋地管道在地震作用下的动态响应。在国内,关于管道光纤监测技术的研究还处于萌芽阶段,这些研究中宏观描述的多,定量研究的少,尤其对管道实测数据的深入挖掘更是鲜见。

本文开展了室内模型试验,通过水囊排水法模拟地层塌陷的形成,基于光纤感测技术获取塌陷过程中管道应变及地面沉降的变化规律。在此基础上,提出了基于光纤应变测值的管道弯矩计算方法,并建立了地面沉降和光纤测值之间的数学模型,为埋地管道监测预警提供了一种新的思路和方法。

1 试验设计

1.1 试验材料

本次模型试验中的土样取自南京市栖霞区仙林大

学城某工地,其不均匀系数 $C_u=1.61$, 曲率系数 $C_c=1.06$ 。根据土的工程分类标准 (GB/T 50145—2007), 试验用土为级配不良的细砂, 干密度 $=1.6 \text{ g/cm}^3$, 含水率 $=4.0\%$, 最大孔隙比 $e_{\max}=0.878$, 最小孔隙比 $e_{\min}=0.579$, 填筑密度 $=1.46 \text{ g/cm}^3$ 。

试验研究中采用的模型箱由亚克力、铝合金板制成,其外部尺寸为 $500 \text{ mm} \times 250 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$ 。埋地管道为 PVC 材料,其外径为 100 mm , 壁厚为 2.5 mm , 弹性模量为 1.25 GPa 。在试验中,采用 FBG 应变传感器监测管道的受力变形以及管周土体的沉降变形。如图 1 所示,在管道外壁的 A, B, C, D 4 点处布设 4 个串联的 FBG 应变传感器,在管道正上方和正下方、距离管表面 5 cm 处的土体中各埋设了一串 FBG 应变传感器 (标记为 H1, H2), 每串上有 5 个光栅。这些传感器均由苏州南智传感科技有限公司提供,其栅长为 15 mm , 直径为 $250 \mu\text{m}$ 。

本试验利用水囊排水法精确控制管道下部土体的塌陷体积。在模型填筑前,紧贴模型箱底板放置一个水囊,水囊充水体积为 1800 mL , 充水后高度约 3 cm 。然后分层填筑砂土、埋设管道,静置 2 h 后开始试验。

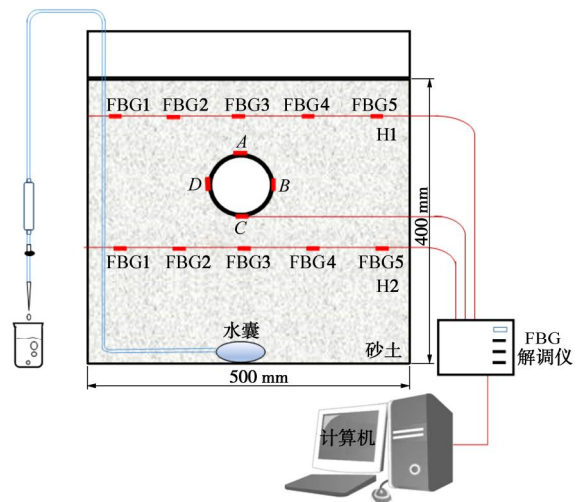


图 1 管道模型试验装置示意图

Fig. 1 Setup of model tests on pipeline

1.2 试验方案

在整个试验过程中,水囊排水的速度控制为约 40 mL/min 。采用 A01C 型光纤光栅解调仪自动采集 FBG 波长读数,其波长分辨率为 1 pm , 重复性为 $\pm 3 \text{ pm}$ 。同时,将数码相机置于模型箱正前方连续拍摄照片,采用粒子图像测速 (PIV) 技术获取管道周边土体的变形。图 2 为利用英国剑桥大学开发的 Geo-PIV 软件分析得到的管周土体变形过程,据此可以得到地表沉降分布曲线。

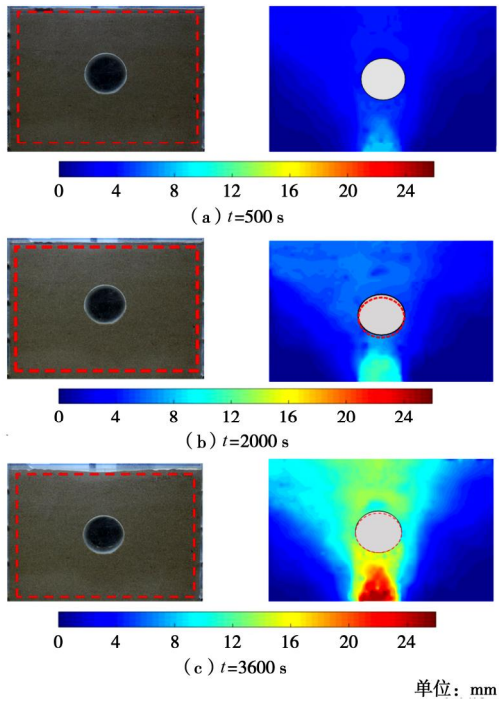


图 2 Geo-PIV 计算得到的土体位移场云图

Fig. 2 Contours of soil displacements calculated by Geo-PIV

2 结果分析及讨论

2.1 土体变形监测结果

以下首先分析管道下方土体中的 FBG 光纤串 H2 的读数。从应变监测数据可以看出, 土体变形发展经历了, 即应力重分布阶段(阶段 I)、土体蠕变压缩阶段(阶段 II)和塌陷后的稳定阶段(阶段 III) 3 个阶段, 如图 3 所示。图中拉应变为正, 压应变为负。

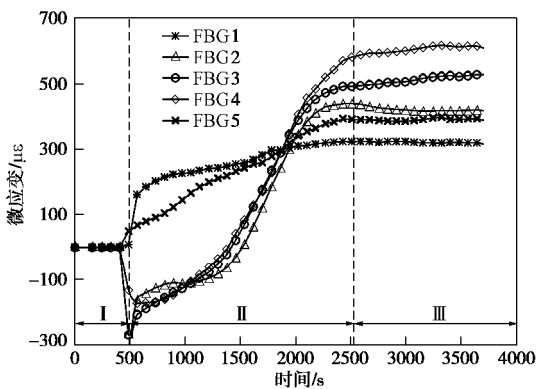


图 3 H2 位置处的 FBG 传感器应变测值

Fig. 3 Strains measured by FBG sensors at H2 location

(1) 当时间 $t=0\sim 500$ s, 随着水囊排水量的增加, 水囊对上覆土体的托力减小, 土体在卸荷作用下有逐渐向下移动的趋势。然而, 布设在 H2 位置处的 FBG 传感器读数非常小。这是由于具有一定含水率的砂土颗粒之间存在一定的黏聚力, 土体在局部变形时形成

了稳定的隐伏土洞。由于土拱效应, 变形尚未传递到管道周边, 使得该阶段中管道下方土体中埋设的 FBG 传感器没有明显的反应。

(2) 当时间 $t=500\sim 2000$ s, 随着塌陷范围进一步增加, 管道下方的土体发生了明显的陷落, 地面沉降加剧。在张拉应力作用下, 表层土体出现了细微开裂的现象。分析此阶段 FBG 传感器的应变读数, 可以发现, 管道下方的 5 个 FBG 传感器测值在这一阶段均有明显的变化。FBG1 和 FBG5 是对称分布在靠近模型箱侧壁的两个传感器, 其读数反映该处土体在此阶段一直处于受拉状态。理论上来说, 传感器 FBG1 和 FBG5 的读数应该完全一致。因铺设工艺、试验条件等限制, 两个传感器的应变分布并不是完全对称, 这在塌陷引起的土体蠕动压密情况下更加明显。随着水囊的不断排水, 土体进一步垮塌, 布设在水囊正上方的传感器 FBG2、FBG3 和 FBG4 由受压转变为受拉状态。这一现象表明, 刚开始由于管道的存在, 使得管侧的土体向水囊方向滑移造成了光纤局部受压; 但是随着水囊排水体积的进一步增加, 土中应力发生调整, 出现了较为明显的竖向位移, 这使得 FBG 传感器测到了很大的拉应变。值得注意的是, 从阶段 I 过渡到阶段 II 时, FBG 应变读数有突变现象。这一监测结果表明, 光纤传感器可以实时地捕捉到由于地下塌陷而造成的突发性地面沉降。

(3) $t=2000\sim 3600$ s 的阶段可称为塌陷后的稳定阶段。在此阶段内 FBG 传感器的监测值趋于稳定, 且 FBG 拉应变值的大小为 $FBG4>FBG3>FBG2>FBG5>FBG1$ 。理论上应该为 FBG3 值最大, 但是由于塌陷情况下周边土体应变场的复杂性, 应变峰值区域与中心位置处有一定偏差。

图 4 为埋设于管道上方 5 cm 处的 FBG 串 H1 的应变读数, 对其分析可得到以下认识:

(1) 由于水囊排水造成的地下塌陷引起土层的应力重分布, 从而造成了管道及周边土体应变的变化。根据管道上方埋设的 FBG 测值, 同样可以划分为 3 个阶段, 并且和 H2 光纤的结果具有良好的一致性。需要指出的是, 管道上方的应变读数在阶段 I 基本为零。其原因如下: 管道下方土体塌陷引起的地面沉降使管道周边的土压力重新分布, 同时也增加了管道的抵抗变形能力, 即形成了“管-土相互作用系统”。在这一过程中, 管道上方填土的部分重量被转移至管侧土体中, 使得管道上方土体应变基本不变。

(2) 与之前的分析结果一样, 管道上方的 FBG 传感器读数在 $t=500$ s 时发生了突变现象, 预示着进入了阶段 II。这种突变效应表明, 地下塌陷造成上部土

体变形破坏是一个应变逐渐累积的过程。随着下方土体的持续垮塌，使得上覆土层的原有应力场在很短时间内失去平衡，在地表出现突然的塌陷。

(3) 经过对同一土层内的 FBG 监测结果对比分析后发现，管体正上方的 FBG3 传感器受到很大的压应变，而靠近模型箱边界处的传感器 FBG1、FBG5 测值变化幅度最小。这是由于土体沉降变形的局部化造成的。在模型试验中观测到，地表中心点处的沉降量最大，靠近两侧逐渐减小。

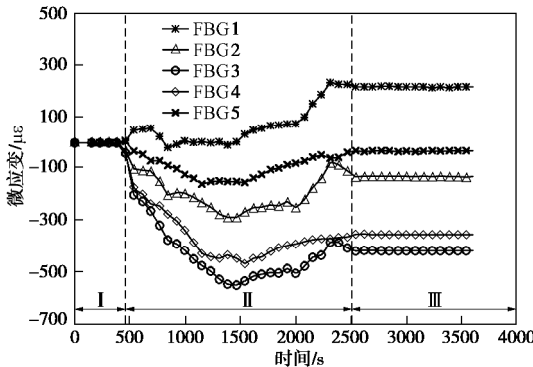


图 4 H1 位置处的 FBG 传感器应变测值

Fig. 4 Strains measured by FBG sensors at H1 location

2.2 管道受力监测结果

图 5 是整个地层塌陷过程中埋地管道外壁的应变监测结果。试验结果表明，管体受力有如下的规律：

(1) 随着水囊排水体积的增大，管道侧壁上的 FBG 应变测值刚开始接近于零，即处在阶段 I；到 $t=0\sim 500\text{ s}$ 时突增，进入阶段 II，之后应变绝对值总体上呈现逐渐增大的趋势。在完全塌陷后的稳定阶段，管体应变绝对值略有减小。这说明，地下塌陷引起的应力扩散造成管道和周边土体的受力变形特征具有一致性。

(2) 在试验过程中，管道外壁顶、底侧基本处于受拉状态，而在左、右两侧处于受压状态。这说明在地层塌陷作用下，管道上方土体的部分重量被转移到管侧土体，使得管道环向发生较大的应力调整。从图 5 中可以看到，管底的应变明显大于管顶，其最大值超过 $200\ \mu\epsilon$ 。这主要是由于管道下方土体的塌陷形成脱空，使得管底土压力大幅下降，这种作用使得管底出现明显增大的拉应变。

从以上分析可以看出，FBG 传感器非常灵敏地检测到了管道及周边土体在地层塌陷条件下的变形特征。试验结果显示，不管是土中埋设的 FBG 还是管道上黏贴的 FBG，其读数变化均可以划分为 3 个阶段。这为进一步认识由于岩溶等原因造成地下塌陷，从而引发管道破裂事故的内在机理，提供了一种新的视角。

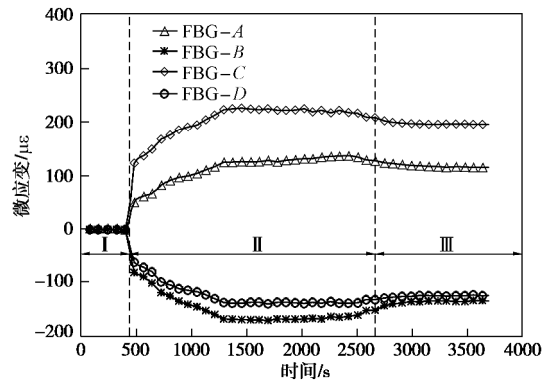


图 5 管道上 FBG 的应变测值曲线

Fig. 5 Strains measured by FBG sensors on pipeline

2.3 管-土相互作用计算模型

为了实现管道事故的预警预报，需要根据光纤监测数据推算管道的实时受力状态。模型试验中的实测数据显示，管道在地层塌陷引起的应力重分布作用下发生明显的变形，总体呈“椭圆形”，如图 6 所示。

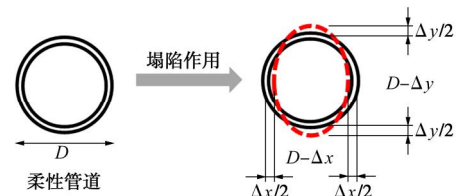


图 6 地层塌陷前后埋地管道形状对比图

Fig. 6 Comparison of buried pipeline shapes before and after ground collapse

如前所述，模型试验结果显示，塌陷过程中管底测得的应变最大，为此取该处的最大应变值作为问题的切入点，同时假定管周的应力为对称分布。如图 7 所示，对于柔性环状结构物，在自重应力和附加应力的作用下，其径向应力可分为均匀分布的径向应力和椭圆形分布的径向应力两部分；在分析地层塌陷造成的附加应力时，可以忽略前者，即令 $\Delta x = \Delta y = D$ [14]。

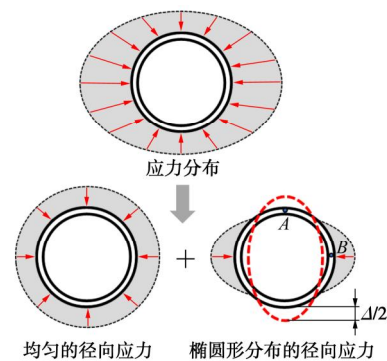


图 7 管道的应力分布示意图

Fig. 7 Diagram of stress distribution of a buried pipeline

考虑在椭圆形分布的径向应力作用下，管道发生了弹性变形，并处于纯剪状态。根据几何关系可求得管道外壁 A、B 点的应变。管道变形可以用以下椭圆方程描述：

$$\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} = 1 \quad (1)$$

式中, a, b 为变形后椭圆的中性轴截距,

$$a = r_m + \Delta/2 \quad (2)$$

$$b = r_m - \Delta/2 \quad (3)$$

其中, r_m 为管道内半径和外半径的平均值。

根据几何关系, 可得到 A, B 两点的曲率变化量

$$dk_A = \frac{b}{a^2} - \frac{1}{r_m} = -\frac{\Delta(6r_m + \Delta)}{r_m(2r_m + \Delta)^2} \quad (4)$$

$$dk_B = \frac{a}{b^2} - \frac{1}{r_m} = \frac{\Delta(6r_m - \Delta)}{r_m(2r_m - \Delta)^2} \quad (5)$$

进一步可得 A, B 两点应变量为

$$e_{A(B)} = t_w dk_{A(B)} / 2 \quad (6)$$

式中, t_w 为管道的壁厚。

由式 (6) 可知, A, B 两点处位移和应变之间满足:

$$\left. \begin{aligned} e_A &= -\frac{\Delta t_w (6r_m + \Delta)}{2r_m (2r_m + \Delta)^2} \\ e_B &= \frac{\Delta t_w (6r_m - \Delta)}{2r_m (2r_m - \Delta)^2} \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

对于发生椭圆形变形的结构物, 其各点的径向位移和最大位移、弯矩之间满足函数关系式:

$$y = -\frac{\Delta}{2} \cos(2j) \quad (8)$$

$$\frac{d^2 y}{dj^2} + y = -\frac{R^2}{EI} M(j) \quad (9)$$

将式 (7) 代入式 (8) 中得

$$M(j) = \frac{3EI}{R} \left(\frac{\Delta}{D} \right) \cos(2j) \quad (10)$$

将应变和位移关系式 (7) 代入式 (10) 中得

$$M(j) = \frac{3EI}{RD} \frac{-8e_A r_m^2 - 6t_w r_m + \sqrt{64e_A^3 r_m^3 t_w + 36t_w^2 r_m^2}}{4r_m e_A + 2t_w} \cos(2j) \quad (11a)$$

$$M(j) = \frac{3EI}{RD} \frac{8e_B r_m^2 + 6t_w r_m - \sqrt{64e_B^3 r_m^3 t_w + 36t_w^2 r_m^2}}{4r_m e_B + 2t_w} \cos(2j) \quad (11b)$$

上式表明, 在假设管道发生椭圆形变形的条件下, 管道上任意点的弯矩可由 A 或 B 点的应变求出。

2.4 光纤应变和地面沉降特征曲线的关系模型构建

地层塌陷引起的地面沉降槽形状一般符合高斯正态分布。本文用 Klar 提出的修正高斯曲线公式对模型试验中测得的地表沉降进行拟合, 该表达式为^[15]

$$S(x) = \frac{n}{n-1+e^{a\left(\frac{x}{i}\right)^2}} S_{\max} \quad (12)$$

式中 S_{\max} 为地表沉降的最大位移量; i 为沉降槽的宽度参数; n 为沉降曲线的曲率参数, $n = e^a \frac{2a-1}{2a+1} + 1$, 其中 a 为修正系数。表 1 和图 8 为不同试验阶段的拟合结果。

表 1 修正高斯曲线公式的拟合参数及地表沉降最大值
Table 1 Fitting parameters of modified Gaussian curve and maximum ground surface settlements

试验阶段	n	i/mm	a	S_{\max}/mm	
				实测	拟合
I	1.3	131.1	0.70	6.0	5.6
II	2.3	160.5	1.20	10.2	10.1
III	2.4	172.0	1.22	17.5	16.2

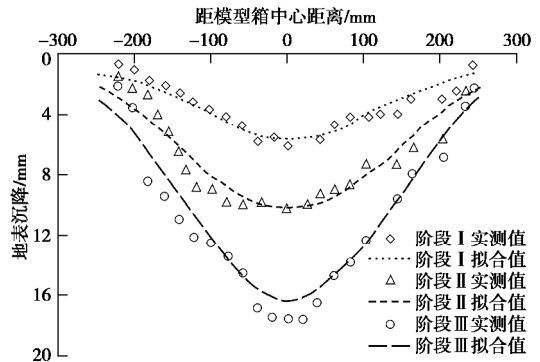


图 8 不同阶段地表沉降拟合值与实测值的对比结果
Fig. 8 Comparison of fitted and measured ground surface settlements in different stages

采用 Klar 法拟合得到的地表沉降曲线不仅在曲线分布规律上和实测结果接近, 而且沉降槽宽度系数及最大沉降量的发展规律也和试验相符合。从图 9 可以看出, 地表沉降最大值与塌陷体积呈很好的相关关系, 且线性拟合系数接近 1/1000。在利用水囊排水模拟地层塌陷的过程中, 修正高斯公式可以较好地描述地面沉降的特征。

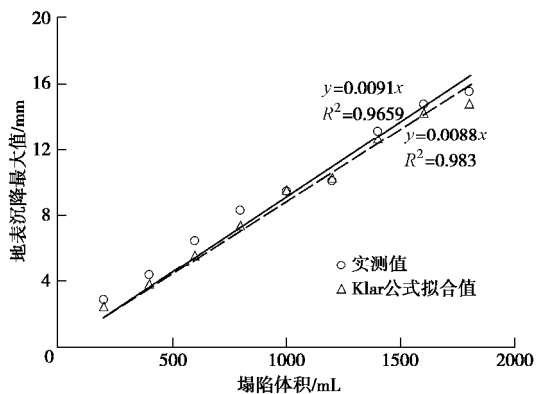


图 9 地表最大沉降拟合值与实测值的对比结果
Fig. 9 Comparison of fitted and measured maximum ground surface settlements

为了计算简便, 式 (12) 中 a 取 1/2, 并将修正

高斯型地面沉降模型简化为下式的最简单形式:

$$S(x) = S_{\max} e^{-\frac{x^2}{i^2}} \quad (13)$$

当光纤被紧密地埋设在土体中时, 将随着土体的变形而被拉伸或压缩。如果变形协调性得以满足, 则光纤的变形特征和沉降曲线保持一致性。以下分析基于光纤和地表变形均满足高斯型模型这一基本条件。

如图 10 所示, 理论上土体中光纤虽然发生了弯曲变形, 但为了分析方便仍然认为其符合材料的连续均匀性假设, 内力在截面上的分布是连续的。因此, 进一步得到光纤中心点处的轴向应变为

$$e = \frac{L - 2\Delta x}{2\Delta x} \quad (14)$$

式中, L 取为变形后的光纤单元长度, $2\Delta x$ 取为变形前的光纤单元长度。

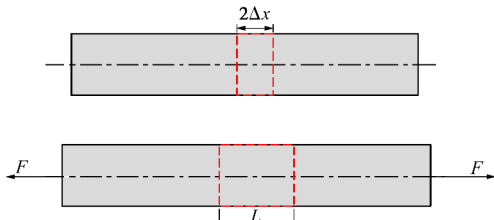


图 10 埋地光纤变形受力示意图

Fig. 10 Diagram of deformation and stress of buried optical fibers

转换式 (14) 得到:

$$L = 2\Delta x(e+1) \quad (15)$$

根据微积分知识:

$$L = \int_{-\Delta x}^{\Delta x} \sqrt{1 + S(x)^2} dx \quad (16)$$

将式 (13) 代入式 (16) 得

$$L = 2 \int_0^{\Delta x} \sqrt{1 + 4x^2 e^{-\frac{x^2}{i^2}} S_{\max}^2} dx \quad (17)$$

当光纤和周边土体都发生小变形时, 为了便于计算参数 S_{\max} , 将单位长度内光纤的变形看作圆弧状。假设此时 A 和 B 两点处的曲率半径和 O 点处曲率半径相交于 O' , 如图 11, 根据勾股定理可得

$$|O'A|^2 - |OO'|^2 = OA^2 \quad (18)$$

即

$$R^2 - (R - S_{\max})^2 = (\Delta x)^2 \quad (19)$$

又根据几何关系可得

$$\Delta x = R \sin \frac{\Delta x(1+e)}{R} \quad (20)$$

通过式 (20) 可求得 R 值。

通过以上分析可以得到式 (17), (19) 两个方程, 对这个微分方程组进行求解, 便可得到高斯模型的未知数 i 和 S_{\max} , 从而确定沉降特征曲线。本文基于模型试验中的应变实测数据, 使用 MATLAB 软件计算得到了塌陷 3 个阶段的 i 和 S_{\max} 值, 如表 2 所示。

根据以上的分析可知, 由光纤应变计算出的地表沉降最大位移分别为 5.51, 9.45, 17.24 mm, 和实测值 6.0, 10.02, 17.50 mm 基本相符。这说明, 采用高斯模型可以很好地反映地表沉降的分布趋势。

表 2 由高斯模型计算的参数值

试验阶段	S_{\max}/mm	i/mm
I	5.51	25.6
II	9.45	26.7
III	17.24	30.4

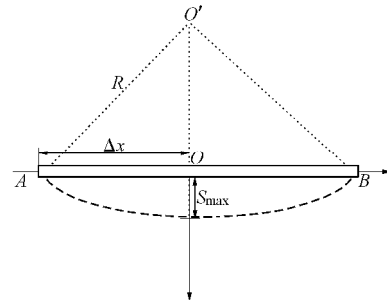


图 11 高斯模型沉降模型示意图

Fig. 11 Schematic diagram of settlement model for Gaussian model

3 结 论

本文基于 FBG 感测技术, 开展了埋地管道的模型试验, 研究了地层塌陷引起管道受力变形及地表沉降的分布特征, 通过对试验结果的分析得到如下 3 点结论。

(1) 将 FBG 感测技术应用于埋地管道监测和安全评估具有可行性。根据 FBG 监测结果, 可将整个试验过程分为应力重分布阶段、土体蠕变压缩阶段和塌陷后的稳定阶段。

(2) 基于椭圆变形假定, 给出了由光纤应变测值计算管道弯矩分布的方法, 为准确地预测和评估埋地管道的安全性提供了一种新的途径。

(3) 模型试验中, 地表沉降形态满足修正高斯模型, 在此基础上建立了光纤应变数据与沉降变形之间的数学关系, 由此得到了一种新的地表沉降计算方法。该方法为分析地层塌陷引起的管道变形和破坏问题提供了一种新的思路, 具有一定的工程实践意义。

需要指出的是, 本文相关结论是基于室内小尺寸模型试验得到的, 存在一定的局限性, 仍需在实际工程中进一步验证。

参考文献:

[1] 徐匆匆, 马向英, 何江龙, 等. 城市地下管线安全发展的现状、问题及解决办法[J]. 城市发展研究, 2013, 20(3): 108 - 118. (XU Cong-cong, MA Xiang-ying, HE Jiang-long, et al.

- Status, problems and solutions of urban underground pipeline safety and development[J]. *Urban Development Studies*, 2013, **20**(3): 108 - 118. (in Chinese))
- [2] 钱七虎, 陈晓强. 国内外地下综合管线廊道发展的现状、问题及对策[J]. *地下空间与工程学报*, 2007, **3**(2): 191 - 194. (QIAN Qi-hu, CHEN Xiao-qiang. Situation problems and countermeasures of utility tunnel development in China and abroad[J]. *Chinese Journal of Underground space and Engineering*, 2007, **3**(2): 191 - 194. (in Chinese))
- [3] 张士乔, 李 洵, 吴小刚. 地基差异沉降时管道的纵向力学性状分析[J]. *中国农村水利水电*, 2003(7): 46 - 48. (ZHANG Shi-qiao, LI Xun, WU Xiao-gang. Analysis of longitudinal mechanical properties for pipeline during foundation uneven settlement[J]. *China Rural Water and Hydropower*, 2003(7): 46 - 48. (in Chinese))
- [4] 巨玉文, 吴际渊, 贺武斌, 等. 地面塌陷对城市埋地管线影响的试验研究及数值分析[J]. *太原理工大学学报*, 2015, **46**(1): 64 - 68. (JU Yu-wen, WU Ji-yuan, HE Wu-bin, et al. Experimental study and numerical analysis on influence of urban underground pipelines under the ground collapse[J]. *Journal of Taiyuan University of Technology*, 2015, **46**(1): 64 - 68. (in Chinese))
- [5] 周 敏, 杜延军, 王 非, 等. 地层沉降中埋地 HDPE 管道力学状态及模型试验分析[J]. *岩土工程学报*, 2016, **38**(2): 253 - 262. (ZHOU Ming, DU Yan-jun, WANG Fei, et al. Physical modeling of mechanical responses of HDPE pipes and subsurface settlement caused by land subsidence[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 2016, **38**(2): 253 - 262. (in Chinese))
- [6] WANG F, DU Y J, YANG X M. Physical modeling on ground responses to tunneling in sand considering the existence of HDPE pipes[J]. *Geotechnical Testing Journal*, 2015, **38**(1): 85 - 97.
- [7] 朱鸿鹄, 施 斌, 严珺凡, 等. 基于分布式光纤应变感测的边坡模型试验研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2013, **32**(4): 821 - 828. (ZHU Hong-hu, SHI Bin, YAN Jun-fan, et al. Physical model testing of slope stability based on distributed fiber-optic strain sensing technology[J]. *Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2013, **32**(4): 821 - 828. (in Chinese))
- [8] 丁 勇, 王 平, 何 宁, 等. 基于 BOTDA 光纤传感技术的 SMW 工法桩分布式测量研究[J]. *岩土工程学报*, 2011, **33**(5): 719 - 724. (DING Yong, WANG Ping, HE Ning, et al. New method to measure deformation of SMW piles based on BOTDA[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 2011, **33**(5): 719 - 724. (in Chinese))
- [9] 魏广庆, 施 斌, 胡 盛, 等. FBG 在隧道施工监测中的应用及关键问题探讨[J]. *岩土工程学报*, 2009, **31**(4): 571 - 576. (WEI Guang-qing, SHI Bin, HU Sheng, et al. Several key problems in tunnel construction monitoring with FBG [J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 2009, **31**(4): 571 - 576. (in Chinese))
- [10] 丁 勇, 施 斌, 崔何亮, 等. 光纤传感网络在边坡稳定监测中的应用研究[J]. *岩土工程学报*, 2005, **27**(3): 338 - 342. (DING Yong, SHI Bin, CUI He-liang, et al. A fiber optic sensing net applied in slope monitoring based on Brillouin scattering[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 2005, **27**(3): 338 - 342. (in Chinese))
- [11] 吴海颖, 朱鸿鹄, 朱 宝, 等. 基于分布式光纤传感的地下管线监测研究综述[J]. *浙江大学学报(工学版)*, 2019, **53**(6): 1057 - 1070. (WU Hai-ying, ZHU Hong-hu, ZHU Bao, et al. Review of underground pipeline monitoring research based on distributed fiber optic sensing[J]. *Journal of Zhejiang University (Engineering Science)*, 2019, **53**(6): 1057 - 1070. (in Chinese))
- [12] SIMPSON B, HOULTN A, MOORE I D. Distributed sensing of circumferential strain using fiber optics during full-scale buried pipe experiments[J]. *Journal of Pipeline Systems Engineering and Practice*, 2015(6): 1 - 10.
- [13] CAUCHI S, CHERPILLOD T, MORISON D, et al. Fiber-optic sensors for monitoring pipe bending due to ground movement[J]. *Pipeline and Gas Journal*, 2007(1): 36 - 40.
- [14] MOHAMAD H, SOGA K, BENNETT P J, et al. Monitoring twin tunnel interaction using distributed optical fiber strain measurements[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2012, **138**(8): 957 - 967.
- [15] KLAR A, VORSTER T E B, SOGA K, et al. Soil-pipe interaction due to tunnelling: comparison between Winkler and elastic continuum solutions[J]. *Géotechnique*, 2005, **55**(6): 461 - 466.

DOI: 10.11779/CJGE202006018

软黏土地层基坑开挖对旁侧隧道影响离心模型试验研究

陈仁朋^{1, 2, 3}, 刘书伦^{1, 2}, 孟凡衍³, 叶俊能⁴, 朱斌^{1, 2}

(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. 湖南大学土木工程学院, 湖南 长沙 410082; 4. 宁波市轨道交通集团有限公司, 浙江 宁波 315012)

摘要: 为研究软黏土地层基坑开挖对旁侧隧道的影响, 开展了相似比为 1 : 120 的离心模型试验。试验获得了基坑开挖引起的地层不排水抗剪强度、土体孔隙水压力、隧道周围地层水平向土压力、地表沉降、隧道沉降和弯矩响应规律。试验结果表明: ①基坑底暴露导致坑底和隧道周围土体超孔压长时间演变, 并伴随着隧道周围地层水平向土压力大小和分布形式的持续变化; ②基于竖向有效应力衰减程度的土体扰动度评价方法, 发现位于坑底下方 0.3 倍和 0.7 倍开挖深度处的土体扰动度分别达到了 0.33, 0.21; ③因既有隧道的约束作用, 围护墙外侧地表沉降主要位于 Peck (1969 年) 预测的地表沉降 II 区; ④基坑开挖完成后, 地表沉降、隧道沉降和弯矩持续发展, 开挖完成 815 d 后隧道总沉降达到了开挖期间沉降的 1.6 倍。固结和蠕变变形是开挖卸载后隧道变形和内力持续发展的主要原因, 实际工程中应尽量减少坑底暴露时间。

关键词: 离心模型试验; 基坑; 隧道; 软黏土; 沉降

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000 - 4548(2020)06 - 1132 - 07

作者简介: 陈仁朋(1972—), 男, 博士, 教授, 主要从事城市地下空间和交通岩土工程方面的研究。E-mail: chenrp@hnu.edu.cn。

Centrifuge modeling of excavation effects on a nearby tunnel in soft clay

CHEN Ren-peng^{1, 2, 3}, LIU Shu-lun^{1, 2}, MENG Fan-yan³, YE Jun-neng⁴, ZHU Bin^{1, 2}

(1. MOE Key Laboratory of Soft Soils and Geoenvironmental Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 2. Institute of Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 3. College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China; 4. Ningbo Rail Transit Group Co., Ltd., Ningbo 315012, China)

Abstract: The centrifuge modeling with a similarity ratio of 1 : 120 is carried out to investigate the impacts of an excavation on a nearby tunnel in soft clayey strata. The responses of undrained shear strength, pore water pressures, horizontal earth pressures around the tunnel, ground settlements, tunnel settlements and bending moments are obtained. The test results show that: (1) The exposure of the excavation base leads to the continuous evolution of the excess pore water pressures of soils below the excavation base and around the tunnel, together with both the magnitude and distribution changes of horizontal earth pressures around the tunnel. (2) Using the effective vertical stress reduction ratio-based equation for soil disturbance degree (SDD), SDD of soils with vertical distances of 0.3 and 0.7 times the excavation depth below the excavation base are 0.33 and 0.21, respectively. (3) Due to the existing tunnel, the ground surface settlements behind the diaphragm wall mainly locate at Zone II predicted by Peck (1969). (4) After excavation, the ground surface settlements, tunnel settlements and bending moments develop continuously. The tunnel settlement at 815 days after excavation is 1.6 times that during excavation stage. The consolidation and creep may be the main reasons for the continuous development of tunnel deformations and internal forces after excavation, implying that the exposure time of the excavation base should be minimized in real projects.

Key words: centrifuge modeling; excavation; tunnel; soft clay; settlement

0 引言

随着城市快速发展, 地下空间开发程度越来越高, 各种工程近接施工变得非常普遍。其中, 邻近既有隧道的基坑开挖工程是目前常见的近接工程类型之一。基坑开挖对周围土体产生卸荷作用, 进而引起既有隧

道产生附加内力和变形。中国沿海地区广泛分布着海湖相软黏土, 如上海、天津、杭州等地。该区域软黏

基金项目: 国家自然科学基金重点项目 (51938005); 宁波轨道交通集团有限公司科研项目 (K18-512103-022)

收稿日期: 2019 - 09 - 23

*通信作者: (E-mail: fymeng@hnu.edu.cn)

土具有孔隙比大、压缩性高、强度和渗透性低等特性。因此,该区域基坑开挖对邻近隧道影响问题尤为突出。例如,宁波地铁一号线某区间隧道在邻近大面积基坑开挖影响下出现了管片开裂及渗漏等现象,严重威胁到隧道结构安全^[1]。另外,低渗透性软黏土地层中的开挖工程会导致地层工后变形持续发展^[2-3]。因此,揭示软黏土地层基坑开挖对周围地层和旁侧隧道的影响机理具有重要意义,特别是长期效应。

目前,国内外学者对此问题的研究以有限元数值分析^[1,3-7]和模型试验^[8-11]为主。数值分析方面,Chen 等^[4]通过三维数值分析研究了深基坑开挖过程中隧道变形和内力变化规律,比较了典型保护措施对控制既有隧道变形和内力的有效性。郑刚等^[5]建立了考虑土体小应变刚度特性的有限元分析模型,研究了基坑施工对坑外既有隧道变形影响规律,认为坑外隧道变形的影响区可以简化成直角梯形,且坑外变形影响区范围与围护结构水平位移有关。Dolezavola 等^[6]通过二维有限元模型分析了基坑开挖对下方隧道变形和内力的影响规律。Shi 等^[7]通过三维有限元模型分析了圆形地下室开挖直径和覆土厚度对下卧隧道变形的影响机理。模型试验方面,Ng 等^[8]研究了干砂地层基坑开挖对下卧及旁侧隧道内力和沉降的影响。Zheng 等^[9]研究了干砂地层基坑开挖对下卧隧道内力及周围土压力的影响规律。陈仁朋等^[10]通过离心模型试验研究了干砂地层中隔断墙对控制基坑开挖引起的旁侧隧道内力和变形的作用。然而,目前关于软黏土地层基坑开挖对邻近隧道影响的离心模型试验研究还很少见,尤其是基坑底暴露对地层和隧道的长期响应机制分析。

本文开展了软黏土地层邻近既有隧道旁的基坑开挖离心模型试验,获得了隧道结构和周围土体在基坑开挖阶段和开挖完成后的变形和内力演变规律。

1 离心模型试验方案

因超重力加速度的作用,土工离心机特有的缩尺、缩时效应可以在模型条件下还原较长时间的原型土应力场变化。本次离心模型试验采用的是浙江大学 ZJU-400 土工离心机,该离心机有效旋转半径为 4.5 m,吊篮有效容积 1.5 m×1.2 m×1.5 m,容量 400 g·t,最大离心加速度 150g。本试验采用的离心加速度为 120g。离心模型试验中参数相似关系^[11]如表 1 所示。

1.1 地基土

本次试验选用马来西亚高岭土^[12]制备软黏土地基。地基土制备过程中将高岭土粉末与 1.5 倍液限的水混合,在真空搅拌器中制成泥浆。随后,经过堆载固结和离心机固结实现饱和高岭土模型地基的制备,

最终地基固结度达到 90% 以上^[13]。固结完成后的地基土物理力学性质:相对密度 $G_s=2.64$,液限 $w_L=80.7%$,塑限 $w_P=36.5%$,渗透系数 $k=2.0 \times 10^{-8}$ m/s,固结系数 $c_v=40$ m²/a,内摩擦角 $\varphi=23^\circ$,等向固结压缩系数 $I=0.244$,临界应力状态比 $M=0.9$,回弹系数 $k=0.053$ 。其中 M, I, k 为修正剑桥模型参数。另外,基坑内土体采用与地基土等密度的 $ZnCl_2$ 重液代替,试验过程中采用排液的方式模拟开挖过程^[14]。

表 1 离心模型试验参数相似关系(模型/原型)

Table 1 Relevant scaling laws in centrifuge models (model/prototype)

物理量	相似比	物理量	相似比
重力加速度/(m·s ⁻²)	120	质量密度/(kg·m ⁻³)	1
几何尺寸/m	1×120 ⁻¹	弹性模量	1
面积/m ²	1×120 ⁻²	弯矩/(N·m ⁻¹)	1×120 ⁻³
应变	1	抗弯刚度/(N·m ⁻²)	1×120 ⁻⁴
应力/kPa	1	时间/s	1×120 ⁻²

1.2 模型构件布置

模型平面图与横剖面图如图 1, 2 所示。基坑围护墙采用均质铝板,弹性模量 72 GPa,厚度 5 mm,对应原型弹性模量为 30 GPa,厚度为 800 mm(抗弯刚度等效)的混凝土板。模型隧道纵向与基坑长边平行,材料与基坑围护墙一致,对应原型弹性模量为 35 GPa,厚度为 143 mm(纵向抗弯刚度等效)的混凝土衬砌。以上模型结构与原型结构等效方法与 Ng 等^[8]一致。具体试验模型尺寸和原型尺寸如表 2 所示。

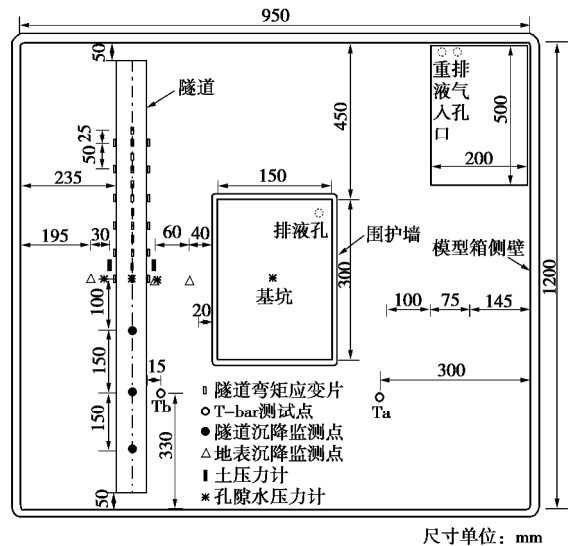


图 1 模型平面图

Fig. 1 Plan view of centrifuge model

1.3 传感器布置

如图 2 所示,试验采用激光位移计测量地表沉降,3 个监测点与围护墙距离分别为(4/5)D, 2D, (17/5)D, D 为隧道直径。距离隧道中间断面 5D 处布置一个激光监测点用于测量拱顶竖向位移,隧道拱顶伸出—

个直径 3 mm 壁厚 0.5 mm 的空心套管, 套管顶部黏接一塑料片用于反射激光。隧道纵向中间断面两侧的拱顶、拱腰和拱底高度分别布置土压力盒用以测量水平向土压力, 测点距离隧道轴线 35 mm。拱顶上方 0.7D 处和拱腰两侧 0.2D 处分别布置孔隙水压力计。基坑中心下方 30, 70 mm 处分别布置孔隙水压力计用于监测孔压变化情况。隧道拱顶和拱底每隔 0.5D 布置一对应变片, 拱腰两侧每隔 1D 布置一对应变片以监测弯矩变化情况。模型固结完成后和开挖完成后, 采用 T-bar 装置下探 30 cm (对应原型 36 m) 分别测试了相应位置土体强度随深度变化情况。

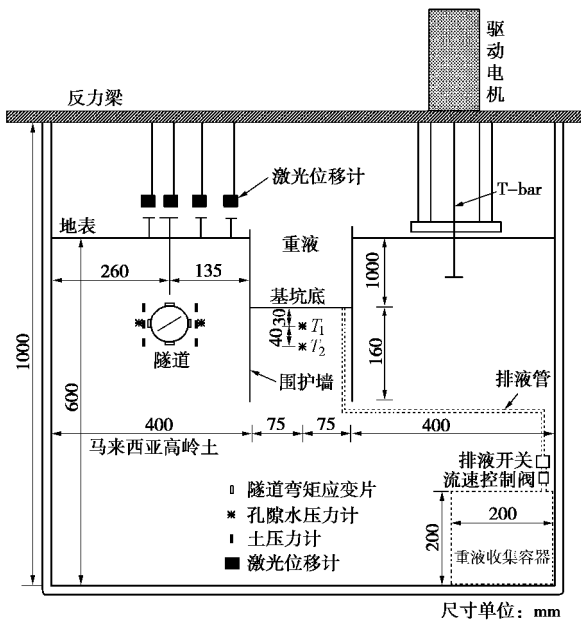


图 2 模型横剖面图

Fig. 2 Cross-sectional view of centrifuge model

表 2 试验模型和对应原型尺寸

Table 2 Dimensions of test model and corresponding prototype

模型	变量名	模型尺寸/mm	原型尺寸/m
	长×宽	300×150	36×18
围护墙	围护墙板厚度	5	0.6
	开挖深度	100	12.0
	插入深度	160	19.2
隧道	与基坑距离	110	13.2
	隧道外径	50	6
	隧道长度	1100	132
	隧道厚度	1	0.12
	隧道拱顶埋深	100	12

1.4 试验步骤

本次试验拟采用排液法模拟基坑开挖过程 (图 3)。具体试验步骤如下:

(1) 在固结成模的地基土中挖出一凹槽并将模型隧道埋入预设位置, 随后回填隧道上方土层并平整。将模型箱吊入固结仪, 采用堆载预压固结, 预压荷载分为 4 级 (18.5, 30.4, 43.8, 56.8 kPa), 每级荷载持

续 72 h。

(2) 将模型箱吊入离心机内重新在 120g 加速度下固结, 固结后用 T-bar 测试土体不排水抗剪强度。

(3) 将模型箱吊出地面, 静压基坑围护墙至预设深度, 挖出坑内土体至预定坑底, 敷设硅胶袋置基坑内并倒入重液, 并安装调试试验所需传感器。

(4) 开启离心机, 转机到 120g, 传感器数据采集稳定后, 开启电磁阀排液 (此时电磁阀在超重力下停止工作), 为实现基坑开挖的模拟, 试验过程中采用停机开挖^[15]的方式, 下文的试验结果也表明停机开挖方式, 得到的地层和隧道响应结果较为合理。

(5) 重新开启离心机使模型地基重新建立应力场, 获取开挖前后各传感器数据。为获得基坑开挖引起的地基土和隧道长期响应, 离心加速度到达 120g 后持续转机 2.3 h (对应原型约 3.8 a), 然后停机。

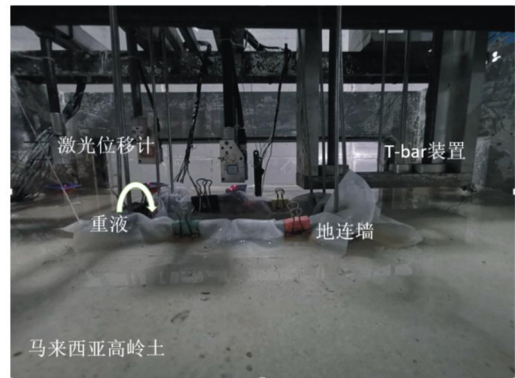


图 3 试验模型实物图

Fig. 3 Picture of centrifuge model

2 试验结果分析

2.1 土体不排水抗剪强度

整个试验过程共进行了 3 次 T-bar 测试, 即固结完成后、基坑开挖前和基坑开挖完成后。其中基坑开挖前 T-bar 测试数据异常, 没有计入数据。

从图 4 可以看出, 固结完成后 T-bar 测试曲线线性度较好, 不排水抗剪强度随深度近似线性增加, 梯度约 1.1~1.2 kPa/m, 这也表明地基土固结情况良好, 没有明显分层情况。本试验围护墙采用静压的方式安装, 隧道上方的土体较固结完成后的模型土体强度有所增加。从开挖完成面到隧道仰拱深度附近, 由于开挖引起的卸荷效应导致土体强度减弱, S_u 值低于饱和土地基, 对埋深 19 m 以下土层 (约拱底以下), 两次测试得到的不排水抗剪强度大小趋于一致。

2.2 基坑底土体超静孔隙水压力

基坑开挖卸荷会引起坑底土体产生负的超静孔隙水压力 (以下称超孔压)。开挖完成后, 负超孔压随时

间发展逐渐消散, 导致土体回弹持续发展。

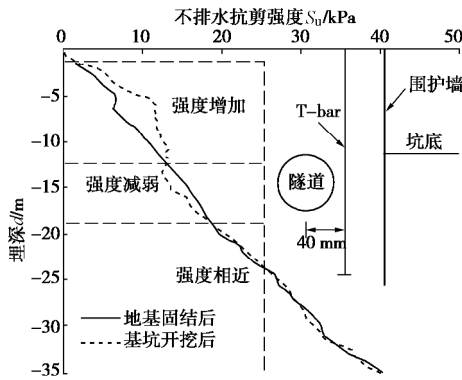


图 4 土体不排水抗剪强度沿深度分布曲线

Fig. 4 Profile of undrained shear strength

如图 5 所示, 本试验获得了基坑开挖引起的坑底 T_1 和 T_2 位置土体超孔压随时间变化规律。需要指出的是, 图 6 所示的超孔压大小为按照开挖完成后坑底水位确定的静水压力与实测孔压的差值。

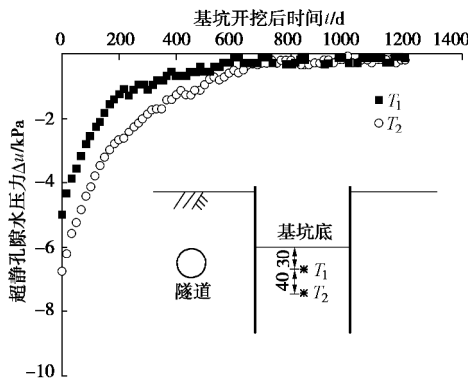


图 5 基坑底 T_1 和 T_2 测点超孔压演变过程

Fig. 5 Development of excess pore water pressure at T_1 and T_2

基坑刚开挖完成时 ($t = 0$), T_1 和 T_2 位置的负超孔压分别为 6.8, 5 kPa。随后两个测点的土体超孔压逐渐消散。开挖完成 100 d 时, T_2 测点超孔压消散了 50% 且消散速度变慢。此时 T_1 测点超孔压消散了约 39%, 且在开挖完成 150 d 时其超孔压消散程度达到了约 50%。 T_1 和 T_2 测点土体超孔压消散程度分别在基坑开挖完成后 640, 380 d 时达到了 90%。

因此, 试验结果表明基坑开挖引起的坑底土体超孔压随埋深增大而减小, 而其消散速度则随埋深增大而增大。另外, Xu 等^[16]认为可以通过有效应力衰减程度来确定卸载引起的土体应力扰动度 (SDD), 并提出 SDD 计算公式:

$$SDD = 1 - \frac{s'_{vd}}{s'_{v0}}, \quad (1)$$

式中, s'_{vd} 为土体受扰动后的竖向有效应力, s'_{v0} 为土体初始竖向有效应力,

$$s'_{vd} = gh - u_{wd}, \quad (2)$$

$$s'_{v0} = g(H_c + h) - u_{w0}, \quad (3)$$

其中, g 为土体饱和重度或重液重度, H_c 为基坑开挖深度, h 为测点到基坑底的竖向距离, u_{w0} 为基坑开挖前的实测孔隙水压力, u_{wd} 为基坑开挖完成时的实测孔隙水压力。

根据式 (1) ~ (3) 和实测孔压大小计算得到的 T_1 和 T_2 位置的土体扰动度在基坑开挖完成时分别为 0.33, 0.21。

2.3 隧道周围土体孔隙水压力

为获得基坑开挖引起的隧道周围土体孔隙水压力变化, 试验在隧道拱顶上方和拱腰两侧分别布置了微型孔隙水压力传感器 T_3, T_4 和 T_5 。基于基坑开挖前的各传感器初始读数, 本文获得了以上 3 个测点的超孔压。如图 6 所示, T_3, T_4 和 T_5 处的土体在基坑开挖阶段均产生了一定程度的负超孔压, 大小分别为 -14.0, -11.9, -8.2 kPa。

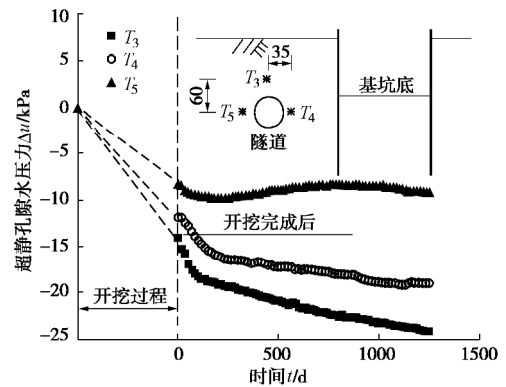


图 6 隧道周围土体超静孔隙水压力演变

Fig. 6 Evolution of excess pore water pressure around tunnel

开挖完成后约 100 d 时间内, 这 3 个测点的土体负超孔压均以较快的速度继续增大, 随后除 T_5 测点外均以较低速度增长。其中, 拱顶上方的 T_3 测点超孔压下降程度较大可能与隧道沉降持续发展对上方地层的牵扯作用有关, 而隧道拱腰右侧的 T_4 位置土体超孔压的持续增大则可能与围护墙和地层变形的持续发展有关。相比而言, T_5 测点的超孔压在开挖完成 100 d 后呈现先缓慢减小再逐渐增大的趋势, 这可能与隧道整体位移和变形模式有关。另外, 因隧道的阻隔作用, T_5 测点的超孔压总体变化程度较小。

2.4 隧道周围地层水平向土压力

基坑开挖卸荷会改变隧道周围土体压力分布形式, 从而引起隧道结构产生附加内力和变形。为此, 本试验获得了基坑开挖引起的隧道周围地层水平向土压力演变规律。如图 7 所示, 隧道周围地层水平向土

压力在基坑开挖过程中均发生了衰减,其中 P_1 , P_2 和 P_3 分别下降了 5.0, 12.0, 13.8 kPa。总体上看,这 3 个位置的水平向土压力变化程度随土体埋深增加而增大。上述 3 个位置的水平向土压力值在开挖完成后一段时间内均呈现微弱程度的恢复,且随着深度增加恢复程度逐渐增大。随后,水平向土压力随时间的推移逐渐缓慢下降,这是基坑底持续暴露导致的开挖卸载效应不断发展的结果。这一点可以从图 5, 6 所示的土体孔隙水压力变化趋势得到验证。

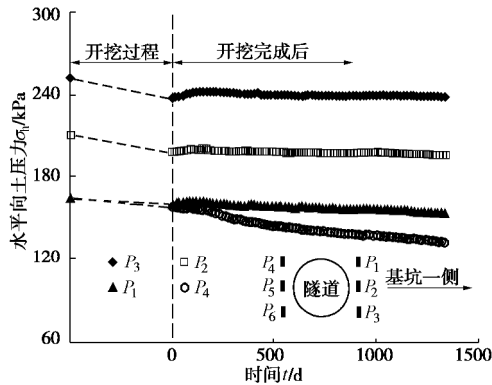


图 7 隧道周围地层水平向土压力变化曲线

Fig. 7 Evolution of horizontal earth pressure of soils around tunnel

另外,远离基坑一侧与隧道拱顶高度齐平的 P_4 测点水平向土压力在开挖过程中下降了约 6.4 kPa。其在排液完成后呈持续下降趋势且下降值远大于靠近基坑一侧的 P_1 测点。隧道在基坑开挖完成后会朝向基坑方向运动,隧道位移由靠近围护墙一侧的土体位移决定。因此,在不考虑隧道与土体相互作用的情况下,隧道水平位移大于其左侧土体。上述现象是导致 P_4 测点土压力在基坑开挖完成后的衰减程度明显大于 P_1 测点的主要原因。

同时,图 8 描绘了基坑开挖完成不同时刻的隧道周围地层水平向土压力的分布规律。可以发现,开挖完成时,隧道周围土体水平向压力沿竖向衰减量呈现“上小下大”的趋势。其中隧道拱腰高度处的 P_2 的水平向土压力随时间基本不变。开挖后 300 d 时,水平向土压力衰减程度呈现两头小中间大。开挖后 600 d 时,水平向土压力衰减程度在隧道拱底高度处和拱腰高度处基本持平,而拱顶高度处则明显偏小。以上隧道周围地层水平向土压力大小和分布形状的改变将影响隧道横断面的受力状况,从而导致隧道产生附加环向变形。

2.5 地表沉降

图 9 描绘了基坑开挖过程及开挖完成后地表沉降发展曲线。开挖完成后 J_1 , J_2 和 J_3 三个测点的地表沉降分别为 11.8, 64.5, 39.9 mm。 J_1 , J_2 和 J_3 测点的地

表沉降量在开挖完成后约 1000 d 时分别增加至 27.0, 172.6, 137.7 mm。对比孔隙水压力监测结果,超孔压变化趋势逐渐减缓后地表沉降仍以较大增速持续发展(开挖后 500~1000 d, J_2 测点约为 28.3 mm/a),这可能是地基产生蠕变导致的。例如,Harahap 等^[17]通过考虑时间效应的基坑开挖数值分析发现蠕变引起的沉降占总沉降的 57.1%。以上结果说明在超孔压消散固结和土体蠕变的共同影响下,基坑底暴露会引起地表沉降持续发展,实际施工应减少基坑暴露时间。

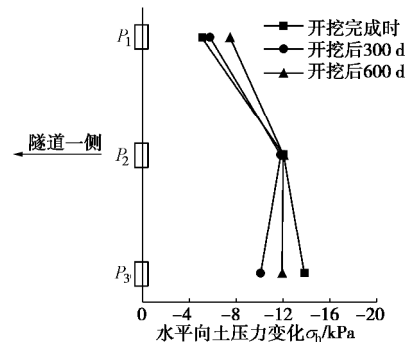


图 8 隧道右侧地层水平向土压力变化量沿深度分布

Fig. 8 Distribution of increments of horizontal earth pressure of soils at right side of existing tunnel

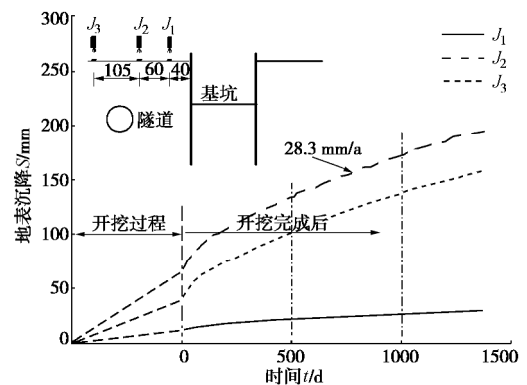


图 9 地表沉降发展曲线

Fig. 9 Evolution of ground surface settlement

如图 10,隧道上方的地表沉降为凹槽形,即随与围护墙板距离增加呈先增大后减小趋势。与 Ou 等^[18]等基于粉质黏土地层的实测经验曲线相比,本次试验主要影响范围区大于 2 倍基坑开挖深度,这可能是由于本试验土层更加软弱。结合 Peck^[19]经验值,本试验主要分布在 II 区,对应的地层为软黏土至黏土地层。实际上,本试验地基为单一软黏土地层,不考虑其他因素的情况下地表沉降应位于 III 区。出现这种情况的原因是既有隧道对地表沉降有一定的抑制作用^[4]。

2.6 隧道沉降与弯矩

如图 11 所示,基坑开挖完成后,距离隧道中心点 5D 处的隧道沉降为 4.1 mm(制模过程中 2D 处测点出

现损坏, 转机过程中 8D 处测点传感器损坏)。基坑开挖完成后的初期隧道沉降随时间增长速率较快, 随后逐渐变缓。该点沉降在基坑开挖完成约 815 d (即约 2.2 a) 后达到 10.6 mm, 增长速率为 2.9 mm/a, 此后激光位移计失效。此时, 隧道总沉降量是基坑开挖期间沉降的 1.6 倍, 说明基坑长时间暴露会引起旁侧隧道沉降发生可观的增长。

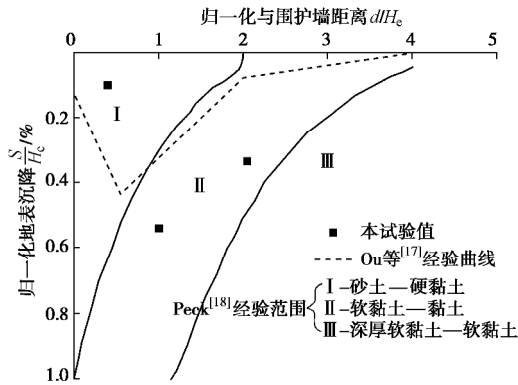


图 10 围护墙外侧地表沉降分布

Fig. 10 Distribution of ground surface settlement behind diaphragm wall

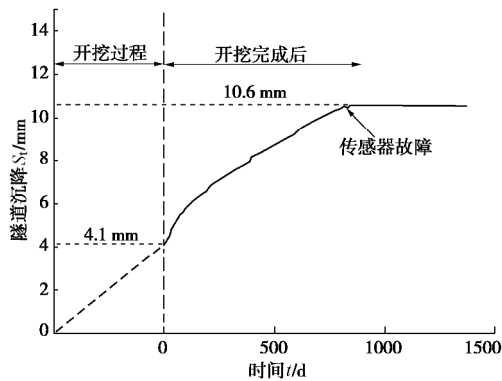


图 11 隧道沉降随时间发展曲线

Fig. 11 Evolution of tunnel settlement with elapsed time

图 12 为隧道竖向和水平向弯矩沿纵向分布。开挖完成后, 坑内土体的卸荷作用, 隧道竖向上产生拱底受拉的弯矩, 最大值出现在隧道纵向中心位置, 为 17.3 kN·m。竖向弯矩随与隧道中心距离增大而减小。隧道中心位置竖向弯矩在基坑开挖完成后 1080 d 时增大至 34.8 kN·m, 曲线整体上较开挖完成时变得更为陡峭。与开挖完成时相比, 开挖完成后 1080 d 各测点弯矩值增加了约一倍。可见基坑底暴露会导致隧道弯矩持续增大。另外, 隧道水平向弯矩规定以靠近基坑一侧拱腰受拉为负。其中隧道中心位置应变片损坏, 距离隧道中心 $L/6$ 位置的弯矩值为 14.5 kN·m/m。总体上, 隧道水平向弯矩随与隧道中心距离缩小而逐渐增大且增长梯度也越来越大。

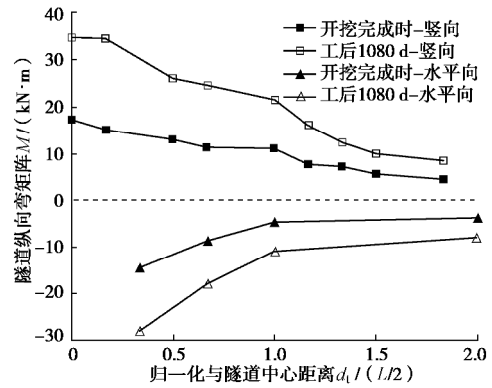


图 12 隧道纵向弯矩分布

Fig. 12 Distribution of tunnel bending moment in longitudinal direction

3 结论与建议

本文开展了软黏土地层邻近既有隧道的基坑开挖离心模型试验, 获取了既有隧道和地层在旁侧基坑开挖影响下的短期和长期响应规律。

(1) 因基坑开挖卸载作用, 隧道埋深范围内的土体不排水抗剪强度有所减小。开挖卸荷还会引起坑底土体产生负超孔压, 随后经过较长时间逐渐消散为零。另外, 基于 Xu 等^[16]的土体扰动度计算公式, 发现坑底下方土体扰动度随埋深增大而减小。

(2) 坑底暴露导致隧道拱顶上方和靠近基坑一侧的拱腰附近土体负超孔压持续增大, 而远离基坑的另一侧拱腰附近土体变化程度较小。靠近基坑一侧的隧道周围地层水平向土压力大小和分布模式逐渐变化, 从而间接影响隧道结构受力状态并产生附加环向变形。

(3) 土体蠕变和超孔隙水压力消散引起的固结变形是造成基坑开挖完成后地表沉降持续发展的主要因素, 实际施工时应尽量减少基坑底暴露时间, 从而有效抑制旁侧隧道变形和内力发展。

参考文献:

[1] 陈仁朋, 王诚杰, 鲁立, 等. 开挖对地铁盾构隧道影响及控制措施[J]. 工程力学, 2017(12): 1 - 13. (CHEN Ren-peng, WANG Cheng-jie, LU Li, et al. Influence of excavation on exist metro shield tunnel and control measures[J]. Engineering Mechanics, 2017(12): 1 - 13. (in Chinese))

[2] 康志军, 谭勇, 李想, 等. 基坑围护结构最大侧移深度对周边环境的影响[J]. 岩土力学, 2016, 37(10): 2909 - 2914. (KANG Zhi-jun, TAN Yong, LI Xiang, et al. Influences of depth of maximum lateral deflection of excavation support on adjacent environment[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016,

- 37(10): 2909 - 2914. (in Chinese))
- [3] MENG F Y, CHEN R P, KANG X. Effects of tunneling-induced soil disturbance on post-construction settlement in structured soft soils[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2018, **80**: 53 - 63.
- [4] CHEN R P, MENG F Y, LI Z C, et al. Investigation of response of metro tunnels due to adjacent large excavation and protective measures in soft soils[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2016, **58**: 224 - 235.
- [5] 郑刚, 杜一鸣, 刁钰, 等. 基坑开挖引起邻近既有隧道变形的影响区研究[J]. *岩土工程学报*, 2016, **38**(4): 599 - 612. (ZHENG Gang, DU Yi-ming, DIAO Yu, et al. Influenced zones for deformation of existing tunnels adjacent to excavations[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2016, **38**(4): 599 - 612. (in Chinese))
- [6] DOLEZALOVA M. Tunnel complex unloaded by a deep excavation[J]. *Computers and Geotechnics*, 2001, **28**(6): 469 - 493.
- [7] SHI J W, NG C W W, CHEN Y. Three-dimensional numerical parametric study of the influence of basement excavation on existing tunnel[J]. *Computers and Geotechnics*, 2015, **63**: 146 - 158.
- [8] NG C W W, SHI J W, HONG Y. Three-dimensional centrifuge modelling of basement excavation effects on an existing tunnel in dry sand[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2013, **50**(8): 874 - 888.
- [9] ZHENG G, WEI S W, PENG S Y, et al. Centrifuge modeling of the influence of basement excavation on existing tunnels[C]// *Physical Modelling in Geotechnics - Proceedings of the 7th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics*, 2010, Zurich: 523 - 527.
- [10] 陈仁朋, ALMADHAGIASHRAF, 孟凡衍. 基坑开挖对旁侧隧道影响及隔断墙作用离心模型试验研究[J]. *岩土工程学报*, 2018, **40**(增刊 2): 6 - 11. (CHEN Ren-peng, ALMADHAGIASHRAF, MENG Fan-yan. Three-dimensional centrifuge modeling of influence of nearby excavations on existing tunnels and effects of cut-off walls[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2018, **40**(S2): 6 - 11. (in Chinese))
- [11] XIE Y, LEUNG C F, CHOW Y K. Centrifuge modelling of spudcan-pile interaction in soft clay[J]. *Géotechnique*, 2012, **62**(9): 799 - 810.
- [12] TAYLOR R N. *Geotechnical Centrifuge Technology*[M]. London: Blackie Academic and Professional, 1995.
- [13] LAM S S Y. *Ground Movements Due to Excavation in Clay: Physical and Analytical Models*[D]. Cambridge: University of Cambridge, 2010.
- [14] 魏少伟. 基坑开挖对坑底已建隧道影响的数值与离心试验研究[D]. 天津: 天津大学, 2010. (WEI Shao-wei. *Centrifuge and Numerical Studies of the Influence of Basement Excavation on the Underlying Tunnel*[D]. Tianjin: Tianjin University, 2010. (in Chinese))
- [15] 梁发云, 褚峰, 宋著, 等. 紧邻地铁枢纽深基坑变形特性离心模型试验研究[J]. *岩土力学*, 2012, **33**(3): 657 - 664. (LIANG Fa-yun, CHU Feng, SONG Zhu, et al. Centrifugal model test research on deformation behaviors of deep foundation pit adjacent to metro stations[J]. *Rock and Soil Mechanics*. 2012, **33**(3): 657 - 664. (in Chinese))
- [16] XU Y F, SUN D A, SUN J, et al. Soil disturbance of shanghai silty clay during EPB tunnelling[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2003, **18**(5): 537 - 545.
- [17] HARAHA S E, OU C Y. Finite element analysis of time-dependent behavior in deep excavations[J]. *Computers and Geotechnics*, 2019, 103300.
- [18] OU C Y, LIAO J T, CHENG W L. Building response and ground movements induced by a deep excavation[J]. *Géotechnique*, 2000, **50**(3): 209 - 220.
- [19] PECK R B. Deep excavation and tunneling in soft ground. State-of-the-art-report[C]// *Proc 7th Int Conf of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE), 1969, Mexico City: 225 - 281.

DOI: 10.11779/CJGE202006019

周期性结构复合材料减振性状与工程应用前景

缪林昌, 厉超, 雷利剑, 梁孝东

(东南大学岩土工程研究所, 江苏 南京 211189)

摘要: 土木工程结构的传统减振控制技术通过降低材料的刚度和增加阻尼的方法, 所用材料多为橡胶类产品, 橡胶产品因使用寿命的限制, 又不便更换, 其后续减振效果显著下降。基于周期性结构复合材料的振动传播特性, 通过室内试验验证了周期性结构复合材料的带隙特征, 通过建立的地铁周期性结构复合道床理论模型进行计算, 验证了一种新型周期性结构高分子混凝土道床的减振效果。这为工程结构的长效减振与应用提供了新的技术途径。

关键词: 减振; 周期性结构; 地铁道床; 高分子混凝土

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)06-1139-06

作者简介: 缪林昌(1961—), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事隧道与地下工程、地铁减振隔振等方面的教学和科研。

E-mail: Lc.miao@seu.edu.cn。

Vibration attenuation and application of composition materials of periodic structures

MIAO Lin-chang, LI Chao, LEI Li-jian, LIANG Xiao-dong

(Institute of Geotechnical Engineering, Southeast University, Nanjing 211189, China)

Abstract: In order to isolate vibration, the conventional attenuation method is to decrease the stiffness and to increase the damp in the civil engineering structures. But those materials are almost rubber products. However, the rubber products will be easy to degenerate and not be conveniently exchanged because their service life is limited, and the durability of isolation of the rubber products will be obviously affected. The propagation characteristics of elastic wave in composite materials are introduced. Their band gap periodic structures are validated by laboratory tests. The model of metro bed of the composite materials of periodic structures is derived by the theoretical method. The laboratory and calculated results demonstrate that the new type high polymer concrete metro bed material has obviously attenuation features for the real metro vibration signal as inputting signal. This study will provide the theoretical foundation and new technology path for long-term vibration attenuation of engineering structures.

Key words: vibration attenuation; periodic structure; metro bed; high polymer concrete

0 引 言

振动问题错综复杂, 如果振动不能得到有效控制, 振动将影响到精密仪器设备使用, 如加工精度降低、构件的疲劳与磨损、机器与结构物使用寿命的缩短, 振动长期作用影响将会加大结构的变形甚至加速破坏。强烈的振动噪声已成会严重的公害, 国际上把振动问题列为七大环境公害之一。

结构振动控制^[1-2]是在工程结构特定部位安装一些振动控制装置, 振动控制装置将改变或调整结构的动力反应, 减小结构振动, 提高结构的稳定性, 提高结构抵御振动能力, 提高结构的抗振/抗震安全性。

橡胶是良好的黏弹性材料, 是减振的最主要产品, 通过加大分子链和硫化作用实现阻尼性能^[3-5]。轨道交通的动力传输系统减振, 是轨道建设的重要工作之一。

轨下基础减振包括^[6-9]弹性支承块轨道、浮置板轨道、梯形轨枕轨道等, 也多是橡胶产品。但橡胶产品的使用寿命制约了减振性能。随着技术的进步, 对产品质量和耐久性的要求越来越高, 传统减振技术的缺陷已凸显, 需要有技术升级革新。

Sigalas 等^[10]首次从理论上证实了将球形散射体埋入基体材料中形成的三维周期点阵结构中存在弹性/振动波禁带, Kushwaha 等^[11]提出了声子晶体周期性结构理论概念。声子晶体为具有弹性/振动波带隙特性的周期性结构复合材料(图 1), 在带隙范围内弹性/振动波不能传播。本文首先简要综述传统减振技术, 接着介绍周期性减/隔振基础理论及工程应用, 这是一

基金项目: 国家自然科学基金项目(51578147)

收稿日期: 2019-04-17

种新减振技术,这对土木工程结构减振技术具有挑战意义。

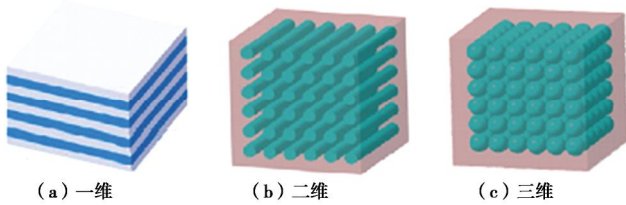


图1 声子晶体一维、二维、三维结构示意图

Fig. 1 Schematic graph of one-dimensional, two-dimensional and three-dimensional phononic crystals

1 声子晶体周期性结构材料特性

声子晶体理论是近 30 a 发展起来的,它通过两种或两种以上的弹性常数不同的材料周期性排列构建成人工复合材料。声子晶体带隙范围内弹性波不能传播(图 2),机械、航空、航天等领域已经采用这种减振带隙特性成功地进行减振设计。周期性结构复合材料由于弹性波带隙/禁带的存在,只有部分频率范围内的弹性波可在其中传播,而其它频率范围的弹性波无法透过其继续传播,从而实现减振降噪的功能。周期性结构减振隔振的理论引入到土木工程领域,通过适当设计,使周期性结构基础的衰减频段能够覆盖振动的主要频段,周期性结构基础就可抑制大部分振动能量,达到减小上部结构或振动接受体的动力响应,实现减振隔振的目的。

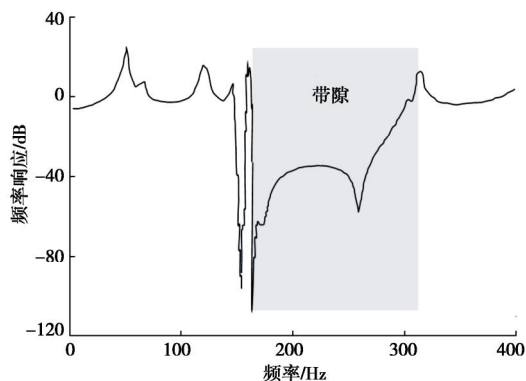


图2 带隙内能量明显衰减

Fig. 2 Significant energy attenuation within band gap

周期性结构复合材料研究的核心就是带隙调控机理研究,周期性结构有两种带隙产生机理:①Bragg 散射机理,称为 Bragg 带隙,需采用较大的晶格尺寸实现低频带隙衰减。②由 Liu 等^[12]提出的局域共振带隙机理,称之为局域共振带隙,以散射体的共振特性起主导作用。声子晶体局域共振型可实现小声子晶格

阻止长波长的目标,突破了 Bragg 散射的限制,局域共振理论是拓展声子晶体减振性能的主攻方向。

有关声子晶体的衰减特性的研究,包括 Goffaux 等^[13]提出二维三元周期性结构频率响应函数及其非对称特性(Fano 现象)产生机理;Goffaux 等^[14]研究了二维三元局域共振周期性结构的衰减域特性的简化分析模型;Hirsekorn 等^[15]研究了波在二维局域共振周期性结构中的传播特性与局域共振衰减性能;Wu 等^[16]研究了板结构表面布置设振子构成周期性结构的衰减域特性及其缺陷态的导波作用;温熙森等把声子晶体理论引入到梁、板结构设计,系统介绍声子晶体的能带理论、带隙特征方程,并应用到机械结构的振动和噪声控制;Xiang 等^[17-18]研究了声子晶体型周期性欧拉梁和铁摩辛柯梁的弯曲波频散关系及周期性弹性地基的衰减域性状。石志飞等^[19]介绍了已有一维、二维及三维周期性隔震基础的理论及实验成果。Qian 等^[20]采用平面波展开法和有限元法分析了声子晶体半无限梁带隙结构在 z 方向和 $x-y$ 平面内形态,并进行计算求解。Wang 等^[21]研究了周期轨道结构的带隙特性和减振机理,用有限元模型验证了减振特性;Lou 等^[22]研究了黏弹性声子晶体与固有周期性阻尼共振元组合杆件中波传播特性;Hussein 等^[23]提出了声子晶体 Bloch 波频散关系的非线性公式,Liu 等^[24]研究认为声子晶体的非线性可更准确地预测带隙变化特性。Li 等^[25]研究二维三元周期性结构材料参数对带隙的影响与调控。

2 周期性结构材料的波动传播特点

周期性结构材料可由 2 种或 3 种不同材料呈周期性交替排列的复合材料。周期性结构材料中传播的弹性波波动方程为

$$\nabla \cdot (\mathbf{C}(\mathbf{r}) : \nabla \mathbf{u}(\mathbf{r})) + \mathbf{r}(\mathbf{r}) \omega^2 \mathbf{u}(\mathbf{r}) = 0 \quad (1)$$

式中 ∇ 为矢量微分算符; \mathbf{r} 为位置矢量; $\mathbf{u}(\mathbf{r})$ 为位移矢量; $\mathbf{C}(\mathbf{r})$ 和 $\mathbf{r}(\mathbf{r})$ 分别为材料的弹性张量和密度张量; ω 为弹性波的角频率。

根据波在周期结构中传播的 Bloch 定理,位移场 $\mathbf{u}(\mathbf{r})$ 可表示为

$$\mathbf{u}(\mathbf{r}) = e^{i(\mathbf{k} \cdot \mathbf{r})} \mathbf{u}_k(\mathbf{r}) \quad (2)$$

式中, $\mathbf{u}_k(\mathbf{r})$ 为与声子晶体具有相同周期性的矢量函数, \mathbf{k} 为波矢。单胞外边界应满足如下条件:

$$\mathbf{u}(\mathbf{r} + \mathbf{a}) = e^{i(\mathbf{k} \cdot \mathbf{a})} \mathbf{u}(\mathbf{r}) \quad (3)$$

式中, \mathbf{a} 为晶格常数。

由于声子晶体的周期性,利用有限元求解波动方程时,可在一个单胞内进行计算。有限单元划分网格

后, 其特征值方程可写为

$$(\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M})\mathbf{u} = 0 \quad (4)$$

式中 \mathbf{K} 为刚度矩阵; \mathbf{M} 为质量矩阵; \mathbf{u} 为位移矩阵。结合边界条件 (3) 和特征值方程 (4), 对给定波矢 k 进行特征频率求解。求解只需要令波矢 k 沿着不可约 Brillouin 区 (见图 3 中阴影部分) 的边界 $M-\Gamma-X-M$ 进行扫描即可。

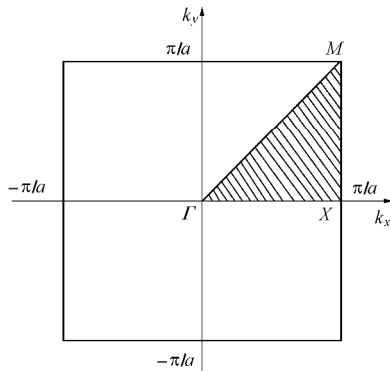


图 3 不可约 Brillouin 区 (阴影部分)

Fig. 3 Irreducible Brillouin region (shaded area)

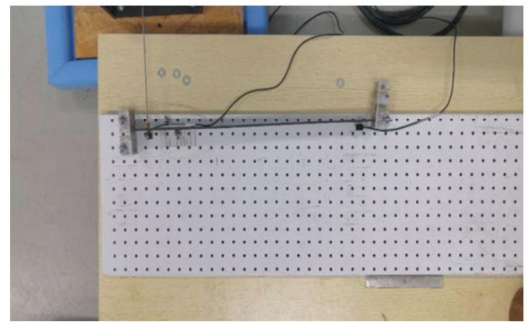
3 周期性结构复合材料带隙特性验证

3.1 周期性结构带隙验证

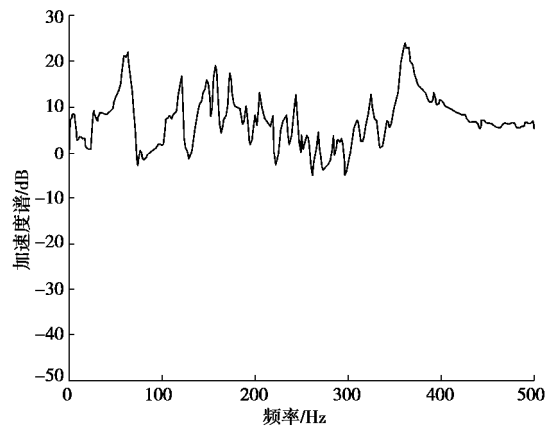
试验选用一均匀薄铁板梁, 长 50 cm、宽 4 cm、高 0.5 cm, 对这一薄铁板梁进行振动特性的测试 (图 4(a)). 测试仪器包括 DH8303 采集与分析仪、B&K2732 功率放大器、B&K3624 激振器、IEPE 压电式加速度传感器 1A401E, 配套使用的软件系统为 DHDAS 动态信号采集分析系统 V6.18.6.5。测试结果如图 4(b), 由图 4(b) 可以看出试验结果表明均匀薄铁板梁对振动波的传播不存在振动波传播衰减带隙现象, 传输函数 (加速度谱) 基本上都大于 0, 局部一些频点段出现小于 0 的现象主要由于薄铁板梁出现扰动引起的。

周期型结构梁则由均匀薄铁板梁上等间距布设 6 个谐振子 (图 5(a)), 构成周期性结构材料, 并进行振动波传播特性的测试, 测试结果如图 5(b), 与图 4(a) 均匀梁测得结果有明显的差别。从图 5(b) 可以明显看到试验结果表明振动波传播出现 3 个明显的带隙现象, 这带隙对弹性波或振动波的传播就有衰减作用, 因为带隙内那一部分波传播将受到影响, 这一结果表明工程类的周期性结构材料具有振动波传播的带隙特性。土木工程中可利用这种带隙特性进行减振隔振设计, 实现减振抗振的目的。这与传统的减振技术有本质的区别, 利用带隙减振抗振更具有针对性, 提高减振的效率和效果; 同时避免传统减振橡胶材料因使用寿命而影响减振效果的不足, 周期性结构材料

的减振具有耐久长效性。



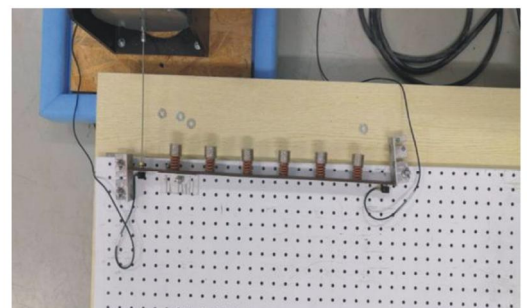
(a) 测试时照片



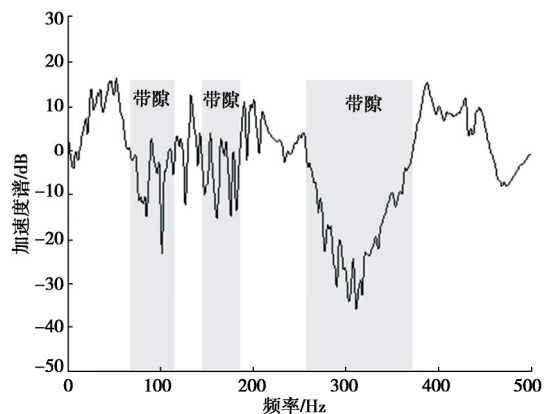
(b) 测到的振动传输函数

图 4 均匀薄铁板梁振动测试与结果

Fig. 4 Vibration tests and results of uniform iron plate beam



(a) 测试时照片



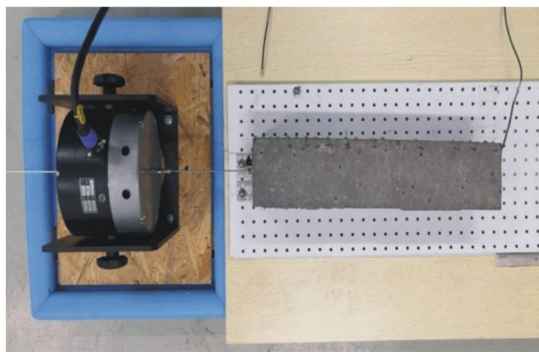
(b) 测到的振动传输函数

图 5 均匀薄铁板梁周期谐振子振动测试与结果

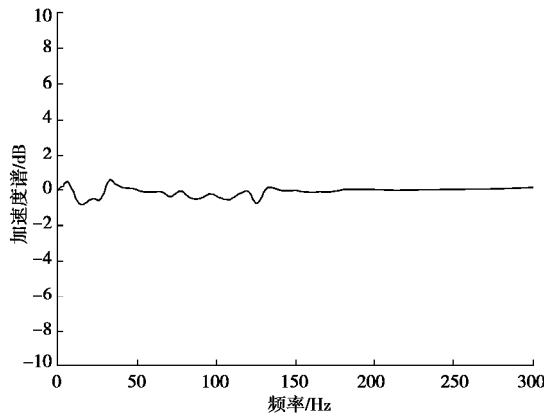
Fig. 5 Vibration tests and results of uniform iron plate beam with periodic oscillators

3.2 地铁周期性结构复合道床减振带隙性能验证

地铁运营过程中，由于机车轮轨的不平顺引起的振动一直是地铁建设和运维中的难题。课题组基于声子晶体理论的周期性结构特性设计一种三元复合周期性结构高分子混凝土材料。为便于对比分析，进行普通混凝土与高分子混凝土构件的振动测试对比，普通混凝土构件和高分子混凝土的强度均为 C35。高分子混凝土试件制作时在普通混凝土浆液中添加了体积为 22% 的轻质高分子颗粒，制作工艺控制轻质高分子颗粒均匀分布，试件强度为 C35。图 6 为普通混凝土构件的振动传输特性，振动可全频通过没有衰减（图 6 (b)）。图 7 为周期性结构的高分子混凝土构件振动特性测试结果，图 7 (b) 可以看到两个带隙存在，带隙范围分别为 0~30 Hz 和 45~135 Hz，将对振动传播具有衰减作用。



(a) 测试构件照片



(b) 测到的振动传输特性

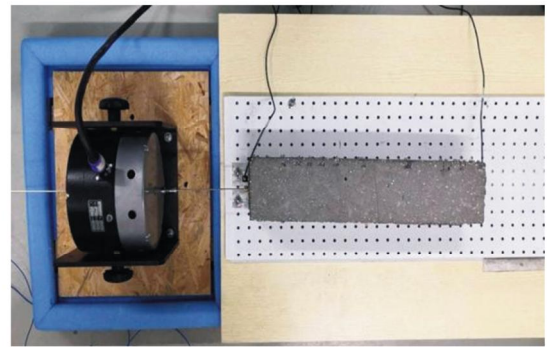
图 6 普通混凝土道床材料构件的传输特性

Fig. 6 Vibration frequency response of plain concrete roadbed materials

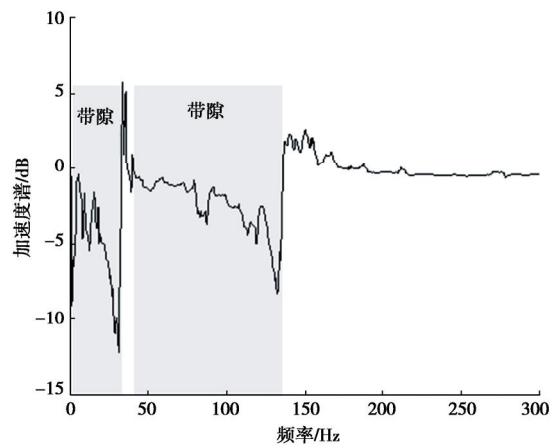
利用这两种道床材料分别构建地铁振动系统，图 8 为地铁剖面构造简图。根据前面的理论，结合地铁轮轨-道床-衬砌-地基的特点，建立相应的理论模型如下：

$$E(x)I(x)\frac{\partial^4 y(x,t)}{\partial x^4} + r(x)A(x)\frac{\partial^2 y(x,t)}{\partial t^2} + bcy(x,t) = 0, \quad (5)$$

式中， EI 为梁的弯曲刚度， ρ ， A ， b 分别为梁体的密度、截面积、截面宽度。对式 (5) 进行求解就得到所需的减振特性。



(a) 测试构件照片



(b) 测到的振动传输特性

图 7 周期性结构高分子混凝土道床材料构件的传输特性

Fig. 7 Vibration frequency response of periodically structural high-polymer concrete roadbed materials

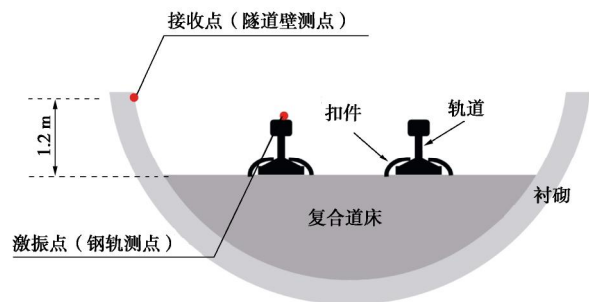


图 8 地铁构造剖面简图

Fig. 8 Schematic diagram of metro structure

利用实测地铁振动时程曲线（图 9）作为振动激发信号源，通过理论计算本文设计三元复合周期性结构高分子混凝土道床模型进行带隙减振验证，结果见图 10，11，从图 10，11 可以明显看到周期性结构高分子混凝土道床具有优良的减振效能，减振效果达 10~15 dB。周期性结构复合道床对地铁振动具有显著

衰减特性, 这对地铁减振设计具有重要作用, 也是一种全新的减振设计理念, 将具有很好的应用前景。

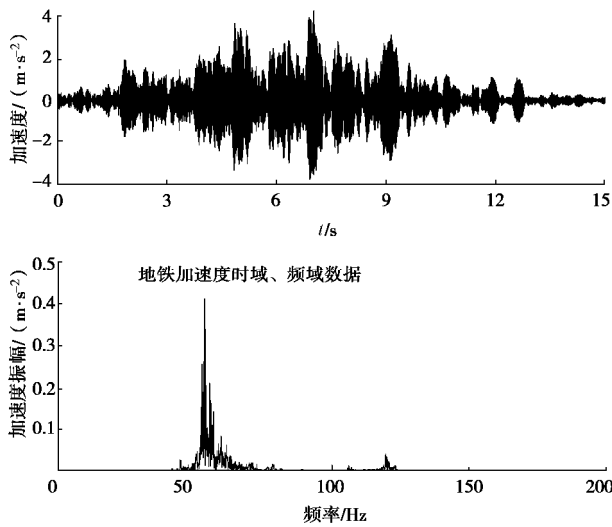


图 9 既有地铁振动时程曲线 (实测)

Fig. 9 Acceleration time history record of metro (measured)

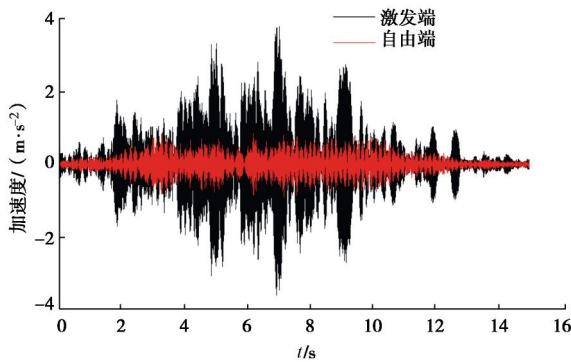


图 10 经周期性结构高分子混凝土复合道床衰减后振动时程曲线 (红色线)

Fig. 10 Acceleration time history record attenuated by periodically structural high-polymer concrete (line in red)

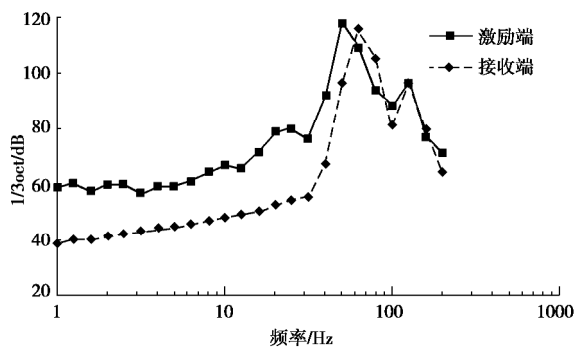


图 11 地铁振动与高分子混凝土复合道床传输后三分之一倍频谱对比图 (虚线)

Fig. 11 Comparison of 1/3 oct-frequency curves after metro vibration and vibration through high-polymer concrete roadbed (imaginary line)

4 结 语

周期性结构复合材料具有带隙特性, 利用这带隙特性可实现弹性波和振动波的减振隔振, 工程中根据地铁、其它工程振动的振动特征和振动频率分布范围, 设计对应的周期性结构高分子混凝土复合道床, 有效实现减振, 对地铁列车运营安全极为有利, 将成为地铁和其它工程建设中解决振动难题的新途径, 更期待进行深入研究和推广应用。

由于篇幅所限, 有关周期性结构高分子混凝土复合材料设计研究内容, 将在后续论文给出。

参考文献:

- [1] LEONARD Meirovitch. Dynamics and Control of Structures[M]. New York: John Wiley & Sons Inc, 1990.
- [2] 欧进萍. 结构振动控制—主动、被动和智能控制[M]. 北京: 科学出版社, 2003. (OU Jin-ping. Control for Structural Vibration-Active, Semi-Active and Intelligent Control[M]. Beijing: Science Press, 2003. (in Chinese))
- [3] TINARD V, NGUYEN Q T, FOND C. Experimental study on high damping rubber under combined action of compression and shear[J]. Journal of Engineering Materials and Technology, 2015, **137**(1): 11007.
- [4] PRASERTSRI S, RATTANASOM N. Mechanical and damping properties of silica/natural rubber composites prepared from latex system[J]. Polymer Testing, 2011, **30**(5): 515 - 526.
- [5] XIANG P, ZHAO X Y, XIAO D L, et al. The structure and dynamic properties of nitrile-butadiene rubber/poly (vinyl chloride)/hindered phenol crosslinked composites[J]. Journal of Applied Polymer Science, 2008, **109**(1): 106 - 114.
- [6] 高世兵. 钢弹簧浮置板减振轨道在城市地铁中的应用[J]. 铁道工程学报, 2008, **25**(3): 88 - 91. (GAO Shi-bing. Application of floating slab damping roadbed with steel spring in metro[J]. Journal of Railway Engineering Society, 2008, **25**(3): 88 - 91. (in Chinese))
- [7] 邓玉姝, 夏 禾, 善田康雄, 等. 城市轨道交通梯形轨枕轨道高架桥梁试验研究[J]. 工程力学, 2011, **28**(3): 49 - 54. (DENG Yu-shu, XIA He, ZENDA Ya-suo, et al. Experimental study of ladder track on a rail transit elevated bridge[J]. Engineering Mechanics, 2011, **28**(3): 49 - 54. (in Chinese))
- [8] 任 静, 姜坚白. 钢弹簧浮置板道床在城市铁路西直门车站的应用[J]. 铁道标准设计, 2002(9): 14 - 16. (RENG Jing, JIANG Jian-bai. The application of steel spring floating slab track bed to Xizhimen Station of urban rail system[J].

- Railway Standard Design, 2002(9): 14 - 16. (in Chinese))
- [9] 张宝才, 徐祯祥. 螺旋弹簧浮置板隔振技术在城市轨道交通减振降噪上的应用[J]. 中国铁道科学, 2002, **23**(3): 68 - 71. (ZHANG Bao-cai, XU Zhen-xiang. Applications of the steel spring floating track bed for vibration and noise control in urban rail traffic[J]. China Railway Science, 2002, **23**(3): 68 - 71. (in Chinese))
- [10] SIGALAS M M, ECONOMOU E N. Elastic and acoustic wave band structure[J]. Journal of Sound and Vibration, 1992, **158**(2): 377 - 382.
- [11] KUSHWAHA M S, HALEVI P, DOBRZYNSKI L, et al. Acoustic band-structure of periodic elastic composites[J]. Phys Rev Lett, 1993, **71**(13): 2022 - 2025.
- [12] LIU Z Y, ZHANG X X, MAO Y W, et al. Locally resonant sonic materials[J]. SCIENCE, 2000, **289**(5485): 1734 - 1736.
- [13] GOFFAUX C, Sanchez-Dehesa J, YEYATI A L, et al. Evidence of fano-like interference phenomena in locally resonant materials[J]. Physical Review Letters, 2002, **88**(22): 1 - 4.
- [14] GOFFAUX C, Sanchez-Dehesa J. Two-dimensional phononic crystals studied using a variational method: application to lattices of locally resonant materials[J]. Physical Review B, 2003, **67**(14): 144301.
- [15] HIRSEKORN M, DELSANTO P P, LEUNG A C, et al. Elastic wave propagation in locally resonant sonic material: comparison between local interaction simulation approach and modal analysis[J]. Journal of Applied Physics, 2006, **99**(12): 124912.
- [16] WU T, WU T, HSU J. Waveguiding and frequency selection of Lamb waves in a plate with a periodic stubbed surface[J]. Physical Review B, 2009, **79**(10): 104306.
- [17] XIANG H, SHI Z. Analysis of flexural vibration band gaps in periodic beams using differential quadrature method[J]. Computers & Structures, 2009, **87**(23): 1559 - 1566.
- [18] XIANG H J, SHI Z F. Vibration attenuation in periodic composite Timoshenko beams on Pasternak foundation[J]. Structural Engineering and Mechanics, 2011, **40**(3): 373 - 392.
- [19] 石志飞, 程志宝, MO Y L. 周期性隔震基础的理论与实验研究进展[J]. 地震工程与工程振动, 2014, **34**(增刊 1): 763 - 768. (SHI Zhi-fei, CHENG Zhi-bao, MO Yi-lung. Theoretical and experimental studies of periodic foundations[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2014, **34**(S1): 763 - 768. (in Chinese))
- [20] QIAN D H, SHI Z Y. Using PWE/FE method to calculate the band structures of the semi-infinite beam-like PCs: Periodic in z-direction and finite in x-y plane[J]. Physics Letters A, 2017, **381**(17): 1516 - 1524.
- [21] WANG P, YI Q, ZHAO C, et al. Wave propagation in periodic track structures: band-gap behaviours and formation mechanisms[J]. Archive of Applied Mechanics, 2017, **87**(3): 503 - 519.
- [22] LOU J, HE L W, YANG J, et al. Wave propagation in viscoelastic phononic crystal rods with internal resonators[J]. Applied Acoustics, 2018, **141**: 382 - 392.
- [23] HUSSEIN M I, KHAJEHTOURIAN R. Nonlinear bloch waves and balance between hardening and softening dispersion[J]. Proceedings of the Royal Society A-Mathematical Physical and Engineering Sciences, 2018, **474**(1): 1 - 19.
- [24] LIU M, ZHU W D. Modeling and analysis of nonlinear wave propagation in one-dimensional phononic structures[J]. Journal of Vibration and Acoustics-Transactions of the ASME, 2018, **140**(6): 061010.
- [25] LI C, MIAO L C, YOU Q, et al. Effects of material parameters on the band gaps of two-dimensional three-component phononic crystals[J]. Applied Physics A, 2019, **125**(3): 170.

DOI: 10.11779/CJGE202006020

分离式复合土工膜环向约束鼓胀变形试验研究

薛霞¹, 李旺林¹, 李辰¹, 卫如春², 于海瑞¹

(1. 济南大学, 山东 济南 250022; 2. 山东大学, 山东 青岛 266200)

摘要: 由于热融合工艺在复合土工膜生产和施工分体拼接过程中, 容易灼伤土工膜而产生隐患, 因此在南水北调东线大屯水库全库盘防渗中采用了膜、布单独铺设的分离式复合土工膜。针对分离式复合土工膜的气胀问题, 将其变形简化为环向约束条件下的球形鼓胀变形并进行了胀破试验, 结论如下: ①分离式复合土工膜(膜 0.4 mm, 布 250 g/m²)鼓胀变形的胀破压力随加载速率(用液体压入速率示)的增加而缓慢增大, 基本加载速率推荐采用 100 mL/min。②其鼓胀变形张应力-应变关系曲线可分为线性、塑性、强化和胀破 4 个阶段, 曲线整体形态与土工布类似; 其中线、塑性阶段时间很短, 曲线形态与膜类似, 受膜影响较大; 强化阶段时间长, 曲线形态与布类似, 主要受土工布影响。③其鼓胀压力由膜、布共同决定, 变形初期土工膜承担较多内压力, 影响较大; 之后土工布逐渐承担越来越多的内压力, 并起决定作用, 直到发生破坏, 相应胀破压力为 1.51 MPa, 胀破冠顶高度 31.5 mm。④其鼓胀变形破坏的断裂伸长率为 25.3%, 主要由土工布的断裂伸长率决定; 破坏形态分为不完全破坏和完全破坏, 其原因分别为土工布的非均匀和均匀变形。

关键词: 平原水库; 分离式复合土工膜; 环向约束; 鼓胀变形; 破坏

中图分类号: TU43 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2020)06-1145-06

作者简介: 薛霞(1990—), 女, 博士, 主要从事岩土工程、水利工程和土工合成材料力学特性等方面的科研工作。

E-mail: xxhoper@163.com。

Experimental study on expansion deformation of non-thermal-bonding composite geomembrane under ring restraint

XUE Xia¹, LI Wang-lin¹, LI Chen¹, WEI Ru-chun², YU Hai-rui¹

(1. University of Jinan, Jinan 250022, China; 2. Shandong University, Qingdao 266200, China)

Abstract: The non-thermal-bonding composite geomembrane separately laid by geomembrane and geotextile is adopted in the horizontal anti-seepage control schemes of Datun Reservoir on the Eastern Route of the South-to-North Water Diversion Project. The reason is that the heat-melt craft is easy to burn the composite geomembrane in the process of production and welding construction, and then to cause hidden troubles. The mechanical model for the air expansion deformation of the non-thermal-bonding composite geomembrane is simplified to the spherical bulging deformation under the ring restraint, and the experiment is accomplished. The conclusions are drawn as follows: (1) The bursting pressure of the non-thermal-bonding composite geomembrane (the thickness of geomembrane is 0.4 mm, the mass per unit area of geotextile is 250 g/m²) increases slowly with the increase of loading rate. The basic loading rate, i.e., liquid injection rate, is recommended to be 100 mL/min. (2) The unit tensile force and strain curve can be divided into four stages: linear, yield, strengthening and bursting. Its overall shape is similar to that of geotextile. The curve shape is similar to that of the geomembrane, which has greater influence during the very short linear and yield stages. In the strengthening stage, the curve shape is more like that of the geotextile and is mainly determined by the geotextile. (3) The expansion and bursting pressure is determined by both the geomembrane and the geotextile. In the initial stage of the deformation, the geomembrane bears more internal pressure. Then the geotextile gradually bears more and more internal pressure and plays a decisive role until failure. The bursting pressure is 1.51 MPa, and the bursting height is 31.5 mm. (4) The elongation at break of expansion is 25.3%, which is mainly determined by the geotextile. There are two types of failure patterns: incomplete failure and complete failure, caused respectively by the non-uniform deformation and uniform deformation of the geotextile.

Key words: plain reservoir; non-thermal-bonding composite geomembrane; ring restraint; expansion deformation; failure

基金项目: 山东省自然科学基金项目 (ZR2019MEE106)

收稿日期: 2019-08-27

*通信作者 (E-mail: cswlw@163.com)

1 概 述

土工膜在运输和现场施工过程中会产生损伤, 损伤会改变土工膜的破坏机制, 影响土工膜的防渗和受力特性^[1-2]。复合土工膜是通过热融合工艺将膜、布黏合在一起使用的, 两侧土工布可以有效保护土工膜不受破坏, 但在生产和施工分体拼接过程中, 热融合工艺不可避免地造成土工膜热灼伤, 产生缺陷, 成为防渗隐患^[3]。为此, 在利用复合土工膜作为全库盘防渗结构时, 逐渐开始采用新的铺设方案即膜、布单独铺设的分离式复合土工膜, 以保证土工膜的完整性, 如南水北调东线山东段大屯水库(围坝型平原水库)库盘防渗(库底全铺土工膜的水平防渗)就采用了分离式复合土工膜^[4]。

土工膜的气胀变形问题对其施工和应用影响较大, 文献表明地下水位上升、库水位快速降低、围坝填筑、土工膜缺陷渗漏等都可能引起土工膜气胀现象^[5-9], 严重的甚至发生气胀破坏, 导致整个水平防渗系统失效。参照土工膜气胀变形特点^[10], 可以将分离式复合土工膜气胀变形近似简化为环向约束球形鼓胀变形来探究其力学性质, 目前在该方面的研究较少。

在与土工膜气胀变形力学特性相关的研究中, Merry 等^[11]认为采用不同直径的试验设备进行多轴拉伸试验时, 应采用不同的加载速率。李旺林等^[10]研制了4种不同规格的土工膜气胀变形专用试验设备, 总结了环向约束条件下土工膜气胀变形和气胀破坏的特性和规律。Xu 等^[2]通过试验说明了环向约束条件下土工膜气胀变形强度与试验设备孔径大小、加载速率快慢, 以及土工膜损伤程度和环境温度高低等因素有关。此外, Andrejack 等^[12]进行了土工布的多轴拉伸试验, 对土工布的多轴拉伸应力应变公式进行了推导。

为了模拟实际工程中分离式复合土工膜的气胀变形形态, 研究环向约束条件下鼓胀变形的力学性质特点, 本文研制了高强度鼓胀变形试验设备, 进行了环向约束条件下分离式复合土工膜的胀破试验, 总结了相应的力学特征和规律, 对平原水库和人工湖区等水体底部工程的水平防渗体系设计和分离式土工膜选型具有一定的指导意义。

2 试验设计

2.1 试验设备

针对分离式复合土工膜的强度特性, 研制了高强度鼓胀变形试验仪, 主要由密封系统、加压系统和测控系统3部分组成, 详见图1。

密封系统由不锈钢法兰盘组和操作平台组成。法

兰盘组由内径分别为100, 200 mm的两套上、下法兰盘组成, 用于固定试样, 施加环向约束, 并与操作平台共同形成密封容器, 是试样鼓胀变形试验的基础平台。



图1 试验装置照片

Fig. 1 Photo of test equipment

加压系统主要由电机、减速机、丝杆、活塞以及压力缸组成。其加载原理为利用电机带动活塞, 将压力缸内的压力介质通过连接导管压入试样下的密封容器之中, 使试样发生鼓胀变形。采用三相异步电机变频调速技术来改变活塞驱动速度和加载速率。在试验中该系统持续加压, 保证试验过程中能稳定施加压力。

测控系统由精密数显压力传感器、激光位移传感器和高清录像系统组成, 能自动测量和记录试样鼓胀变形的冠顶高度、容器内介质压力。

2.2 试验材料

试验样品选用聚乙烯土工膜、短纤针刺无纺布(以下简称土工布)以及由土工膜与土工布复合而成的分离式复合土工膜, 其常规试验指标见表1。

表1 试验材料常规试验指标

Table 1 Routine test indexes of composite geomembrane

类型	厚度/mm	密度/(g·cm ⁻³)	单位面积质量/(g·m ⁻²)	断裂强度/(kN·m ⁻¹)	断裂伸长率/%
聚乙烯土工膜	0.4	0.926	—	8.1	615.0
短纤针刺无纺布	—	—	250	8.2	62.7

2.3 试验方案

目前已有的较为成熟的试验标准为美国土工合成材料多轴拉伸试验标准(ASTM D5617—04)^[13], 该标准要求试验设备的夹具直径最小为450 mm, 但Merry 等^[11]采用了4种不同夹具直径(102, 203, 356, 508 mm)的试验设备进行了土工膜的气胀变形试验, 得到其应力应变关系, 并分析说明夹具的直径与膜厚之比为60以上时, 其关系曲线及分布特性基本一致, 无系统性差异。因此, 根据试验样品指标选用试验设备的直径为100 mm, 夹具直径与膜厚比值为250, 满足要求。

为探究加载速率对分离式复合土工膜气胀变形的

影响, 试验中加载速率采用加压系统的液体压入速率表示, 分别选用 80, 90, 100, 110, 120, 130 mL/min 等 6 种液体压入速率。

试验样品选择土工膜、土工布和分离式复合土工膜, 试验前将试样裁剪成直径为 140 mm 的圆形。由于土工布的渗透性较大^[12], 水、气等压力介质可以通过, 若采用布在下、膜在上的方案, 膜下的土工布仅起到保护作用, 对气胀变形的力学性能基本没有影响, 因此在选择分离式复合土工膜试样时, 仅选用布在上、膜在下的一布一膜。同理, 在进行单一土工布试验时, 其渗透性也会导致难以进行有效的试验, 因此采用在土工布下面加垫层(薄层氯丁橡胶膜)方法^[12], 通过预先试验得到垫层的试验数据, 再对土工布加垫层试验数据进行修正, 以取得土工布的试验结果。

试验步骤为将试样放入上下法兰盘之间夹紧固定后, 通过操作平台设置加载速率, 同时将测控系统与电脑相连接后, 启动电机连续加载, 试验数据由电脑程序自动记录, 直至试样破坏, 试验结束。

同一种胀破试验的平行试验不少于 6 次。

3 试验成果与分析

3.1 加载速率对鼓胀变形力学性质的影响

从土工布、土工膜和分离式复合土工膜胀破压力与加载速率的关系曲线(图 2)中可以看出, 土工布胀破压力随加载速率的增加而减小, 而土工膜、分离式复合土工膜以及土工膜、土工布之和随加载速率的增加而增大, 其中增长幅度土工膜较为明显, 其余两者较为平缓。另外, 分离式复合土工膜的胀破压力大于土工布、土工膜的, 约为二者之和的 1 倍~1.05 倍, 这与 Andrejack 等^[12]得出的结论基本一致。

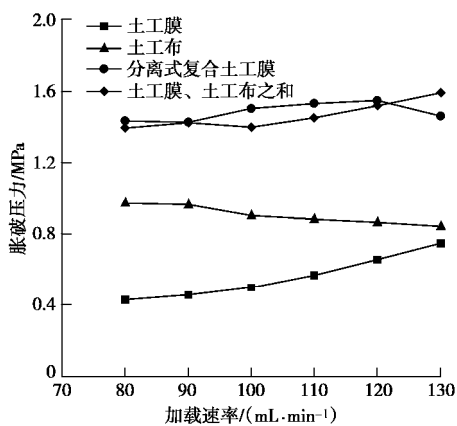


图 2 胀破压力与加载速率的关系曲线

Fig. 2 Relation between bursting pressure and loading rate

试验中发现, 对于分离式复合土工膜, 在加载速率为 100 mL/min 时, 相应的胀破压力曲线增长变为平缓, 之后随着加载速率增加, 胀破压力趋于稳定。同

时, 参照 ASTM 试验标准^[13]与分离式复合土工膜试验时的实际变形形态, 选定曲线转折点即加载速率 100 mL/min 作为分离式复合土工膜胀破试验的基本加载速率, 进行以下试验和分析。

3.2 鼓胀变形张应力与弯曲应变关系分析

Reuge 等^[14]使用磁性探针直接测量出球形鼓胀变形时的膜厚值, 与计算值差异较大, 认为利用体积不变假设无法计算出有效的膜厚值。因此, 选择文献[10]中介绍的通过薄膜理论推导出的、不含膜厚度的张应力公式:

$$T = \frac{L}{8} \left(\frac{2d}{L} + \frac{L}{2d} \right) P \quad (1)$$

式中, T 为复合土工膜鼓胀变形的应力, 采用薄膜公式的张应力 (kN/m), P 为容器内压力 (MPa), d 为胀破冠顶高度 (mm), L 为夹具直径 (mm)。

描述分离式复合土工膜的应力。选择文献[10]中介绍的通过球冠顶点的球面大圆曲线上平均应变 ε 计算公式为

$$e = \frac{4d^2 + L^2}{4dL} \times \arcsin \frac{4dL}{4d^2 + L^2} - 1 \quad (2)$$

式中, e 为鼓胀变形的弯曲应变, 采用通过球冠顶点的球面大圆曲线上的平均应变。

根据公式计算得到单一土工膜, 单一土工布与分离式复合土工膜的张应力和弯曲应变曲线, 见图 3。

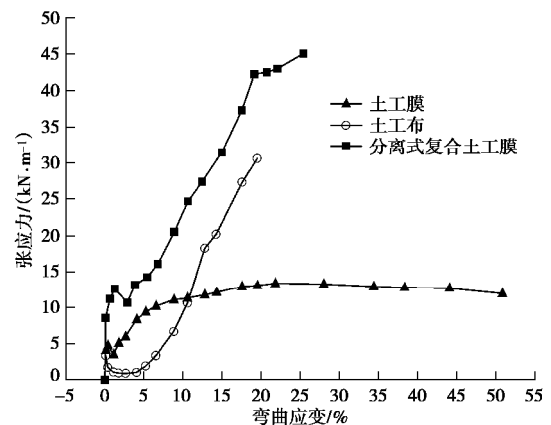


图 3 张应力和弯曲应变关系曲线

Fig. 3 Relation between tensile stress and bending strain

由图 3 可以看出: 分离式复合土工膜张应力和弯曲应变关系曲线整体趋势与土工布相似, 随弯曲应变增加, 张应力快速增大。其具体变化可以分为线性、塑性、强化和胀破变形 4 个阶段。

(1) 线性阶段。该阶段时间很短, 张应力和弯曲应变曲线近似于直线, 表现为线弹性变形。单一土工膜和土工布变形也均为线弹性变形, 去除外力后变形可恢复。

(2) 塑性阶段。当试样中的张应力达到第一个峰值, 接近材料的屈服点时, 随着应变增加张应力有所

下降,开始产生塑性变形。单一土工膜张应力值较土工布大,强度高,同时膜下布上的组合方式使土工膜先于土工布受力,因此分离式复合土工膜曲线形态与膜相似,土工膜对变形影响较大。另外,参照聚合物典型应力应变曲线的特点,单一土工布由于应变软化等原因屈服程度较大,随变形增加张应力下降较多,强度降低,与土工膜复合之后,其强度提高,使分离式复合土工膜张应力值略大于二者之和。

(3) 强化阶段。随塑性变形的发展,张应力随着弯曲应变的增加而迅速增大,曲线形态和斜率与土工布类似,大小约为二者之和,说明该阶段的鼓胀变形大小由二者共同作用,变形特点主要由土工布决定。

(4) 胀破阶段。变形随应变的增加而加大,当其达到土工布的最大变形量时土工布胀破,同时布下变形量较大的土工膜从土工布胀破处挤出并继续鼓胀变形直至胀破,整体强度降低,曲线斜率减小。

3.3 鼓胀变形冠顶高度与鼓胀压力的关系

将分离式复合土工膜视为由膜、布组成的复合材料,从复合材料力学的角度,分析鼓胀变形过程中分离式复合土工膜体中膜、布复合应力作用。为此,在图4中按照下式整理了分离式复合土工膜鼓胀压力理论计算值与冠顶高度关系曲线:

$$P_{GT-GM} = P_{GM} + P_{GT} \quad (3)$$

式中, P_{GT-GM} 为分离式复合土工膜容器内压力理论计算值 (MPa), P_{GT} 为土工布容器内压力试验值 (MPa), P_{GM} 为土工膜容器内压力试验值 (MPa)。

由图4可知:在整个胀破试验过程中,分离式复合土工膜鼓胀变形的冠顶高度随鼓胀压力的增加而增大。对比分析分离式土工膜的冠顶高度与鼓胀压力的理论计算值和实际试验值关系曲线,可以看出,冠顶高度在 20~25 mm 时,土工布的胀破压力超过土工膜,理论计算值超过实际试验值,说明鼓胀变形初期,土工膜承担较大的内压力;随着鼓胀变形的发展和冠顶高度的增加,土工膜承担的内压逐渐下降,而土工布承担的内压逐渐上升为主要内压,且起决定作用,直至发生破坏。破坏时分离式复合土工膜冠顶高度 31.5 mm,略大于单一土工布胀破时的冠顶高度,其胀破压力 1.51 MPa,接近于土工膜胀破压力 0.65 Pa 与土工布胀破压力 1.03 MPa 之和,整体上分离式复合土工膜的理论计算值与实际试验值曲线也较为接近,说明分离式土工膜承担的鼓胀压力是由膜、布压力分别作用共同形成的。

3.4 胀破变形特征和胀破机理分析

分离式复合土工膜的鼓胀破坏顺序为土工布、土工膜先后破坏,且只要土工布破坏,其承担的压力立刻由膜承担,并迅速在该处产生应力集中,导致土工

膜也迅速破坏。分离式复合土工膜鼓胀变形的断裂伸长率为 25.3%,接近于土工布的断裂伸长率 21.0%,而大大小于土工膜的断裂伸长率 50.2%,说明分离式复合土工膜的胀破变形及其断裂伸长率主要由土工布决定。

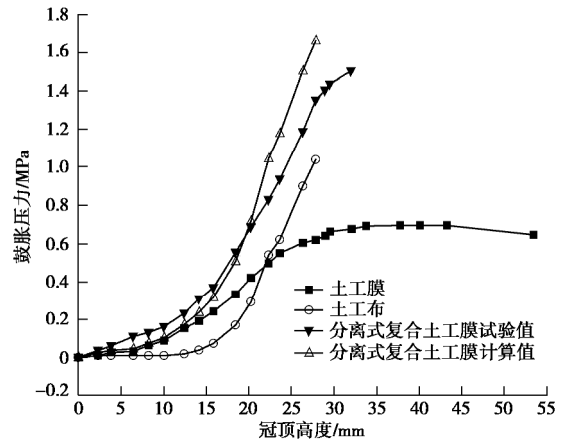


图4 冠顶高度与鼓胀压力的关系曲线

Fig. 4 Relation between expansion pressure and bursting height

其破坏形态经统计(表2),分为不完全破坏和完全破坏两种形态。不完全破坏形态表现为上层土工布冠顶处某一点首先发生破坏,并迅速形成一条通过冠顶的裂缝,裂缝的长度约为整个球冠直径的 1/3,裂缝内纤维未完全断裂,其数量从裂缝中心向两端逐渐增加,如图5(a)所示;而土工膜在土工布破坏的裂缝范围内发生小范围的拉伸破坏,形状多为圆点状或短裂缝,破坏处膜厚变薄程度与单一土工膜发生破坏时不同,约为原膜厚的 1/2~1/3,如图5(b)所示。完全破坏形态表现为上层土工布首先从冠顶处产生一个近似圆形的爆破口,开口内纤维全部断裂,如图5(c)所示;下层土工膜在土工布破坏的近圆形开口范围内迅速拉伸变薄直至破坏,土工膜膜厚变薄程度与单一土工膜发生破坏时相近,约为原膜厚的 1/10 以下,如图5(d)所示。

表2 分离式复合土工膜破坏形式统计表

Table 2 Failure patterns of non-thermal-bonding composite geomembrane samples

序号	加载速率 ($\text{mL}\cdot\text{min}^{-1}$)	胀破压力 (MPa)	破坏形式/次	
			不完全破坏	完全破坏
1	80	1.44	2	4
2	90	1.47	3	3
3	100	1.51	4	2
4	110	1.52	1	5
5	120	1.53	4	2
6	130	1.52	3	3
合计			17	19

在试样下部均匀加载的条件下,可能影响其破坏形式的主要因素有加载速率、胀破压力和分离式复合土工膜本身的性能状态等。根据表2可知加载速率和

胀破压力基本不影响分离式复合土工膜的破坏形式。分析认为其破坏形式主要取决于上层土工布破坏时破坏处材料的性能状态。具体而言,破坏时冠顶处承受最大的拉应力^[10],若破坏处材料性能接近于各向同性或均匀,破坏时各个方向强度达到极限,在多个通过冠顶大圆曲线的方向上同时发生变形破坏,外观表现为爆炸型破坏,形成完全破坏;反之,破坏时各个方向强度不同,强度最弱方向上土工布内纤维开始脱离纤维网缠结点,使纤维网发生破坏解体并向边缘发展,因此成线条状裂缝,为不完全破坏。

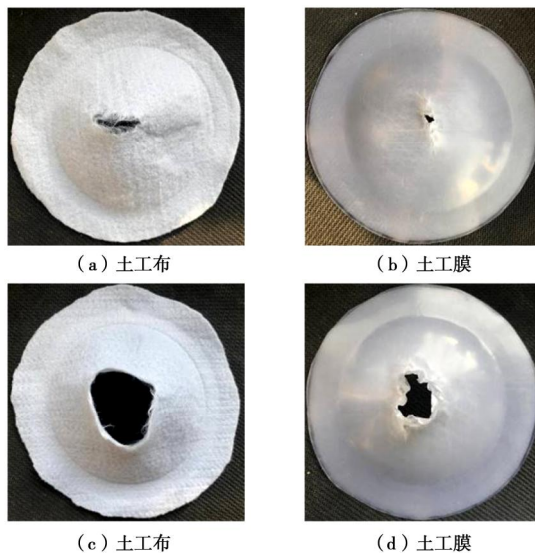


图5 分离式复合土工膜不完全/完全破坏形态

Fig. 5 Incomplete/complete failure patterns of non-thermal-bonding composite geomembrane samples

4 结 论

通过上述试验和分析,对于环向约束条件下分离式复合土工膜鼓胀变形和胀破规律,可以得出以下4点结论。

(1) 分离式复合土工膜的胀破压力随加载速率的增加而缓慢增大,加载速率 100 mL/min 为关系曲线转折点,选其作为分离式复合土工膜胀破试验的基本加载速率。

(2) 分离式复合土工膜鼓胀变形的应力可用薄膜张应力描述,应变采用通过球冠顶点球面大圆曲线上平均应变,其张应力-应变关系曲线整体形态与土工布类似,可分为线性、塑性、强化和胀破4个阶段。其中线、塑性阶段时间很短,曲线形态与膜类似,该阶段土工膜影响较大;强化阶段时间长,曲线形态与布类似,该阶段主要受土工布影响。

(3) 分离式土工膜的鼓胀压力是由膜、布压力分别作用共同形成的,初期土工膜承担较多的内压力,

影响较大;随鼓胀变形的发展,土工膜承担的内压力相对降低,土工布开始承担较多的内压力,并起决定作用,直至发生破坏,相应胀破压力为 1.51 MPa,胀破冠顶高度 31.5 mm。

(4) 分离式复合土工膜胀破时土工布先于土工膜发生破坏,鼓胀变形断裂伸长率为 25.3%,与土工布相近,故主要由土工布的鼓胀变形决定。破坏形态分为不完全破坏和完全破坏两种形态:若破坏处土工布性能接近于各向异性或非均匀,破坏时最弱方向强度达到极限形成裂缝,纤维未完全断裂,为不完全破坏;反之,各个方向强度达到其极限,纤维完全断裂,则形成完全破坏。

参考文献:

- [1] GUDINA S, BRACHMAN R W I. Geomembrane strains from wrinkle deformations[J]. *Geotextiles and Geomembranes*, 2010, **29**(2): 181 - 189.
- [2] XU F, LI W, LIU Z, et al. Study of factors that influence geomembrane air expansion deformation under ring-restrained conditions[J]. *Geotextiles and Geomembranes*, 2017, **45**(3): 178 - 183.
- [3] 孔祥峰,李志强,金阳. 土工膜在防渗工程中的探索与实践[J]. *治淮*, 2018(8): 49 - 50. (KONG Xiang-feng, LI Zhi-qiang, JIN Yang. Exploration and practice of geomembrane in anti-seepage control engineering[J]. *Harnessing the Huai River*, 2018(8): 49 - 50. (in Chinese))
- [4] 刘霞,田汉功,马国庆,等. 大屯水库库盘铺膜关键技术试验研究[J]. *南水北调与水利科技*, 2011, **9**(6): 110 - 152. (LIU Xia, TIAN Han-gong, MA Guo-qing, et al. Key Technologies for laying membrane on datun reservoir plate[J]. *South-to-North Water Diversion and Water Science & Technology*, 2011, **9**(6): 110 - 152. (in Chinese))
- [5] 袁俊平,曹雪山,和桂玲,等. 平原水库防渗膜下气胀现象产生机制现场试验研究[J]. *岩土力学*, 2014, **35**(1): 67 - 73. (YUAN Jun-ping, CAO Xue-shan, HE Gui-ling, et al. Field test study of mechanism of bulge phenomenon under geomembrane in plain reservoir[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2014, **35**(1): 67 - 73. (in Chinese))
- [6] CAO X S, YUAN J P, HE G L, et al. In situ test and analysis method of air bulging under geomembranes in a shallow-lined reservoir[J]. *Geotextiles and Geomembranes*, 2015, **43**(1): 24 - 34.
- [7] CAO X S, YUAN J P, YIN Z Z, et al. Investigation of air bulging beneath geomembranes used as a liner for the datun reservoir[J]. *Environmental and Engineering Geoscience*,

- 2016, **22**(1): 53 - 66.
- [8] 张 凯, 刘斯宏, 王柳江. 土工膜防渗平原水库膜下气场数值模拟[J]. 南水北调与水利科技, 2012, **10**(5): 97 - 118. (ZHANG Kai, LIU Si-hong, WANG Liu-jiang, et al. Numerical simulation of air field under geo-membrane in anti-seepage plain reservoir[J]. South-to-North Water Transfers and Water Science & Technology, 2012, **10**(5): 97 - 118. (in Chinese))
- [9] 李旺林, 李志强, 魏晓燕, 等. 土工膜缺陷渗漏引起气胀的研究[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(6): 1161 - 1165. (LI Wang-lin, LI Zhi-qiang, WEI Xiao-yan, et al. Study on air expansion caused by leakage water resulted from geomembrane defects[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(6): 1161 - 1165. (in Chinese))
- [10] 李旺林, 刘占磊, 孟祥涛, 等. 土工膜环向约束气胀变形试验研究[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(6): 1147 - 1151. (LI Wang-lin, LIU Zhan-lei, MENG Xiang-tao, et al. Experimental study on air expansion deformation of geomembrane in ring-restrained conditions[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(6): 1147 - 1151. (in Chinese))
- [11] MERRY S M, BRAY J D. Size effects for multi-axial tension testing of HDPE and PVC geomembranes[J]. Geotech Test J, 1995, **18**: 441 - 449.
- [12] ANDREJACK TL, WARTMAN J. Development and interpretation of a multi-axial tension test for geotextiles[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2010, **28**(6): 559 - 569.
- [13] Standard Test Method for Bursting Strength of Textile Fabrics—Diaphragm Bursting Strength Tester Method: D3786/D3786M—13[S]. 2013.
- [14] REUGE N, SCHMIDT F M, MAOULT Y L, et al. Elastomer biaxial characterization using bubble inflation technique. I: experimental investigations[J]. Polymer Engineering & Science, 2001, **41**(3): 522 - 531.

《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@nhri.cn。

《岩土工程学报》编辑部

DOI: 10.11779/CJGE202006021

化学腐蚀后灰岩动态拉伸力学特性试验研究

张站群¹, 蔚立元^{*1,2}, 李光雷^{1,3}, 苏海健¹, 靖洪文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. 陆军工程大学爆炸冲击防灾减灾国家重点实验室, 江苏 南京 210007; 3. 震安科技股份有限公司, 云南 昆明 650200)

摘要:为探究化学腐蚀后灰岩的动态拉伸力学特性,本次试验配制了 pH=3 的 NaCl 和 KHSO₄ 混合溶液对灰岩试样进行不同时间的腐蚀(腐蚀时间分别为 30, 60, 90, 120 和 150 d)。通过核磁共振测试获得腐蚀后试样的 T₂ 谱图及孔隙率,并利用分离式霍普金斯压杆对腐蚀后灰岩试样进行动态拉伸试验,最后得到了灰岩动态拉伸强度以及能量耗散等随腐蚀损伤度的变化规律。此外,借助扫描电镜和 X 射线荧光光谱分析获得各腐蚀阶段试样的 SEM 图像和矿物成分含量。结果表明:随腐蚀时间增加,灰岩孔隙率从自然状态下 0.32% 增大到 5.32% (150 d),腐蚀损伤度同步增大;动态抗拉强度劣化程度为 32.52%,并可根据下降速率区分为 2 个阶段;耗散能和透射能分别展现出两阶段减小变化趋势,表现出明显的损伤度相关性;化学腐蚀后灰岩的破坏模式由典型的劈裂破坏向拉剪混合、剪切破坏过渡,直至粉末块状破坏。宏观力学性质与试样内部微观结构损伤有着密不可分的关联性,研究结果可为地下工程的设计施工提供借鉴。
关键词:岩石力学;化学腐蚀;灰岩;动态拉伸;损伤度

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)06-1151-08

作者简介:张站群(1994—),男,硕士研究生,主要从事岩石动力学方面的研究。E-mail: 1316299196@qq.com。

Experimental research on dynamic tensile mechanics of limestone after chemical corrosion

ZHANG Zhan-qun¹, YU Li-yuan^{*1,2}, LI Guang-lei^{1,3}, SU Hai-jian¹, JING Hong-wen¹

(1. State Key Laboratory for Geomechanics and Deep Underground Engineering, China University of Mining and Technology, Xuzhou 221116, China; 2. State Key Laboratory of Explosive Shock Prevention and Disaster Reduction, Military Engineering University, Nanjing 210007, China; 3. Zhenan Science and Technology Co., Ltd., Kunming 650200, China)

Abstract: To investigate the dynamic tensile mechanical properties of limestone corroded in the chemical environment, the mixed solution of NaCl and KHSO₄ with pH=3 was prepared to corrode limestone samples for different corrosion time, i.e. 30 days, 60 days, 90 days, 120 days and 150 days, respectively. The T₂ spectra and porosity of the corroded limestone samples were obtained by nuclear magnetic resonance (NMR) test, and the dynamic tensile test was carried out on corroded limestone samples by using the separated Hopkins compression bar (SHPB). Finally, the variation law of dynamic tensile strength and energy dissipation with corrosion damage degree of limestone was obtained. In addition, microscopic images and mineral contents of samples at different corrosion stages were analyzed by scanning electron microscopy (SEM) and X-ray fluorescence spectrometry (XRF). The result shows that, after being corroded for 150d, the porosity of limestone rises from 0.32% to 5.32% and the corrosion damage degree increases. The deterioration of dynamic tensile strength can be divided into two stages by the slope, with the total decrease extent of 32.52%. Dissipative energy and transmission energy exhibit two-stage decreasing trend and distinct correlation to damage degree. The failure mode evolution of limestone after chemical corrosion changes from the typical splitting failure to the tensile-shear, shear failure and ultimate powders failure. There is a distinct relationship between the macro-mechanical properties and the micro-structure damage of specimens. The research results can provide references for the design and construction of underground engineering.

Key words: rock mechanics; chemical corrosion; limestone; dynamic tension; damage degree

0 引 言

随着地壳浅部可利用资源日渐枯竭,资源开采逐渐走向深部地层^[1-2];此外,以川藏铁路、锦屏水电站为代表的重大交通、水利基础建设工程中深长隧道

(洞)也层出不穷^[3-4]。地下水化学腐蚀作为影响地下

基金项目:国家自然科学基金项目(51579239, 51704279, 51734009)

收稿日期:2019-08-22

*通信作者(E-mail: yuliyuan@cumt.edu.cn)

工程长期稳定性的重要因素之一,其对岩体的强度、变形和破坏特征产生不可忽视的弱化影响^[5-7]。然而,经受长期水化学腐蚀损伤的工程围岩还将承受机械冲击破岩、爆破开挖以及地震等动荷载,对地下工程安全和稳定造成很大的威胁。并且,由于岩石是典型的脆性材料,其抗拉强度远小于抗压强度^[8],工程中常见的劈裂片帮、板裂化破坏的原因是由局部或整体承受过大的拉应力导致的。因此,岩石的动态拉伸力学性能在工程实践中具有不可忽视的意义。

目前李光雷等^[9]对化学腐蚀后的灰岩动态压缩力学特性进行了探究,但关于化学腐蚀后岩石的动态抗拉力学性质国内外还鲜有报道。鉴于此,本文利用 SHPB 设备对化学腐蚀后的灰岩试样进行劈裂拉伸试验,通过分析腐蚀损伤度随化学腐蚀时间的变化机理,探究动态抗拉强度、能量耗散规律等宏观力学特性以及破坏形态随腐蚀损伤度的变化规律。

1 灰岩腐蚀处理及冲击试验

1.1 试样制备

试验所用灰岩试样取自徐州南郊,呈灰黑色,经 X 射线衍射分析,测得灰岩内部各矿物组分含量:方解石为 93.5%,白云石为 3.5%,石英为 1.2%,云母 0.4%,长石为 0.5%,其他为 0.9。试样的饱和吸水率、湿密度以及静态巴西劈裂等物理力学基本参数:饱和吸水率为 0.12%,湿密度为 2.828 g/cm³,静态抗拉强度为 8.80 MPa,弹性模量为 18.4 GPa。为保证试验样品的物理力学性质具有较小的离散性,所有试样均由一块较完整的样板切割加工而成。试样两端面打磨后平整度控制在±0.05 mm,端面垂直轴线最大偏差不大于 0.25°。本文共加工巴西圆盘试样 30 块,直径为 50 mm,厚度为 25 mm,其中 5 块为自然状态试样,剩余 25 块分 5 组进行不同时间的化学腐蚀。

1.2 化学溶液配制及试样腐蚀处理

由于地下水是一种复杂的化学溶液,根据不同的赋存环境,地下水的 pH 值也会发生变化,一般为 5~8。地下水主要含有 Na⁺, K⁺, Ca²⁺, Mg²⁺等阳离子, Cl⁻, SO₄²⁻, HCO₃³⁻等阴离子,现实中水-岩作用非常缓慢,为了短时间内达到相应的损伤程度,可采用增大溶液酸离子浓度的方法^[10]。因此,综合考虑上述因素和灰岩试样的矿物组分,采用去离子水配置了 5L 浓度为 0.1 mol·L⁻¹, pH 值为 3 的 NaCl 和 KHSO₄ 混合溶液,并根据 H⁺离子浓度确定了 NaCl 和 KHSO₄ 的质量分别为 28.96, 0.6 g, 各腐蚀时间分别为 30, 60, 90, 120, 150 d, 腐蚀试样分组及编号见表 1。为防止其它杂质对试验影响,腐蚀测试在密封环境下进行,

实验室温度约为 23℃,并使用酸度计及时监测化学溶液 pH 值来保持其恒定,试样腐蚀过程如图 1 所示。

表 1 灰岩试样分组及编号

腐蚀天数/d	试样编号				
自然	Z1-1	Z1-2	Z1-3	Z1-4	Z1-5
30	M1-1	M1-2	M1-3	M1-4	M1-5
60	M2-1	M2-2	M2-3	M2-4	M2-5
90	M3-1	M3-2	M3-3	M3-4	M3-5
120	M4-1	M4-2	M4-3	M4-4	M4-5
150	M5-1	M5-2	M5-3	M5-4	M5-5



图 1 灰岩试样腐蚀过程

Fig. 1 Corrosion process of limestone samples

1.3 微观结构及物质成分测试

通过核磁共振 (NMR) 技术对完全饱和的岩石中输出横向弛豫时间分布 (T_2 光谱) 来计算内部孔径分布和孔隙率,可用于研究岩石的微观结构损伤^[11]。本文试验采用上海钮迈公司生产的 MesoMR23-060H-I 核磁共振系统,测试时共振频率为 23.423 MHz,磁体温度为 32.00±0.02℃,探头线圈直径为 60 mm。对 6 组试样进行了 NMR 测试,获得了 30 个典型试样的孔隙率及孔径分布。

利用美国 FEI 公司的 QuantaTM 250 电镜扫描设备对 6 组样品的微观表面结构进行成像 (SEM),来获得灰岩试样腐蚀后的细观特征形貌。此外,对冲击破碎后的试样进行 X 射线荧光光谱分析 (XRF),XRF 是固体物质成分分析的常规检测手段,能够快速、准确分析被测样品成分及元素,以此来探究试样微观矿物成分变化情况。

1.4 动态冲击试验

目前主要采用分离式 Hopkinson 压杆 (SHPB) 对岩石动态力学性能开展研究^[12]。动态冲击试验 SHPB 装置见图 2,该装置主要由驱动系统、主体设备和测试系统 3 大部分组成。系统杆件材质为 60Si2Mn 弹簧钢,杆径均为 50 mm,入射杆长 5500 mm,透射杆长 3500 mm,子弹长 400 mm,弹性模量为 200 GPa,纵波波速为 5160 m/s。试验过程中,通过调整气室内的氮气压力来控制发射子弹的冲击速度,本文聚焦研究化学腐蚀损伤对灰岩动态抗拉特性的影响,为了使试样仅发生拉伸破坏而不至于粉碎^[13-15],经尝试性试

验, 故而控制冲击气压稳定在 0.15 MPa。根据实测结果显示, 子弹的撞击速度在 4.20~4.47 m/s, 可视为不考虑应变率效应对试验影响。

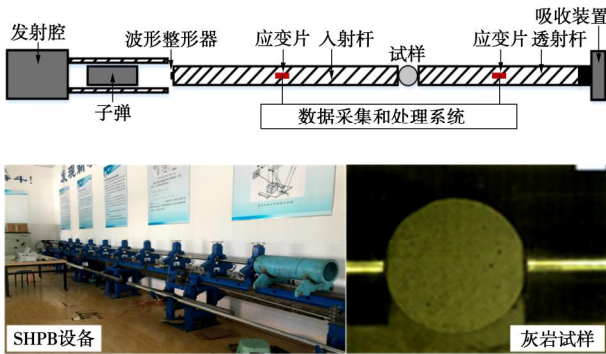


图 2 SHPB 系统示意图及实物

Fig. 2 Diagram and photos of SHPB system

为消除矩形加载波在压杆中传播时产生的弥散效应来实现恒应变率加载, 采用了直径为 10 mm, 厚度为 2 mm 的橡胶片来进行整形, 通过整形处理后的灰岩 SHPB 试验典型波形见图 3, 由图可以看出达到了良好的整形效果, 说明试验结果是有效的。在动态巴西劈裂试验中, 采用三波法来计算间接抗拉强度^[16]:

$$s_t = \frac{2P(t)_{\max}}{\pi DL} \quad (1)$$

式中, s_t 为抗拉强度 (MPa); D , L 分别代表圆盘试样的直径和厚度 (m); $P(t)_{\max}$ 代表岩样两端压杆作用有效荷载最大值 (kN)。灰岩试样两端压杆作用有效荷载 $P(t)$ 可表示为

$$P(t) = \frac{P_1(t) + P_2(t)}{2} = EA \frac{e_i(t) + e_r(t) + e_t(t)}{2} \quad (2)$$

式中, A , E 分别代表杆件材料的横截面积 (m^2) 和弹性模量 (GPa); e_i , e_r , e_t 分别表示入射波、反射波以及透射波在压杆中产生的脉冲信号。图 4 给出了灰岩试样动态拉伸典型的平均荷载时程曲线。

根据能量守恒定律计算试样入射能、反射能、透射能以及耗散能。压缩波所产生的能量^[17]为

$$\left. \begin{aligned} W_i &= \frac{AC_0}{E} \int_0^t e_i^2(t) dt, \\ W_r &= \frac{AC_0}{E} \int_0^t e_r^2(t) dt, \\ W_t &= \frac{AC_0}{E} \int_0^t e_t^2(t) dt, \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

$$W_s = W_i - W_r - W_t \quad (4)$$

式中 W_i 为入射波产生的弹性能, 即入射能 (J); W_r 为反射波产生的弹性能, 即反射能 (J); W_t 为透射波产生的弹性能, 即透射能 (J); W_s 为耗散能 (J); C_0 为纵波波速 (m/s)。

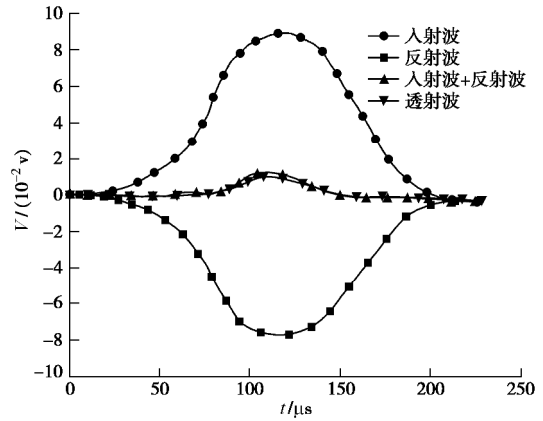


图 3 整形后的应变波

Fig. 3 Strain waves after shaping

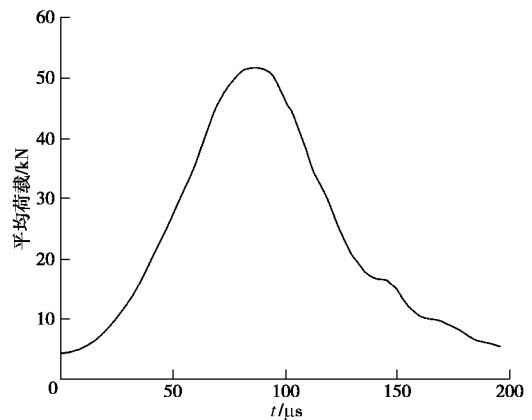


图 4 平均荷载时程曲线

Fig. 4 Relationship between average load and time

2 试验结果及分析

2.1 试样孔隙及损伤度

在 NMR 测试系统中输出的灰岩样品在 6 个时间段的 T_2 光谱曲线如图 5 所示, T_2 光谱面积与试样的孔隙率和孔径分布有关, 即孔隙率随着 T_2 光谱面积的增加而增加, 孔径增加时曲线的峰值信号点也随之增加。

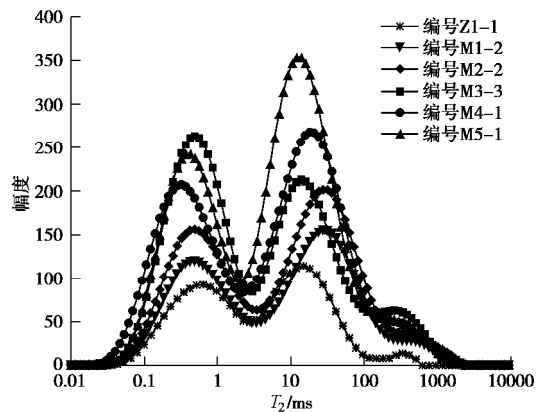


图 5 腐蚀后灰岩试样的 T_2 光谱分布

Fig. 5 T_2 spectral distribution of limestone samples after corrosion

从图 5 中可看出, 灰石试样的 T_2 光谱曲线具有典

型的双峰特征，左、右峰值信号分别表示小孔和较大的孔。随着腐蚀时间的增加，各阶段 T_2 光谱曲线的峰值点呈增大趋势，曲线所围成的面积也逐渐变大，且第二个峰的面积随腐蚀的延续比重增大显著。这是因为试样中的矿物成分与酸性溶液中的 H^+ 离子发生反应，进而导致新的微孔隙产生并促进形成更大的孔。而腐蚀时间为 90 d 时，两个峰值发生了显著变化，左边峰值点不在上升甚至轻微下降，这表明其中一些小孔的增加变得相互连接形成更大的孔，灰岩试样内部的微观结构变化愈加严重，孔隙率也由此增大。

定义孔径 $0 \mu m < d_1 \leq 1 \mu m$ 为一级裂隙（微裂隙）， $1 \mu m < d_2 \leq 10 \mu m$ 为二级裂隙（小裂隙）， $10 \mu m < d_3 \leq 100 \mu m$ 为三级裂隙（中裂隙）， $d_4 > 100 \mu m$ 为四级裂隙（大裂隙）。各腐蚀阶段试样的孔径平均值分布如表 2 和图 6 所示。可以看出，天然试样整体结构致密，原始缺陷主要为一、二级裂隙，微、小裂隙占比高达 95.11%，一级裂隙比重下滑较为明显，从天然状态时的 65.41% 降低至腐蚀 150 d 后的 48.56%，二级裂隙占比下降幅度不大，在 29.70%~25.02% 的范围内小幅下降。三级裂隙变化最为显著，从最初的 4.29% 增大至 21.74%，四级裂隙则持续从初始的 0.60% 提高到 4.12%。截止腐蚀 150 d 后，灰岩内部三、四级裂隙占比达到 34.88%，约为自然状态时的 5.3 倍。随着腐蚀的延续，因灰岩试样与化学溶液在化学反应上的不平衡，导致的试样的微观结构变化主要是由内部矿物晶体的软化以及某矿物的溶解，最终引起的宏观孔隙率 ϕ 增大的内部表现是一、二级裂隙的比重下滑，三、四级裂隙比重增大。

表 2 孔径平均值在各腐蚀阶段占比

Table 2 Average aperture diameter in each corrosion stage

时间/d	孔径占比/%			
	d_1	d_2	d_3	d_4
0	65.41	29.70	4.29	0.60
30	61.46	26.17	10.89	1.48
60	57.19	26.34	13.97	2.50
90	51.26	25.64	19.98	3.12
120	49.37	25.02	21.76	3.85
150	48.56	25.58	21.74	4.12

岩石的破坏是其内部微观裂纹孔隙萌发、扩展、直至贯通的宏观体现。因此，基于 NMR 测得各腐蚀时间段岩样孔隙率的变化，定义一个可以反映灰岩试样化学腐蚀损伤程度的损伤度 $S^{[18]}$ ，

$$S = \frac{j_t - j_0}{1 - j_0} \times 100\% \quad (5)$$

式中， j_t ， j_0 分别为试样腐蚀 t 时间后和未腐蚀试样的孔隙率（%）。

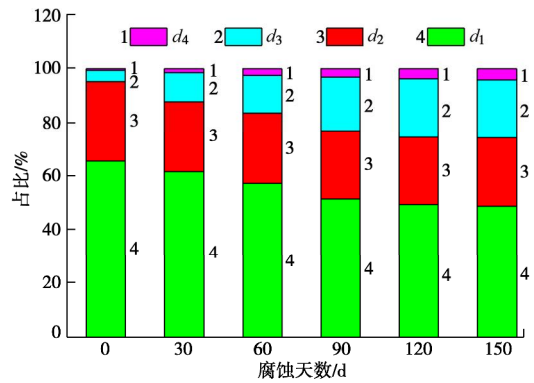


图 6 孔径平均值随腐蚀时间变化规律

Fig. 6 Relationships between average aperture and corrosion time

试样的孔隙率 ϕ 和损伤度 S 随腐蚀时间的变化趋势见图 7，可以看出，灰岩孔隙率分两阶段从自然状态下 0.32% 增加到 5.32%（150 d），损伤度随腐蚀时间变化与孔隙率变化规律一致。在第一阶段（0~30 d），灰岩表观矿物元素与化学溶液发生反应，损伤度变化十分明显，从自然状态的 0 迅速上升到 4.23%，变化量占变化总量的 57.24%；在第二阶段（30~150 d），随着腐蚀时间的继续增加，灰岩内部矿物元素仍保持着与化学溶液水解反应的发生，试样腐蚀损伤度保持稳定上升，损伤度变化效果明显（4.23%~7.39%）。

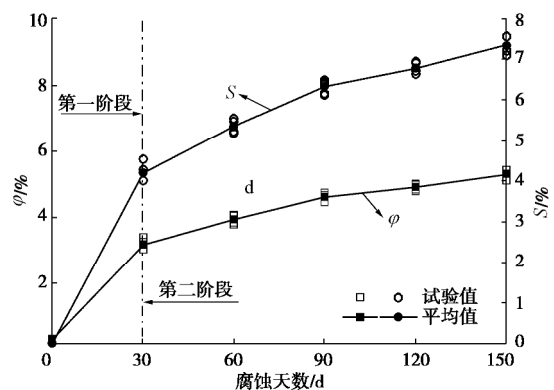


图 7 孔隙率和损伤度随腐蚀时间变化规律

Fig. 7 Variation of porosity and damage degree versus corrosion time

2.2 动态抗拉强度

图 8 揭示了在驱动气压 0.15 MPa 的条件下灰岩试样动态抗拉强度 s_t 随腐蚀损伤度的变化规律。可以看出，灰岩试样的动态拉伸强度随腐蚀损伤度的增大而逐渐下降，整个过程可分为两个阶段：在第一阶段，由于化学溶液与试样中矿物颗粒产生的化学反应基本发生在试样表面。因此，宏观上灰岩试样的动态抗拉强度 s_t 下降平缓，从 25.71 MPa 降到 23.29 MPa，减小了 9.57%。在第二阶段，随着化学溶液中的 H^+ 离子继续通过其裂缝渗入灰岩内部并与某些矿物成分发生反应，从而导致新的裂缝的产生或原始裂缝的生长，

使得岩石原本致密的结构逐渐变得相对松散脆弱, 试样内部的黏聚力和内摩擦角进一步降低, 造成了试样动态抗拉强度 s_t 急剧劣化, 较上一反应阶段降低至 17.35 MPa, 损失量占整个变化过程的 70.93%。在整个腐蚀损伤过程中, 动态抗拉强度 s_t 下降了 32.52%。总的来说, 由化学作用引起的灰岩内部损伤的增加造成了其动态抗拉强度大幅劣化。

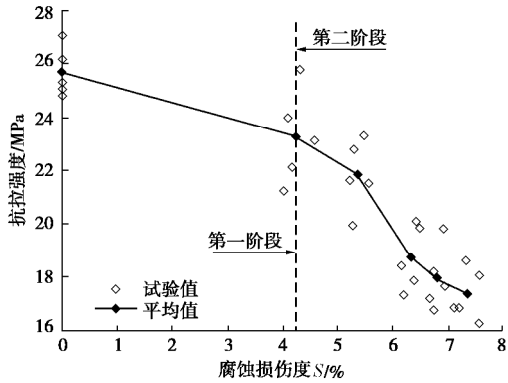


图 8 动态抗拉强度随损伤度变化规律

Fig. 8 Relationships between dynamic tensile strength and corrosion damage degree

2.3 能量耗散

为更好从能量演化角度认识腐蚀损伤度对灰岩变形破坏过程中的影响, 对灰岩在动态冲击变形破坏中的耗散能和透射能随腐蚀损伤度变化规律进行研究。由于入射冲击气压保持恒定, 所以入射能和反射能不作进一步探究。图 9 为自然状态下试样计算得到典型试样能量 W_i , W_r , W_t 和 W_s 的变化时程曲线。由图可知, 灰岩试样在冲击荷载的作用下, 其在劈裂过程中的能量变化经历初始压密阶段、线弹性阶段、屈服阶段和破坏阶段 4 个不同的阶段。

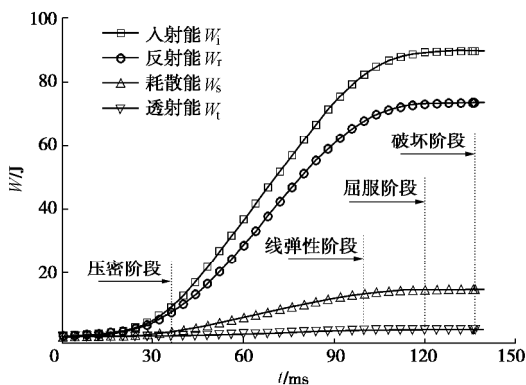


图 9 自然试样的能量实时变化曲线

Fig. 9 Real-time energy curve of natural sample

耗散能 W_s 和透射能 W_t 随腐蚀损伤度的变化见图 10, 可以看出, 与抗拉强度一致, 试样耗散能 W_s 和透射能 W_t 的变化趋势也以腐蚀损伤度 4.23% 为界分两

阶段下降。第一阶段中, 试样耗散能 W_s 和透射能 W_t 平均值对应于腐蚀损伤度增加 4.23%, 分别减小了 0.74 J 和 0.13 J, 变化相对平缓, 损失占比分别仅为 18.0% 和 33.3%; 在反应进行到第二阶段时, 此阶段能量变化最为明显, W_s 和 W_t 随腐蚀损伤度增加整体呈下降趋势, 分别从 13.42 J 下降到 9.77 J 和从 2.04 J 下降到最终的 1.65 J。从腐蚀损伤的角度分析, 一方面随试样损伤程度和孔隙率的增加, 应力波在试样内的传播路径更加复杂, 衍射、绕射和反射现象趋于显著, 将耗散掉更多的能量; 而另一方面, 腐蚀作用将削弱岩石矿物晶体键的链接强度, 在动态拉伸荷载作用下晶体颗粒间发生断裂滑移所需要的的能量将降低。试样耗散能受上述两个诱因影响, 且后者占据主导因素, 宏观上表现为耗散能随腐蚀损伤度的增加而降低。透射波直观地反映了试样中平均动态应力的变化, 而试样间接拉伸强度随损伤度增加而显著降低, 因此随损伤度增加, 透射能不断减小。

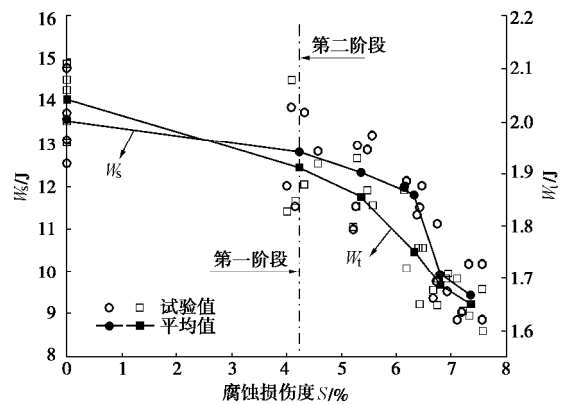


图 10 W_s 和 W_t 随腐蚀损伤度的变化曲线

Fig. 10 Curves of W_s and W_t versus corrosion damage degree

2.4 破坏形态

各腐蚀时间试样最终破坏形态如图 11 所示, 可以看出, 试样的破坏形式和破坏程度存在显著差异。在自然状态时, 试样在圆盘的中线位置处产生一条主裂纹, 在与杆件接触端面形成类似三角区域破坏, 具有明显的方向性, 试样的破坏形态基本为完整的两半; 随着腐蚀时间的增加, 试样内部微裂隙和孔隙增加, 微观结构发生破坏, 在主裂纹贯通前, 微小裂纹在外部动荷载的作用下不断汇聚, 进而扩展形成多条破裂面, 破坏区域扩大, 次要裂纹条数增加 (图 11 (b) ~ (d))。在腐蚀 120 d 后 (图 11 (e)、图 10 (f)), 由于试样内部的微裂纹在腐蚀作用下持续连接形成互相贯通的裂隙, 腐蚀状态严重, 导致承载能力也急剧下降, 此时试样的破坏模式为张拉破坏或张拉与剪切混合破坏, 粉碎性区域面积也逐渐扩大, 呈现粉碎块状破坏形式。

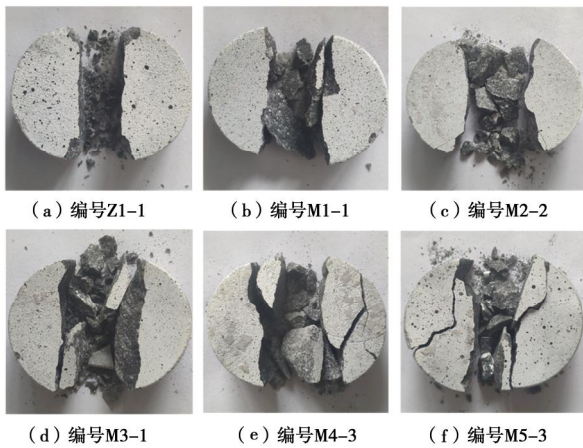


图 11 不同腐蚀时间灰岩破坏形态

Fig. 11 Limestone failure patterns at different corrosion time

3 讨 论

灰岩是由矿物成分在地质作用下沉积而形成的，其力学特性主要由内部颗粒间的黏结和摩擦力所影响。在地下水环境中，水-岩间的相互作用主要有物理和化学作用主导^[19]：物理作用方面，水的软化和润滑作用导致矿物成分颗粒之间摩擦力减少，胶结强度降低，长时间的腐蚀对微裂纹（孔隙）产生分裂作用，并可能产生次生裂纹。因此，物理作用会导致灰岩力学性能的破坏和劣化；而化学作用使得化学溶液和灰岩中矿物之间产生不平衡的化学反应，并且两者间的相互作用是不可逆的过程，灰岩内部晶体键受到破坏，伴随着孔隙率的增加，试样变得松散而脆弱。两种损伤机制的综合作用下使得宏观上力学性能劣化。水-岩间的相互作用主要表现出的损伤主要取决于化学损伤，又因不同的水-岩相互作用时间不同，决定了水化学反应岩体损伤程度也有所不同。

图 12 中的 SEM 图像展现了自然状态下和不同腐蚀时间阶段灰岩试样微观形态形貌。在自然状态下，试样表面形态比较平滑，颗粒状物质比较稀少，结构比较致密，超微孔隙占主导（一、二级裂隙占比为 95.11%）。灰岩经过化学溶液浸泡后（30 d），试样外围的矿物质参与了初始阶段的化学反应，原本致密的结构开始遭到破坏，粗糙程度显著增加，小裂隙或孔洞开始初步扩展，由此化学溶液深入到试样内部，且随着腐蚀时间的进行（30~120 d）越来越多的内部物质参与了化学反应，破坏了晶体颗粒之间的黏结，改变其矿物组分及微细观结构，原生微裂隙继续扩张延伸，微孔洞体积逐步增加，且表面粗糙程度表现得更为明显。从图 12 中可以看出，不同腐蚀时间对灰岩的腐蚀效果不一样，灰岩表面所表现出来的敏感性也有

所不同，腐蚀时间越长，灰岩损伤程度更加显著。

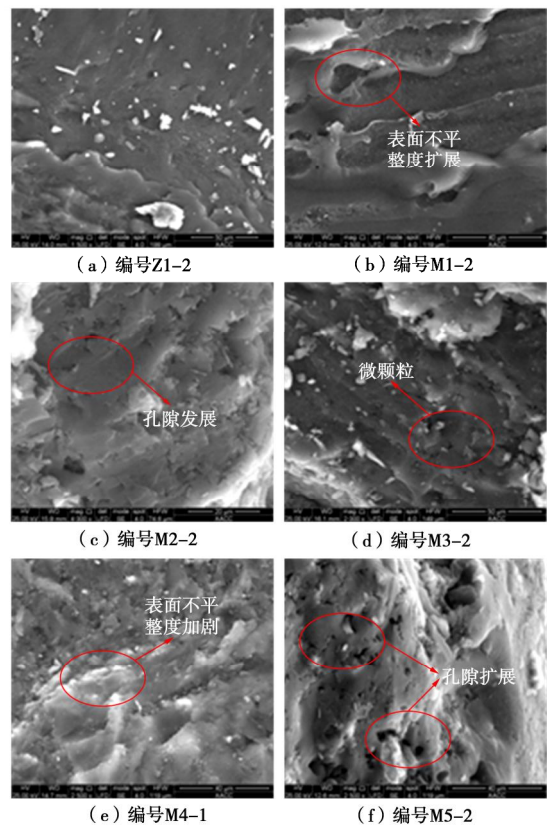
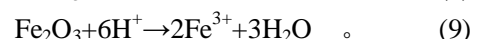
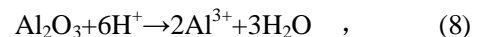
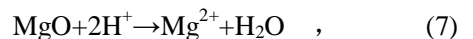
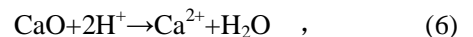


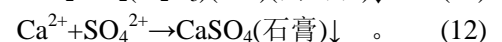
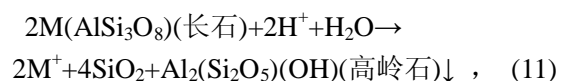
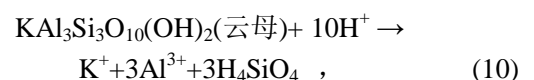
图 12 不同腐蚀阶段试样 SEM 图像

Fig. 12 SEM image of samples in different corrosion stages

各腐蚀时间水平试样破坏块体研磨粉碎展开 X 射线荧光光谱分析 (XRF)，获得试样的矿物组分及其平均含量变化如图 13 所示（灰岩试样元素成分繁多复杂，此处仅选含量变化较多的 4 种组分进行分析）。从图 13 可以看出，灰岩试样中 CaO, MgO, Al₂O₃ 和 Fe₂O₃ 活性化合物含量随腐蚀的损伤度的增加缓慢降低，这主要是由于灰岩自身的活性矿物与化学溶液反应导致一些离子元素被释放，从而改变了化合物含量分配，在酸性条件下，CaO 和 MgO 等主要矿物成分易与溶液中的 H⁺ 离子发生化学反应：



此外，在损伤过程中，灰岩矿物组分中少量的云母和长石等也会与 H⁺ 离子发生反应^[9]：



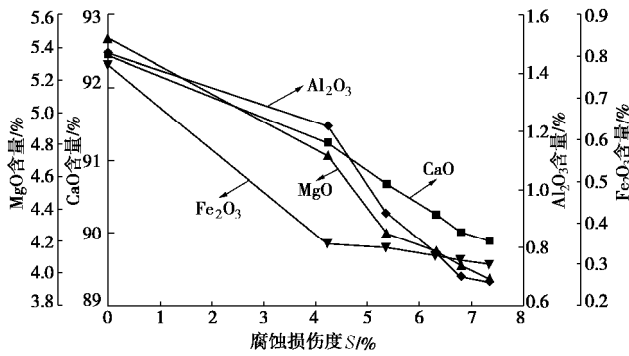


图 13 灰岩元素成分含量随腐蚀损伤度变化规律

Fig. 13 Variation of elements content of limestone versus corrosion damage degree

灰岩试样中的矿物成分与化学溶液中 H^+ 离子发生化学反应, 势必会改变矿物晶粒的大小和形状以及岩石的微观结构和缺陷形态, 从而改变其力学性能。并且随着腐蚀时间增加, 灰岩试样结构由均匀致密变得多孔疏松 (图 12), 原生微裂隙逐渐扩张延伸, 从而造成试样损伤程度的增大。化学反应产物以离子化或沉淀物状态存在, 其中一些释放到液体中, 从而增加了岩石中孔隙和裂缝的大小和数量, 而生成的一些次生矿物(如高岭石、石膏等)残留在内部孔隙中充当填充物, 造成结构强度与原生状态相比出现一定程度的下降。

除此之外, 化学腐蚀还使得颗粒间接触界面的边缘锯齿部分逐渐趋于光滑, 降低内部晶体之间的黏聚力和内摩擦角, 使其易于发生相对滑移。化学腐蚀造成灰岩内部微观结构的损伤, 宏观表现为动态拉伸强度和能量耗散发生大幅劣化, 破坏程度更加严重。

4 结 论

为研究化学腐蚀作用后灰岩的动态抗拉性能, 配制了 pH 值为 3 的化学溶液对灰岩试样展开腐蚀试验, 利用核磁共振对微观孔隙变化进行分析, 然后基于 SHPB 设备开展固定气压条件下的动态冲击拉伸试验, 得到以下 4 点结论。

(1) 通过核磁共振测试表明, 随化学腐蚀时间的增加, 灰岩试样孔径分布变化特征明显, 孔径尺度扩展显著增加。

(2) 化学腐蚀后灰岩孔隙率的变化情况与其力学性能变化密切相关, 基于孔隙率变化来定义损伤度能够直观描述灰岩受化学腐蚀的程度, 损伤度随时间增大规律与孔隙率变化具有一致性, 从自然状态下的 0 增加到 7.35%。

(3) 随损伤度增大, 灰岩动态抗拉强度劣化显著, 下降幅值达 32.52%; 能量耗散表现出和动态抗拉强度

相似的两阶段劣化规律, 且第二阶段变化趋势较第一阶段急剧, 这与化学腐蚀引起的微损伤密切相关。

(4) 随腐蚀时间的推移, 灰岩试样的动态拉伸破坏程度更加严重, 由典型的劈裂破坏向拉剪混合、剪切破坏过渡, 直至粉末块状破坏。

本文仅采用 0.15 MPa 冲击气压对化学腐蚀后灰岩进行动态劈裂试验, 动态应变率效应在岩石力学特性中普遍存在, 还有待在后续研究中进一步深入分析。

参考文献:

- [1] 谢和平, 高峰, 鞠杨. 深部岩体力学研究与探索[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, 34(11): 2161 - 2177. (XIE He-ping, GAO Feng, JU Yang. Research and development of rock mechanics in deep ground engineering[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, 34(11): 2161 - 2177. (in Chinese))
- [2] 李夕兵, 周健, 王少锋, 等. 深部固体资源开采评述与探索[J]. 中国有色金属学报, 2017, 27(6): 1236 - 1262. (LI Xi-bing, ZHOU Jian, WANG Shao-feng, et al. Review and practice of deep mining for solid mineral resources[J]. The Chinese Journal of Nonferrous Metals, 2017, 27(6): 1236 - 1262. (in Chinese))
- [3] 王栋, 李天斌, 蒋良文, 等. 川藏铁路某超深埋隧道地应力特征及岩爆分析[J]. 铁道工程学报, 2017(4): 48 - 52. (WANG Dong, LI Tian-bin, JIANG Liang-wen, et al. In-situ stress characteristics and rock burst analysis of an ultra-deep buried tunnel on Sichuan-Tibet Railway[J]. Journal of Railway Engineering, 2017(4): 48 - 52. (in Chinese))
- [4] 陈卫忠, 伍国军, 戴永浩, 等. 锦屏二级水电站深埋引水隧洞稳定性研究[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(8): 1184 - 1189. (CHEN Wei-zhong, WU Guo-jun, DAI Yong-hao, et al. Stability analysis of diversion tunnel for Jinping II hydropower station[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, 30(8): 1184 - 1189. (in Chinese))
- [5] SETO M, NAG D K, VUTUKURI V S, et al. Effect of chemical additives on the strength of sandstone[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 1997, 34(3/4): 280.e1 - 280.e11. <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1365160997002839>.
- [6] 丁梧秀, 陈建平, 徐桃, 等. 化学溶液侵蚀下灰岩的力学及化学溶解特性研究[J]. 岩土力学, 2015, 36(7): 1825 - 1830. (DING Wu-xiu, CHEN Jian-ping, XU Tao, et al. Mechanical and chemical characteristics of limestone during chemical erosion[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, 36(7): 1825 - 1830. (in Chinese))

- [7] 陈四利, 冯夏庭, 周 辉. 化学腐蚀下砂岩三轴细观损伤机理及损伤变量分析[J]. 岩土力学, 2004, **25**(9): 1363 - 1367. (CHEN Si-li, FENG Xia-ting, ZHOU Hui. Study on triaxialmeo-failure mechanism and damage variables of sandstone under chemical erosion[J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, **25**(9): 1363 - 1367. (in Chinese))
- [8] 谢和平, 陈忠辉. 岩石力学[M]. 北京: 科学出版社, 2004. (XIE He-ping, CHEN Zhong-hui. Rock Mechanics[M]. Beijing: Science Press, 2004. (in Chinese))
- [9] 李光雷, 蔚立元, 苏海健, 等. 化学腐蚀灰岩 SHPB 冲击动力学性能研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2018, **37**(9): 2075 - 2083. (LI Guang-lei, YU Li-yuan, SU Hai-jian, et al. Dynamic properties of corroded limestone based on SHPB[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2018, **37**(9): 2075 - 2083. (in Chinese))
- [10] 韩铁林, 陈蕴生, 师俊平. 水化学腐蚀对砂岩力学特性影响的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2013(增刊 2): 3064 - 3072. (HAN Tie-lin, CHEN Yun-sheng, SHI Jun-ping, et al. Experimental study of mechanical charecteristics of sandstone subjected to hydrochemical erosion[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013(S2): 3064 - 3072. (in Chinese))
- [11] 周科平, 胡振襄, 高 峰, 等. 基于核磁共振技术的大理岩三轴压缩损伤规律研究[J]. 岩土力学, 2014, **35**(11): 3117 - 3122. (ZHOU Ke-ping, HU Zhen-xiang, GAO Feng, et al. Study of marble damage laws under triaxial compression condition based on nuclear magnetic resonance technique[J]. Rock and Roil Mechanics, 2014, **35**(11): 3117 - 3122. (in Chinese))
- [12] ISRM Testing Commission. Suggested method for determining tensile strength of rock materials[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, 1978, **15**(3): 99 - 103.
- [13] 杨仁树, 陈 骏, 刘殿书. 动态巴西圆盘劈裂试验的极限分析解[J]. 岩土工程学报, 2016, **39**(6): 1156 - 1160. (YANG Ren-shu, CHEN Jun, LIU Dian-shu. Limit analysis solution of dynamic Brazilian disc splitting test[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **39**(6): 1156 - 1160. (in Chinese))
- [14] 刘 石, 许金余, 白二雷, 等. 高温后大理岩动态劈裂拉伸试验研究[J]. 岩土力学, 2013, **34**(12): 3500 - 3504. (LIU Shi, XU Jin-yu, BAI Er-lei, et al. Experimental study of dynamic tensile behaviors of marble after high temperature[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(12): 3500 - 3504. (in Chinese))
- [15] 闻 名, 许金余, 王 鹏, 等. 水分与冻融环境下岩石动态拉伸试验及细观分析[J]. 振动与冲击, 2017, **36**(20): 6 - 11. (WEN Ming, Xu Jin-yu, WANG Peng, et al. Rock dynamic tensile test and meso-analysis under water and freeze-thaw environment[J]. Vibration and Impact, 2017, **36**(20): 6 - 11. (in Chinese))
- [16] 李夕兵. 岩石动力学基础与应用[M]. 北京: 科学出版社, 2014: 67 - 110. (LI Xi-bing. Foundation and Application of Rock Dynamics[M]. Beijing: Science Press, 2014: 67 - 110. (in Chinese))
- [17] SONG B, CHEN W. Energy for specimen deformation in a splitHopkinson pressure bar experiment[J]. Experimental Mechanics, 2006, **46**(3): 407 - 410.
- [18] 李 鹏, 刘 建, 李国和, 等. 水化学作用对砂岩抗剪强度特性影响效应研究[J]. 岩土力学, 2011, **32**(2): 380 - 386. (LI Peng, LIU Jian, LI Guo-he, et al. Experimental study for shear strength characteristics of sandstone under water-rock interaction effects[J]. Rock and Roil Mechanics, 2011, **32**(2): 380 - 386. (in Chinese))
- [19] 乔丽苹, 刘 建, 冯夏庭. 砂岩水物理化学损伤机制研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, **26**(10): 2117 - 2124. (QIAO Li-ping, LIU Jian, FENG Xia-ting. Study on damage mechanism of sandstone under hydro-physico-chemical effects[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, **26**(10): 2117 - 2124. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202006022

多种应力路径下结构性土胶结破损演化规律离散元分析

李涛¹, 蒋明镜^{1, 2, 3, 4}, 孙若晗¹

(1. 天津大学建筑工程学院土木工程系, 天津 300072; 2. 中国地震局地震工程综合模拟与城乡抗震韧性重点实验室(天津大学), 天津 300072; 3. 土木工程防灾国家重点实验室(同济大学), 上海 200092; 4. 同济大学土木工程学院地下建筑与工程系, 上海 200092)

摘要: 结构性土体通常指粒间含有胶结的土体, 可看成一种特殊的胶结颗粒材料, 探明结构性土体的胶结破损演化规律是加深结构性土体宏观力学性质认识及建立结构性土本构模型的关键。由于试验手段难以定量获取胶结破损信息, 通过离散单元法分析了结构性土体的胶结破损演化规律。首先采用相对完备的胶结接触模型建立了结构性土体离散元试样, 接触模型考虑了颗粒及胶结物质的抗转动和抗扭转作用以及胶结尺寸对刚度和强度的影响; 然后开展了结构性土侧限压缩、等向压缩、等应力比压缩以及常规三轴和真三轴试验的离散元数值分析, 再现了结构性土的主要宏观力学特征; 在此基础上的胶结破损演化分析表明胶结破损参量 B_0 演化具有明显的应力路径相关性, 而新提出的破损参量 B_σ 应力路径相关性低, 通过 B_σ 与等效塑性应变的指数函数关系, 可以描述结构性土体的胶结破损演化情况。

关键词: 结构性土; 胶结颗粒材料(理想结构性土); 离散单元法; 胶结破损演化; 本构模型

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)06-1159-08

作者简介: 李涛(1985—), 男, 博士, 讲师, 主要从事非饱和土和结构性土体数值模拟和宏观力学性质研究。E-mail: letllejn@163.com。

DEM analysis of evolution law of bond degradation for structured soils

LI Tao¹, JIANG Ming-jing^{1, 2, 3, 4}, SUN Ruo-han¹

(1. Department of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China; 2. Key Laboratory of Earthquake Engineering Simulation and Seismic Resilience, China Earthquake Administration (EASSR), Tianjin University, Tianjin 300072, China; 3. State Key Laboratory of Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 4. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: The evolution of bond degradation is essential for analyzing the macro-and micro-scopic behaviors and establishing constitutive models for structured soils with cementation bond which is a kind of bonded granular material. The discrete element method is employed to analyze the evolution of bond degradation on account of the disadvantage of laboratory tests in bond breakage quantitative analysis. First, the discrete numerical sample is generated by installing a relatively completed bond contact model incorporating the interparticle rolling and twisting resistances and the influences of bond size on the contact stiffness and strength. The DEM simulation reproduces the key mechanical behaviors of one-dimensional compression, isotropic and anisotropic compressions, conventional triaxial and true triaxial tests on the DEM sample. The results show that the evolution of the degradation variable B_0 is stress-path-dependent, while a new degradation variable B_σ is roughly stress-path-independent. An exponential function is recommended for B_σ to describe the degradation of soil structure.

Key words: structured soil; bonded granular material (ideal structured soil); discrete element method; evolution of bond breakage; constitutive model

0 引言

天然土体颗粒间通常具有胶结物质, 比如碳酸钙、微生物、黏粒、甲烷水合物等, 称为结构性土。结构性土可看成是一种特殊的胶结颗粒材料, 颗粒间胶结物质的存在使结构性土的宏观力学性质不同于重塑土^[1-2]。为了分析结构性土工程问题, 需要建立合理的结构性土本构模型。在临界状态土力学基础上, 相关学者引入状态变量, 分别建立了边界面模

型^[3]、下负荷面模型^[4]、统一硬化模型^[5]等重塑土本构模型。在加荷过程中, 结构性土颗粒间的胶结逐渐破坏并退出承担应力, 土体向重塑土转化。因此, 在重塑土本构模型基础上, 通过引入表征结构

基金项目: 国家自然科学基金项目(51809193, 51890911, 51579178); 中国博士后科学基金项目(2018M631741); 土木工程防灾国家重点实验室重点项目(SLDRCE19-A-06)

收稿日期: 2019-07-10

*通信作者(mingjing.jiang@tju.edu.cn)

性的参量及其演化规律建立结构性土本构模型是一条可行的研究途径。不少学者提出了结构性土本构模型，在模型中假定了不同的结构性表征参量。比如：①通过比较结构性土屈服面大小 \bar{p}_c 和重塑土屈服面大小 p_c 的不同，定义 $\Delta p_c = \bar{p}_c - p_c$ ^[6] 或 $R^* = p_c / \bar{p}_c$ ^[7] 为结构性表征参量；②通过引入胶结组分（相对完整状态）和摩擦组分（完全调整状态）应力分担参量（扰动参量、结构破损参量） D ^[8] 或 B_0 ^[9-10] 表达结构性衰退程度。由于胶结破损演化难以通过试验测得，结构性表征参量的演化通常需要假设，缺乏微观试验结果验证。

离散单元法^[11]模拟结构性土弥补了室内微观测试在获取胶结破损演化方面的不足，已广泛应用于结构性土体宏观力学性质研究。Jiang 等^[10]通过开展结构性土的二维离散元模拟，对3种结构性土本构模型结构性参量演化假设的合理性进行了验证，基于离散元结果提出了新的胶结破损演化式，并应用到本构模型研究^[12]，不足之处在于胶结破损演化式中的参数受加载路径影响。通过 PFC 软件植入完整胶结接触模型（考虑了颗粒间抗转动和抗扭转能力及胶结尺寸对刚度和强度的影响）建立了结构性土三维离散元试样，开展了侧限压缩、等向压缩、等应力比压缩以及常规三轴和真三轴试验的离散元数值模拟，分析了结构破损参量 B_0 随等效塑性应变的演化规律，并提出了应力路径相关性低的结构破损参量 B_σ 。

1 胶结接触模型

离散元模拟采用软硬复合胶结接触模型框架^[13]，考虑了颗粒间抗转动和抗扭转能力^[14]及胶结尺寸对刚度和强度的影响^[15]。对于通过胶结间接传力/力矩的接触（“厚胶结”）直接采用胶结接触公式计算接触力/力矩；对于颗粒直接接触并有胶结传力/力矩的接触（“薄胶结”），按并联模式通过颗粒接触力/力矩和胶结接触力/力矩之和计算接触力/力矩。

1.1 颗粒接触

假设颗粒间通过一圆形截面接触，半径为

$$R_c = bR \quad (1)$$

式中， b 为抗转动系数， $R = 2R_1R_2 / (R_1 + R_2)$ ， R_1 ， R_2 为两颗粒半径。

接触间力/力矩的传递通过下列公式计算：

$$F_n^1 = \begin{cases} k_n d_n - F_a & (d_n \geq 0) \\ 0 & (d_n < 0) \end{cases} \quad (2)$$

$$F_s^1 = (F_s^1)_o - k_s \Delta \delta_s \quad (3)$$

$$M_r^1 = (M_r^1)_o - k_r \Delta \theta_r \quad (4)$$

$$M_t^1 = (M_t^1)_o - k_t \Delta q_t \quad (5)$$

式中 F_a 为粒间引力，比如毛细力、范德华力、电子引力等； F_n^1 ， F_s^1 ， M_r^1 ， M_t^1 分别为颗粒法向力、切向力、弯矩和扭矩； k_n ， k_s ， k_r ， k_t 分别为颗粒法向、切向、抗弯、抗扭刚度， $k_r = 0.25k_n R_c^2$ ， $k_t = 0.5k_s R_c^2$ ； d_n 为颗粒重叠量， $\Delta \delta_s$ ， $\Delta \theta_r$ 和 Δq_t 分别为剪切位移、转动角和扭转角增量。

颗粒接触的法切向刚度可按 PFC 软件手册^[16]按下式计算：

$$k_n = AE^* / L \quad (6)$$

$$k_s = k_n / k^* \quad (7)$$

式中， $A = \pi R^2$ ， E^* 是颗粒接触的等效模量， k^* 是颗粒接触的法切向刚度比， L 为两颗粒半径之和。

接触抗剪强度、抗弯强度和抗扭强度分别为^[14-15]

$$\|F_s^1\| \leq m(F_n + F_a) \quad (8)$$

$$\|M_r^1\| \leq 0.25z_c R_c (F_n + F_a) \quad (9)$$

$$M_t^1 \leq 0.65mR_c (F_n + F_a) \quad (10)$$

式中， m 是摩擦系数， z_c 取 2.1。颗粒接触力和力矩达到以上强度后颗粒将进入滑移、转动和扭转状态。

1.2 胶结计算

假定胶结物质呈圆形截面连接两颗粒，则胶结法向力 F_n^b ，切向力 F_s^b ，弯矩 M_r^b 和扭矩 M_t^b 分别为^[16]

$$F_n^b = (F_n^b)_o - k_n^b \Delta d_n \quad (11)$$

$$F_s^b = (F_s^b)_o - k_s^b \Delta \delta_s \quad (12)$$

$$M_r^b = (M_r^b)_o - k_r^b \Delta \theta_r \quad (13)$$

$$M_t^b = (M_t^b)_o - k_t^b \Delta q_t \quad (14)$$

式中 k_n^b ， k_s^b ， k_r^b ， k_t^b 分别为胶结法向、切向、抗弯和抗扭刚度， $k_r^b = 0.5k_s^b R_b^2$ ， $k_t^b = 0.25k_n^b R_b^2$ ； Δd_n 是法向位移增量； $R_b = I_b R$ 为胶结半径， I_b 为胶结半径系数。

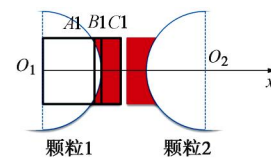


图 1 胶结刚度计算示意图

Fig. 1 Schematic diagram for calculation of bond stiffness

为了考虑胶结厚度和宽度对胶结刚度的影响，用下式计算胶结法向刚度（图 1）^[15]：

$$k_n^b = 1 / (d_{A1} + d_{A2} + d_{B1} + d_{B2} + d_{C1} + d_{C2}) \quad (15)$$

式中， d_{A1} ， d_{B1} ， d_{C1} 分别为颗粒 1 的 A1、B1 和 C1 三段的线柔度，

$$d_{A1} = \frac{R_1 x_E}{\pi E_1 R_b^2} \quad (16)$$

$$d_{B1} = \begin{cases} \frac{1}{2\pi(E_1 - E_2)R_1L_E} \left(\ln\left(\frac{L_E + 1}{L_E - 1}\right) - \ln\left(\frac{L_E + x_E}{L_E - x_E}\right) \right) & (E_1 > E_2) \\ \frac{R_1 - R_1x_E}{\pi E_1 R_b^2} & (E_1 = E_2) \end{cases}, \quad (17)$$

$$d_{c1} = d_{c2} = \frac{h_0^b / 2}{\pi E_2 R_b^2}, \quad (18)$$

式中, E_1 , E_2 分别为骨架材料和胶结材料的等效变形模量, R_1 为颗粒 1 的半径, h_0^b 为胶结厚度, 同理可计算 d_{A2} , d_{B2} . 在模型使用中, $E_1 = \bar{E}^*$ 为胶结等效模量, $E_2 = h_E \bar{E}^*$, h_E 为模量折减系数. x_E , L_E 计算如下:

$$x_E = \sqrt{1 - (R_b / R_1)^2}, \quad (19)$$

$$L_E = \sqrt{1 + \frac{E_2}{E_1 - E_2} (R_b / R_1)^2}. \quad (20)$$

胶结切向刚度根据法切向刚度比 k_b 计算:

$$k_s^b = k_n^b / k_b. \quad (21)$$

采用考虑胶结厚度和宽度的胶结强度计算方法^[15, 17]. 胶结抗压和抗拉强度计算如下:

$$R_{nc}^b = \pi R_b^2 s_c^b \frac{c_1}{l_b^{c_3}} \exp\left(\frac{c_2 h_0^b}{2R_b}\right), \quad (22)$$

$$R_{nt}^b = \pi R_b^2 s_t^b, \quad (23)$$

式中, s_c^b , s_t^b 分别为胶结材料抗压和抗拉强度; $c_1 = 1.45$, $c_2 = -0.7$ 和 $c_3 = 1/6$ 是反映胶结半径和厚度对抗压强度影响的参数 (定值).

在一定的法向力下 (未达到胶结抗压和抗拉强度), 胶结可能承受剪切力、弯矩和扭矩, 复合荷载作用下胶结强度符合椭球包面:

$$\left(\frac{\|F_s^b\|}{R_s^b}\right)^2 + \left(\frac{\|M_r^b\|}{R_r^b}\right)^2 + \left(\frac{M_t^b}{R_t^b}\right)^2 = 1, \quad (24)$$

式中, R_s^b , R_r^b , R_t^b 分别为胶结抗剪、抗弯和抗扭强度,

$$R_s^b = S_s^b (R_{nc}^b + R_{nt}^b), \quad (25)$$

$$R_r^b = S_r^b (R_{nc}^b + R_{nt}^b) R_b, \quad (26)$$

$$R_t^b = S_t^b (R_{nc}^b + R_{nt}^b) R_b, \quad (27)$$

式中, S_s^b , S_r^b , S_t^b 为胶结抗剪、抗弯和抗扭包面的形状,

$$S_i^b = m_i f_n^b [\ln(1 / f_n^b)]^{3/5}, \quad (28)$$

式中, 下标 i 是 s, r 和 t , $m_s = 0.5$, $m_r = 0.3$ 和 $m_t = 0.36$ 为参数 (定值), $f_n^b = (F_n^b + R_{nt}^b) / (R_{nc}^b + R_{nt}^b)$ 为正则化胶结法向力.

胶结的存在对结构性土体的宏微观力学性质有很大影响. 胶结达到强度包面后会发生胶结破坏, 胶结破坏后胶结部分不再承担力和力矩, 接触力和力矩退化到残余值 (颗粒接触部分).

2 离散元模拟步骤

2.1 离散元试样制备

以饱和结构性黄土^[15]为基准制备离散元试样和选取接触参数, 为提高研究的适用性开展了不同胶结材料强度离散元试样的数值分析, 下文仅以一种胶结材料强度为例进行分析. 采用分层欠压法^[18]分 5 层制备离散元试样, 颗粒数目 42180 个, 如图 2 (a) 所示. 结构性土离散元试样制备采用的颗粒级配曲线如图 2

(b) 所示. 试样生成后在 12.5 kPa 竖向压力下压缩稳定以反映原位 K_0 应力状态. 试样稳定后若两个颗粒之间的间距小于 $g_c R_b$ 则生成胶结, g_c 为胶结临界厚度系数.

颗粒间引力作用能使试样以更松散状态稳定赋存^[19], 试样制备过程施加弱吸引力以制备松散试样^[15]:

$$F_a = s_a d_{50}^2, \quad (29)$$

式中, d_{50} 为中值粒径, s_a 为弱吸引力系数, 根据典型黄土的最大稳定孔隙比和饱和重塑土黏聚力, 通过试算取 4 kPa. 颗粒与墙体间仅承担法向力作用, 忽略摩擦. 颗粒密度 = 2710 kg/m³, 颗粒局部阻尼系数 = 0.7. 颗粒之间的接触参数: 颗粒等效模量 = 800 MPa, 法切向刚度比 = 1.5, 摩擦系数 = 0.5, 抗转动系数 = 0.21, 胶结等效模量 = 200 MPa, 胶结模量折减系数 = 0.2, 胶结法切向刚度比 = 2, 胶结半径系数 = 0.35, 胶结材料抗压强度 = 25 MPa, 胶结材料抗拉强度 = 2.5 MPa, 胶结临界厚度系数 = 0.1.

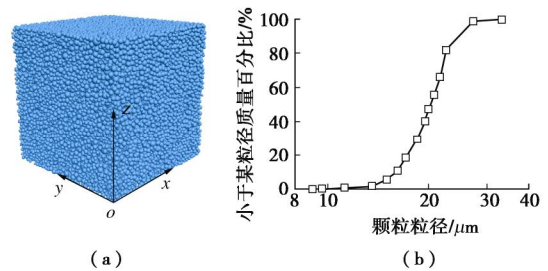


图 2 离散元试样及其颗粒级配

Fig. 2 DEM sample and grain-size distribution curve

2.2 不同应力路径离散元模拟步骤

为了研究不同应力路径结构性土的胶结破损演化, 对上述结构性土离散元试样进行了分级加载的侧限压缩试验、等向压缩试验和等应力比压缩试验, 以及应变加载的常规三轴试验和等 p 真三轴试验.

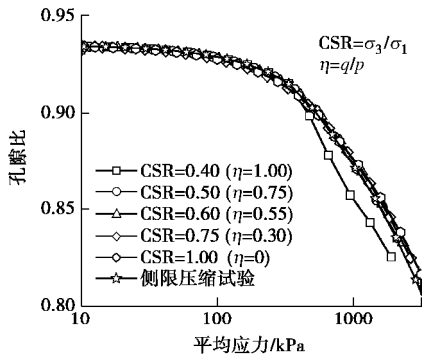
对分级加载压缩试验, 上下墙体从 12.5 kPa 开始分级施加荷载, 每次施加的荷载约为上级荷载的 $\sqrt{2}$ 倍; 侧墙伺服应力目标通过应力比要求计算 (侧限压缩试验使 4 个侧墙固定).

对三轴试验，首先将离散元试样等向压缩到不同的围压，然后对侧墙进行伺服控制，使上下两墙相向运动进行剪切试验。在常规三轴试验中，侧墙的伺服目标为围压。在真三轴试验中通过平均应力和中主应力系数 b 不变的条件计算侧墙伺服目标应力。

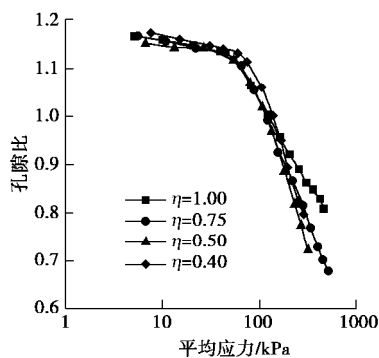
3 离散元模拟结果

为验证离散元数值分析结果的有效性，在研究结构性土的胶结破损演化规律之前，需确保离散元试样能够反映结构性土的主要压缩和剪切特性。考虑到本文针对一般结构性土体（不同胶结强度的胶结颗粒材料）进行破损规律数学建模，因此，下面主要进行定性对比，未对某一特定的结构性土进行标定。

图 3 给出了结构性土离散元试样在不同压缩路径下的压缩曲线。图 3 中 $h=q/p$ 为应力比， $CSR=s_3/s_1$ 为主应力比。随着平均应力的增加，离散元试样压缩线先缓慢下降而后逐渐转变为快速下降，存在结构屈服应力，离散元试样能够定性再现结构性土体的主要压缩特性^[20]。离散元试样体积变形特征与真实结构性土定量上差别较大，主要是因为颗粒形状、颗粒破碎机制等微观结构的差别。



(a) 离散元试样



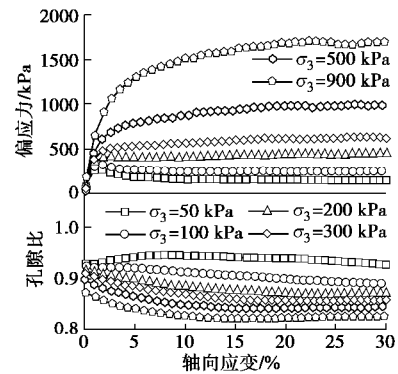
(b) 室内试验（人工制备结构性黄土）^[20]

图 3 结构性土压缩性质

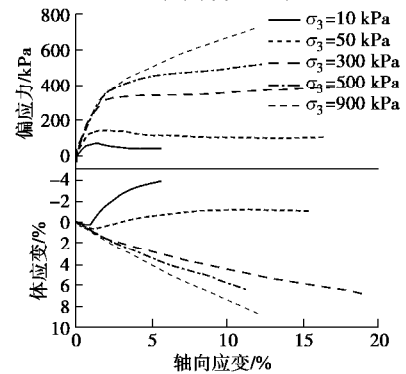
Fig. 3 Compression properties of structured soils

图 4 给出了结构性土离散元试样常规三轴试验应力 - 应变关系和孔隙比 - 应变关系。离散元分析能够定性再现结构性土体三轴剪切性质^[2, 21]。试样在剪切

初始段模量很大，近似弹性段。随着围压的增加，试样抗剪强度增加，孔隙比减小，试样从倾向于软化和剪胀向倾向于硬化和剪缩发展。离散元反映结构性土剪切破坏特性的效果优于反映压缩变形特性。



(a) 离散元试样



(b) 室内试验（人工制备结构性黄土）^[2,21]

图 4 结构性土常规三轴剪切性质

Fig. 4 Conventional triaxial test results of structured soils

图 5 给出了结构性土离散元试样真三轴试验应力 - 应变关系和孔隙比 - 应变关系（以 $p=300$ kPa 为例）。可见离散元模拟结果能够反映室内试验中中主应力系数 b ($b=(s_2-s_3)/(s_1-s_3)$) 的影响^[22-23]。同样平均应力下随着 b 的增加，破坏偏应力下降。 $b=0$ 时试样倾向于剪缩，随着 b 的增加试样剪缩程度减弱。天然土试样的变形模量相对离散元试样和人工制备结构性土试样较低，这可能与试样扰动有关。

4 胶结破损演化规律

4.1 胶结颗粒材料微观力学

土体可以看成一种颗粒集合体，重塑土（无黏结）可以看成是一种散粒体材料而结构性土可以看成是一种胶结颗粒材料。对于理想的散粒体材料，土中的应力通过接触力进行传递，而土中的应变由颗粒间的相对变形产生。基于此，学者通过研究土颗粒之间的接触关系和微观变形机理，建立了理想散粒体材料宏观应力和应变与微观接触力和变形之间的基本方程^[24-25]。Jiang 等^[10]在此基础上建立了胶结颗粒材料的宏微观

理论框架。

对于颗粒材料, 荷载通过颗粒之间的接触力进行传递, 因此颗粒材料的代表性单元的平均应力张量可根据下式求得

$$\bar{s}_{ij} = \frac{1}{V} \sum_{k=1}^N F_i^k l_j^k, \quad (30)$$

式中, V 为代表性单元的体积, N 为代表性单元内颗粒间接触点的总数, F_i^k 为第 k 个接触点处接触力的分量, l_j^k 为第 k 个接触点处方向向量的分量。

对于结构性土体, 根据颗粒间接触点是否存在胶结, 土体代表性单元平均应力张量 \bar{s}_{ij} 可分解为胶结接触分担应力 \bar{s}_{ij}^{in} 与无胶结接触分担应力 \bar{s}_{ij}^d 之和,

$$\begin{aligned} \bar{s}_{ij} &= \frac{1}{V} \left(\sum_{k=1}^{N^{in}} F_i^k l_j^k + \sum_{k=1}^{N^d} F_i^k l_j^k \right) \\ &= \frac{1}{V} (V^{in} \bar{s}_{ij}^{in} + V^d \bar{s}_{ij}^d) = (1-I) \bar{s}_{ij}^{in} + I \bar{s}_{ij}^d, \quad (31) \end{aligned}$$

式中, N^{in} , N^d 分别为代表性单元内胶结接触点和无胶结接触点的数目, 且 $N = N^{in} + N^d$ 。 V^{in} , V^d 分别为代表性单元内胶结颗粒所占体积与无胶结颗粒所占体积 (含相应的孔隙体积), 且 $V = V^{in} + V^d$; $I = V^d / V$ 为体积破损率, 即代表性单元内无胶结组分所占体积与代表性单元总体积的比值; \bar{s}_{ij}^{in} 和 \bar{s}_{ij}^d 可由下式计算:

$$\left. \begin{aligned} \bar{s}_{ij}^{in} &= \frac{1}{V^{in}} \sum_{k=1}^{N^{in}} F_i^k l_j^k, \\ \bar{s}_{ij}^d &= \frac{1}{V^d} \sum_{k=1}^{N^d} F_i^k l_j^k. \end{aligned} \right\} \quad (32)$$

为了研究结构性土体的结构性演化, 需要在本构模型中引入 (或蕴含) 胶结破损参量。体积破损率就是一个简单直观的胶结破损参量, 考虑到胶结组分和无胶结组分的体积难以划分, 可用无胶结接触数量与总接触数量比值近似表示,

$$I = \frac{V^d}{V} \approx \frac{N^d}{N}. \quad (33)$$

无胶结组分分担的应力与总应力的比值也可以作为胶结破损参量,

$$B_0 = \frac{I \bar{s}_{ij}^d}{\bar{s}_{ij}} = \frac{\sum_{k=1}^{N^d} F_i^k l_j^k}{\sum_{k=1}^N F_i^k l_j^k}. \quad (34)$$

胶结破损参量表征胶结破损程度或结构性衰退程度。当胶结破损参量为 0 时, 土体结构性完好, 土体应力全部由胶结组分承担; 随着胶结破损参量的增加, 土体应力由胶结组分和无胶结组分共同分担 (胶结组分承担应力逐渐变小); 当胶结破损参量为 1 时,

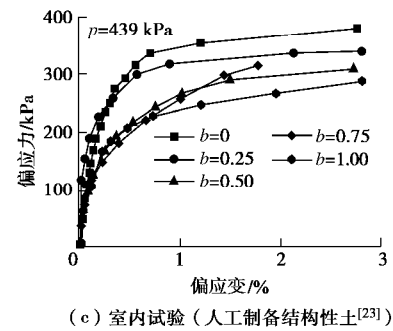
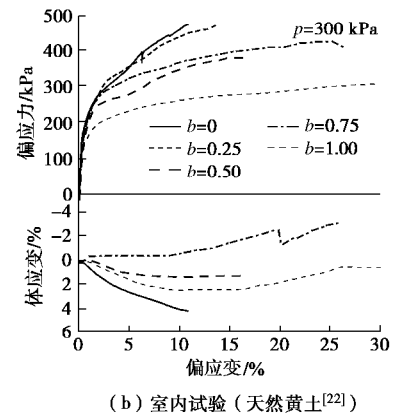
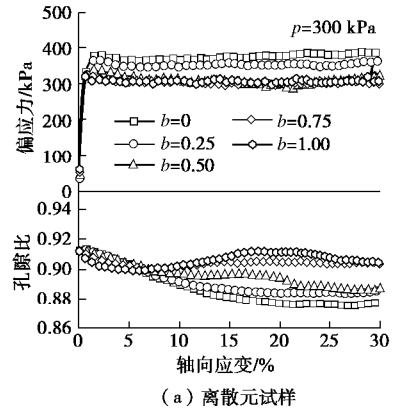


图5 结构性土真三轴剪切性质

Fig. 5 True triaxial test results of structured soils

土体结构性完全破坏, 土体应力全部由无胶结组分承担。

胶结破损参量 I , B_0 难以通过室内试验获得, 离散单元法可以用来研究 I , B_0 的演化。尽管 I , B_0 参量的大小有一定不同, 但二者演化规律是相似的, 因此本文以破损参量 B_0 为例进行研究。

4.2 胶结破损演化规律

随着塑性应变的发展, 胶结逐渐破损。由于弹性应变较小, 塑性应变采用如下简单方法计算。离散元试样的弹性能 E_k 为颗粒弹性能 E_k^p 和胶结弹性能 E_k^b 之和:

$$E_k^p = \frac{1}{2} \left(\frac{(F_n^1)^2}{k_n} + \frac{\|F_s^1\|^2}{k_s} + \frac{\|M_r^1\|^2}{k_r} + \frac{(M_t^1)^2}{k_t} \right), \quad (35)$$

$$E_k^b = \frac{1}{2} \left(\frac{(F_n^b)^2}{k_n^b} + \frac{\|F_s^b\|^2}{k_s^b} + \frac{\|M_r^b\|^2}{k_r^b} + \frac{(M_t^b)^2}{k_t^b} \right), \quad (36)$$

$$E_k = E_k^p + E_k^b = \frac{1}{2} (pe_v^e + qe_s^e) V_{DEM}, \quad (37)$$

$$K = p / e_v^e, \quad (38)$$

$$G = q / e_s^e, \quad (39)$$

式中, V_{DEM} 为离散元试样的体积, e_v^e 为弹性体应变, e_s^e 为弹性偏应变, 假设体积模量 K 和剪切模量 G 相等, 联立以上各式可求得 e_v^e , e_s^e , 从而求出塑性体应变和塑性偏应变。

图 6 给出了破损参量随塑性体应变和塑性偏应变的变化规律。对于三轴剪切试验, 塑性体应变较小且变化复杂, 而对于等应力比压缩试验 (应力比较小时), 塑性偏应变较小, 二者均不适合单独用于描述试样破损参量演化。因此, 胶结的破损既与塑性体应变有关, 又与塑性偏应变有关。

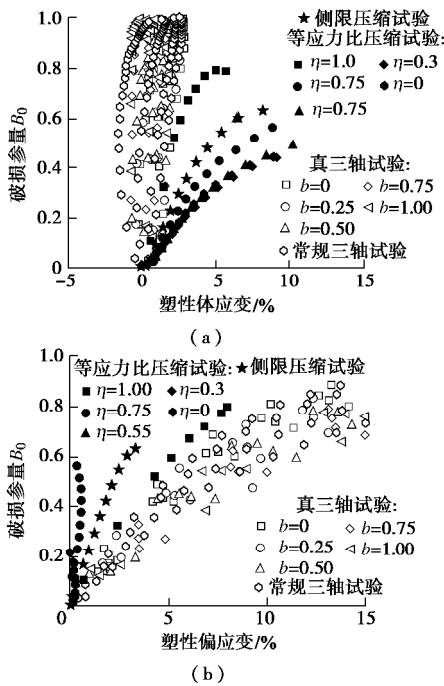


图 6 不同应力路径下破损参量 B_0 随塑性体应变和塑性偏应变的演化规律

Fig. 6 Evolution of degradation variable B_0 versus plastic volumetric and deviator strain for DEM sample under different stress paths

为了考虑两种塑性应变对胶结破损参量的影响, 采用下式简单等效塑性应变研究胶结破损演化。

$$e_d^p = \sqrt{(e_v^p)^2 + (e_s^p)^2}, \quad (40)$$

式中, e_v^p 为塑性体应变, e_s^p 为塑性偏应变。

图 7 给出结构性土离散元试样胶结破损参量 B_0

随等效塑性应变的变化规律。从图 7 中可见, 对不同应力路径, 破损参量 B_0 随等效塑性应变的增加先较快增加, 而后缓慢增加。但不同应力路径的破损参量 B_0 演化在数值上有较大不同。对不同应力比压缩试验, 随着应力比的增加, B_0 表征的胶结破损速率加快; 对不同中主应力系数 b 的真三轴试验, 随着 b 的增加, B_0 表征的胶结破损速率减小; 对不同围压常规三轴试验, 围压也对 B_0 表征的胶结破损速率影响显著。

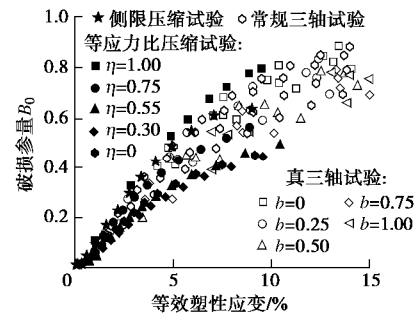


图 7 不同应力路径下破损参量 B_0 随等效塑性应变的演化规律

Fig. 7 Evolution of degradation variable B_0 versus equivalent plastic strain for DEM sample under different stress paths

考虑到胶结破损跟胶结强度相关, 在宏观上, 胶结破损速率跟目前应力状态和强度包线之间的相对关系相关, 结构参数 B_0 破损的速率随应力比的增加而增加。因此, 将应力比和强度包线引入胶结破损参量 B_0 , 通过应力比与峰值应力比的比值 h / M_f 调整胶结破损速率, 构建一个新的胶结破损参量如下式, 从而蕴含应力路径对胶结破损的影响,

$$B_s = \frac{2B_0}{(1+h^2 / M_f^2)}, \quad (41)$$

式中, $M_f = q_f / p$ 为峰值应力比, 本文通过常规三轴试验结果采用莫尔-库仑准则得到峰值偏应力 $q_f = 0.9275p + 123.8 \text{ kPa}$ 。

图 8 给出了结构性土离散元试样胶结破损参量 B_s 随等效塑性应变的破损规律。对不同应力路径, 胶结破损参量 B_s 随等效塑性应变逐渐增加, 但破损速率逐渐降低。除等向压缩试验 ($h = 0$) 外, 试验应力比、围压和中主应力系数对 B_s 表征的胶结破损演化影响很小。由此可见, 胶结破损参量 B_s 应力路径相关性明显降低, 可作为状态变量引入结构性土体二元介质类本构模型 (比如扰动状态概念模型、损伤模型等) 表征胶结破损情况, 使模型的结构破损规律更为合理。通过数据分析, 建议采用指数函数拟合破损参量 B_s 与等效塑性应变的关系,

$$B_s = 1 - \exp[-c_a (e_d^p)^{c_b}], \quad (42)$$

式中, c_a , c_b 为胶结破损相关的参数, 可通过侧限压

缩或常规三轴试验确定。

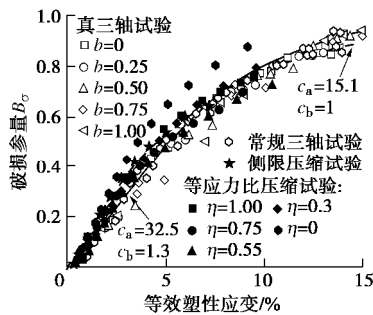


图8 不同应力路径下破损参量 B_s 随等效塑性应变的演化规律

Fig. 8 Evolution of degradation variable B_s versus equivalent plastic strain for DEM sample under different stress paths

5 结 论

通过将相对完备的三维胶结接触模型植入粒间接触, 反映结构性土粒间胶结的关键特征, 建立了结构性土离散元模型; 开展了侧限压缩、等向压缩、等应力比压缩以及常规三轴、真三轴等不同加载路径下的离散元数值分析; 再现了结构性土体的主要宏观力学性质 (尤其是结构性土的破坏特性); 分析了胶结破损参量 B_0 , B_s 随等效塑性应变的演化规律。

(1) 胶结破损参量 (I , B_0 , B_s) 表征胶结破损程度或结构性衰退程度。当胶结破损参量为 0 时, 土体结构性完好, 土体应力全部由胶结组分承担; 当胶结破损参量为 1 时, 土体结构性完全破坏, 土体应力全部由无胶结组分承担。

(2) 胶结破损参量 B_0 的演化受应力比、围压和中主应力系数等的影响, 具有应力路径相关性。将应力比和强度包线引入胶结破损参量 B_0 , 构建了一个新的胶结破损参量 B_s , 应力路径相关性明显降低。在本构模型应用中, 胶结破损参量 B_s 随等效塑性应变的演化规律可用指数函数表示, 并通过侧限压缩或常规三轴试验确定相关参数。

不同应力路径下 B_s 的演化仍然具有一定的离散性, 今后将考虑改进等效塑性应变的定义和强度包面公式。因为胶结破损规律 B_s 基于离散元结果提出, 适用于理想胶结颗粒材料 (理想结构性土体), 对真实结构性土体的适用性需要进一步验证。

参考文献:

[1] BURLAND J B. On the compressibility and shear strength of natural clays[J]. *Géotechnique*, 1990, **40**(3): 329 - 378.
 [2] LEROUEIL S, VAUGHAN P R. The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks[J].

Géotechnique, 1990, **40**(3): 467 - 488.

- [3] DAFALIAS Y F, POPOV E P. A model of nonlinearly hardening materials for complex loading[J]. *Acta Mechanica*, 1975, **21**(3): 173 - 192.
 [4] HASHIGUCHI K. Subloading surface model in unconventional plasticity[J]. *International Journal of Solids and Structures*, 1989, **25**(8): 917 - 945.
 [5] YAO Y P, HOU W, ZHOU A N. UH model: three-dimensional unified hardening model for overconsolidated clays[J]. *Géotechnique*, 2009, **59**(5): 451 - 469.
 [6] NOVA R, CASTELLANZA R, TAMAGNINI C. A constitutive model for bonded geomaterials subject to mechanical and/or chemical degradation[J]. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2003, **27**(9): 705 - 732.
 [7] ASAOKA A, NAKANNO M, NODA T. Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior[J]. *Soils and Foundations*, 2000, **40**(2): 99 - 110.
 [8] DESAI C S, TOTH J. Disturbed state constitutive modeling based on stress-strain and nondestructive behavior[J]. *International Journal of Solids and Structures*, 1996, **33**(11): 1619 - 1650.
 [9] 沈珠江. 结构性黏土的弹塑性损伤模型[J]. *岩土工程学报*, 1993, **15**(3): 21 - 28. (SHEN Zhu-jiang. An elasto-plastic damage model for cemented clays[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 1993, **15**(3): 21 - 28. (in Chinese))
 [10] JIANG M J, ZHANG F G, SUN Y G. An evaluation on the degradation evolutions in three constitutive models for bonded geomaterials by DEM analyses[J]. *Computers and Geotechnics*, 2014, **57**: 1 - 16.
 [11] CUNDALL P A, STRACK O D L. A discrete numerical model for granular assemblies[J]. *Géotechnique*, 1979, **29**(1): 47 - 65.
 [12] 蒋明镜, 刘静德, 孙渝刚. 基于微观破损规律的结构性土本构模型[J]. *岩土工程学报*, 2013, **35**(6): 1134 - 1139. (JIANG Ming-jing, LIU Jing-de, SUN Yu-gang. Constitutive model for structured soils based on microscopic damage law[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2013, **35**(6): 1134 - 1139. (in Chinese))
 [13] 蒋明镜. 现代土力学研究的新视野—宏观土力学[J]. *岩土工程学报*, 2019, **41**(2): 195 - 254. (JIANG Ming-jing. New paradigm for modern soil mechanics: Geomechanics from micro to macro[J]. *Chinese Journal of Geotechnical*

- Engineering, 2019, **41**(2): 195 - 254. (in Chinese))
- [14] JIANG M J, SHEN Z F, WANG J F. A novel three-dimensional contact model for granulates incorporating rolling and twisting resistances[J]. Computers and Geotechnics, 2015, **65**: 147 - 163.
- [15] 蒋明镜, 孙若晗, 李涛, 等. 一个非饱和结构性黄土三维胶结接触模型[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(S2): 213 - 216. (JIANG Ming-jing, SUN Ruo-han, LI Tao, et al. A three-dimensional cementation contact model for unsaturated structural loess[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(S2): 213 - 216. (in Chinese))
- [16] ITASCA Consulting Group. Inc. Manual of partied flow code version 5.0[M]. 2014.
- [17] SHEN Z F, JIANG M J, WAN R. Numerical study of inter-particle bond failure by 3D discrete element method[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2016, **40**(4): 523 - 545.
- [18] JIANG M J, KONRAD J M, LEROUEIL S. An efficient technique for generating homogeneous specimens for DEM studies[J]. Computers and Geotechnics, 2003, **30**(7): 579 - 597.
- [19] YU A B. Discrete element method: an effective way for particle scale research of particulate matter[J]. Engineering Computations, 2004, **21**(2/3/4): 205 - 214.
- [20] 胡再强. 黄土结构性模型及黄土渠道的浸水变形试验与数值分析[D]. 西安: 西安理工大学, 2000. (HU Zai-qiang. Inundation Deformation Test and Numerical Analysis on Loess Structural Model and Loess Canal[D]. Xi'an: Xi'an University of Technology, 2000. (in Chinese))
- [21] MACCARINI M. Laboratory Studies of Weakly Bonded Artificial Soil[D]. London: University of London, 1987.
- [22] 张鹏. 非饱和黄土力学特性与剪切带的真三轴试验及离散元模拟研究[D]. 上海: 同济大学, 2018. (ZHANG Peng. True Triaxial Experimental and DEM Analysis of the Mechanical Properties and Shear Band of Unsaturated loess[D]. Shanghai: Tongji University, 2018. (in Chinese))
- [23] REDDY K R, SAXENA S K. Effects of cementation on stress-strain and strength characteristics of sands[J]. Soils and Foundations, 1993, **33**(4): 121 - 134.
- [24] MEHRABADI M M, NEMAT-NASSER S, ODA M. On statistical description of stress and fabric in granular materials[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1982, **6**(1): 95 - 108.
- [25] BAGI K. Stress and strain in granular assemblies[J]. Mechanics of Materials, 1996, **22**(3): 165 - 177.

DOI: 10.11779/CJGE202006023

黄土的动扭剪震陷特性试验研究

邵帅¹, 邵生俊^{1,2}, 陈攀¹, 张博¹

(1. 西安理工大学岩土工程研究所, 陕西 西安 710048; 2. 陕西省黄土力学与工程重点实验室, 陕西 西安 710048)

摘要: 原状结构性黄土具有显著的动力易损性。地震作用下黄土的骨架结构遭到破坏, 使得土骨架结构的颗粒重新排列而变得致密, 土的架空孔隙结构塌陷, 孔隙体积减小, 宏观上表现为黄土产生震陷变形。通过西安原状黄土在不同含水率、不同固结围压条件下的动扭剪试验, 表明不同含水率筒状黄土试样的轴向变形非线性累积增长, 径向和环向变形近似等于零。测试分析了黄土在动扭剪过程中孔隙结构塌陷的累积体应变表征震陷性的震陷系数, 以及动剪应力幅值、振次、含水率及固结围压对黄土震陷系数的影响。揭示黄土的震陷系数随动剪应力幅值、循环振次、固结围压和含水率的增大而增加, 建立了黄土震陷系数与动剪应力、振次、固结围压和含水率之间的关系式, 提出了黄土震陷变形预测的一种途径。

关键词: 原状黄土; 动扭剪试验; 动剪应力幅值; 振次; 震陷系数

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)06-1167-07

作者简介: 邵帅(1991—), 男, 博士研究生, 主要从事黄土力学与土动力学研究。E-mail: 315602024@qq.com。

Experimental study on seismic subsidence characteristics of structural loess under cyclic torsional shear

SHAO Shuai¹, SHAO Sheng-jun^{1,2}, CHEN Pan¹, ZHANG Bo¹

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Xi'an University of Technology, Xi'an 710048, China; 2. Shaanxi Provincial Key Laboratory of Loess Mechanics and Engineering, Xi'an 710048, China)

Abstract: The undisturbed loess has significant structural and dynamic vulnerability. Under the earthquake, the dynamic shearing action destroys the original structure of loess. The pore volume of loess is reduced and the soil particles are rearranged and compacted, and the macroscopic representation is the occurrence of loess response, which is called seismic deformation of loess. In this study, the dynamic torsional shear tests on Xi'an undisturbed loess are conducted under different water contents and confining pressures. The axial cumulative deformation of undisturbed loess under different experimental conditions is analyzed. The influence of dynamic shear stress amplitude, vibration frequency, water content and consolidation confining pressure on the seismic subsidence deformation of loess is discussed. In addition, the empirical formula for calculating the seismic subsidence deformation of loess is established on the basis of influencing factors. The results show that the seismic subsidence deformation of loess increases gradually with the action of dynamic shear stress, and the growth rate tends to decline. The water content and consolidation confining pressure are the important factors on the seismic subsidence deformation characteristics of undisturbed loess. Under the same dynamic shear stress, the seismic subsidence deformation increases with the increase of water content and decreases with the increase of consolidated confining pressure. And the empirical formula for the seismic subsidence deformation of loess can be used to calculate the seismic deformation of loess foundation.

Key words: undisturbed loess; dynamic torsional shear test; dynamic shear stress; vibration time; seismic subsidence coefficient

0 引言

中国黄土是干旱与半干旱地区的第四纪沉积物, 主要连续分布在中国西部高烈度地震区的黄土高原^[1-4]。特殊的物质来源、沉降环境和地质作用使得黄土具有显著的结构性及震动作用易损性。强震作用下, 当静动应力大于黄土的结构强度时, 黄土的大孔隙、弱胶

结结构单元首先遭受破坏, 破坏土骨架土粒落入大孔隙之中, 土粒逐渐重新排列而变得致密, 地表产生不均匀沉降, 称之为黄土场地震陷^[5-6]。据史料记载, 1556

基金项目: 国家自然科学基金项目(11572245)

收稿日期: 2019-08-24

*通信作者: (E-mail: sjshao@xaut.edu.cn)

年陕西华县 8.25 级地震、1718 年甘肃通渭 7.5 级地震、1739 年宁夏平罗—银川 8.0 级地震和 1920 年宁夏海原 8.5 级地震都存在黄土震陷场地遗迹。近年来, 1995 年甘肃永登 5.8 级地震和 2013 年岷县—漳县 6.6 级地震也发现了实际黄土震陷场地例证^[5, 7]。

为了揭示黄土的震陷特性, 以便满足实际黄土工程的抗震减灾, 开展黄土震陷特性研究刻不容缓。目前, 室内土的动力试验仪器主要包括动三轴仪、动单剪仪和动扭剪仪。动三轴仪是通过模拟土单元体 45° 斜面上的往复剪切作用来研究土动力剪切特性的, 与实际场地水平向剪切波向上传递的土单元应力条件存在差异^[8]。动单剪仪是通过对试样单独或同时施加竖向动应力和水平动应力来研究土动力特性的。它能够比动三轴仪系统更好的模拟地震运动的动剪应力和动剪应变的变化特性, 但试样侧壁限制变形且受到摩擦剪切作用, 动变形不均匀, 仅能近似模拟 K_0 条件下试样的应力状态^[4]。动扭剪仪是通过对空心圆筒试样同时施加静扭转剪应力、竖向轴应力、内腔流体压力和外壁压力室流体压力, 以及单独或同时施加动扭转剪应力、竖向轴应力等测试土动力特性的。不仅模拟了土的三向主应力条件, 而且模拟了地震作用下土单元的主应力轴旋转, 以及复杂应力路径^[4, 9-14]。本文采用空心圆柱扭剪仪对西安原状黄土进行了不同含水率, 不同固结围压的动扭剪震陷特性试验研究。

1 土样基本物理性质及试验方法

1.1 土样的物理性质指标与制备

试验选用西安地铁 5 号线高阶地某车站施工现场, 取土深度 5~8 m, 属于 Q_3 黄土。经室内常规试验测定, 其基本物理性质: 天然密度为 1.68 g/cm³, 含水率为 21.0%, 干密度为 1.39 g/cm³, 液限为 34.2%, 塑限为 18.6%, 塑性指数为 15.6%。试样制备成空心圆柱体, 内、外直径分别为 6, 10 cm, 高为 15 cm。空心圆柱体试样由专门配套的切削、钻孔、削铣工具, 先切削成直径 10 cm、高 15 cm 的圆柱体, 再在圆柱体中心钻孔, 最后削铣钻孔达到内径 6 cm 的圆筒体而制成。测试每个试样的含水率和干密度, 然后将它们分别用保鲜袋包裹, 放入密闭保湿缸内, 使试样内部水分达到均匀平衡状态, 以便于试验。

1.2 试样的应力状态

空心圆柱扭剪仪的试验原理是通过对圆筒试样施加轴向荷载 W , 水平内扭矩 T 以及内腔压力 p_i 、外腔压力 p_o 。由扭矩 T 作用施加扭转剪应力 s_{sq} ; 由内、外腔压力作用施加径向应力 s_r 和环向应力 s_q ; 由轴力及内、外腔压力作用施加轴向应力 s_z 。然后, 单独或

同时施加动扭转应力和轴向应力进行土试样的动力响应测试。试样的内、外腔压力分别由内、外腔气压转换为水压作用于乳胶膜密封试样内、外壁上而施加, 故内、外壁上无剪应力, s_r 为主应力, 且 $s_r = s_2$, 如图 1 所示。根据轴向和环向平面内的应力条件, 可计算得到大、小主应力, 以及主应力方向角^[14]。

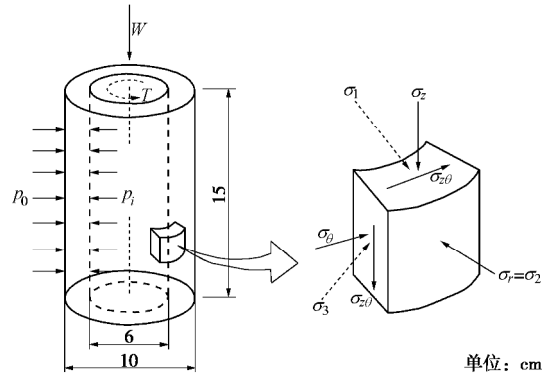


图 1 空心圆柱试样的加载和应力条件

Fig. 1 Loading and stress conditions of hollow cylinder specimen

假定试样为弹塑性材料, 给出轴向正应力 s_z 、径向正应力 s_r 、环向正应力 s_q 和扭转剪应力的平均值 s_{sq} :

$$s_z = (W + \pi(p_o r_o^2 - p_i r_i^2) - A_r p_o) / A_s \quad (1)$$

$$s_q = \frac{p_o r_o - p_i r_i}{r_o - r_i} \quad (2)$$

$$s_r = \frac{p_o r_o + p_i r_i}{r_o + r_i} \quad (3)$$

$$s_{sq} = \frac{1}{2} \left\{ \frac{3T}{2\pi(r_o^3 - r_i^3)} + \frac{T}{\pi(r_o^2 + r_i^2)(r_o - r_i)} \right\} \quad (4)$$

式中, A_r 为试样传力轴的截面面积, A_s 为试样截面积。 r 为传力轴半径, r_i , r_o 分别为试样内、外半径。

圆筒试样的变形包括轴向变形, 内、外筒径向变形, 以及扭转变形。对应的应变分别为轴向应变 e_z 、径向应变均值 e_r 、环向应变均值 e_q 和剪应变 e_{sq} :

$$e_z = \Delta H / H_0 \quad (5)$$

$$\bar{e}_r = -(u_o - u_i) / (r_o - r_i) \quad (6)$$

$$\bar{e}_q = -(u_o - u_i) / (r_o - r_i) \quad (7)$$

$$\bar{e}_{sq} = (2\Delta q (r_o^3 - r_i^3)) / (3H(r_o^2 - r_i^2)) \quad (8)$$

式中, ΔH 为轴向变形, H_0 为试样轴向固结后高度, u_o 为圆筒试样外壁变形, u_i 为圆筒试样内壁变形, r_o 为圆筒试样外壁半径, r_i 为圆筒试样内壁半径, Δq 为圆筒试样扭转转角。

1.3 动力试验参数及方法

(1) 固结

本次试验通过现场探井采取原状黄土制备圆筒试样, 通过风干-保湿、滴水-保湿在保湿缸内由土的水

膜转移平衡方法控制含水率分别为 12%, 18% 和 24%。将配置好含水率的圆筒试样由内腔、外壁乳胶膜包裹, 密封安装在压力室底座、顶盖中间; 然后, 沿轴向和内外壁分别施加均等固结围压 (100, 200, 300 kPa), 待固结变形稳定时结束固结。

(2) 动剪切试验

试验时, 对试样施加循环扭剪应力, 循环作用直到试样破坏。在循环剪切过程中测试非饱和黄土的动应变。图 2 为循环扭剪动应力的时程曲线。

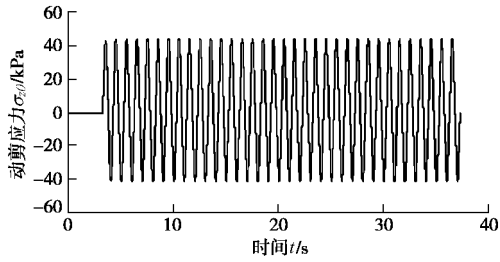


图 2 动剪应力时程曲线

Fig. 2 Time history curves of dynamic shear stress

1.4 试样的动应变

在静动荷载作用下, 黄土的应变反应包括剪应变和体应变。非饱和黄土的震陷实际上是土的体缩应变, 因此, 震陷变形特性可以通过土的体应变变化规律来研究。圆筒试样的体应变可以由轴向应变、环向应变和径向应变之和确定:

$$e_v = e_1 + e_2 + e_3 = e_z + e_q + e_r \quad (9)$$

式中, 圆筒试样的环向应变 e_q , 径向应变 e_r 通过试样的内腔和试样外密封有机玻璃筒内水位变化来确定, 如图 3 所示。当圆筒试样径向变形时, 试样外壁径向鼓胀变形导致外腔水位上升, 可由外腔压差传感器测试外腔水位相对于压力室水位 (保持不变) 的压差; 试样内壁径向鼓胀变形导致内腔水位下降, 可由内腔压差传感器测试内腔水位相对于压力室水位的压差。图 4 为内、外腔水位变化的时程变化曲线, 表面均匀固结动扭剪作用下圆筒试样横截面无形状变化, 环向应变和径向应变近似等于零。试样的轴向应变如图 5 所示, 动扭剪作用过程中, 黄土试样的震陷可由轴向应变的累积发展反映。震陷应变又可称为震陷系数。

2 黄土的动扭剪震陷特性

2.1 循环振次对黄土震陷变形的影响

在均压固结条件下, 动扭剪应力循环作用使得土结构不断受到扰动破坏, 逐渐产生竖向应变。如图 2 所示循环扭剪动应力作用下, 黄土试样轴向应变的时程曲线如图 5 所示。不同均等固结围压下, 圆筒试样内外腔的水位均保持不变, 表明试样环向、径向应变

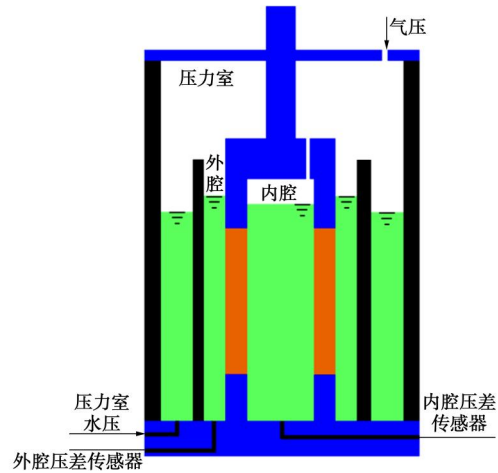


图 3 扭剪仪内外腔压差测试原理图

Fig. 3 Schematic diagram of measuring pressure difference between inner and outer chambers of torsional shear instrument

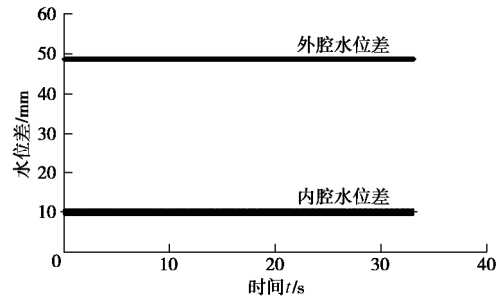


图 4 内、外腔水位变化时程曲线

Fig. 4 Time-history curve of water level change in inner and outer chambers

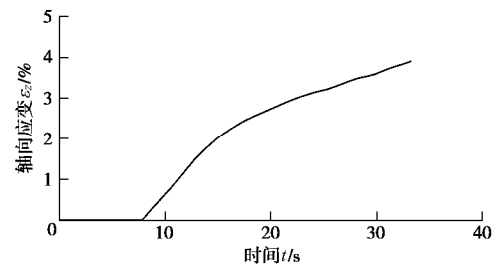


图 5 轴向应变时程曲线

均等于零。由轴向应变可以确定震陷系数, 依据轴向应变时程曲线, 可分别得到循环震次 N 为 10 次、20 次和 30 次的震陷系数随动剪应力的变化曲线, 如图 6 所示。图 6 表明了固结围压分别为 100, 200, 300 kPa 作用下黄土的震陷变形规律。

可以看出, 在一定固结围压和振次条件下, 不同含水率黄土的轴向累积应变随着动剪应力增大而增加, 即黄土的震陷系数随着动剪应力增大而增大。在较小动剪应力作用下, 黄土的震陷变形较明显, 表明黄土的弱结构单元易遭到破坏; 此后, 随着动剪应力的增大, 黄土的结构遭到动剪切作用的破坏越来越严

重, 黄土的震陷变形逐渐增大。比较不同固结围压条件下循环动剪应力作用 10 次、20 次和 30 次的震陷曲线, 在一定动剪应力条件下, 黄土的震陷变形随次数的增大而增大。

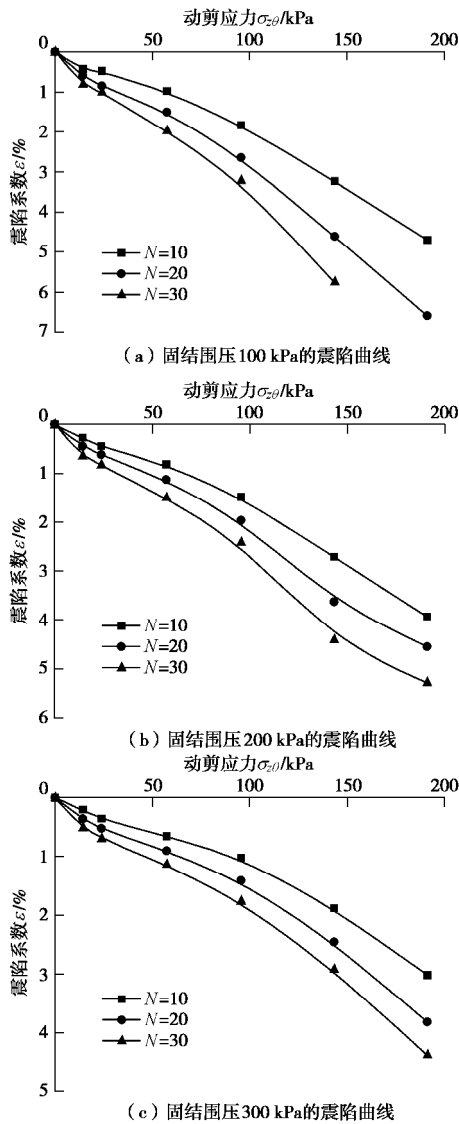


图 6 含水率 12% 黄土的震陷曲线

Fig. 6 Seismic curves of loess under different vibration times (water content of 12%)

2.2 含水率对黄土震陷变形的影响

在黄土含水率分别为 12%, 18% 和 24% 条件下, 分别进行了固结围压为 100, 200, 300 kPa, 不同动剪应力幅值的循环动扭剪振次 10 次的试验, 测试分析了不同含水率黄土的震陷系数随动剪应力幅值的变化规律, 如图 7 所示。比较同一固结围压条件下, 不同含水率黄土的震陷系数随动剪应力的变化关系, 可以得到以下认识:

(1) 黄土的震陷变形受含水率变化的影响较大。在相同固结围压和动剪应力条件下, 黄土的含水率越大, 其震陷系数越大。这说明黄土具有大空隙架空结

构、高孔隙比和裂隙构造, 易受不同含水率水膜楔入作用, 不同含水率黄土的结构不同, 承受动剪应力的抗力也不同。含水率增大时, 土骨架结构中土粒之间的水膜增厚, 基质吸力减小, 土结构性降低, 土结构的抗力减小, 固结围压作用下土结构发生变化, 动剪应力作用时, 震陷变形增大。因此, 含水率变化引起土结构的骨架土粒和孔隙分布排列特征和联结特征变化, 是影响震陷变形的主要因素。

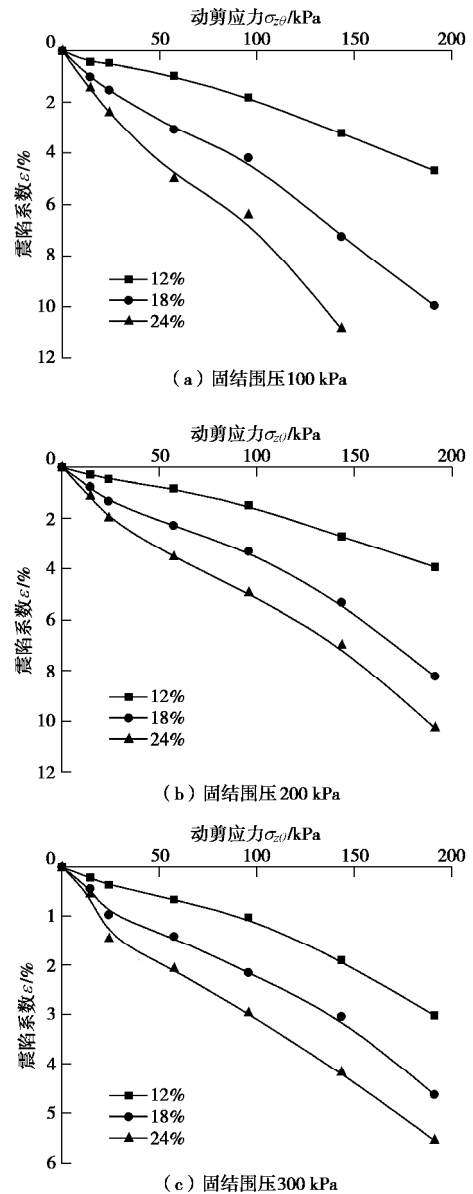


图 7 不同含水率条件下黄土的震陷曲线

Fig. 7 Curves of seismic subsidence of loess under different water contents

(2) 比较不同含水率黄土的震陷曲线, 随着含水率的增大, 黄土震陷曲线逐渐变陡, 即黄土震陷系数随动剪应力的变化速率增大。这是因为黄土的含水率增大削弱了土结构性, 使得土结构的动力屈服强度减小, 循环动剪应力作用增大, 增强了动力破坏土结构

的能力, 从而增大了黄土的震陷变形速率。

2.3 固结围压对黄土震陷变形的影响

针对含水率分别为 12%, 18%和 24%的黄土, 在循环振次为 10 次的动剪应力作用下, 不同固结围压黄土的震陷系数随动剪应力的变化曲线如图 8 所示。可见, 在同一含水率和动剪应力条件下, 固结围压越大, 黄土的震陷系数越小。

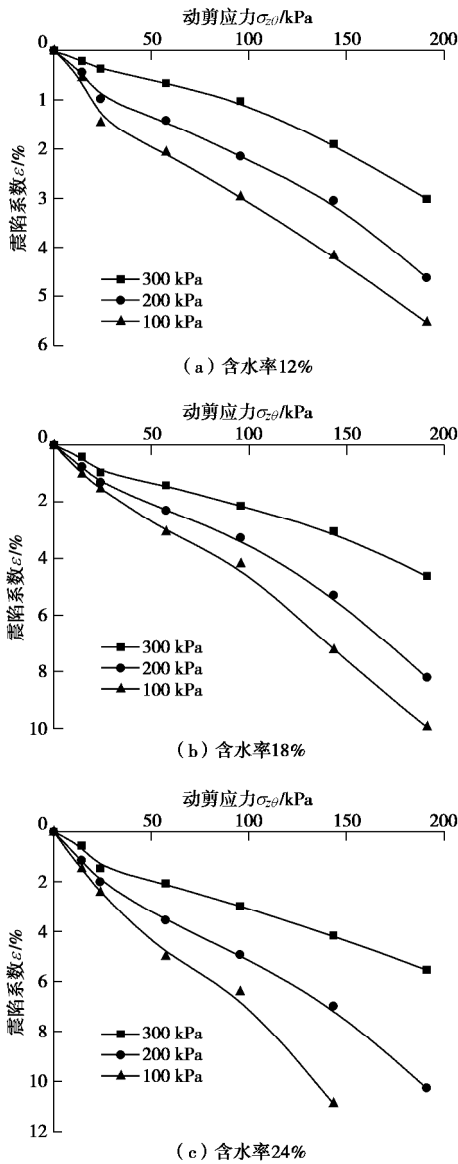


图 8 不同固结围压条件下黄土的震陷曲线

Fig. 8 Curves of seismic subsidence of loess under different confining pressures

3 黄土震陷系数的经验公式

3.1 黄土震陷系数经验公式的推导

依据不同固结围压、动剪应力幅值和循环振次作用下不同含水率黄土的震陷变形测试结果, 在相同固结围压和动剪应力幅值条件下, 可得到一定含水率黄土的震陷应变与循环振次的关系, 如图 9 (a) 所示;

在相同围压和循环振次条件下, 可得到一定含水率黄土的震陷应变与动剪应力幅值和大气压比值之间的关系, 如图 9 (b) 所示; 在相同固结围压、动剪应力幅值和循环振次条件下, 可得到黄土的震陷系数与含水率比值之间的关系, 如图 9 (c) 所示。表明黄土的震陷系数与循环振次的关系可由自然对数函数表述; 黄土的震陷系数与动剪应力幅值和大气压比值之间的关系可由二次多项式描述; 黄土的震陷系数与含水率比值之间的关系可由线性函数表述。因此, 黄土的震陷系数固结围压、动力作用强度和含水率之间的关系可为

$$e = \left(A \left(\frac{S_{zq}}{P_a} \right)^2 + B \left(\frac{S_{zq}}{P_a} \right) \right) \frac{w}{w_l} \ln(N) \quad (10)$$

式中, e 为震陷系数, w 为含水率, w_l 为土的液限, S_{zq} 为动剪应力幅值, N 为振次, P_a 为标准大气压, A 、 B 为土性参数。不同固结围压条件下, 参数 A 近似为 5.1×10^{-3} , 参数 B 随着固结围压的增大而线性减小,

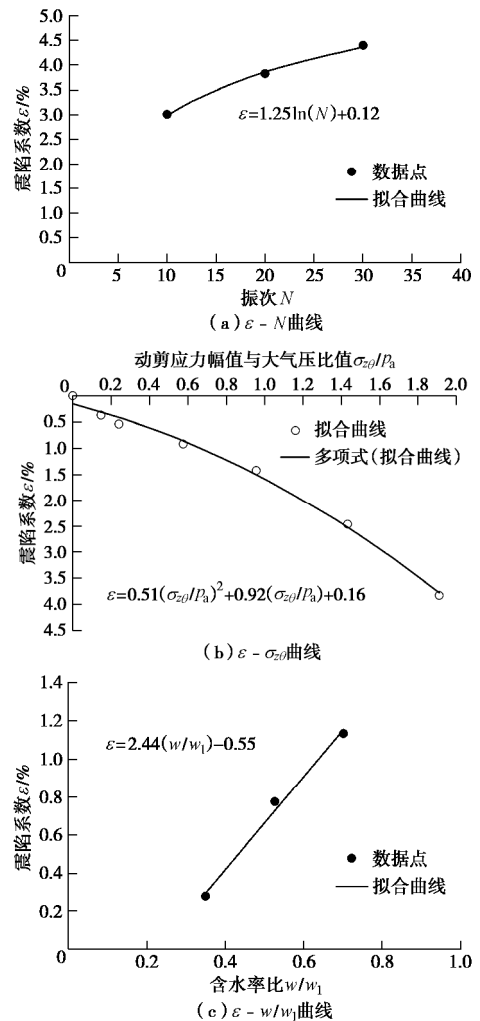


图 9 不同影响因素与黄土的震陷系数的关系

Fig. 9 Relationship between different influencing factors and seismic subsidence coefficient of loess

如图 10 所示,

$$B = a \cdot \frac{S_c}{p_a} + b \quad (11)$$

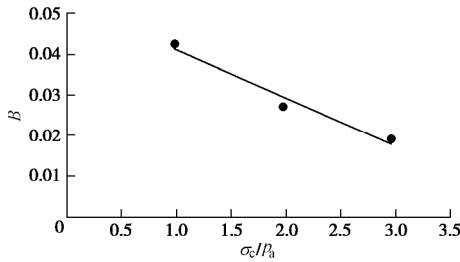


图 10 $B - S_c/p_a$ 的关系曲线

Fig. 10 Relationship between B and S_c/p_a

式中, a, b 为土性参数, 对本文试验的西安原状黄土, $a=-0.012, b=0.055$ 。

式 (11) 可改写为

$$e = \left[A \left(\frac{S_{zq}}{p_a} \right)^2 + \left(a \cdot \frac{S_c}{p_a} + b \right) \left(\frac{S_{zq}}{p_a} \right) \right] \frac{w}{w_l} \ln(N) \quad (12)$$

不同固结围压、动剪应力幅值、循环振次及含水率条件下, 西安黄土震陷系数的经验关系式为

$$e = \left[5.1 \times 10^{-3} \left(\frac{S_{zq}}{p_a} \right)^2 + \left(0.055 - 0.012 \frac{S_c}{p_a} \right) \left(\frac{S_{zq}}{p_a} \right) \right] \frac{w}{w_l} \ln(N) \quad (13)$$

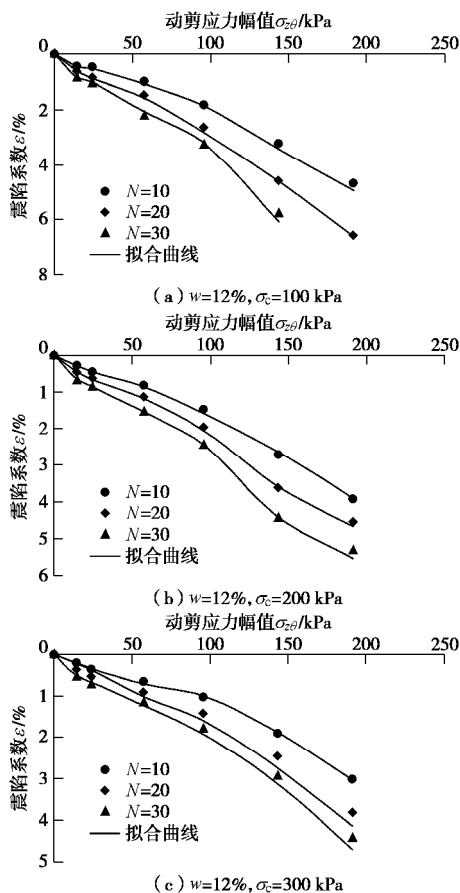


图 11 不同条件下黄土震陷试验点与拟合曲线(含水率 $w=12\%$)

Fig. 11 Test points and fitting curves under different test conditions (water content of 12%)

3.2 黄土震陷系数经验公式的验证

依据震陷系数关系式 (13), 拟合分析含水率 12% 黄土循环振动次数分别为 10 次、20 次和 30 次的震陷系数随动剪应力幅值的变化规律, 比较发现二者近似一致, 表明拟合效果良好, 如图 11 所示。可见, 震陷系数经验公式 (13) 能够合理的评价不同固结围压、不同含水率、不同振次及不同动剪应力幅值下西安黄土的震陷变形。

4 结 论

采用动扭剪试验仪对西安黄土进行了震陷变形试验研究, 分析了含水率、固结围压、动剪应力幅值和循环振次对黄土震陷变形的影响, 得到了如下 4 点认识。

(1) 在循环扭剪作用下, 均压固结圆筒黄土试样产生明显的轴向累积变形, 且初始增长较快, 随后逐渐变缓。然而, 圆筒试样的内、外径基本保持不变。

(2) 黄土的震陷变形随含水率呈线性增大; 随动剪应力幅值呈二次多项式增大; 随振次呈自然对数增大。

(3) 固结围压越大, 黄土的压硬性和内摩擦性使其动抗剪能力越大, 动剪应力作用下黄土的震陷变形越小。即, 较大固结围压条件下, 黄土产生震陷变形量需要动力作用强度越大。

(4) 建议了西安黄土考虑含水率、固结围压、动剪应力幅值和循环振次的震陷系数经验关系式, 可用于评价西安黄土地基的震陷变形。

参考文献:

[1] 谢定义. 黄土土力学[M]. 北京: 高等教育出版社, 2015. (XIE Ding-yi. Mechanics of Loess[M]. Beijing: Higher Education Press, 2015. (in Chinese))

[2] 刘祖典. 黄土力学与工程[M]. 西安: 陕西科技出版社, 1997. (LIU Zu-dian. Mechanics and Engineering of Loess[M]. Xi'an: Shaanxi Science & Technology Press, 1997. (in Chinese))

[3] 刘东生. 黄土与环境[M]. 北京: 科学出版社, 1985: 208 - 247. (LIU Dong-sheng. Loess and the Environment[M]. Beijing: China Science Press, 1985: 208 - 247. (in Chinese))

[4] 邵生俊. 砂土的物态本构模型及其应用[M]. 西安: 陕西科技出版社, 2002. (SHAO Sheng-jun. Physical State Constitutive Model of Sand and Application[M]. Xi'an: Shaanxi Science & Technology Press, 2002. (in Chinese))

[5] 王 强. 黄土的震陷特性及场地震陷分析评价方法研究[D]. 西安: 西安理工大学, 2017. (WANG Qiang. Seismic

- Subsidence Characteristic of Loess and Evaluation Methods of Seismic Subsidence At Loess Site[D]. Xi'an: Xi'an University of Technology, 2017. (in Chinese))
- [6] 王兰民. 黄土动力学[M]. 北京: 地震出版社, 2003. (WANG Lan-min. Loess Dynamics[M]. Beijing: Earthquake Publishing House, 2003. (in Chinese))
- [7] 张 帅. 双向循环应力作用下黄土强度特性试验研究[D]. 陕西: 西北农林科技大学, 2014. (ZHANG Shuai. Experiment Research on Strength Character of Loess Under Bi-Directional Cyclic Loading[D]. Shaanxi: Xi'an University of Technology, 2014. (in Chinese))
- [8] 吴飞洁. 非饱和黄土震陷变形的动单剪试验研究[D]. 西安: 西安理工大学, 2017. (WU Fei-jie. Dynamic Simple Shear Test on Seismic Subsidence Deformation of Unsaturated Loess[D]. Shaanxi: Xi'an University of Technology, 2017. (in Chinese))
- [9] HIGHT D W, GENS A, SYMES M J. The development of a new hollow cylinder apparatus for investigating the effects of principal stress rotation in soils[J]. Géotechnique, 1983, **33**(4): 355 - 384.
- [10] ISHIHARA K, TOWHATA I. Sand response to cyclic rotation of principal stress directions as induced by wave load[J]. Soils and Foundations, 1983, **23**(4): 11 - 26.
- [11] ISHIHARA K, YAMAZAKI A. Analysis of wave--induced liquefaction in seabed deposits of sand[J]. Soils and Foundations, 1984, **24**(3): 85 - 100.
- [12] VAID Y P, SAYAO A, et al. Generalized stress-path dependent Soil behavior with a new hollow cylinder torsional apparatus[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1990, **27**(5): 601 - 616.
- [13] SAYAO A, VAID Y P. A critical assessment of stress nonuniformities in hollow cylinder test specimens[J]. Soils and Foundations, 1991, **31**(1): 60 - 72.
- [14] 潘 华, 陈国兴. 动态围压下空心圆柱扭剪仪模拟主应力轴旋转应力路径能力分析[J]. 岩土力学, 2011, **32**(6): 1701 - 1712. (PAN Hua, CHEN Guo-xing. Analysis of capabilities of HCA to simulate stress paths for principal stress rotation under dynamic confining pressure[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **32**(6): 1701 - 1712. (in Chinese))

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 环境保护, 从心开始

DOI: 10.11779/CJGE202006024

降温过程中含盐土孔隙溶液相变规律研究

肖泽岸, 侯振荣, 董晓强

(太原理工大学土木工程学院, 山西 太原 030024)

摘要: 降温过程中, 盐渍土中孔隙溶液的相变过程直接影响着土体的物理力学性质。以大同盆地的盐渍土为研究对象, 研究了不同类型盐渍土的孔隙溶液在降温过程中的相变过程。结果表明 NaCl 可以显著降低土体的冻结温度, NaCl 盐渍土的冻结温度与溶液的冻结温度相比有一定的偏差, 且随含盐量的增加, 这种偏差逐渐增大。当浓度超过二次相变点浓度后, 土体的冻结温度保持不变, 冻结温度的偏差达到最大。NaCl 盐渍土二次相变温度受冰结晶量的影响显著, 冰晶含量越多, 二次相变的温度越低。Na₂SO₄ 和 Na₂CO₃ 对冻结温度的影响较小, 当浓度低于二次相变点的浓度时, 土体的冻结温度主要受盐分浓度的影响; 若浓度高于二次相变浓度, 盐分结晶量使得土体二次相变的温度进一步降低。受孔隙半径的影响, 土体孔隙溶液中盐分的溶解度比一般溶液中的更高。通过比较相图与试验结果, 发现土体的相变规律和溶液的相变规律有一定的相似性, 盐渍土孔隙溶液二次相变过程为盐晶体和冰晶体共同生成的过程。在较高含盐量的情况下, Na₂SO₄ 盐渍土和 Na₂CO₃ 盐渍土的冻结温度点实际上是土体的二次相变点的温度。

关键词: 盐渍土; 二次相变; 冻结温度; 盐结晶温度; 相图

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)06-1174-07

作者简介: 肖泽岸(1989—), 男, 博士, 讲师, 主要从事寒区盐渍土方面的理论与试验研究。E-mail: xzalfx@163.com。

Phase transition of pore solution in saline soil during cooling process

XIAO Ze-an, HOU Zhen-rong, DONG Xiao-qiang

(College of Civil Engineering, Taiyuan University of Technology, Taiyuan 030024, China)

Abstract: The phase transition of pore solution directly affects the physical and mechanical properties of soil during the cooling process. Taking the saline soil of Datong Basin as the research object, the phase transition processes of different saline soils are investigated. The results show that sodium chloride can significantly reduce the freezing temperature of soil. There is a certain deviation between the freezing temperatures of soil and those of free solution, which increase gradually with the increase of salt content. When the concentration exceeds the eutectic point, the freezing temperature of soil remains unchanged, and the deviation of freezing temperature reaches the maximum. The second transition temperature of sodium chloride saline soil is affected by the amount of ice formation. The more the ice crystal content is, the lower the secondary transition temperature is. The sodium sulfate and sodium carbonate have little effect on the freezing temperature. When the concentration is lower than that of the eutectic point, the freezing temperature of saline soil is mainly affected by the salt concentration. If the concentration is higher than that of the eutectic point, the salt crystallization makes the eutectic point temperature of soil further reduce. Under the influence of pore radius, the solubility of salt in pore solution is higher than that in general solution. By comparing the experimental results with the phase diagram, there is a certain similarity between soil and solution. It can be concluded that the secondary phase transition process in saline soil is the formation of salt crystal and ice crystal simultaneously. In the case of high salt content, the freezing temperature of sodium sulfate and sodium carbonate saline soil is actually the eutectic point temperature of the soil.

Key words: saline soil; secondary phase transition; freezing temperature; salt crystallization temperature; phase diagram

0 引言

降温过程中, 土体中的水分发生冻结使土体在冻结前后的物理力学性质发生显著变化^[1]。对盐渍土而言, 土体孔隙溶液中的盐分会影响土体的冻结温度和未冻水含量, 从而影响降温过程中盐渍土的物理力学

性质^[2]。盐分的含量和种类不同, 对土体性质的影响

基金项目: 国家自然科学基金项目(41801044, 51978438); 山西省高等学校科技创新项目(2019L0304); 山西省应用基础研究计划项目(201901D211003)

收稿日期: 2019-10-30

也不同。未冻水含量的不同, 直接影响着土体中水分的迁移, 而且盐随水走, 进而使得盐渍土的水盐重分布规律发生变化。盐分和水分的迁移、聚集会引发土体的盐胀和冻胀病害, 极大地影响了寒区盐渍土地区交通设施及建筑物的稳定性^[3]。

在温度变化时, 孔隙溶液中盐分会结晶或者溶解, 水分会冻结或者融化, 使得土体的性质发生变化^[4-6]。陈肖柏等^[2]研究了重盐土在温度变化时的物理化学和力学性质。由于不同盐分对土体的冻结温度的影响不同, 邢慧等^[7]通过试验研究了不同类型的盐渍土在不同含水量和含盐量条件下的盐渍土冻结温度。盐渍土中盐晶体的析出会导致土体发生盐胀, 而冰晶体的析出会导致土体发生冻胀。针对 Na_2SO_4 盐渍土, 万旭升等^[8]研究了 Na_2SO_4 溶液和硫酸盐渍土冻结温度及盐晶体的析出规律。由于盐渍土在降温过程中不仅会有盐结晶析出, 还会有冰晶体的析出, 孔隙溶液在降温过程中会有两次相变, 张立新等^[9]通过试验研究了 NaCl 盐渍土的二次相变规律。此外, 高江平等^[10]通过正交试验研究了硫酸盐渍土盐胀特性及各影响因素间的交互作用规律, 邢慧等^[11]研究了开放系统下硫酸盐对土体冻胀的影响规律, 杨晓华等^[12]研究了天然粗颗粒盐渍土多次冻融循环盐胀试验规律。吴道勇等^[13]通过模型试验研究了季节冻土区盐渍土水盐迁移及土体变形特性。肖泽岸等^[14]结合多孔介质理论分析了冻融循环作用下盐分对土体变形特性的影响规律。虽然已经开展了很多关于盐渍土的研究工作, 但由于未能结合溶液本身的性质去系统地研究降温过程中土体孔隙溶液的相变过程及其变化机理, 使得人们对孔隙溶液的相变认识不足, 从而对盐渍土的认识仍带有一定的局限性。因此, 研究含盐土体孔隙溶液的相变规律具有十分重要的作用。

为了清晰地研究盐渍土中孔隙溶液的相变规律, 选用 3 种盐分 (NaCl 、 Na_2SO_4 、 Na_2CO_3) 作为研究对象。结合相图理论, 比较溶液相图和土中孔隙溶液相变的区别, 并结合热力学相关理论去分析孔隙溶液相变与一般溶液相变之间出现偏差的机理。研究成果不仅有助于较全面地了解盐渍土的工程特性, 认识盐渍土在不同温度条件下的盐冻胀变形规律, 而且可为准确模拟寒区盐渍土的水盐迁移过程提供理论支撑。

1 试验方法

1.1 试样制备

试验用土选用大同盆地的碳酸盐渍土。为了准确分析降温过程中盐分对孔隙溶液相变规律的影响, 先将土样用去离子水反复清洗数次, 用电导率笔实时检

测土壤浸提液的电导率; 当测得的电导率不再变化时, 认为土中的易溶盐已经清洗干净; 然后将所清洗后的土样烘干, 得到不含盐的素土, 此时土体塑限为 17.29%, 液限为 27.65%, 颗粒级配曲线如图 1 所示。其次, 将所添加的盐分溶解在去离子水中, 当盐分完全溶解后, 分别将洗盐后的素土与不同浓度的盐溶液进行混合, 配置成相同含水量 (20%)、不同含盐量的盐渍土。孔隙溶液的质量浓度依次为 0, 2.44%, 4.76%, 6.97%, 9.09%, 11.11%, 13.04%, 14.89%, 16.67%, 18.37%, 20%, 21.57%, 23.08%, 24.53%, 25.93%, 27.27%, 28.57%。将混合好的土样放入密封袋中保存一段时间, 使土体中的水分和盐分分布均匀。试验所选用的盐分为 NaCl , Na_2SO_4 , Na_2CO_3 。选用这 3 种盐的目的分别是为了代表氯盐渍土、硫酸盐渍土以及碳酸盐渍土。

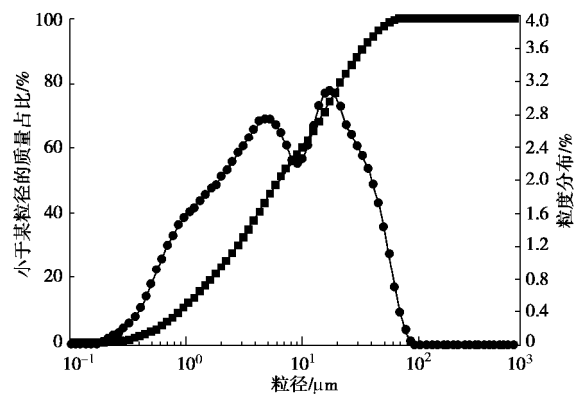


图 1 土样的颗粒级配曲线

Fig. 1 Grain-size distribution curves of soil samples

1.2 试验仪器与方法

取一定质量的土装入到内径为 3.5 cm, 高为 3.8 cm 的铁罐中, 并击实土样, 保证土样的干密度为 1.6 g/cm^3 。加盖且周围用防水胶带密封, 然后将温度探头通过试样罐盖的小孔插入到土体深度约 2 cm 处, 再将土样放入到冷浴中进行控温。

试验采用的控温设备为 TMS8035-R40 精密高温低温恒温槽 (精度 $\pm 0.01^\circ\text{C}$), 考虑盐分的溶解度并保证各试样在降温前温度一致, 先将土样在 30°C 条件下恒温 1.5 h, 接着调节冷浴为 -30°C 并保持 3 h。设定温度曲线如图 2 所示, 可以看出仪器控温效果良好; 但由于冷浴采用冷媒进行控温, 仪器运行温度和设定温度相比有一定的滞后。试验过程中, 采用高精度温度探头 (精度 $\pm 0.01^\circ\text{C}$) 实时测量土样的温度变化, 并用 CR300 数采仪将所测数据传入到计算机中, 采样间隔为 10 s。

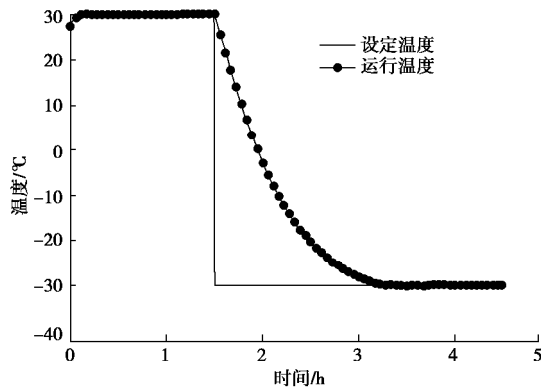


图2 冷浴控温曲线

Fig. 2 Control curves temperature of cold bath

2 试验结果与分析

土的冻结以土中孔隙溶液的冻结为表征, 溶液的冻结是溶液中的水分发生冻结的过程。当孔隙溶液中的水分发生冻结以及离子结晶析出时, 在相变潜热的作用下, 溶液的温度会发生突变。一般来说, 孔隙溶液中水分发生冻结过程中要经历过冷、跳跃、恒定和递降 4 个阶段。易溶盐在析出时, 也会在结晶潜热的作用下, 温度发生突变。因此, 可通过温度的变化规律来判断盐渍土在降温过程中孔隙溶液的相变特征。

2.1 降温过程中 NaCl 盐渍土孔隙溶液的相变

图 3 为 NaCl 盐渍土在降温过程中的温度突变曲线, 当所配置的孔隙溶液中浓度为 0 时, 土体的冻结温度为 -0.1°C , 说明洗盐后的素土含盐量已经很低, 土中的盐分对冻结温度的影响可以忽略不计。随着孔隙溶液浓度的增大, 土体的冻结温度逐渐降低, 并在浓度大于 11.11% 时, 土体孔隙溶液在降温过程中产生了二次相变。可能浓度低于 11.11% 时, 盐分浓度太低, 盐析出所导致的二次相变持续时间太短, 在时间间隔为 10 s 的情况下, 温度探头反映不出土中的二次相变。当孔隙溶液浓度进一步增大, 土体的冻结温度进一步降低, 直到土体的冻结温度降低到二次相变温度时, 土体中第一次相变和第二次相变合二为一。

根据溶液相图理论^[15], NaCl 会显著降低溶液的冻结温度, 并在 NaCl 质量浓度为 23.3% 时, NaCl 溶液的冻结温度最低 (-21.2°C)。如果溶液温度进一步降低, 则溶液中的水分完全发生冻结, 土体中的盐分也在此处析出。从图 4 的结果来看, 土体的冻结温度虽然随着 NaCl 浓度的增加而降低, 但土体的冻结温度和溶液的冻结温度有一定的偏差, 且随含盐量的增加, 这种偏差愈发明显。当土体孔隙溶液质量浓度为 23.08% 时, 土体中盐分使得土体的冻结温度降到最低, 并当孔隙溶液高于 23.08% 时, 随着浓度的增加,

土体的冻结温度几乎保持不变。

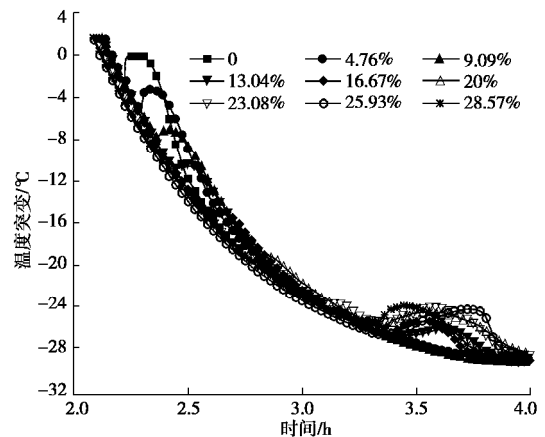


图3 NaCl 盐渍土在降温过程中的温度变化曲线

Fig. 3 Variation curves of temperature of NaCl saline soil during cooling process

从图 4 来看的 NaCl 盐渍土中孔隙溶液二次相变温度的变化规律, 当土体孔隙溶液的浓度达到 11.11% 时, 土体孔隙溶液在降温过程中出现二次相变, 二次相变的温度为 -27.84°C 。随着盐分浓度的增大, 土体中孔隙溶液中二次相变的温度逐步升高, 并在浓度为 23.08% 时温度达到最高。根据溶液相图理论, 二次相变点为盐结晶和冰结晶共同产生的点。由此可以判定 NaCl 盐渍土二次相变的温度同样与盐分的浓度有关。

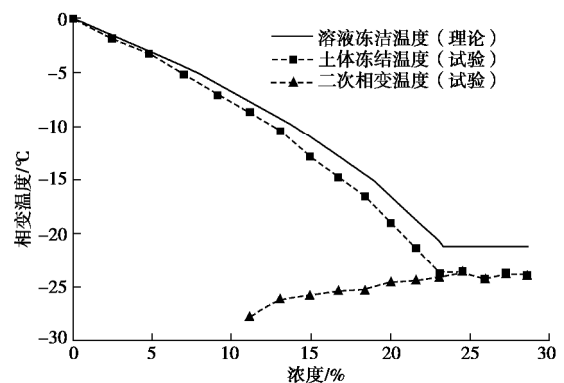


图4 NaCl 盐渍土中孔隙溶液相变温度与相图的对比

Fig. 4 Comparison of phase transition temperature and phase diagram of pore solution in NaCl saline soil

2.2 降温过程中 Na_2SO_4 盐渍土孔隙溶液的相变

Na_2SO_4 的性质与 NaCl 的性质有所不同, Na_2SO_4 对外界环境温度非常敏感。当外界环境温度降低时, Na_2SO_4 溶解度减小, 从而使得孔隙溶液中盐分浓度达到饱和状态并发生析出。在较低温度条件下, Na_2SO_4 的溶解度较小, 故盐分对土体冻结温度的影响不大。从图 5 可以发现, 随着含盐量的升高, Na_2SO_4 盐渍土的冻结温度下降不多, Na_2SO_4 对冻结温度的影响为 $0^{\circ}\text{C} \sim -3^{\circ}\text{C}$ 。相反, $\text{Na}_2\text{SO}_4 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ 的结晶温度却随着

含盐量的增加有显著的升高。

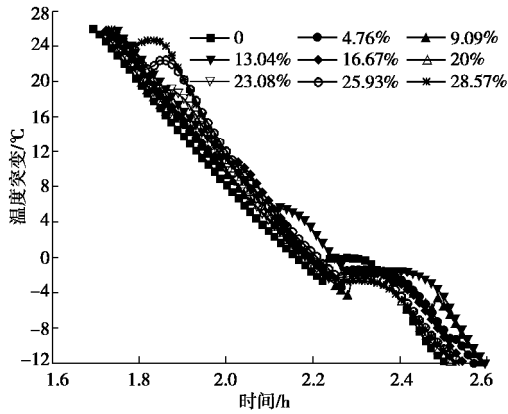


图 5 Na₂SO₄ 盐渍土在降温过程中的温度变化曲线

Fig. 5 Variation curves of temperature of Na₂SO₄ saline soil during cooling process

根据 Na₂SO₄ 溶液的相图^[15] (图 6), AB 段为 Na₂SO₄ 溶液的冻结温度线, BC 段是 Na₂SO₄·10H₂O 的结晶温度线, BD 段是 Na₂SO₄ 溶液的二次相变温度线。可以发现, Na₂SO₄ 可使溶液的冻结温度最低降至 -1.25 °C (图 6 中 B 点), 此时浓度为 4.08%。若外界温度低于 -1.25 °C, Na₂SO₄·10H₂O 和冰晶体同时析出。从试验结果来看 (图 6)。在低含盐量的条件下 (AB 段), Na₂SO₄ 溶液的冻结温度 (相图) 与试验土体的冻结温度值非常接近, 但是随着含盐量的增加, 相图所预测的冻结温度却和实测土体的冻结温度有所区别; 相图预测的冻结温度 (BD 段) 随含盐量的增加不发生变化, 但 Na₂SO₄ 盐渍土的冻结温度却随浓度的增加继续降低。在质量浓度为 6.97% 时, 冻结温度达到了最低, 此后冻结温度又有所抬升。随着含盐量的继续增加, 冻结温度缓慢下降。

从试验中土体 Na₂SO₄ 盐分析出的温度与溶液相图的盐分析出温度 (BC 段) 来看, 土体中 Na₂SO₄ 盐的析出温度与溶液相图的理论数据有一定的偏差。在浓度为 28.57% 时, 土体中盐分析出的温度为 24.56 °C, 而溶液相图中所得到的盐分析出温度为 29.1 °C。同一浓度下, 土体中 Na₂SO₄ 析出的温度更低, 且随着含盐量的减小, 土体孔隙溶液的盐分析出温度与溶液相图中的盐分析出温度偏差逐渐增大; 这说明在相同浓度的条件下, 土中孔隙溶液的 Na₂SO₄ 溶解度比一般溶液中的 Na₂SO₄ 溶解度更大。由于土体孔隙溶液中 Na₂SO₄ 的溶解度更大, 所以, Na₂SO₄ 孔隙溶液的盐分结晶温度更低。同样, Na₂SO₄ 在孔隙溶液中二次相变点的浓度更大, 从而使得盐分对土体孔隙溶液冻结温度的影响比一般溶液的更大。因此, 在质量浓度为 4.76%, 6.97%, 9.09% 这 3 种条件下, 盐晶体析出的温度比冻结温度略低, 同时, 冰晶和盐晶体共同作用

可能是导致质量浓度为 9.09% 处冻结温度最低的原因。相似的试验结果可以参考文献[8, 16]。

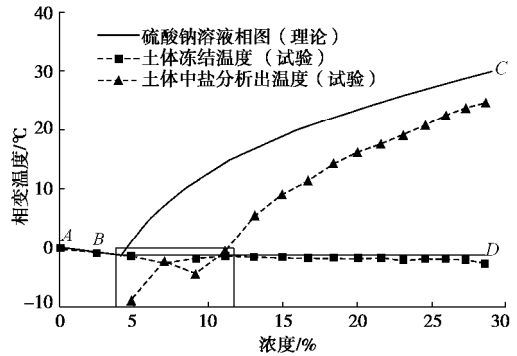


图 6 Na₂SO₄ 盐渍土中孔隙溶液相变温度与相图的对比

Fig. 6 Comparison of phase transition temperature and phase diagram of pore solution in Na₂SO₄ saline soil

2.3 降温过程中 Na₂CO₃ 盐渍土孔隙溶液的相变

Na₂CO₃ 的性质与 Na₂SO₄ 的性质相似, Na₂CO₃ 的溶解度同样对温度十分敏感。随着温度的降低, Na₂CO₃ 的溶解度逐渐减小。在较低温度条件下, Na₂CO₃ 的溶解度同样很小, 因此, Na₂CO₃ 的浓度并不能显著降低土体的冻结温度。从图 7 的试验数据来看, Na₂CO₃ 对冻结温度的影响在 0 °C ~ -5 °C, 由于 Na₂CO₃ 的溶解度比 Na₂SO₄ 略大, 所以 Na₂CO₃ 可降低的冻结温度的数值比 Na₂SO₄ 大。

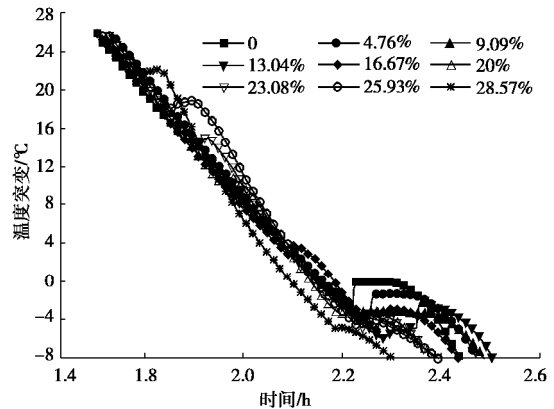


图 7 Na₂CO₃ 盐渍土在降温过程中的温度变化曲线

Fig. 7 Variation curves of temperature of Na₂CO₃ saline soil during cooling process

同样根据 Na₂CO₃ 溶液的相图^[15] (图 8), AB 段为 Na₂CO₃ 溶液的冻结温度线, BC 段为 Na₂CO₃·10H₂O 的结晶温度线, BD 段为 Na₂CO₃ 溶液的冰盐共晶点的温度线。在浓度较低的情况下 (AB 段), Na₂CO₃ 的冻结温度随含盐量的增加而降低。当浓度超过 B 点后, 随着温度的降低, 盐首先结晶析出, 此时溶液的浓度发生下降, 直到溶液的浓度达到 B 点时, 此时溶液的冻结温度最低。如果温度进一步降低, 盐晶体和冰晶体共同析出。

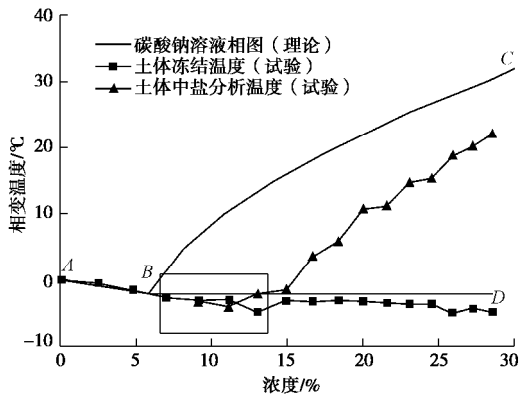


图8 Na_2CO_3 盐渍土中孔隙溶液相变温度与相图的对比
Fig. 8 Comparison of phase transition temperature and phase diagram of pore solution in Na_2CO_3 saline soil

从 Na_2CO_3 盐渍土的冻结温度来看, Na_2CO_3 盐渍土的冻结温度首先随着盐分含量的增加有下降趋势。在 16.67% 浓度处, Na_2CO_3 盐渍土的冻结温度降到最低, 此后又有所抬升, 最后随着浓度的增加, 冻结温度又缓慢降低。 Na_2CO_3 盐渍土的冻结温度变化规律和 Na_2SO_4 盐渍土的类型。相似的结果也可以在孟祥传等^[17]的论文找到。

从 Na_2CO_3 盐析出的温度来看, 土体孔隙溶液中的 Na_2CO_3 的析出温度同样与溶液相图中的 Na_2CO_3 析出温度有一定的偏差, 且随着含盐量的减小, 这种偏差有增大的趋势。这种规律和 Na_2SO_4 盐渍土的相变规律是一致的。

3 机理分析及讨论

3.1 土体冻结温度与溶液冻结温度偏差机理

溶液的冻结温度可以通过相图来得出, 也可以通过离子模型^[18] (如 Pitzer 离子模型、LL 模型等) 进行计算, Xiao 等^[19]在研究土体的冻结温度时, 证实了离子模型能够很好的预测溶液的冻结温度, 并提出了土体的冻结温度变化规律用下式来表示:

$$T_f = \frac{RT_0 \ln a_w}{V_i \Delta S_m} - \frac{2g_{iw}}{r \Delta S_m}, \quad (1)$$

式中, ΔS_m 为单位体积冰水相变所引起的熵变, a_w 为水的活度, 其与溶质的浓度直接相关, 可以通过溶液的理论模型来计算, T_0 为冰水相变时的热力学温度, $T_0 = 273.15\text{K}$, g_{iw} 为冰水界面的表面能, r 为土体的孔隙半径, V_i 为冰的摩尔体积, R 为气体常数。式 (1) 中第一项表示溶质对冻结温度的影响。在相同浓度的情况下, 该项所计算的结果和相图的结果是一致的。第二项表示冰水界面的表面能和孔隙半径对冻结温度的影响。随着浓度的增加, NaCl 溶液的表面能随浓度的增加而增加, 随温度的降低而增大 (图 9)^[20]。在相同含水量的条件下, 孔隙半径对冻结温度的影响是

相同的, 因此, 在温度和浓度的共同作用下, 溶液和冰之间的表面能增大, 使得公式第二项增加, 从而导致土体与溶液冻结温度的偏差随浓度的增大而逐步增大。

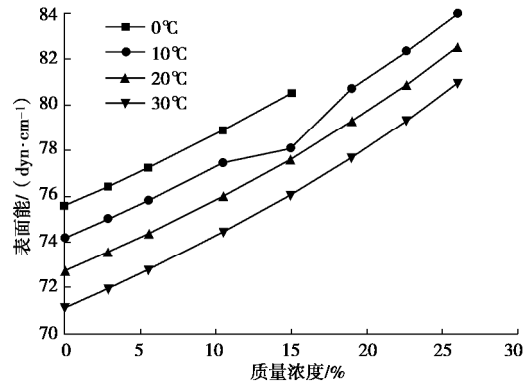


图9 NaCl 溶液的表面能随温度和浓度的变化规律
Fig. 9 Surface energy of NaCl solution under different temperatures and concentrations

3.2 孔隙溶液中盐析出温度与溶液中盐析出温度偏差机理

根据热力学定律, 孔隙介质中盐析出的相平衡规律可以用以下公式描述^[21-22]:

$$g_{cl} k_{cl} = \frac{RT}{V_c} \ln \left(\frac{C}{C_0} \right), \quad (2)$$

式中, g_{cl} 为盐晶体和溶液之间的表面能, k_{cl} 为盐晶体的曲率, R 为气体常数, T 为热力学温度, V_c 为盐晶体的摩尔体积, C_0 为溶液的饱和浓度, C 为孔隙溶液的饱和浓度。通过式 (2) 可以发现, 盐分的析出同样受到孔隙半径和表面能的影响, 在两者的共同作用下, 土体中盐析出的温度比溶液的温度更低。如果忽略盐晶体和溶液之间表面能的影响, 则等号左边不变; 随着温度的增加, C/C_0 的值越小。也就说明随着温度的增加, 土体的盐分结晶温度和溶液结晶温度的偏差越小。

3.3 冰盐结晶对二次相变的影响

NaCl 显著降低土体的冻结温度, 而 Na_2SO_4 和 Na_2CO_3 对冻结温度的影响却不是很大, 这是由盐分的性质所决定的。但同时通过试验还可以发现冰盐结晶会对土体孔隙溶液的二次相变规律产生一定的影响。对于 NaCl 盐渍土来说, 在降温过程中, 冰晶首先产生, 由于冰晶的浓缩作用, 剩余孔隙溶液浓度升高; 当温度继续降低时, 剩余孔隙溶液继续发生冻结, 冰晶含量增多, 液态水含量减小, 直至剩余孔隙溶液浓度达到二次相变的浓度。冰晶对二次相变的影响可以理解为孔隙半径对二次相变点的影响。在降温过程中, 大孔隙首先发生冻结, 随着冻结过程的进行, 冰晶逐

渐填充到大孔隙中。在小孔隙中, 孔隙半径对相变温度的影响比较显著。二次相变之前所产生的冰晶含量越大, 剩余孔隙溶液中的水含量也就越少, 剩余孔隙溶液的水的相变受孔隙半径的影响也就越大, 则表现为二次相变点随盐分浓度的增加而增加。当孔隙溶液浓度达到二次相变点的浓度时, 在降温过程中, 冰晶和盐晶体同时产生, 在土颗粒的影响下, 土体与溶液的二次相变点有一定的偏差。

Na_2SO_4 和 Na_2CO_3 结晶时, 会结合孔隙溶液中的水分子, 形成水合物 ($\text{Na}_2\text{SO}_4 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$, $\text{Na}_2\text{CO}_3 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$), 水合物的形成会造成土体孔隙溶液中液态水含量显著减小, 盐分结晶对二次相变的影响规律就转化为含水量对二次相变温度的影响。根据郝慧^[7]的试验结果, 随着含水量的减小, 盐渍土的冻结温度先保持不变, 然后逐渐减小。根据多孔介质相变理论^[19]的研究结果, 此种情况同样是由孔隙半径对冻结温度的影响所导致的。

4 结 论

本文结合溶液相图理论分析了3种不同类型的盐渍土在降温过程中孔隙溶液的相变过程, 阐明了盐渍土在降温过程中两次温度突变所表达的相变, 并得到如下结论。

(1) NaCl 对土体的冻结温度的影响较为显著。在表面能的作用下, NaCl 盐渍土的冻结温度与一般溶液中的冻结温度有所偏差, 且随着浓度的增加, 二者的偏差逐渐增大, 并在浓度为 23.08% 时, 达到最大。此后, 冻结温度的偏差随浓度的增加几乎保持不变。

(2) 在 Na_2SO_4 和 Na_2CO_3 盐渍土中, 盐分对冻结温度的影响较小。二次相变温度之前, 冻结温度主要受溶质浓度的影响; 在二次相变浓度之后, 盐分结晶使得土体的冻结温度继续缓慢下降。同时, 由于土颗粒的作用, 土体孔隙溶液中盐析出温度比一般溶液的更低, 即孔隙溶液中的盐析出浓度比一般溶液的更高。

(3) 不同种类的盐渍土均会出现二次相变, 此与溶液的二次相变机理相一致, 在二次相变点处, 都是冰晶和盐晶体共同产生的过程。但是不同类型的盐渍土, 二次相变的温度点与溶液二次相变的温度点存在偏差的机理不同。

(4) 在氯盐渍土中, 冰晶的生成量越多, 孔隙溶液二次相变产生的温度越低; 随着浓度的增加, 冻结温度越低, 二次相变前所产生的冰晶含量越小, 从而导致二次相变的温度升高。当浓度超过二次相变浓度之后, 二次相变的温度几乎不变。但对于 Na_2SO_4 和

Na_2CO_3 盐渍土来说, 盐分的结晶同样会使土体的二次相变温度有一定的降低。

参考文献:

- [1] 徐学祖, 王家澄, 张立新. 冻土物理学[M]. 北京: 科学出版社, 2010. (XU Xue-zu, WANG Jia-cheng, ZHANG Li-xin. Physics of Frozen Soils[M]. Beijing: Science Press, 2010. (in Chinese))
- [2] 陈肖柏, 邱国庆, 王雅卿, 等. 重盐土在温度变化时的物理化学性质和力学性质[J]. 中国科学(A 辑), 1988(4): 429 - 438. (CHEN Xiao-bai, QIU Guo-qing, WANG Ya-Qing. The physical chemical properties and mechanical properties of Saline soil during temperature change process[J]. Science in China (Series A), 1988(4): 429 - 438. (in Chinese))
- [3] 房建宏, 霍明, 章金钊, 等. 多年冻土及盐渍土地区公路工程技术[M]. 兰州: 兰州大学出版社, 2011. (FANG Jian-hong, HUO Ming, ZHANG Jin-zhao, et al. Technology for Highway Engineering in Permafrost and Saline Soil Regions[M]. Lanzhou: Lanzhou University Press, 2011. (in Chinese))
- [4] 陈锦, 李东庆, 郝慧, 等. 含盐量对冻结粉土单轴抗压强度影响的试验研究[J]. 工程力学, 2013, 13(12): 18 - 23. (CHEN Jin, LI Dong-qin, BING Hui, et al. The experimental study on the uniaxial compressive strength of frozen silt with different salt content[J]. Engineering Mechanics, 2013, 13(12): 18 - 23. (in Chinese))
- [5] 邓友生, 何平, 周成林. 含盐土导热系数的试验研究[J]. 冰川冻土, 2004, 26(3): 319 - 323. (DENG You-sheng, HE Ping, ZHOU Cheng-lin. An experimental research on the thermal conductivity coefficient of saline soil[J]. Journal of Glaciology and Geocryology, 2004, 26(3): 319 - 323. (in Chinese))
- [6] 邓友生, 何平, 周成林, 等. 含盐土渗透系数变化特征的试验研究[J]. 冰川冻土, 2006, 28(5): 772 - 775. (DENG You-sheng, HE Ping, ZHOU Cheng-lin, et al. Experimental study of permeability coefficient of saline soils[J]. Journal of Glaciology and Geocryology, 2006, 28(5): 772 - 775. (in Chinese))
- [7] 郝慧, 马巍. 盐渍土冻结温度的试验研究[J]. 冰川冻土, 2011, 33(5): 1106 - 1113. (BING Hui, MA Wei. Experimental study on freezing point saline soil[J]. Journal of Glaciology and Geocryology, 2011, 33(5): 1106 - 1113. (in Chinese))
- [8] 万旭升, 赖远明. 硫酸钠溶液和硫酸钠盐渍土的冻结温度

- 及盐晶析出试验研究[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(11): 2090 - 2096. (WAN Xu-sheng, LAI Yuan-ming. Experimental study on freezing temperature and salt crystal precipitation of sodium sulphate solution and sodium sulphate saline soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(11): 2090 - 2096. (in Chinese))
- [9] 张立新, 徐学祖, 陶兆祥, 等. 含氯化钠盐冻土中溶液的二次相变分析[J]. 自然科学进展, 1993, **3**(1): 48 - 52. (ZHANG Li-xin, XU Xue-zu, TAO Zhao-xiang, et al. The quadratic phase change analysis in frozen soil which containing sodium chloride salt[J]. Progress in Natural Sciences, 1993, **3**(1): 48 - 52. (in Chinese))
- [10] 高江平, 吴家惠, 杨荣尚. 硫酸盐渍土盐胀特性各影响因素间交互作用规律的分析[J]. 中国公路学报, 1997, **10**(1): 10 - 15. (GAO Jiang-ping, WU Jia-hui, YANG Rong-shang. Analysis of the interaction laws of all influencing factors upon salt heaving properties of the sulphate salty soil[J]. China Journal of Highway and Transport, 1997, **10**(1): 10 - 15. (in Chinese))
- [11] 邴慧, 何平, 杨成松, 等. 开放系统下硫酸钠盐对土体冻胀的影响[J]. 冰川冻土, 2006, **28**(1): 126 - 130. (BING Hui, HE Ping, YANG Cheng-song, et al. Influence of sodium sulfate on soil frost heaving in an open system[J]. Journal of Glaciology and Geocryology, 2006, **28**(1): 126 - 130. (in Chinese))
- [12] 杨晓华, 张莎莎, 戴志仁. 天然粗颗粒盐渍土多次冻融循环盐胀试验[J]. 中国公路学报, 2009, **22**(4): 28 - 32. (YANG Xiao-hua, ZHANG Sha-sha, DAI Zhi-ren. Freezing-thawing cycles and salt expansion test of crude coarse grain clay salty soil[J]. China Journal of Highway and Transport, 2009, **22**(4): 28 - 32. (in Chinese))
- [13] 吴道勇, 赖远明, 马勤国, 等. 季节冻土区水盐迁移及土体变形特性模型试验研究[J]. 岩土力学, 2016, **37**(2): 465 - 476. (WU Dao-yong, LAI Yuan-ming, MA Qin-guo, et al. Model test study of water and salt migration and deformation characteristics in seasonally frozen soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(2): 465 - 476. (in Chinese))
- [14] 肖泽岸, 赖远明, 尤哲敏. 冻融循环作用下含盐量对 Na_2SO_4 土体变形特性影响的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(5): 953 - 960. (XIAO Ze-an, LAI Yuan-ming, YOU Zhe-min. Experimental study on impact of salt content on deformation characteristics of sodium sulfate soil under freeze-thaw conditions[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(5): 953 - 960. (in Chinese))
- [15] 梁保民. 水盐体系相图原理及运用[M]. 北京: 轻工业出版社, 1986. (LIANG Bao-min. Phase Diagram and Its Application of Water Salt System[M]. Beijing: Light Industry Press, 1986. (in Chinese))
- [16] 马敏, 邴慧, 李国玉. 硫酸钠盐渍土未冻水含量的实验研究[J]. 冰川冻土, 2016, **38**(4): 963 - 969. (MA Min, BING Hui, LI Guo-yu. Experimental research on unfrozen water content of sodium sulfate saline soil[J]. Journal of Glaciology and Geocryology, 2016, **38**(4): 963 - 969. (in Chinese))
- [17] 孟祥传, 周家作, 韦昌富, 等. 盐分对土的冻结温度及未冻水含量的影响研究[J]. 岩土力学, 2020, **41**(3): 1 - 9. (MENG Xiang-chuan, ZHOU Jia-zuo, WEI Chang-fu. Effects of salinity on soil freezing temperature and unfrozen water content[J]. Rock and Soil Mechanics, 2020, **41**(3): 1 - 9. (in Chinese))
- [18] ZENG Q. Poromechanical Behavior of Cement-Based Materials Subjected to Freeze-Thaw Actions with Salts: Modeling and Experiments[D]. Paris: Ecole des Ponts Paris Tech, 2011.
- [19] XIAO Z A, LAI Y M, ZHANG M Y. Study on the freezing temperature of saline soil[J]. Acta Geotechnica, 2018, **13**(1): 195 - 205.
- [20] 化学工业部科学技术情报研究所. 氯碱工业手册[R]. 天津: 化学工业部科学技术情报研究所, 1978. (Science and Technology Information Research Institute of Ministry of Chemical Industry. Handbook of Chlor-Alkali Industry[R]. Tianjin: Science and Technology Information Research Institute of Ministry of Chemical Industry, 1978. (in Chinese))
- [21] SCHERER G W. Crystallization in pores[J]. Cement and Concrete Research, 1999, **29**(8): 1347 - 1358.
- [22] STEIGER M, ASMUSSEN S. Crystallization of sodium sulfate phases in porous materials: The phase diagram $\text{Na}_2\text{SO}_4\text{-H}_2\text{O}$ and the generation of stress[J]. Geochimica et Cosmochimica Acta, 2008, **72**(17): 4291 - 4306.

理正工程地质数据库（GDM）完成DBMS的核心功能，集成包含了数据服务器和文件服务器等，提供勘察数据和文件的上传下载服务，实现数据共享和多人协作，可支持多人同时访问中心服务器。并将勘察数据与高德网络地图相结合，实现对勘察数据、地质图件、勘察成果等资料的综合管理。包含多种数据查询方式，允许自定义查询条件实现查询，根据用户需求快速提取相关数据和文档资料，并可实时查看工程详细信息、文档，即时生成单孔柱状图、多孔柱状图、剖面图，便于历史资料分析及重复利用。同时提供用户和功能权限管理，保证工程资料的安全使用。勘察软件支持一键提交理正勘察数据到中心服务器，实现与理正勘察软件的无缝连接。

理正工程地质数据库（GDM）

勘察数据、文档采集



勘察软件一键提交中心服务器



勘察数据展现在高德网络地图中



自定义高级查询条件



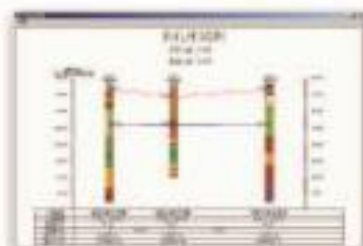
用户、工程级别权限管理



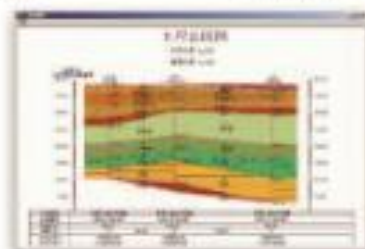
单孔柱状图、多孔柱状图、剖面图专业分析



单孔柱状图



多孔柱状图



剖面图





人人参与

创建绿色家园

环境保护 从  开始

六. 五世界环境日

世界环境日宣传委员会

中国标准连续出版物号 $\frac{\text{ISSN } 1000-4548}{\text{CN } 32-1124/\text{TU}}$

发行代号 $\frac{\text{国内 } 28-62}{\text{国外 } \text{MO } 0520}$

国内定价 $\frac{40 \text{ 元/期}}{480 \text{ 元/年}}$