

ISSN 1000-4548  
CODEN YGXUEB

# 岩土工程学报

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

第42卷

Vol.42

第12期 (总357期)

No.12 (Total 357)

# 12

(卷 终)

# 2020

主 办

中国水利学会  
中国力学学会  
中国水力发电工程学会

中国土木工程学会  
中国建筑学会  
中国振动工程学会

ISSN 1000-4548



9 771000 454209

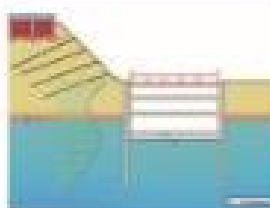
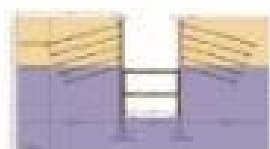


# 深基坑设计软件 DEEP EXCAVATION

DeepEX 源自美国，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、地连墙等，同时也可以对土钉墙、预应力锚杆支护的边坡进行稳定性分析和设计。

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

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

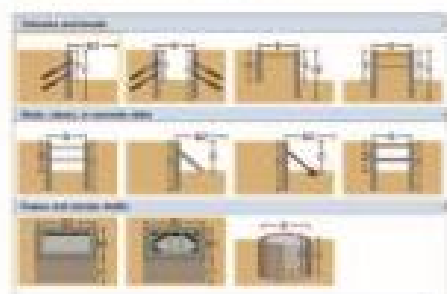


## DeepEX 工程应用

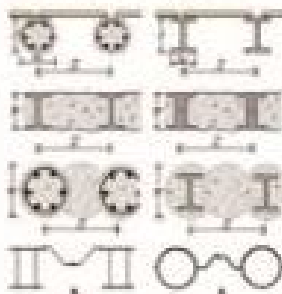


## DeepEX 功能特点

### • 多种形式的基坑支护方案



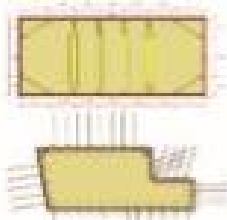
### • 多种围护结构类型



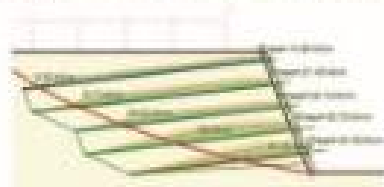
### • 多种支撑类型

### • 三维荷载分析

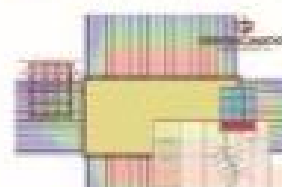
### • 支撑体系的结构分析



### • 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大街408号  
电话: 010-68714600 传真: 010-68714600-206  
邮编: 101149 产品热线: 135 2114 1571  
网站: www.jxdm.com 邮箱: support@jxdm.com  
邮箱: jxdm@jxdm.com.cn



010-68714600



# 《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	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 12 期 (总 359) 2020 年 12 月出版

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

(Monthly, Started in 1979)

Vol. 42, No. 12 (Total No. 359) Published in Dec. 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
广 告 登 记	江苏省工商行政管理局登记编号: 广登 32000000054

### Competent Authority:

China Association for Science and Technology

### Sponsors:

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

### Published under the Auspices of

Nanjing Hydraulic Research Institute

### Edited and Published by

Editorial Office of Chinese Journal of Geotechnical Engineering

Address: 34 Hujuguan, Nanjing 210024, China

Tel: 86-25-85829534, 85829556 Fax: 86-25-85829555

E-mail: ge@nhri.cn

### Editor-in-Chief:

CAI Zheng-yin

### Printed by Hohai University Printing Factory

### Overseas Distributor:

China International Book Trading Corporation

P. O. Box 399, Beijing, China

Web Site: www.cgejournal.com

# 《岩土工程学报》征稿简则

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

## 1 宗旨及内容

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

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

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

## 2 来 稿

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

(2)来稿一般在3个月内提出处理意见,请不要再一稿两投,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补正或删减。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:中文文题、作者姓名、单位及所属部门、单位地址邮编、摘要、关键词、中图分类号、文献标识码、文章编号、作者简介;英文文题、作者姓名、单位及所属部门、单位地址邮编、摘要、关键词;基金项目及编号(首页下注);正文(按1.2.3, 1.1 1.2 1.3, (1) (2) (3), a) b) c)分章节);参考文献。

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

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

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

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

(11)参考文献限于作者亲自阅读、本文明确引用、公开发表或有案可查者。参考文献全部列于文后,按正文首次引用的先后次序编号,并在正文引用处右上角注明参考文献序号。多次引用同一文献时,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, 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科技信息研究中心。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

- 基于混合物理论的饱和岩石弹塑性模型 ..... 胡亚元 (2161)
- 饱和软黏土的蛋形单面界面模型 ..... 徐日庆, 鞠露莹, 俞建霖, 蒋佳琪, 丁 盼 (2170)
- 含软弱层顺倾岩体边坡锚固地震响应试验研究 ..... 言志信, 刘春波, 龙 哲, 韩 杨, 靳飞飞, 张功会 (2180)
- 单轴压缩条件下花岗岩声学信号频域特征分析 ..... 赵 奎, 杨道学, 曾 鹏, 丁健华, 龚 鹵, 王晓军, 钟 文 (2189)
- 循环荷载作用下筋箍碎石桩复合地基工作性状试验研究 ..... 张 玲, 徐泽宇, 赵明华 (2198)
- 砂-砾复合地层盾构隧道开挖面稳定模型试验与极限支护压力研究 ..... 宋 洋, 王伟颐, 杜春生 (2206)
- 冲击扰动下滑移型岩爆的模拟试验及机理探讨 ..... 邓树新, 王明洋, 李 杰, 张国凯, 王 振 (2215)
- 高孔隙率砂岩中破坏模式演化的多尺度分析 ..... 吴焕然, 刘汉龙, 赵吉东, 肖 杨 (2222)
- 富水砂层冻结壁形成过程声场响应特征研究 ..... 张基伟, 刘书杰, 张 松, 李方政, 韩玉福, 王 磊 (2230)
- 三层三跨框架式地铁地下车站结构抗震性能水平研究 ..... 杨 靖, 云 龙, 庄海洋, 任佳伟, 陈文斌 (2240)
- CFRP 加固地铁车站结构中柱地震损伤评价研究 ..... 马 超, 王作虎, 路德春, 杜修力 (2249)
- 叠合式衬砌结构抗外载特性足尺试验与数值研究 ..... 李代茂, 严振瑞, 唐欣薇, 莫键豪, 黄鸿浩, 刘庭金 (2257)
- 盾构隧道“T 字缝”接触应力与防水性能研究 ..... 周文锋, 廖少明, 门燕青 (2264)
- 深埋隧洞硬岩板裂化过程试验研究 ..... 胡小川, 苏国韶, 陈冠言, 燕柳斌, 梅诗明 (2271)
- 砾性土动三轴液化试验橡皮膜应变补偿新方法 ..... 王 鸾, 孙 锐, 刘荟达, 袁晓铭, 汪云龙 (2281)
- 超大型深水沉井下沉及渗流的离心模型试验研究 ..... 蒋炳楠, 马建林, 王蒙婷, 李蜀南, 周和祥 (2291)

## 短 文

- 盾构隧道下穿引起砌体结构建筑沉降损伤实例研究 ..... 陈仁朋, 曾 巍, 吴怀娜, 吴文斌, 刘齐建 (2301)
- 可控刚性桩与排水体组合型复合地基受力与变形特性的模型试验研究 ..... 周志军, 陈昌富, 肖水强 (2308)
- 岩土工程三轴试验微摩擦荷载传力板的研制及初步应用 ..... 王艳丽, 程展林, 潘家军, 徐 晗, 王君雄 (2316)
- 基于对数动骨架考虑可逆孔压的有效应力本构研究 ..... 董 青, 周正华, 苏 杰, 李小军, 郝 冰, 李远东 (2322)
- 三轴剪切过程中粗粒料颗粒破碎变化规律研究 ..... 吴二鲁, 朱俊高, 黄 维, 刘 忠 (2330)
- 珊瑚砂渗透性的微观机理研究 ..... 崔 翔, 朱长歧, 胡明鉴, 汪 稔, 刘海峰 (2336)
- 基于核磁共振的聚氨酯固化砂土浸水作用分析 ..... 王 颖, 刘 瑾, 马晓凡, 祁长青, 卢洪宁 (2342)

## 讨 论

- 关于“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”的讨论 ..... 肖红菊 (2350)
- 对“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”讨论的答复 ..... 王洪新, 李雪强, 杨石飞, 路家峰 (2351)

## 简 讯

- 第三届全国软土工程学术会议第一号通知(征文) ..... (2214)
- 黄土力学的理论与实践专题学术研讨会在西安成功召开 ..... (2221)
- 新书介绍:《工程艺术大师:卡尔·太沙基》 ..... (2239)
- 欢迎订阅《勘察科学技术》 ..... (2300)
- 《岩土工程学报》征订启事 ..... (2329)
- 本期广告索引 ..... (2335)
- 2020 年总目录(第 42 卷), 第 1~12 期(总 346~356, 359 期) ..... (I)
- 《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

- Elastoplastic model for saturated rock based on mixture theory ..... HU Ya-yuan (2161)
- Egg-shaped bounding surface model for saturated soft clay ... XU Ri-qing, JU Lu-ying, YU Jian-lin, JIANG Jia-qi, DING Pan (2170)
- Experimental study on seismic response of anchorage of bedding rock slope with weak layer .....  
..... YAN Zhi-xin, LIU Chun-bo, LONG Zhe, HAN Yang, JIN Fei-fei, ZHANG Gong-hui (2180)
- Frequency-domain characteristics of acoustic signals of granite under uniaxial compression .....  
..... ZHAO Kui, YANG Dao-xue, ZENG Peng, DING Jian-hua, GONG Cong, WANG Xiao-jun, ZHONG Wen (2189)
- Experimental research on behaviors of geogrid-encased stone column-improved composite foundation under cyclic loads .....  
..... ZHANG Ling, XU Ze-yu, ZHAO Ming-hua (2198)
- Model tests on stability and ultimate support pressure of shield tunnel in sand-gravel composite stratum .....  
..... SONG Yang, WANG Wei-yi, DU Chun-sheng (2206)
- Mechanism and simulation experiment of slip-type rock bursts triggered by impact disturbances .....  
..... DENG Shu-xin, WANG Ming-yang, LI Jie, ZHANG Guo-kai, WANG Zhen (2215)
- Multiscale analyses of failure pattern transition in high-porosity sandstones .....  
..... WU Huan-ran, LIU Han-long, ZHAO Ji-dong, XIAO Yang (2222)
- Response characteristics of sound fields of stratum frozen wall of water-rich sand during developing process .....  
..... ZHANG Ji-wei, LIU Shu-jie, ZHANG Song, LI Fang-zheng, HAN Yu-fu, WANG Lei (2230)
- Seismic performance levels of frame-type subway underground station with three layers and three spans .....  
..... YANG Jing, YUN Long, ZHUANG Hai-yang, REN Jia-wei, CHEN Wen-bin (2240)
- Seismic damage evaluation of CFRP-strengthened columns in subway stations .....  
..... MA Chao, WANG Zuo-hu, LU De-chun, DU Xiu-li (2249)
- Full-scale model tests and numerical investigations on bearing characteristics of superimposed lining structures under external loads .....  
..... LI Dai-mao, YAN Zhen-rui, TANG Xin-wei, MO Jian-hao, HUANG Hong-hao, LIU Ting-jin (2257)
- Contact stress and waterproof capacity of T-joint in shield tunnel ..... ZHOU Wen-feng, LIAO Shao-ming, MEN Yan-qing (2264)
- Experimental study on slabbing process of hard rock in deep tunnels .....  
..... HU Xiao-chuan, SU Guo-shao, CHEN Guan-yan, YAN Liu-bin, MEI Shi-ming (2271)
- New method to compensate for membrane compliance in dynamic triaxial liquefaction tests on gravelly soils .....  
..... WANG Luan, SUN Rui, LIU Hui-da, YUAN Xiao-ming, WANG Yun-long (2281)
- Centrifugal model tests on sinking and seepage of a large deep-water open caisson .....  
..... JIANG Bing-nan, MA Jian-lin, WANG Meng-ting, LI Shu-nan, ZHOU He-xiang (2291)

## NOTES

- Case study of tunneling-induced settlement and damage of masonry buildings .....  
..... CHEN Ren-peng, ZENG Wei, WU Huai-na, WU Wen-bin, LIU Qi-jian (2301)
- Model tests on stress and deformation properties of composite foundation with controllable rigid piles and drainage bodies .....  
..... ZHOU Zhi-jun, CHEN Chang-fu, XIAO Shui-qiang (2308)
- Development and preliminary application of a microfriction load-transfer plate for triaxial tests in geotechnical engineering .....  
..... WANG Yan-li, CHENG Zhan-lin, PAN Jia-jun, XU Han, WANG Jun-xiong (2316)
- Constitutive model for effective stress based on logarithmic skeleton curve considering reversible pore pressure .....  
..... DONG Qing, ZHOU Zheng-hua, SU Jie, LI Xiao-jun, HAO Bing, LI Yuan-dong (2322)
- Evolution law of particle breakage of coarse-grained soil during triaxial shearing .....  
..... WU Er-lu, ZHU Jun-gao, HUANG Wei, LIU Zhong (2330)
- Microscopic mechanism of permeability of coral sand ... CUI Xiang, ZHU Chang-qi, HU Ming-jian, WANG Ren, LIU Hai-feng (2336)
- Immersion effect of polyurethane-reinforced sand based on NMR .....  
..... WANG Ying, LIU Jin, MA Xiao-fan, QI Chang-qing, LU Hong-ning (2342)

## DISCUSSIONS

- Discussion on “Nonlinear soil spring model and parameters for calculating deformation of enclosure structure of foundation pits” .....  
..... XIAO Hong-ju (2350)
- Reply to discussion on “Nonlinear soil spring model and parameters for calculating deformation of retaining structure of foundation pits” .....  
..... WANG Hong-xin, LI Xue-qiang, YANG Shi-fei, LU Jia-feng (2351)

## NEWS

- (2214, 2221, 2239, 2300, 2329, 2335)

Contents of Vol.42, No.1~12, 2020 (Total No. 346~356, 359) ..... ( I )

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

Invitation for original papers ..... (head page II )

DOI: 10.11779/CJGE202012001

# 基于混合物理论的饱和岩石弹塑性模型

胡亚元

(浙江大学滨海与城市岩土工程研究中心, 浙江 杭州 310058)

**摘要:** 为了避免运用 Skempton 有效应力创建非线性本构模型时确定 Biot 系数的困难, 选择工程混合物理论来建立饱和岩石的弹塑性模型。首先, 根据工程混合物理论中的均匀化响应原理, 揭示“固相基质体应变决定固相基质压力, 骨架弹性和塑性应变决定 Terzaghi 有效应力和耗散 Terzaghi 有效应力, 流相基质体应变决定孔压”的饱和多孔介质本构规律。其次, 根据 Hoek-Brown 屈服准则和非关联流动准则, 在已有岩石损伤模型基础上建立了饱和岩石弹塑性模型。最后, 利用三轴排水和不排水剪切试验验证了饱和岩石弹塑性本构模型的合理性。研究表明, 基于工程混合物理论的饱和岩石弹塑性模型能够较准确地模拟弹性阶段、弹塑性阶段和下降段应力应变全过程曲线的宏观力学性质, 反映三轴不排水剪切试验条件下孔压随剪切加载先增加后减少的变化规律。由于工程混合物理论不直接采用 Skempton 有效应力建模, 因而可以克服 Biot 非线性理论中确定 Biot 系数公式的困难, 更容易建立饱和岩石弹塑性本构模型。

**关键词:** 饱和岩石; 工程混合物理论; 弹塑性模型; 骨架应力和骨架应变; 基质压力和基质体应变

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)12-2161-09

**作者简介:** 胡亚元 (1968—), 男, 博士, 副教授, 主要从事环境土工和岩土本构关系的研究工作。E-mail: huyayuan@zju.edu.cn。

## Elastoplastic model for saturated rock based on mixture theory

HU Ya-yuan

(Research Center of Coastal and Urban Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China)

**Abstract:** In order to avoid the difficulties in evaluating the Biot's coefficient value of Skempton's effective stress used to formulate nonlinear constitutive model, the engineering mixture theory is chosen to build the elastoplastic model for saturated rock. Firstly, according to the principle of homogeneous response in the engineering mixture theory, the constitutive laws of saturated porous media are revealed as follows: "The solid matrix bulk strain determines solid matrix pressure, the skeleton elastic and plastic strains determine Terzaghi's effective stress and dissipate Terzaghi's effective stress, and the fluid matrix bulk strain determines pore pressure". Secondly, according to the Hoek-Brown yielding criterion and the non-associated flow rule, the saturated rock elastoplastic model is provided on the basis of the existing rock damage model. Finally, the proposed saturated rock elastoplastic model is validated by the triaxial drained and undrained shear test results. The researches show that the saturated rock elastoplastic model based on the engineering mixture theory can fairly accurately simulate the macroscopic mechanical behaviors of the overall stress-strain curve of rock including elastic stage, elastoplastic stage and descending stage, and illustrate the changing rule in the triaxial undrained shear tests that the pore pressure increases first and then decreases with the external shear stress. The engineering mixture theory does not use the Skempton's effective stress to build model, as a result, it can overcome the difficulties in determining the formula for Biot's coefficients in Biot's nonlinear model and is more convenient to establish the elastoplastic model for saturated rock.

**Key words:** saturated rock; engineering mixture theory; elastoplastic model; skeleton stress and skeleton strain; matrix pressure and matrix bulk strain

## 0 引言

在水利工程、石油工程、海洋工程、隧道工程和核废料处理工程等许多领域常涉及复杂环境作用下饱和岩石的多场耦合机理和相互作用问题, 因此建立饱和岩石的本构关系具有重要的理论价值和广泛的应用

价值<sup>[1-7]</sup>。拟连续介质力学理论是饱和岩石力学广泛应用的建模方法之一。以往通常直接借用饱和土的 Terzaghi 有效应力原理来构建饱和岩石的本构关系。然而, 许多岩体力学学者认为不能忽略饱和岩石固相

收稿日期: 2019-12-29

基质(颗粒)的压缩性,因而不主张采用Terzaghi有效应力原理来建立饱和岩石的应力应变关系<sup>[4-5]</sup>。张国新<sup>[6]</sup>在仿真分析小湾水电站蓄水后的库区变形时发现,上游库岸变形按Terzaghi有效应力原理构建的模型计算为上浮24.5 mm,实测却是最大30 mm的沉降,造成这一错误的原因在于Terzaghi有效应力忽略了固相基质的压缩变形。为了弥补这一缺陷,赵阳升<sup>[1]</sup>、张国新<sup>[6]</sup>和周创兵等<sup>[7]</sup>采用能够考虑固相基质压缩性的Biot线弹性理论来研究饱和岩石的流固耦合特性。许江等<sup>[8]</sup>、张俊文等<sup>[9]</sup>和HU等<sup>[10]</sup>试验研究了水压和围压对饱和岩石变形和强度的影响,发现饱和岩石的受力变形具有明显的非线性和塑性性质。为了在Biot线弹性理论基础上反映饱和岩石的非线性和塑性特性,王伟等<sup>[11]</sup>和谢妮等<sup>[12]</sup>采用Skempton有效应力公式来建立饱和岩石的弹塑性本构方程。朱其志等<sup>[13]</sup>和Chen等<sup>[14]</sup>则另辟蹊径,采用细观力学来建立饱和岩石的弹塑性本构模型。上述研究深化了岩土工程界对饱和岩石力学特性的理解,有力地促进了饱和岩石本构模型的发展。

混合物理论以公理化体系来研究饱和多孔介质流固耦合的变形规律,在建模研究中具有独特的优势。然而经典混合物理论以在工程和试验中难以直接测量的组分应力和应变作为建模的状态变量,增加了确定本构方程具体形式及其模型参数的困难。因此直接采用混合物理论来研究饱和岩石本构模型的文献报道凤毛麟角。为了克服上述困难,经过近二三十年的发展,工程混合物理论应运而生<sup>[15-22]</sup>。它既继承了传统混合物理论逻辑推理严密和力学基础扎实的优点,又兼顾工程实践简单实用需求,具有以下特点:①强调混合物理论必须跟研究对象的具体特点相结合,能够阐释岩土压硬剪胀等变形特性;②采用在工程和试验中便于测量和控制的应力应变变量如有效应力和孔压等作为混合物本构理论框架的状态变量,以提高本构模型的实用性。采用能量守恒方程中的功共轭对来选择本构模型的应力应变变量,以保证本构建模的严密性;③采用自由能势函数和耗散势函数来反映岩土可逆和不可逆变形的力学性质,统一阐释弹性和压硬剪胀等弹塑性变形规律;④强调孔隙变形在多场耦合机理中的关键作用,通过建立骨架体应变与固流两相体应变之间的数学物理关系来揭示流固两相耦合作用的力学机制。如陈正汉<sup>[15-16]</sup>提出岩土力学的公理化体系,总结了岩土力学独特的本构原理,深刻揭示了理性力学只有与岩土力学的有效应力原理和具体工程性质相结合才能获得历史性突破。Houlsby<sup>[17]</sup>假定固液两相基质不可压缩,从经典混合物能量守恒方程出发证明饱和土选用Terzaghi有效应力和非饱和土选用双应力变量建模的合理性。Borja<sup>[18]</sup>在考虑组分基质压缩性条件下

企图证明Skempton有效应力是混合物能量方程的一个应力状态变量。赵成刚等<sup>[19]</sup>和刘艳等<sup>[20]</sup>从机械功共轭理论出发,提出采用3个应力变量才能更合理反映非饱和土的本构特性。胡亚元<sup>[21-22]</sup>根据耗散势函数讨论了Drucker塑性公式和Iliushin塑性公式的适用范围,通过孔隙变形与固流两相变形之间的内在联系探究了流固耦合作用的力学机理<sup>[21]</sup>,揭示了Terzaghi有效应力原理的力学基础是固流两相的体积分数之和必须等于1,即Terzaghi有效应力公式是饱和多孔介质固流两相体积分数之和等于1这一几何关系在力学上的反映<sup>[22]</sup>,并应用均匀化响应原理<sup>[16,22-24]</sup>研究了饱和多孔介质能量表达式的合理形式,证明了Terzaghi有效应力、固相基质压力和流相基质压力是一组完备的饱和多孔介质本构方程的状态变量<sup>[22]</sup>。胡亚元等<sup>[25-26]</sup>采用Terzaghi有效应力、固相基质压力(或孔压)和流相基质压力建立了饱和多孔介质的超弹性本构方程,结合Lade等<sup>[27]</sup>试验数据,建立了饱和多孔介质的非线性体积本构模型。本文将在上述研究基础之上,以工程混合物理论为指导,建立能够考虑剪胀效应的饱和岩石弹塑性本构模型,为完善和发展饱和岩石本构理论和实用模型添砖加瓦。

## 1 饱和多孔介质一般本构理论

工程混合物理论认为,饱和多孔介质固流两相存在两种不同尺寸的构形:一种是组分实际存在的细观真实构形,如饱和岩石的固相颗粒和孔隙中的流体,它们所产生的应变在混合物中称为组分基质应变,固相基质应变用 $\varepsilon_{RS}$ 表示,流相基质应变用 $\varepsilon_{RF}$ 表示;另一种是组分按体积分数平均化后连续变化的宏观构形,它所产生的应变按经典混合物理论专业术语称为组分应变,固相应应变用 $\varepsilon_S$ 表示,流相应应变用 $\varepsilon_F$ 表示。

为行文简洁,文中下标S表示固相,下标F表示流相, $\alpha = \{S, F\}$ 为组分变量。设 $\rho_{R\alpha}$ 为 $\alpha$ 组分的材料密度(在饱和岩土力学中也称为真实密度), $\rho_\alpha$ 为 $\alpha$ 组分的平均密度, $\rho_\alpha = n_\alpha \rho_{R\alpha}$ , $n_\alpha$ 为体积分数。对于饱和和多孔两相介质,体积分数 $n_\alpha$ 满足:

$$n_S + n_F = 1 \quad (1)$$

设 $\sigma_S$ 为饱和多孔介质中固相承受的应力张量; $\sigma_{Fm}$ 为流相承受的球应力; $P_S$ 为固相基质压力, $P_S = (\sigma_S : I) / (3n_{S0})$ ;  $u$ 为流相基质压力或称为孔压, $u = \sigma_{Fm} / n_{F0}$ ;  $\sigma$ 为饱和多孔介质的总应力张量。根据工程混合物理论,在小应变条件下有<sup>[22, 25-26]</sup>

$$\sigma = \sigma_S + \sigma_{Fm} I = \sigma_S + (n_{F0} u) I \quad (2)$$

小应变条件下固流两相基质体应变 $\varepsilon_{RSV}$ ,  $\varepsilon_{RFV}$ 的定义为<sup>[22, 25-26]</sup>

$$\varepsilon_{RSV} = (\rho_{RS} - \rho_{RS0}) / \rho_{RS0} \quad , \quad (3)$$

$$\varepsilon_{RFV} = (\rho_{RF} - \rho_{RF0}) / \rho_{RF0} \quad 。 \quad (4)$$

令固相应变为  $\varepsilon_s$ ，流相体应变为  $\varepsilon_{FV}$ ，小应变条件下固相组分的骨架应变  $\varepsilon_{SF}$  定义为<sup>[22, 25-26]</sup>

$$\varepsilon_{SF} = \varepsilon_s - (\varepsilon_{RSV} / 3) \mathbf{I} \quad 。 \quad (5)$$

设  $e = n_F / (1 - n_F)$ ，为孔隙比。根据工程混合物理理论，固相组分的骨架体应变  $\varepsilon_{SV}$ （也称固相体积分数应变）和流相体应变  $\varepsilon_{FV}$  表达如下<sup>[22, 25-26]</sup>：

$$\varepsilon_{SV} = \varepsilon_{SF} : \mathbf{I} = (n_s - n_{s0}) / n_s = (e_0 - e) / (1 + e_0) \quad , \quad (6)$$

$$\varepsilon_{FV} = \varepsilon_{RFV} - (n_{s0} \varepsilon_{SV}) / n_{F0} \quad 。 \quad (7)$$

在实际工程中，岩土工程界关心的是流体从多孔固体介质的流出或流入量。令  $\varepsilon_{SV} = \varepsilon_s : \mathbf{I}$ ，定义孔隙中流体渗入量为  $\zeta_F = n_{F0} (\varepsilon_{FV} - \varepsilon_{SV})$ 。对式(5)求迹后式(5)，

(7) 代入渗入量定义式，可得  $\zeta_F$  的表达式为

$$\zeta_F = n_{F0} (\varepsilon_{RFV} - \varepsilon_{RSV}) - \varepsilon_{SV} \quad 。 \quad (8)$$

根据工程混合物理理论，忽略热传递和热源，饱和多孔介质的内能平衡可表示为<sup>[22]</sup>

$$\dot{U} = n_{s0} P_s \dot{\varepsilon}_{RSV} + \boldsymbol{\sigma}' : \dot{\varepsilon}_{SF} + n_{F0} u \dot{\varepsilon}_{RFV} + \mathbf{W}_F \cdot (u \nabla n_F - \hat{\mathbf{p}}_F) \quad , \quad (9)$$

式中， $\boldsymbol{\sigma}'$  为 Terzaghi 有效应力 ( $\boldsymbol{\sigma}' = \boldsymbol{\sigma} - u \mathbf{I}$ )， $\mathbf{W}_F = \dot{\mathbf{x}}_F - \dot{\mathbf{x}}_s$ ， $\hat{\mathbf{p}}_F$  为流固两相之间流速差异引起的动量供应量，在饱和岩土中主要表现为流体渗透引起的拖拽力等。式(9)表明，饱和多孔介质的内能等于固相骨架变形功、固相基质体积变形功、流相基质体积变形功和渗流引起的机械功之和。

饱和岩石的细观力学表明，岩石的不可逆变形主要来源于岩石微裂隙等孔隙的发展<sup>[1, 7, 13-14]</sup>。式(6)又表明，孔隙率的变化与骨架体应变  $\varepsilon_{SV}$  成一对对应关系，由此可知岩石的不可逆变形为骨架变形。令  $\varepsilon_{SF}^p$  为不可逆骨架应变。首先根据热力学内变量本构理论可知<sup>[17-22]</sup>，饱和岩石的自由能变量可选为  $\varepsilon_{RSV}$ ， $\varepsilon_{SF}$ ， $\varepsilon_{SF}^p$  和  $\varepsilon_{RFV}$ 。其次，以线弹性理论为基础，Geertsma<sup>[23]</sup>发现当总应力等于孔隙水压力时饱和岩土与单相岩土体的本构关系相同，获得了饱和岩土的线弹性本构方程和有效应力公式；陈正汉等<sup>[16, 24]</sup>揭示了当总应力和孔隙中某流体压力相等时，该流体所占据的孔隙可用固相材料替代的变形规律，获得了著名的非饱和岩土的有效应力原理。陈正汉还把这一规律推广到含有  $N$  个不相混流体的多孔介质领域，获得了相应的有效应力公式<sup>[16, 24]</sup>。陈勉等<sup>[28]</sup>研究了多重孔隙介质的有效应力定律，也得到了与陈正汉等<sup>[16, 24]</sup>相同的结论。他们的研究揭示了如下规律：“当多孔介质混合物单元体中每一点的应变相等时，混合物单元体等效于单相均质单元体，单元体中每一点产生的应力亦相等；反之亦然”。由于在多孔介质混合物理理论中需要经常使用这一

性质，文献[22]把它称为均匀化响应原理。文献[22]还揭示了均匀化响应原理成立时不但多孔介质的孔隙率保持不变，而且多孔介质的骨架变形、固相基质变形和流相基质变形相互独立的力学性质。这一性质不但在线弹性理论中成立，而且在非线性和塑性理论中亦成立<sup>[22]</sup>，因此运用均匀化响应原理可以极大地简化多孔介质混合物的本构模型。当混合物受力变形符合均匀化响应原理时，饱和多孔介质的内能可由独立的 3 部分组成<sup>[22]</sup>：①第一部分是固相基质体积变形产生的内能  $U_{RS}$ ，它取决于  $\varepsilon_{RSV}$ ；②第二部分是固相骨架变形产生的内能  $U_{SF}$ ，根据热力学内变量本构理论，它取决于  $\varepsilon_{SF}$ ， $\varepsilon_{SF}^p$ ；③第三部分是流相基质体积变形产生的内能  $U_{RF}$ ，它取决于  $\varepsilon_{RFV}$ 。根据热力学局部平衡原理，有<sup>[22]</sup>

$$\dot{U} = \frac{\partial U_{RS}(\varepsilon_{RSV})}{\partial \varepsilon_{RSV}} \dot{\varepsilon}_{RSV} + \frac{\partial U_{SF}(\varepsilon_{SF}, \varepsilon_{SF}^p)}{\partial \varepsilon_{SF}} : \dot{\varepsilon}_{SF} + \frac{\partial U_{SF}(\varepsilon_{SF}, \varepsilon_{SF}^p)}{\partial \varepsilon_{SF}^p} : \dot{\varepsilon}_{SF}^p + \frac{\partial U_{RF}(\varepsilon_{RFV})}{\partial \varepsilon_{RFV}} \dot{\varepsilon}_{RFV} + \theta \dot{\eta} \quad 。 \quad (10)$$

因为式(9)与式(10)恒相等，根据变量  $\varepsilon_{RSV}$ ， $\varepsilon_{SF}$ ， $\varepsilon_{SF}^p$  和  $\varepsilon_{RFV}$  之间相互独立的性质可得

$$P_s = \partial [U_{RS}(\varepsilon_{RSV})] / \partial \varepsilon_{RSV} \quad , \quad (11)$$

$$\boldsymbol{\sigma}' = \partial [U_{SF}(\varepsilon_{SF}, \varepsilon_{SF}^p)] / \partial \varepsilon_{SF} \quad , \quad (12)$$

$$u = \partial [U_{RF}(\varepsilon_{RFV}) / n_{F0}] / \partial \varepsilon_{RFV} \quad 。 \quad (13)$$

从式(11)~(13)可以看出，固相基质压力由固相基质体应变唯一决定，有效应力由骨架弹性和塑性应变唯一决定，孔压由流相基质体应变唯一决定。令耗散应力  $\boldsymbol{\sigma}'^p$  为

$$\boldsymbol{\sigma}'^p = -\partial [U_{SF}(\varepsilon_{SF}, \varepsilon_{SF}^p)] / \partial \varepsilon_{SF}^p \quad 。 \quad (14)$$

引入  $H(\boldsymbol{\sigma}', \varepsilon_{SF}^p) = \boldsymbol{\sigma}' : \varepsilon_{SF}^p - U_{SF}(\varepsilon_{SF}, \varepsilon_{SF}^p)$ ，则根据式(12)，(14)有：

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_{SF} &= \frac{\partial H_{SF}(\boldsymbol{\sigma}', \varepsilon_{SF}^p)}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \quad , \\ \boldsymbol{\sigma}'^p &= \frac{\partial H_{SF}(\boldsymbol{\sigma}', \varepsilon_{SF}^p)}{\partial \varepsilon_{SF}^p} \quad 。 \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

对大多数弹塑性问题， $H_{SF}(\boldsymbol{\sigma}', \varepsilon_{SF}^p)$  可表示为  $H_{SF}(\boldsymbol{\sigma}', \varepsilon_{SF}^p) = H_{SF}^e(\boldsymbol{\sigma}') + \boldsymbol{\sigma}' : \varepsilon_{SF}^p$ ，代入到式(15)有

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_{SF} &= \partial [H_{SF}^e(\boldsymbol{\sigma}')] / \partial \boldsymbol{\sigma}' + \varepsilon_{SF}^p \quad , \\ \boldsymbol{\sigma}'^p &= \boldsymbol{\sigma}' \quad 。 \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

式(16)中的第二个等式表明耗散应力等于 Terzaghi 有效应力，因此  $\boldsymbol{\sigma}'^p$  也称为耗散 Terzaghi 有效应力。由式(9)，(10)，(14)，(16)的第二式可得

$$\theta \dot{\eta} = \mathbf{W}_F \cdot (u \nabla n_F - \hat{\mathbf{p}}_F) + \boldsymbol{\sigma}'^p : \dot{\varepsilon}_{SF}^p \quad 。 \quad (17)$$

把式(17)等式右边的第一项与渗流耗散势理论相结合可以建立广义达西定理<sup>[29]</sup>，具体见文后附录。

把式(17)等式右边的第二项与塑性耗散势理论相结合可以建立塑性本构关系<sup>[17-22]</sup>。由于整个推导过程十分繁复,不利于工程应用,因此本文直接采用经典塑性力学方法来建立饱和岩石的塑性本构模型。下文根据上述推导和经典弹塑性力学理论来建立饱和岩石的弹塑性本构模型。

## 2 饱和岩石弹塑性本构模型

### 2.1 岩石基质本构方程

在土力学中把固相基质称为土颗粒,对应的是无孔隙土固体的变形力学特性。与土颗粒一样,岩石基质对应的是内部无孔隙时完整岩石的变形力学特性。岩石破坏往往发生在微裂隙等缺陷部位。由于构成孔隙的岩石骨架强度远小于完整岩石强度,因此一般认为岩石骨架破坏时,作为完整岩石的岩体基质仍处于弹性状态。故式(11)中与岩体基质体应变有关的内能可表示为 $U_{RS}(\epsilon_{RSV}) = K_S \epsilon_{RSV}^2 / 2$ ,  $K_S$ 为固相基质的体积模量。将其代入到式(11)可得

$$P_S = K_S \epsilon_{RSV} \quad (18)$$

### 2.2 岩石骨架本构方程

从式(5)可知,岩石的骨架应变 $\epsilon_{Sf}$ 等于岩石的固相应变 $\epsilon_s$ 减去岩石基质平均应变 $\epsilon_{RSV} I/3$ 。式(15)表明 $\epsilon_{Sf}$ 的变化取决于 Terzaghi 有效应力 $\sigma'$ 和骨架塑性应变 $\epsilon_{Sf}^p$ ,但由于构成孔隙的岩石骨架变形极其复杂,因此要明确地确定式(16)中 $H_{Sf}^e(\sigma')$ 十分困难。故本文通过经典弹塑性力学和岩石室内试验直接确定 $\epsilon_{Sf}$ ,  $\epsilon_{Sf}^p$ 的本构方程。

设 $\epsilon_{Sf}$ 的3个主应力分别为 $\epsilon_{Sf1}$ ,  $\epsilon_{Sf2}$ 和 $\epsilon_{Sf3}$ ,由于 $\epsilon_{Sf}$ 的变化取决于 Terzaghi 有效应力 $\sigma'$ ,根据三轴岩石试验并借鉴文献[30, 31]研究成果,唯象地提出如下岩石骨架的损伤本构方程:

$$\sigma'_1 - \sigma'_3 = E_H \epsilon_{Sf1} \exp\left[-(\epsilon_{Sf1} / \epsilon_a)^m\right] \quad (19)$$

式中,  $E_H$ 为无损伤时的弹性模量,  $\epsilon_a$ ,  $m$ 为屈服微单元随分布变量 $\epsilon_{Sf1}$ 变化的 Weibull 概率函数分布参数<sup>[30]</sup>。笔者总结了数个砂岩的试验成果,发现 $E_H$ 计算式可表示为

$$E_H = E_{H0} \left[ 1 + \frac{b(\sigma_3 - \chi P_F)}{1 + a(\sigma_3 - \chi P_F)} \right] \quad (20)$$

式中,  $E_{H0}$ 为岩石骨架的初始无损伤杨氏模量,  $a$ ,  $b$ ,  $\chi$ 为影响 $E_H$ 值的模型参数。根据式(19)可得 $\sigma'_1 - \sigma'_3$ 的峰值为

$$(\sigma'_1 - \sigma'_3)_f = E_H \exp(-1/m) \sqrt[m]{(1/m)} \epsilon_a \quad (21)$$

饱和岩石的破坏准则满足 Hoek-Brown 破坏准则,

$$(\sigma'_1 - \sigma'_3)_f = \sqrt{s \sigma_c \sigma'_3 + \sigma_c^2} = \sqrt{s \sigma_c} \sqrt{\sigma'_3 + \sigma_c / s} \quad (22)$$

故有

$$\epsilon_a = \frac{\sqrt{s \sigma_c \sigma'_3 + \sigma_c^2}}{E_H} \exp(1/m) \sqrt[m]{m} \quad (23)$$

岩石的回弹和再压缩变形可表示为

$$\sigma'_1 - \sigma'_3 = E_H \epsilon_{Sf1}^e \quad (24)$$

令函数 $x = \text{roc}(y, m)$ 是 $y = x \exp(-x^m)$ 的反函数,则 $\epsilon_{Sf1}$ 表示为

$$\epsilon_{Sf1} = \epsilon_a \text{roc}\left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\epsilon_a E_H}, m\right) \quad (25)$$

岩石的塑性变形为

$$\epsilon_{Sf1}^p = \epsilon_a \text{roc}\left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\epsilon_a E_H}, m\right) - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{E_H} \quad (26)$$

以往的岩石损伤模型只考虑损伤导致弹性模量衰减,这类损伤模型无法解释岩石的剪胀效应,这是传统岩石损伤模型较大的一个缺陷。实际上岩石微单元在屈服损伤过程中会出现剪胀效应,导致屈服损伤因子出现各向异性,笔者认为各个方向的损伤程度可以结合式(19)和塑性势理论来描述,这是本论文改进传统损伤模型之处。借鉴土力学弹塑性模型中势函数的选择方式,势函数一般取为与屈服准则相类似的形式,故饱和岩石的势函数取为与 Hoek-Brown 破坏准则相类似的形式,

$$g(\sigma', \beta) = \sigma'_1 - \sigma'_3 - \beta \sqrt{s \sigma_c} \sqrt{\sigma'_3 + \sigma_c / s} \quad (27)$$

式中,  $\beta$ 为非相关系数,

$$s_v = (\sigma'_1 - \sigma'_3)^2 / [\sigma_c (\sigma'_3 + \sigma_c / s)] \quad (28)$$

由此可得

$$d\epsilon_{Sf1}^p = d\lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma'_1} = d\lambda \quad (29)$$

$$d\epsilon_{Sf3}^p = d\lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma'_3} = -\left[1 + \frac{\beta(\sigma'_1 - \sigma'_3)}{2(\sigma'_3 + \sigma_c / s)}\right] d\epsilon_{Sf1}^p \quad (30)$$

设岩石骨架的泊松比为 $\nu_H$ ,则骨架的弹性变形为

$$d\epsilon_{Sf1}^e = \frac{d\sigma'_1}{E_H} - \frac{\nu_H d\sigma'_2}{E_H} - \frac{\nu_H d\sigma'_3}{E_H} \quad (31)$$

$$d\epsilon_{Sf2}^e = \frac{d\sigma'_2}{E_H} - \frac{\nu_H d\sigma'_1}{E_H} - \frac{\nu_H d\sigma'_3}{E_H} \quad (32)$$

$$d\epsilon_{Sf3}^e = \frac{d\sigma'_3}{E_H} - \frac{\nu_H d\sigma'_1}{E_H} - \frac{\nu_H d\sigma'_2}{E_H} \quad (33)$$

由式(29)~(33),利用式(16)中的第一式得

$$d\epsilon_{Sf1} = \frac{d\sigma'_1}{E_H} - \nu_H \frac{d\sigma'_2 + d\sigma'_3}{E_H} + d\epsilon_{Sf1}^p \quad (34)$$

$$d\epsilon_{Sf2} = \frac{d\sigma'_2}{E_H} - \nu_H \frac{d\sigma'_1 + d\sigma'_3}{E_H} \quad (35)$$

$$d\epsilon_{Sf3} = \frac{d\sigma'_3}{E_H} - \nu_H \frac{d\sigma'_1 + d\sigma'_2}{E_H} - \left[1 + \frac{\beta(\sigma'_1 - \sigma'_3)}{2(\sigma'_3 + \sigma_c / s)}\right] d\epsilon_{Sf1}^p \quad (36)$$



## 2.3 岩石本构方程

令

$$E_b = 9E_H n_{s0} K_S / (9n_{s0} K_S + E_H) \quad , \quad (37)$$

$$\nu_b = (9\nu_H n_{s0} K_S - E_H) / (9n_{s0} K_S + E_H) \quad , \quad (38)$$

$$K_H = E_H / 3 / (1 - 2\nu_H) \quad , \quad (39)$$

$$K_b = E_b / [3(1 - 2\nu_b)] = K_H n_{s0} K_S / (n_{s0} K_S + K_H) \quad , \quad (40)$$

式中,  $E_b$  为岩石的杨氏模量,  $\nu_b$  为岩石的泊松比,  $K_b$  为岩石的体积模量,  $K_H$  为岩石骨架的体积模量。饱和岩石本构方程由式 (5), (18), (34) ~ (36) 和有效应力公式  $\sigma' = \sigma - uI$  可得

$$d\varepsilon_{S1} = d\varepsilon_{S1} + \frac{d\varepsilon_{RSV}}{3} = \frac{d\sigma_1}{E_b} - \nu_b \frac{d\sigma_2 + d\sigma_3}{E_b} + \left( \frac{1}{3K_b} - \frac{1}{3K_S} \right) du + d\varepsilon_{S1}^p \quad , \quad (41)$$

$$d\varepsilon_{S2} = d\varepsilon_{S2} + \frac{d\varepsilon_{RSV}}{3} = \frac{d\sigma_2}{E_b} - \nu_b \frac{d\sigma_1 + d\sigma_3}{E_b} + \left( \frac{1}{3K_b} - \frac{1}{3K_S} \right) du \quad , \quad (42)$$

$$d\varepsilon_{S3} = d\varepsilon_{S3} + \frac{d\varepsilon_{RSV}}{3} = -\nu_b \frac{d\sigma_1 + d\sigma_2}{E_b} + \frac{d\sigma_3}{E_b} + \left( \frac{1}{3K_H} - \frac{1}{3K_S} \right) du - \left[ 1 + \frac{\beta(\sigma'_1 - \sigma'_3)}{2(\sigma'_3 + \sigma_c/s)} \right] d\varepsilon_{S1}^p \quad (43)$$

对式 (26) 微分并利用式 (19) ~ (21), (23) 可得

$$d\varepsilon_{S1}^p = \left\{ \frac{\varepsilon_{S1}}{\sigma'_1 - \sigma'_3} \left[ 1 - m \left( \frac{\varepsilon_{S1}}{\varepsilon_a} \right)^m \right]^{-1} - \frac{1}{E_H} \right\} d(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \left[ 1 - m \left( \frac{\varepsilon_{S1}}{\varepsilon_a} \right)^m \right]^{-1} \left\{ \frac{m\sqrt{m} \exp(1/m)}{E_{H0} [1 + (a+b)(\sigma_3 - \chi P_F)]} \left( \frac{\varepsilon_{S1}}{\varepsilon_a} \right)^{m+1} - \frac{\varepsilon_{S1}}{1 + a(\sigma_3 - \chi P_F)} \right\} \frac{bd(\sigma_3 - \chi P_F)}{1 + (a+b)(\sigma_3 - \chi P_F)} + \frac{m\sqrt{m} \exp(1/m) s \sigma_c}{2E_H \sqrt{s \sigma_c \sigma'_3 + \sigma_c^2}} \left( \frac{\varepsilon_{S1}}{\varepsilon_a} \right)^{m+1} d\sigma'_3 \quad (44)$$

(1) 当塑性变形为零时,  $d\varepsilon_{S1}^p = d\varepsilon_{S2}^p = d\varepsilon_{S3}^p = 0$ , 从式 (41) ~ (43) 可得 Skempton 有效应力为

$$\sigma_i^* = \sigma_i - (1 - K_b / K_S) u \quad (i=1, 2, 3) \quad (45)$$

从而可把式 (41) ~ (43) 写为用 Skempton 有效应力表示的胡克定理:

$$d\varepsilon_{S1} = [d\sigma_1^* - \nu_b (d\sigma_2^* + d\sigma_3^*)] / E_b \quad , \quad (46)$$

$$d\varepsilon_{S2} = [d\sigma_2^* - \nu_b (d\sigma_1^* + d\sigma_3^*)] / E_b \quad , \quad (47)$$

$$d\varepsilon_{S3} = [d\sigma_3^* - \nu_b (d\sigma_1^* + d\sigma_2^*)] / E_b \quad (48)$$

(2) 当塑性变形不为零时,  $d\varepsilon_{S1}^p \neq 0$  和  $d\varepsilon_{S3}^p \neq 0$ , 从式 (41) ~ (43), (44) 可知很难找到一个全量形式的 Biot 系数公式 (从而也很难获得类似式 (45) 的

全量形式的 Skempton 有效应力表达式) [26], 可以把应变唯一地表示为 Skempton 有效应力的函数。这一分析结果表明, 基于混合物理理论建立的饱和岩石本构模型不一定能用类似式 (45) 的全量形式的 Skempton 有效应力来表示, 这是与采用 Skempton 有效应力作为状态变量来建模的 Biot 饱和和多孔介质宏观理论不同的, 这说明采用工程混合物理理论建模具有独特性。

(3) 从式 (41) ~ (43) 可以计算增量形式的 (切线) Biot 系数 [26], 但获得的 Biot 系数具有各向异性, 并且加卸载具有不同的值。而基于 Biot 理论的弹塑性本构模型为了建模方便往往选用全量形式的 Skempton 有效应力, 所取的 Biot 系数值往往各向同性且加卸载一致。

## 2.4 流体渗流量本构方程

根据式 (34) ~ (36) 得

$$d\varepsilon_{SIV} = \frac{d\sigma'_m}{K_H} - \frac{\beta(\sigma'_1 - \sigma'_3)}{2(\sigma'_3 + \sigma_c/s)} d\varepsilon_{S1}^p \quad (49)$$

与流相基质体积变形有关的内能表达式可表示为  $U_{RF}(\varepsilon_{RFV}) = n_{F0} K_F \varepsilon_{RFV}^2 / 2$ ,  $K_F$  为流相基质的体积弹性模量。把它代入到式 (13) 可得

$$u = K_F \varepsilon_{RFV} \quad (50)$$

对式 (8) 进行微分, 由式 (18)、式 (37) ~ (43) 和式 (50) 得

$$d\zeta_F = \left( \frac{n_{F0}}{K_F} + \frac{1}{K_b} - \frac{1+n_{F0}}{K_S} \right) du - \left( \frac{1}{K_b} - \frac{1}{K_S} \right) d\sigma_m + \frac{\beta(\sigma'_1 - \sigma'_3)}{2(\sigma'_3 + \sigma_c/s)} d\varepsilon_{S1}^p \quad (51)$$

## 3 算例验证

### 3.1 三峡砂岩恒定孔压三轴排水剪切试验模拟

从第 2 节分析可知, 建立完备的饱和岩石需要 11 个模型参数, 其中, 固相基质本构关系参数 1 个 (固相基质体积模量  $K_S$ )、固相骨架本构关系参数 9 个和流相基质本构关系参数 1 个 (流相介质体积模量  $K_F$ )。固相骨架本构关系的 9 个参数: ①反映杨氏模量  $E_H$  变化规律的参数  $E_{H0}$ ,  $a$ ,  $b$  和  $\chi$ ; ②泊松比参数  $\nu_H$ ; ③反映骨架损伤的参数  $m$ ; ④反映破坏强度准则的参数  $s$ ,  $\sigma_c$ ; ⑤反映剪胀关系的参数  $\beta$ 。上述模型参数可以根据确定完整岩石、流体和岩石经典损伤模型力学参数相同的方法来确定 [11, 30-31]。

杨红伟采用美国制造的 MTS815 岩石力学实验系统对三峡库区三叠系上统徐家河的细粒砂岩进行了三轴试验 [32], 试验数据如图 1 中离散点所示, 砂岩孔隙率为 0.109, 粒径 0.1~0.5 mm, 主要成分为石英、长石、燧石和白云母等。根据  $E_H$  随围压和孔压的变化

数据确定参数  $E_{H0}$ ,  $a$ ,  $b$  和  $\chi$ , 根据峰值强度随有效应力变化数据确定参数  $s$ ,  $\sigma_c$ , 根据  $\sigma_3=5$  MPa 和  $u=1$  MPa 试验曲线来率定损伤模型参数、塑性势参数、岩块基质体积模量和泊松比, 所有模型参数:  $K_S$  为 3.5  $k_H$ ,  $K_F$  为 2 GPa,  $E_{H0}$  为 4.07 GPa,  $a$  为 0.48,  $b$  为 0.06,  $\chi$  为 0.109,  $\nu_H$  为 0.25,  $m$  为 3.65,  $s$  为 9.8 MPa,  $\sigma_c$  为 60.8 MPa,  $\beta=0.2$ 。再根据这些参数来模拟所有试验曲线验证模型的客观性, 模型计算模拟曲线和试验数据对比见图 1。

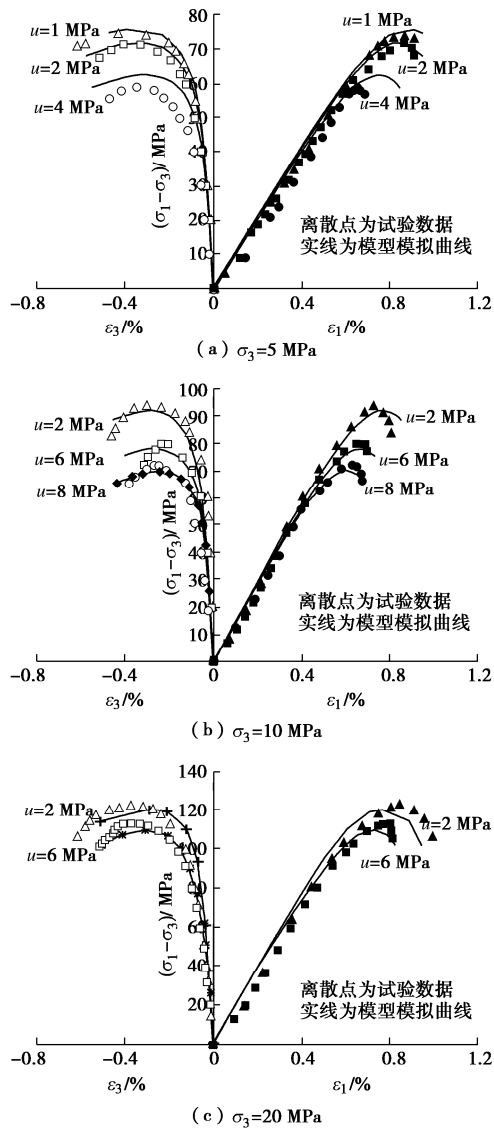


图 1 模型应力应变模拟曲线和试验数据对比

Fig. 1 Comparison between simulated stress-strain curves by model and experimental data

从图 1 可以看出, 模型模拟曲线与试验数据比较吻合。当主应力差较小时, 饱和岩石的总变形量和塑性变形量均较小, 岩石轴向和横向变形大致随应力线性增加; 当主应力差较大时, 岩石轴向和横向变形继续增大, 应力应变曲线呈现出非线性变化, 产生明显的塑性变形和剪胀效应; 当轴向应变继续增大时, 剪

胀效应更为明显, 但饱和岩石承受的主应力差不再继续增加, 而是出现峰值强度后迅速减小直至破坏。如图 1 所示, 饱和岩石的这些主要力学特性均能在本文饱和岩石弹塑性模型中得到合理明确的反映。

3.2 浙江红砂岩三轴不排水剪切试验模拟

HU 等<sup>[10]</sup>对浙江红砂岩进行三轴不排水试验。现利用本文本构模型, 对初始孔压力  $u_0=1$  MPa、围压为 30, 50 MPa 条件下得到的三轴不排水应力 - 应变曲线和孔隙水压力曲线进行数值模拟。该红砂岩孔隙率为 0.12, 模拟所用的模型参数:  $K_S$  为 27.3 GPa,  $K_F$  为 2 GPa,  $E_{H0}$  为 24.0 GPa,  $a$  为 0,  $b$  为 0,  $\nu_H$  为 0.25,  $m$  为 1.7,  $s$  为 9.5 MPa,  $\sigma_c$  为 63 MPa,  $\beta$  为 0.1, 参数先根据峰值强度随有效应力变化数据确定参数  $s$ ,  $\sigma_c$ , 然后根据  $\sigma_3=30$  MPa 试验曲线来率定无损伤弹性模量、损伤模型参数、塑性势参数、岩块基质体积模量和泊松比。再根据这些参数来模拟所有试验曲线验证模型的客观性, 所得结果如图 2, 3 所示。

从图 2, 3 中可以看出: ①模型能够比较准确地模拟岩石的受力变形性能, 无论是轴向应变还是横向应变, 应力 - 应变曲线峰前的弹性阶段和塑性阶段都得到了较为准确的描述。②由于饱和岩石具有明显的剪胀特性, 在三轴不排水剪切过程中, 岩石体应变呈现出从压缩到膨胀的过程, 相应地孔隙水压力随着轴向加载呈现出先增大后减小的变化规律。本文模型能较好地模拟这一过程, 图中孔隙水压力随剪切变化的模拟曲线与试验数据具有较好的一致性。

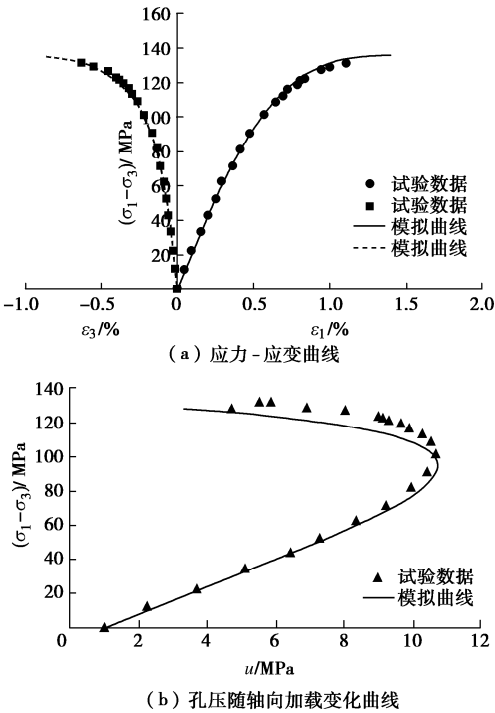


图 2  $\sigma_3=30$  MPa 下模型模拟曲线和试验数据对比

Fig. 2 Comparison between simulated curves by model and experimental data under  $\sigma_3$  of 30 MPa

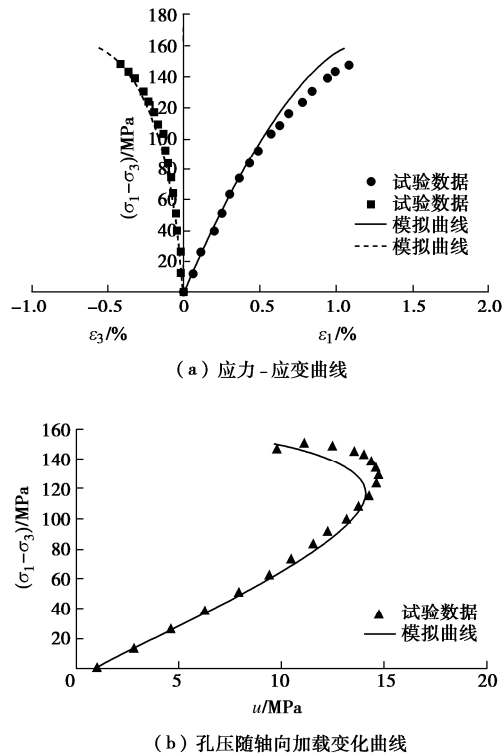


图 3  $\sigma_3 = 50 \text{ MPa}$  下模型模拟曲线和试验数据对比

Fig. 3 Comparison between simulated curve by model and experimental data under  $\sigma_3$  of 50 MPa

## 4 结 论

(1) 由工程混合物理理论和均匀化响应原理<sup>[16, 22-24]</sup>, 提出“固相基质体应变决定固相基质压力, 骨架弹性应变和塑性应变决定 Terzaghi 有效应力和耗散 Terzaghi 有效应力, 流相基质体应变决定孔压”的饱和和多孔介质本构规律。

(2) 采用骨架应力、固相基质压力和流相基质压力作为本构应力变量, 骨架应变、固相基质体应变和流相基质体应变作为本构应变变量, 在已有的岩石损伤模型基础上, 根据 Hoek-Brown 屈服准则和非关联流动准则, 建立了饱和岩石弹塑性模型。在建模过程中, 未采用 Skempton 有效应力, 因而避免了采用 Biot 宏观力学理论建立非线性模型时难于确定 Skempton 有效应力中 Biot 参数的困难。

(3) 把本文饱和岩石弹塑性模型用于模拟三轴排水和不排水试验, 模拟曲线与试验曲线基本吻合, 说明本文本构模型具备合理模拟饱和岩石受力变形和孔压变化的能力。

致 谢: 感谢审稿专家提出的宝贵意见。笔者把本文所建立的饱和岩石本构模型称为“西湖/孤山模型”, 以纪念这几十年来孤苦寂寥筚路蓝缕的科研生涯。

## 参考文献:

- [1] 赵阳升. 多孔介质多场耦合作用及其工程响应[M]. 北京: 科学出版社, 2010. (ZHAO Yang-sheng. Multi-field Coupling Action of Porous Media and its Application Responses[M]. Beijing: Science Press, 2010. (in Chinese))
- [2] 王 媛, 徐志英, 速宝玉. 裂隙岩体渗流与应力耦合分析的四自由度全耦合法[J]. 水利学报, 1998(7): 55 - 59. (WANG Yuan, XU Zhi-ying, SU Bao-yu. Four-freedom complete method for the seepage-stress coupled analysis in fissured rock masses[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1998(7): 55 - 59. (in Chinese))
- [3] 盛金昌, 速宝玉, 王 媛, 等. 裂隙岩体渗流-弹塑性应力耦合分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2000, 19(3): 304 - 309. (SHENG Jin-chang, SU Bao-yu, WANG Yuan, et al. Coupling analysis of elasto-plastic stress and fluid flow in jointed rock masses[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2000, 19(3): 304 - 309. (in Chinese))
- [4] 李广信. 关于有效应力原理的几个问题[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(2): 316 - 320. (LI Guang-xin. Some problems about principle of effective stress[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(2): 316 - 320. (in Chinese))
- [5] 陈晶晶, 雷国辉. 决定饱和岩土材料变形的有效应力及孔压系数[J]. 岩土力学, 2012, 33(12): 3696 - 3703. (CHEN Jing-jing, LEI Guo-hui. Effective stress and pore pressure coefficient controlling the deformation of saturated geomaterials[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33(12): 3696 - 3703. (in Chinese))
- [6] 张国新. 多孔连续介质渗透压力对变形应力影响的数值模拟方法探讨[J]. 水利学报, 2017, 48(6): 640 - 650. (ZHANG Guo-xin. Study on numerical simulation method used in analyzing the effect of seepage pressure in continuous medium with pores on deformation and stress[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2017, 48(6): 640 - 650. (in Chinese))
- [7] 周创兵. 复杂岩体多场广义耦合分析导论[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2008. (ZHOU Chuang-bing. An Introduction to Multi-Field Generalized Coupling Analysis on Complex Rock Mass[M]. Beijing: China Water & Power Press, 2008. (in Chinese))
- [8] 许 江, 杨红伟, 彭守建, 等. 孔隙水压力-围压作用下砂岩力学特性的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(8): 1618 - 1623. (XU Jiang, YANG Hong-wei, PENG Shou-jian, et al. Experimental study of mechanical property of sandstone under pore water pressure and confining

- pressure[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, **29**(8): 1618 – 1623. (in Chinese))
- [9] 张俊文, 宋治祥, 范文兵, 等. 应力-渗流耦合下砂岩力学行为与渗透特性试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2019, **38**(7): 1364 – 1372. (ZHANG Jun-wen, SONG Zhi-xiang, FAN Wen-bing, et al. Experimental study on mechanical behavior and permeability characteristics of sandstone under stress-seepage coupling[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2019, **38**(7): 1364 – 1372. (in Chinese))
- [10] HU D W, ZHOU H, ZHANG F, et al. Evolution of poroelastic properties and permeability in damaged sandstone [J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2010, **47**(6): 962 – 973.
- [11] 王伟, 田振元, 朱其志, 等. 考虑孔隙水压力的岩石统计损伤本构模型研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, **34**(增刊 2): 3676 – 3682. (WANG Wei, TIAN Zhen-yuan, ZHU Qi-zhi, et al. Study of statistical damage constitutive model for rock considering pore water pressure[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, **34**(S2): 3676 – 3682. (in Chinese))
- [12] 谢妮, 徐礼华, 邵建富, 等. 法向应力和水压力作用下岩石单裂隙水力耦合模型[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, **30**(增刊 2): 3796 – 3803. (XIE Ni, XU Li-hua, SHAO Jian-fu, et al. Coupled hydro-mechanical modeling of rock fractures subject to both normal stress and fluid pressure[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, **30**(S2): 3796 – 3803. (in Chinese))
- [13] 朱其志, 王岩岩, 仇晶晶, 等. 准脆性岩石水力耦合不排水多尺度本构模型[J]. 河海大学学报(自然科学版), 2018, **46**(2): 165 – 170. (ZHU Qi-zhi, WANG Yan-yan, QIU Jing-jing, et al. Multiscale hydro-mechanical constitutive model for quasi-brittle rocks under undrained condition[J]. Journal of Hohai University (Natural Sciences), 2018, **46**(2): 165 – 170. (in Chinese))
- [14] CHEN Y F, HU S H, WEI K, et al. Experimental characterization and micromechanical modeling of damage-induced permeability variation in Beishan granite[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2014, **71**: 64 – 76.
- [15] 陈正汉. 岩土力学的公理化理论体系[J]. 应用数学和力学, 1994, **15**(10): 901 – 910. (CHEN Zheng-han. An axiomatics of geomechanics[J]. Applied Mathematics and Mechanics (English Edition), 1994, **15**(10): 901 – 910. (in Chinese))
- [16] 陈正汉. 非饱和土与特殊土力学的基本理论研究[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(2): 201 – 272. (CHEN Zheng-han. On basic theories of unsaturated soils and special soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(2): 201 – 272. (in Chinese))
- [17] HOULSBY G T. The work input to an unsaturated granular material[J]. Géotechnique, 1997, **47**(1): 193 – 196.
- [18] BORJA R I. On the mechanical energy and effective stress in saturated and unsaturated porous continua[J]. International Journal of Solids and Structures, 2006, **43**: 1764 – 1786.
- [19] 赵成刚, 刘艳. 连续孔隙介质土力学及其在非饱和土本构关系中的应用[J]. 岩土工程学报, 2009, **31**(9): 1324 – 1335. (ZHAO Cheng-gang, LIU Yan. Continuum porous medium soil mechanics and its application in constitutive relationship of unsaturated soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, **31**(9): 1324 – 1335. (in Chinese))
- [20] 刘艳, 赵成刚, 蔡国庆. 理性土力学与热力学[M]. 北京: 科学出版社, 2016: 66 – 84. (LIU Yan, ZHAO Cheng-gang, CAI Guo-qing. Rational Soil Mechanics and Thermodynamics [M]. Beijing: Science Press, 2016: 66 – 84. (in Chinese))
- [21] 胡亚元. 关于率无关塑性力学和广义塑性力学的评述[J]. 岩土工程学报, 2005, **27**(1): 128 – 131. (HU Ya-yuan. Comment on rate-independent plasticity and generalized plasticity[J]. China Journal of Geotechnical Engineering, 2005, **27**(1): 128 – 131. (in Chinese))
- [22] 胡亚元. 饱和多孔介质的超黏弹性本构理论研究[J]. 应用数学和力学, 2016, **37**(6): 584 – 598. (HU Ya-yuan. Study on the super viscoelastic constitutive theory for saturated porous media[J]. Applied Mathematics and Mechanics, 2016, **37**(6): 584 – 598. (in Chinese))
- [23] GEERTSMA J. The effect of fluid pressure decline on volumetric changes of porous rocks[J]. Society of Petroleum Transactions, 1957, **210**: 331 – 339.
- [24] 陈正汉, 谢定义, 刘祖典. 非饱和土固结的混合物理论(I)[J]. 应用数学和力学, 1993, **14**(2): 127 – 137. (CHEN Zheng-han, XIE Ding-yi, LIU Zu-dian. Consolidation theory of unsaturated soil based on the theory of mixture(I)[J]. Applied Mathematics and Mechanics, 1993, **14**(2): 127 – 137. (in Chinese))
- [25] HU Ya-yuan. Isothermal hyperelastic model for saturated porous media based on poromechanics[C]// Proceedings of China-Europe Conference on Geotechnical Engineering (Volume 1), 2018, Springer.

- [26] 胡亚元, 王 超. 双应力变量的饱和多孔介质非线性体积本构关系[J]. 上海交通大学学报, 2019, **53**(7): 797 - 804. (HU Ya-yuan, WANG chao. Nonlinear volumetric constitutive relations of saturated porous media in terms of double stress variables[J]. Journal of Shanghai Jiaotong University, 2019, **53**(7): 797 - 804. (in Chinese))
- [27] LADE P V, DE Boer R. The concept of effective stress for soil, concrete and rock[J]. Géotechnique, 1997, **47**(1): 61 - 78.
- [28] 陈 勉, 陈至达. 多重孔隙介质的有效应力定律[J]. 应用数学与物理学, 1999, **20**(11): 1121 - 1127. (CHEN Mian, CHEN Zhi-da. Effective stress laws for multi-porosity media[J]. Applied Mathematics and Mechanics, 1999, **20**(11): 1121 - 1127. (in Chinese))
- [29] 胡亚元. 双变量耦合作用对非饱和岩土波动特性的影响研究[J]. 振动与冲击, 2018, **37**(10): 208 - 217. (HU Ya-yuan. Effect of double-variable coupling on the fluctuating characteristics of unsaturated rock and soil[J]. Journal of Vibration and Shock, 2018, **37**(10): 208 - 217. (in Chinese))
- [30] 赵怡晴, 刘红岩, 吕淑然, 等. 基于宏观和细观缺陷耦合的节理岩体损伤本构模型[J]. 中南大学学报, 2015, **46**(4): 1489 - 1496. (ZHAO Yi-qing, LIU Hong-yan, LU Shu-ran, et al. Damage constitutive model of jointed rock mass based on coupling of macroscopic and meso-scopic defects[J]. Journal of Central South University, 2015, **46**(4): 1489 - 1496.
- [31] 曹文贵, 杨 尚, 张 超. 考虑弹性模量变化的岩石统计损伤本构模型[J]. 水文地质工程地质, 2017, **44**(3): 42 - 48. (CAO Wen-gui, YANG Shang, ZHANG Chao. A statistical damage constitutive model of rocks considering the variation of the elastic modulus[J]. Hydrogeology and Engineering Geology, 2017, **44**(3): 42 - 48. (in Chinese))
- [32] 杨红伟. 循环载荷作用下岩石与孔隙水耦合作用机理研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2011. (YANG Hong-wei. Study on Coupling Mechanism of Rock and Pore Water under Cyclic Loading[D]. Chongqing: Chongqing University, 2011. (in Chinese))

## 附录

达西是在静止状态下进行渗流试验的, 不考虑体力, 由混合物理论的流相动量守恒方程可得<sup>[18]</sup>:

$$\nabla(-n_F u) + \hat{p}_F = -n_F \nabla u - u \nabla n_F + \hat{p}_F = 0 \quad (A1)$$

假定渗流耗散势函数为  $\phi = n_F n_{F0} W_F^2 / (2b_F)$ ,  $b_F$  是广义渗透系数, 根据式 (17) 有

$$u \nabla n_F - \hat{p}_F = \frac{\partial \phi}{\partial W_F} = n_F n_{F0} W_F / b_F \quad (A2)$$

把式 (A2) 代入到式 (A1) 得

$$n_{F0} W_F = -b_F \nabla u \quad (A3)$$

式 (A3) 即是达西试验的渗流方程式。

DOI: 10.11779/CJGE202012002

# 饱和软黏土的蛋形单面界面模型

徐日庆<sup>1, 2, 3</sup>, 鞠露莹<sup>1, 2</sup>, 俞建霖<sup>\*1, 2</sup>, 蒋佳琪<sup>1, 2</sup>, 丁盼<sup>1, 2</sup>

(1. 浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心, 浙江 杭州 310058; 2. 浙江省城市地下空间开发工程技术研究中心, 浙江 杭州 310058;  
3. 浙江加州国际纳米技术研究院台州分院, 浙江 台州 318000)

**摘要:** 为描述饱和软黏土在循环荷载作用下的动力特性, 建立了一个蛋形单面界面模型。首先, 模型通过引入蛋形界面, 克服了剑桥形式的界面在角点处塑性应变增量方向不明确的缺陷, 并将蛋形界面退化为包含剑桥形式与椭圆形式等在内的不同形式的函数, 体现了模型的普适性。其次, 模型采用适用于饱和软黏土的相关联流动法则, 以塑性体应变作为等向硬化过程中的内变量, 利用广义各向同性硬化法则与移动映射中心的映射法则, 准确描述了土体应力诱发各向异性与卸载过程中的塑性。然后, 明确提出了模型参数确定方法, 并通过参数分析阐述了模型各循环参数对饱和软黏土动力特性的影响。最后, 利用高岭土在不排水条件下的单向循环三轴试验及 Itsukaichi 海洋黏土在不排水条件下的等向固结静三轴试验将模型模拟值与实测值进行对比, 结果表明: 模型计算结果与试验结果吻合良好, 模型可合理描述饱和软黏土在不排水单向循环荷载及不排水剪切静荷载作用下的特性。

**关键词:** 饱和软黏土; 蛋形界面模型; 动力特性; 广义各向同性硬化准则; 循环三轴试验; 静三轴试验

**中图分类号:** TU43 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2020)12-2170-10

**作者简介:** 徐日庆(1962—), 男, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事土的工程性质以及土本构模型等方面的教学与研究工作。E-mail: xurq@zju.edu.cn。

## Egg-shaped bounding surface model for saturated soft clay

XU Ri-qing<sup>1, 2, 3</sup>, JU Lu-ying<sup>1, 2</sup>, YU Jian-lin<sup>1, 2</sup>, JIANG Jia-qi<sup>1, 2</sup>, DING Pan<sup>1, 2</sup>

(1. Research Center of Coastal and Urban Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 2. Engineering Research Center of Urban Underground Space Development of Zhejiang Province, Hangzhou 310058, China; 3. Zhejiang-California International Nano Systems Institute Taizhou Branch, Taizhou 318000, China)

**Abstract:** In order to describe the dynamic characteristics of saturated soft clay under cyclic loading, an egg-shaped one-sided bounding surface model is established. First, by introducing the egg-shaped bounding surface, the model overcomes the defect that the direction of the plastic strain increment at the corner of the Cambridge-type bounding surface is not clear, and degrades the egg-shaped bounding surface into different types including the Cambridge form and the elliptical form, which reflects the universality of the model. Next, the model adopts the associated flow rule applicable to saturated soft clay, uses plastic volumetric strain as the internal variable in the isotropic hardening process, and uses the general isotropic hardening rule and the mapping rule of the moving mapping center to accurately describe the soil stress induced anisotropy and plasticity during unloading. Then, the method for determining the model parameters is clarified, and the influence of each model parameter on the dynamic characteristics of saturated soft clay is explained through parameter analysis. Finally, using the one-way cyclic triaxial tests on kaolin clay under undrained condition and the isotropic consolidated tests on Itsukaichi marine clay under undrained condition, the simulated values are compared with the measured ones. The results show that the simulated results agree well with the test ones, and the proposed model can reasonably describe the characteristics of saturated soft clay under undrained cyclic loading and static shearing loading.

**Keywords:** saturated soft clay; egg-shaped bounding surface; dynamic characteristic; generalized isotropic hardening criterion; cyclic triaxial test; static triaxial test

## 0 引言

中国东南沿海地区相当一部分地铁隧道建设在饱和软黏土地基中, 为研究隧道列车循环荷载作用下饱

基金项目: 国家自然科学基金项目(41672264); 浙江省重点研发计划(2019C03103)

收稿日期: 2020-02-20

\*通信作者(E-mail: yujianlin72@126.com)

和软黏土的滞回性、非线性和应变累积性等动力特性, 需建立土的动本构关系。为此, 国内外学者提出了形式多样的土动本构模型, 这些模型大致可分为黏弹性模型和动力弹塑性模型两大类<sup>[1]</sup>。在众多动力弹塑性模型中, 边界面模型以其形式简单、概念明确, 备受众多学者青睐, 被广泛研究与应用。

为研究土的动力特性, 许多学者相继提出并发展了双面边界面模型<sup>[2-6]</sup>, 由于涉及到边界面和屈服面两个面的运动, 这类模型计算过程较为繁琐。为解决这一问题, Dafalias 等<sup>[7]</sup>将屈服面简化为一点, 提出了单面边界面模型, 但此模型采用固定的映射中心, 仅可考虑弹性卸载, 不能模拟土体卸载时的塑性。为弥补这一缺陷, 黄茂松等<sup>[8]</sup>采用可移动映射中心的概念, 建立了能够模拟土体塑性卸载的单面边界面模型。胡存等<sup>[9-10]</sup>提出了分段形式的塑性模量插值函数, 并将可移动的映射中心与广义各向同性硬化准则相结合, 使模型可通过运动硬化过程反映土体应力诱发各向异性。此外, 关于饱和软黏土边界面的形式, 一直以来是国内外的研究热点。Dafalias<sup>[11]</sup>最先提出的单面边界面模型由两段椭圆和一段双曲线组合而成, 形式复杂, 为模型的推导及运算带来很大困难。为简化边界面的形式, Dafalias<sup>[11]</sup>结合土体旋转硬化过程, 提出了一种椭圆形式的边界面模型。李兴照等<sup>[12]</sup>建立了考虑软土流变性的边界面模型, 在修正剑桥形式的边界面中引入了形状控制参数, 使模型更为灵活。秦立科<sup>[13]</sup>采用 Zienkiewicz-Pande<sup>[14]</sup>修正的剑桥形式屈服面作为边界面, 研究了非饱和黄土的动力特性。骆俊晖等<sup>[15]</sup>同时考虑土体循环动力特性与时间效应, 以 Manzari 等<sup>[16]</sup>修正的剑桥形屈服面形式作为边界面建立了边界面模型。姚仰平等<sup>[17]</sup>采取变换应力方法, 将原真实应力空间中变化的屈服面转化为变换应力空间中的椭圆屈服面, 并利用椭圆形参考屈服面与当前屈服面间的演化规律描述土体动力特性。由此可见, 多数学者仍在临界状态理论的框架中, 沿用椭圆形式或不同种类的剑桥模型拓展形式作为边界面。椭圆形式的边界面在偏平面中关于短轴对称, 反映了土体软化和硬化对半均分的性质, 适用土体范围较小。由 Roscoe 线和临界状态线组合而成的剑桥或修正剑桥形式的边界面形式简洁, 参数较少且容易测得, 对预测土体性质做出了重大贡献, 但 Roscoe 线与临界状态线相交的角点导数不连续, 塑性应变增量方向不明确, 应力修正较复杂, 给数值计算带来了很大困难。为克服修正剑桥模型的角点问题, Abbo 等<sup>[18]</sup>提出了光滑的双曲线形式屈服面, 有利于数值计算, 但此屈服面参数较多且缺乏明确物理意义。为减少模型参数, 任放等<sup>[19]</sup>提出了封闭光滑的蛋形屈服面, 但并未将其应用到边界面模型中。

徐日庆等<sup>[20]</sup>结合强度发挥度, 提出了蛋形边界面的概念, 并通过剪切波速测试建立了蛋形边界面各参数与土体剪切波速和土体内摩擦角间的关系<sup>[21]</sup>, 为边界面的形式提供了新的发展思路, 但并未对循环荷载作用下土的动力特性进行深入研究。

鉴于已有边界面模型无法同时克服角点缺陷并较好地反映土体动力特性, 本文详细分析了蛋形边界面的特点, 建立了蛋形单面边界面模型, 深入研究了饱和软黏土的循环动力特性。模型采用封闭光滑蛋形边界面的形式, 避免剑桥形式边界面的角点缺陷; 使用移动映射中心的映射法则, 反映土体卸载过程中的塑性; 利用新型的广义各向同性硬化准则模拟土体运动硬化过程, 表征土体应力诱发各向异性。然后, 提出模型参数确定方式并详细分析各参数对饱和软黏土动力特性的影响。最后, 利用 Fortran 语言编制隐式积分算法有限元程序获得数值解, 并将其与高岭土循环三轴试验结果及 Itsukaichi 海洋黏土静三轴试验结果进行对比, 验证本文模型的合理性。

## 1 边界面模型的建立

各边界面模型的不同之处主要在于边界面形式的选取、映射法则和硬化法则的设定以及塑性模量插值函数的选择。本文主要针对蛋形边界面的形式展开讨论, 并建立蛋形单面边界面模型。

### 1.1 边界面方程

蛋形边界面在  $p-q$  平面中的形式如图 1 所示。

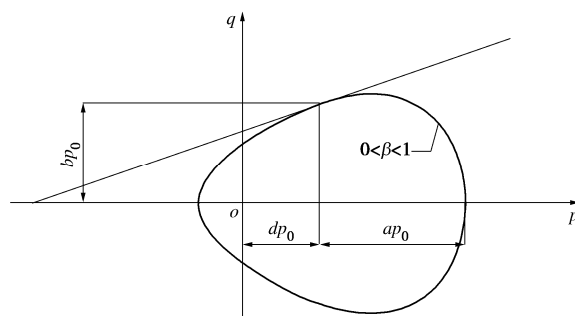


图 1  $p-q$  平面中的蛋形边界面

Fig. 1 Egg-shaped bounding surface in  $p-q$  plane

图 1 中蛋形边界面的表达式为

$$f = \left( \frac{p - dp_0}{ap_0} \right)^2 + \left( \frac{1 - \beta^2}{1 + \beta(p - dp_0)(ap_0)^{-1}} \right)^2 \left( \frac{q}{bp_0} \right)^2 = 1, \quad (1)$$

式中,  $ap_0$ ,  $bp_0$  分别为蛋形长半轴和短半轴,  $ep_0$  为蛋形中心点横坐标,  $\beta$  为蛋形形状控制参数, 与土体内摩擦角有关,  $p_0$  为土体先期固结压力,  $p$  为有效平均正应力,  $q$  为有效剪应力。

为研究土体运动硬化过程,反映土体应力诱发各向异性,本文采用运动的蛋形边界面,并将其改写为

$$F = \left( \frac{\bar{p} - \alpha_p^{(m)}}{a_F^{(m)}} \right)^2 + \left( \frac{1 - \beta^2}{1 + \beta(\bar{p} - \alpha_p^{(m)})(a_F^{(m)})^{-1}} \right)^2 \left( \frac{\bar{q} - \alpha_q^{(m)}}{\frac{b}{a} a_F^{(m)}} \right)^2 = 1, \quad (2)$$

式中,  $(\bar{p}, \bar{q})$ ,  $(p, q)$  分别为虚应力点坐标和真实应力点坐标,  $(\alpha_p, \alpha_q)$  为蛋形边界面中心点坐标,  $m$  为加卸载次数,  $a_F^{(m)}$  为第  $m$  次加载时的蛋形半长轴。

式(2)中,边界面形状控制参数  $\beta$  取值不同时,边界面可退化为不同的函数形式,如图2所示。

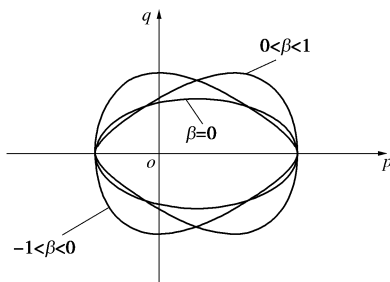


图2 蛋形边界面的退化形式

Fig. 2 Degenerated form of egg-shaped bounding surface

由图2可见:当  $-1 < \beta < 0$  时,边界面退化为剑桥模型子弹头形式;  $\beta = 0$  时,边界面退化成椭圆形式;  $0 < \beta < 1$  时,边界面退化为蛋形;  $\beta$  趋近于 1 时,边界面逐渐退化成光滑的三角形。

蛋形边界面在主应力空间中的形式如图3所示。

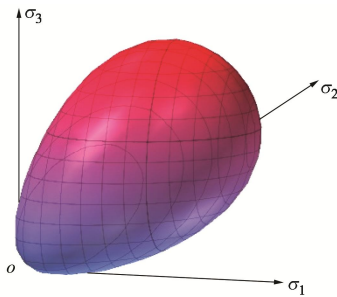


图3 主应力空间下的蛋形边界面

Fig. 3 Egg-shaped bounding surface in principal stress space

由图3可见,光滑的蛋形边界面可将剑桥模型的盖帽部分与直线部分以简洁的形式统一起来,使得边界面上的点处处连续可导,塑性应变增量方向明确。由于边界面闭合,土体的屈服极限不会随静水压力增长而无限增大,相较于 Mises, Mohr-coulomb 等开口屈服面形式的边界面<sup>[22-23]</sup>,采用蛋形边界面可更加真实地反映土体强度特性。另外,由图2可看出,取特定范围的参数时,蛋形边界面可退化为包含剑桥子弹头形式、椭圆形式等在内的边界面形式,由此说明此

边界面是一种更加广义的边界面形式,能够更为合理地反应土体性质。故本文采用蛋形形式的边界面,建立反映饱和软黏土循环加载特性的边界面模型。

此外,研究表明,对于饱和软黏土,采用相关关联流动法则可以较好地反应土体性质<sup>[24-25]</sup>,故本文沿用相关关联流动法则,即边界面  $F$  与塑性势面  $Q$  形式相同:

$$Q = F. \quad (3)$$

模型塑性应变率表达式如下:

$$d\varepsilon_{ij} = \langle L \rangle \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}}, \quad (4)$$

式中,  $L$  为加载因子,  $\langle \rangle$  为 Macauley 符号,当  $L > 0$  时,  $\langle L \rangle = L$ ,当  $L < 0$  时,  $\langle L \rangle = 0$ 。本文模型中卸载过程相当于反向加载,故在加卸载过程中,  $L$  都为正值。

## 1.2 映射法则

Dafalias 提出的经典径向映射法则如下:采用零弹性域的概念,将屈服面简化为坐标原点,并将其作为固定的映射中心,只保留边界面,将映射中心与真实应力点的连线交于边界面上的点,称为虚应力点。图4给出了映射中心  $o$  点、真实应力点  $A$  点及虚应力点  $\bar{A}$  点间的对应关系。利用这种映射法则可通过建立真实应力点与虚应力点间塑性模量关系,反映土体循环特性,但固定的映射中心无法反映土体卸载过程中的塑性。为弥补这一缺陷,本文在 Dafalias 映射准则的基础上,采用移动的映射中心,即在初始等向固结过程中,以应力空间坐标原点作为映射中心;后续剪切加卸载过程中,以每个加载步的应力反向点作为映射中心,以反映土体滞回性与卸载时的塑性。

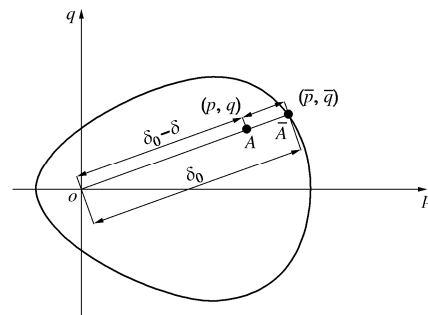


图4 映射中心与映射法则

Fig. 4 Mapping center and rule

$$\bar{\sigma}_{ij} = h(\sigma_{ij} - o_{ij}) + o_{ij}, \quad (5)$$

$$h = \frac{\delta_0}{\delta_0 - \delta}, \quad (6)$$

式中,  $\bar{\sigma}_{ij}$  为虚应力点坐标,  $\sigma_{ij}$  为真实应力点坐标,  $o_{ij}$  为映射中心坐标,  $\delta_0$  为映射中心与虚应力点间的距离,  $\delta$  为映射中心与真实应力点间的距离,  $h$  为映射中心与虚应力点间距离和映射中心与真实应力点间距离的比值。



### 1.3 硬化准则

本文采用广义各向同性硬化法则, 描述土体等向硬化过程与运动硬化过程, 以表征其各向同性与应力诱发各向异性。整个过程如下: 土体正常固结后进行剪切加载, 此时边界面以映射中心  $(o_p, o_q)$  为基点不断膨胀, 从初始边界面  $F_0$  膨胀为  $F_1$ , 此单一加载过程即为土体的等向硬化过程; 当加载至真实应力点到达预设峰值或真实应力点与虚应力点重合时, 将边界面上的虚应力点移动至真实应力点处, 边界面也随之从  $F_1$  位置移动到  $F_2$  位置, 而后再将真实应力点作为映射中心, 沿塑性流动方向  $L_{ij}$  进行下一阶段加载或卸载, 在此过程中边界面大小不变, 只发生位置移动, 即为土体运动硬化过程。两个过程如图 5 所示。

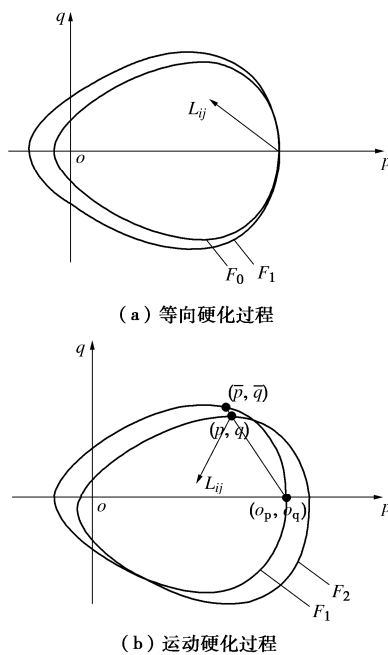


图 5 边界面的硬化准则

Fig. 5 Hardening criteria for bounding surfaces

在土体等向硬化过程中, 本文选取塑性体应变为内变量, 与先期固结压力有关的边界面半长轴  $a_F^{(m)}$  为硬化参数, 二者关系如下:

$$a_F^{(m)} = a_F^{(0)} \exp \left\{ \frac{1+e_0}{\lambda-\kappa} [(\varepsilon_v^p)_m - (\varepsilon_v^p)_0] \right\} \quad (7)$$

$$a_F^{(0)} = ap_0 \quad (8)$$

式中,  $e_0$  为软黏土初始孔隙比,  $\lambda$  为压缩曲线的斜率;  $\kappa$  为固结回弹曲线的斜率,  $a_F^{(0)}$  为初始加载时蛋形边界面的半长轴。

本文以蛋形边界面中心点位置的变化反映蛋形边界面在循环荷载作用下的胀缩和移动, 以此模拟土体等向硬化过程和运动硬化过程。

在等向硬化过程中, 蛋形边界面以映射中心为硬化中心, 通过蛋形半长轴的伸缩, 反映中心点位置的

移动。蛋形中心点坐标可表示为

$$\left. \begin{aligned} \alpha_{p(m+1)}^{(i+1)} &= o_p^{(m+1)} + \left( \alpha_{p(m+1)}^{(i)} - o_p^{(m+1)} \right) \frac{a_{F(m+1)}^{(i+1)}}{a_{F(m+1)}^{(i)}} \\ \alpha_{q(m+1)}^{(i+1)} &= o_q^{(m+1)} + \left( \alpha_{q(m+1)}^{(i)} - o_q^{(m+1)} \right) \frac{a_{F(m+1)}^{(i+1)}}{a_{F(m+1)}^{(i)}} \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

式中,  $i$  为等向硬化过程中的增量步数,  $(\alpha_{p(m+1)}^{(i+1)}, \alpha_{q(m+1)}^{(i+1)})$  为在第  $m+1$  次加载的第  $i+1$  个增量步中蛋形边界面中心点坐标,  $a_{F(m+1)}^{(i+1)}$  和  $a_{F(m+1)}^{(i)}$  分别为在第  $m+1$  次加载的第  $i+1$  个增量步和第  $i$  个增量步中蛋形边界面半长轴的取值,  $(o_p^{(m+1)}, o_q^{(m+1)})$  为第  $m+1$  次加载中映射中心的坐标。

在运动硬化过程中, 边界面中心点位置移动可由虚应力点位置的移动表示:

$$\left. \begin{aligned} \alpha_p^{(m+1)} &= \alpha_p^{(m)} + (p - \bar{p}) \\ \alpha_q^{(m+1)} &= \alpha_q^{(m)} + (q - \bar{q}) \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

### 1.4 一致性方程与插值函数

蛋形边界面的一致性方程如下:

$$\frac{\partial F}{\partial p} dp + \frac{\partial F}{\partial q} dq + \frac{\partial F}{\partial \varepsilon_v^p} d\varepsilon_v^p = 0 \quad (11)$$

将式 (2) 代入式 (11), 结合式 (4) 可得到边界面上虚应力点塑性模量大小:

$$\begin{aligned} \bar{K}_p = & -\frac{1+e_0}{\lambda-\kappa} \left[ \frac{2(\bar{p}-\alpha_p)}{(a_F^{(m)})^2} - \frac{2\alpha(1-\alpha^2)^2}{[a_F^{(m)} + \alpha(\bar{p}-\alpha_p)]^3} \frac{a^2}{b^2} (\bar{q}-\alpha_q)^2 \right] \\ & \left[ -\frac{2(\bar{p}-\alpha_p)^2}{(a_F^{(m)})^3} - \frac{2(1-\alpha^2)^2}{[a_F^{(m)} + \alpha(\bar{p}-\alpha_p)]^3} \frac{a^2}{b^2} (\bar{q}-\alpha_q)^2 \right] \cdot a_F^{(m)} \end{aligned} \quad (12)$$

为得到真实应力点处塑性模量大小, 本文采用文献[8]中提出的形式统一的插值函数, 建立真实应力点与虚应力点间塑性模量的关系,

$$K_p = \bar{K}_p + p_{at} \zeta \left[ \left( \frac{\partial F}{\partial p} \right)^2 + \left( \frac{\partial F}{\partial q} \right)^2 \right] \left[ \left( \frac{\delta_0}{\delta_0 - \delta} \right)^\varphi - 1 \right] \quad (13)$$

$$\varphi = \varphi_0 e^{-\xi \varepsilon_s^p} \quad (14)$$

$$\varepsilon_s^p = \int |d\varepsilon_q^p| \quad (15)$$

式中,  $\varphi_0$ ,  $\zeta$ ,  $\xi$  为拟合的模型参数,  $p_{at}$  为大气压力,  $\varepsilon_s^p$  为累积塑性偏应变,  $K_p$ ,  $\bar{K}_p$  为真实应力点和虚应力点的塑性模量。

由式 (13) 可看出, 在单一加载或卸载过程中,  $K_p$  从无穷大不断减小至  $\bar{K}_p$ , 此现象对应真实应力点从映射中心逐渐移动至边界面上虚应力点位置的过程。

### 1.5 应力应变增量关系

按照增量弹塑性理论, 土中任意一点总应变增量

可表示为弹性和塑性两部分。弹性应变增量分为弹性体应变增量  $d\varepsilon_v^e$  和弹性剪应变增量  $d\varepsilon_q^e$ ，可由广义胡克定律求解：

$$d\varepsilon_v^e = \frac{1}{K} dp, \quad (16)$$

$$d\varepsilon_q^e = \frac{1}{3G} dq. \quad (17)$$

式中，弹性体积模量  $K$  和弹性剪切模量  $G$  可用下式表示：

$$K = \frac{1+e_0}{\kappa} \frac{1}{p}, \quad (18)$$

$$G = \frac{3(1-2\nu)}{2(1+\nu)} K, \quad (19)$$

其中， $\nu$  为土体泊松比。

塑性应变增量可分为塑性体应变增量  $d\varepsilon_v^p$  和塑性剪应变增量  $d\varepsilon_q^p$ ：

$$d\varepsilon_v^p = \langle L \rangle \frac{\partial F}{\partial p}, \quad (20)$$

$$d\varepsilon_q^p = \langle L \rangle \frac{\partial F}{\partial q}. \quad (21)$$

结合一致性方程与应变增量关系，可得应力应变增量关系：

$$\begin{Bmatrix} d\varepsilon_v \\ d\varepsilon_q \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{K} + \frac{1}{K_p} \frac{\partial F}{\partial p} \frac{\partial F}{\partial p} & \frac{1}{K_p} \frac{\partial F}{\partial p} \frac{\partial F}{\partial q} \\ \frac{1}{K_p} \frac{\partial F}{\partial p} \frac{\partial F}{\partial q} & \frac{1}{3G} + \frac{1}{K_p} \frac{\partial F}{\partial q} \frac{\partial F}{\partial q} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} dp \\ dq \end{Bmatrix}. \quad (22)$$

土体在不排水剪切状态下的体应变增量为零：

$$d\varepsilon_v = d\varepsilon_v^p + d\varepsilon_v^e = 0. \quad (23)$$

将一致性方程和常规三轴试验条件下土体应力增量表达式代入式 (22) 可得土中孔隙水压力增量表达式：

$$du = \frac{1}{3} dq + K \left\langle \frac{1}{K_p} \left( \frac{\partial F}{\partial p} dp + \frac{\partial F}{\partial q} dq \right) \right\rangle \frac{\partial F}{\partial p} + d\sigma_3^t, \quad (24)$$

式中， $du$  为孔隙水压力增量， $t$  为总应力形式。

## 2 模型参数确定及参数分析

### 2.1 模型参数确定

本文采用的模型参数共计 10 个，主要分为以下 3 类：①第一类是边界面形状参数  $a$ ,  $b$ ,  $\beta$ ；②第二类是塑性模量插值函数中的参数  $\zeta$ ,  $\varphi_0$ ,  $\xi$ ；③第三类是与土体性质直接相关的参数  $e_0$ ,  $\lambda$ ,  $\kappa$ ,  $\nu$ 。

第一类边界面形状参数  $a$ ,  $b$ ,  $\beta$ ，可用于调整蛋形边界面的形状，使其更好地反映真实土体特性。它

们可根据土体剪切波速和内摩擦角确定<sup>[21]</sup>，也可采用正常固结土样的常规三轴试验确定。

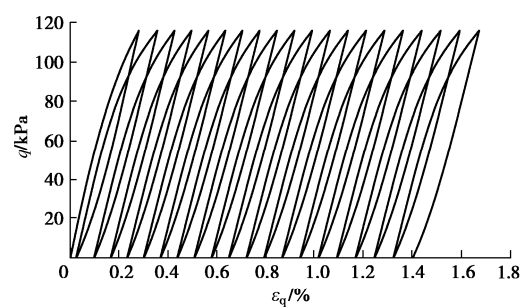
第二类循环参数  $\zeta$ ,  $\varphi_0$ ,  $\xi$  反映前期应变历史对循环加载的影响。它们的值可通过对试样循环加卸载得出的应力应变关系曲线和孔压—循环加载次数关系曲线以及  $p$ - $q$  空间内有效应力路径的预测来确定<sup>[26]</sup>。

第三类参数  $e_0$ ,  $\lambda$ ,  $\kappa$  和  $\nu$  都是反映土体基本性质的参数。其中， $e_0$  是土体初始孔隙比，可由土的物理性质指标计算， $\lambda$ ,  $\kappa$  可分别由等压固结试验和固结回弹试验计算，土体泊松比  $\nu$  可根据经验取值，软黏土取值范围一般为 0.2~0.4。

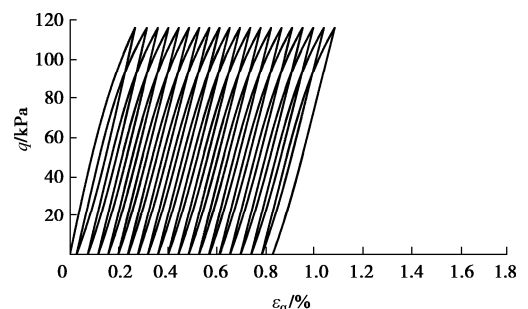
为进一步研究塑性模量插值函数中 3 个参数  $\varphi_0$ ,  $\zeta$  和  $\xi$  对模型模拟结果的影响，本文在固结压力为 450 kPa，荷载循环幅值为 116 kPa，荷载循环周次约为 20 次的情况下，利用 Fortran 语言编程求解土体在 3 个参数取值不同时的应力应变关系，并绘制应力应变曲线，以分析 3 个参数对土本构关系的影响。分析其中一个参数的影响时，其余参数同表 1 中高岭土取值。

### 2.2 参数 $\zeta$ 对本构关系的影响

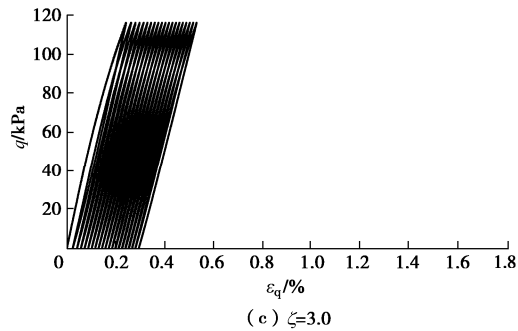
图 6 给出了  $\zeta$  对土体应变累积性的影响。从图 6 中可看出：在其余参数取值相同的情况下， $\zeta$  越大，模型累积应变越小，导致应力应变曲线越密集。此现象可根据塑性模量插值函数分析解释： $\zeta$  越大，真实应力点塑性模量越大，模型的塑性越不明显，而表现为近似弹性，故其累积的塑性应变越小，应力应变曲线更为密集。所以  $\zeta$  越大，土体的应变累积性越不明显。



(a)  $\zeta=0.6$

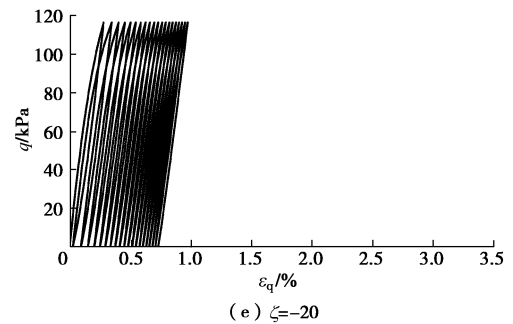
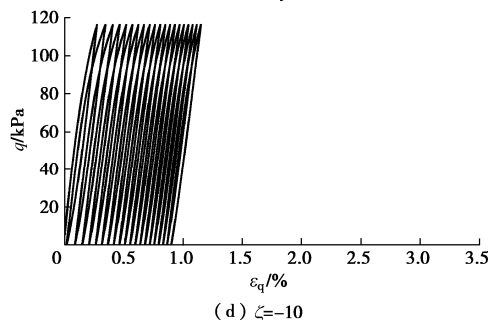
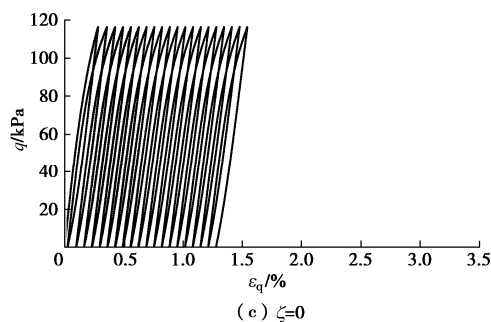
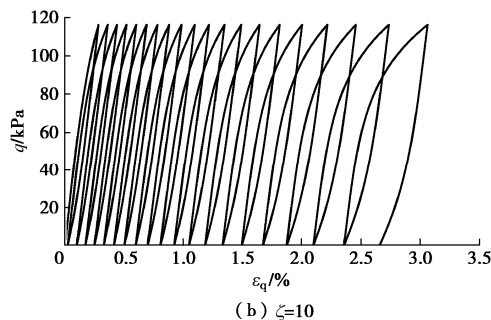
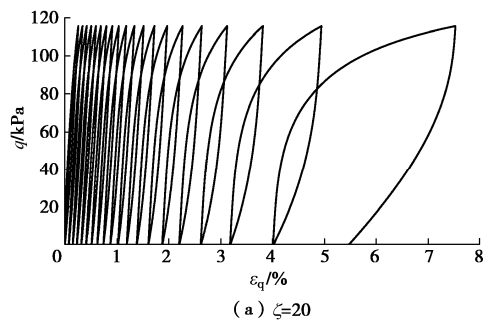


(b)  $\zeta=1.0$

图 6 参数  $\zeta$  对模型的影响Fig. 6 Effects of parameter  $\zeta$  on model

### 2.3 参数 $\zeta$ 对本构关系的影响

图 7 给出了  $\xi$  值对应力应变关系发散性的影响。从图 7 中可看出：当  $\xi > 0$ ，应力应变曲线随循环周次的增加逐渐发散， $\xi$  越大，曲线的分散程度越高；当  $\xi < 0$ ，应力应变曲线随循环周次的增加逐渐趋于密

图 7 参数  $\xi$  对模型的影响Fig. 7 Effects of parameter  $\xi$  on model

集，且随  $\xi$  绝对值的增大，曲线愈加密集。故参数  $\xi$  影响应力应变曲线的发散性， $\xi$  值越大，应力应变曲线越发散，表现出循环振散的特点。

### 2.4 参数 $\varphi_0$ 对本构关系的影响

图 8 给出了参数  $\varphi_0$  对应力应变曲线发散性和土体累积应变性的影响。从图中可看出： $\varphi_0$  越小，应力应变曲线越发散，土体累积应变值越大。出现这一现象的原因是：在塑性模量插值函数中， $\varphi_0$  以指数形式存在，对真实应力点塑性模量影响较大，故  $\varphi_0$  可通过影响塑性模量使模型表现出弹性或塑性，进而影响应力应变曲线的发散性和累积应变大小。

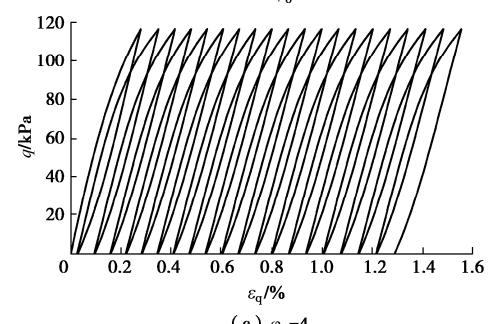
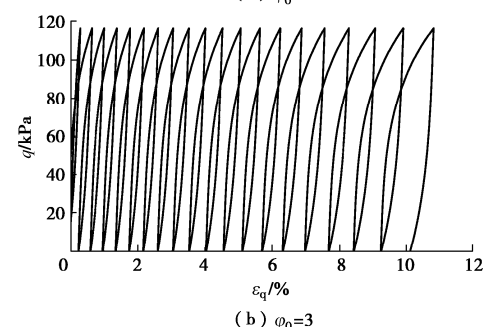
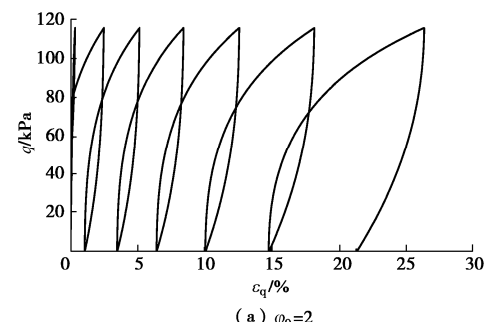
图 8 参数  $\varphi_0$  对模型的影响Fig. 8 Effects of parameter  $\varphi_0$  on model

表 1 土体参数表  
Table 1 Soil parameters

试验土类	$e_0$	$\lambda$	$\kappa$	$\nu$	$a$	$b$	$\beta$	$\varsigma$	$\xi$	$\varphi_0$
高岭土	1.021	0.173	0.034	0.2	0.60	0.4	0.35	0.6	2.0	3.95
Itsukaichi海洋黏土	2.422	0.348	0.057	0.3	0.85	0.3	0.70	—	—	—

上述参数分析结果表明塑性模量插值函数中的 3 个参数对应力应变曲线影响不尽相同。其中, 参数 $\varsigma$ 主要影响土体应变累积特性, 参数 $\xi$ 主要影响应力应变曲线的发散性, 而参数 $\varphi_0$ 则同时影响土体应变累积特性与曲线发散性。

3 模型验证

3.1 饱和高岭土循环三轴试验模拟

本节针对文献[4]中正常固结饱和高岭土的常规三轴试验结果及其在不排水条件下的循环三轴试验结果, 利用本文推导的弹塑性柔度矩阵, 编写 Fortran 程序, 对饱和软黏土在不排水条件下受单向循环荷载作用的应力应变关系、孔压发展特性和应力路径进行了模拟及预测。

文献[4]将高岭土在常规三轴试验中等向固结至 100, 300, 500 kPa, 之后在不排水条件下剪切加载至土体破坏, 并据此描绘出不同围压下的  $p-q$  数据点。试验土样的土粒相对密度  $G_s=2.63$ , 塑限  $w_p=25\%$ , 液限  $w_L=45\%$ , 塑性指数  $I_p=20$ 。本文根据围压为 500 kPa 时剪切加载得到的  $p-q$  数据点, 拟合得出蛋形边界面形状控制参数  $a, b, \beta$ 。试验数据点与本文拟合的蛋形边界面曲线如图 9 所示。

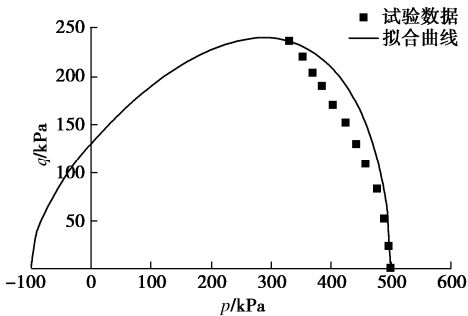


图 9 等向固结不排水软黏土的  $p-q$  曲线

Fig. 9  $p-q$  curve of isotropically consolidated undrained clay

根据试验数据拟合结果可得 3 个边界面形状参数取值:  $a=0.6, b=0.4, \beta=0.35$ 。模型的第二类参数通过数值模拟确定最佳值。第三类参数按照文献[4]中的参数取值, 各参数取值如表 1 所示。

在正常固结不排水单向循环三轴试验中, 土体等向固结至围压  $p_{c0}=450$  kPa, 在动应力幅值  $q_d=116$  kPa 的条件下对高岭土进行循环加卸载。根据此试验条件, 采用表 1 中的模型参数, 可利用本文模型模拟土样在

循环加卸载过程中的应力应变曲线和孔压-循环加载次数关系曲线, 并预测应力路径。模型模拟结果与文献[4]中的试验结果对比如图 10, 11 所示。

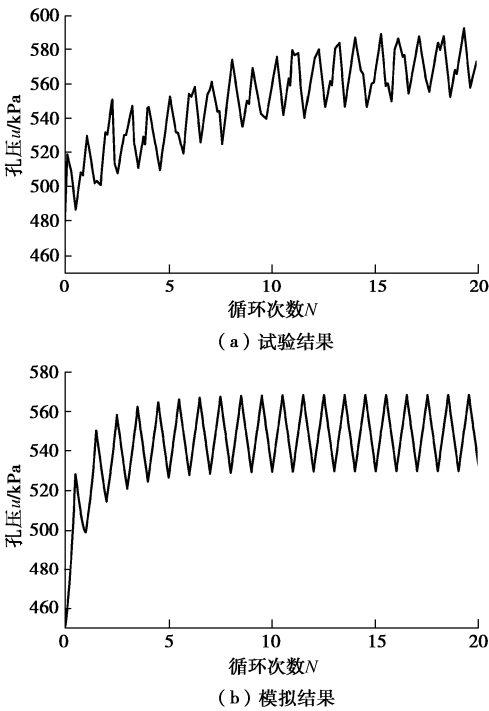


图 10 孔压-循环加载次数曲线图

Fig. 10 Curves of pore pressure-cycle loading times

图 10 中采用本文模型模拟的孔压随循环周次变化结果表现出了较好的稳定性, 饱和软黏土的孔压随循环周次的增加先逐渐增大, 之后趋于稳定, 变化趋势与试验结果一致。但模型预测的稳定孔压值比实际情况偏小, 原因在于: 在本文模型模拟的结果中, 荷载作用大约 5 个循环周次后, 孔压便处于稳定循环状态, 而在试验结果中, 直至荷载循环 15 个周次后, 孔压才逐渐趋于稳定, 因此导致二者最终的稳定孔压值产生差异。

由图 11 可看出, 荷载循环 20 个周次后, 由本文模型计算得出的应变累积值与试验结果较为接近, 说明模型能较好地模拟软黏土的应变累积性。此外, 由图 11 (b) 可见, 本文建立的模型可模拟出土体在循环荷载作用下的滞回圈, 能够合理地描述饱和软黏土的滞回性与卸荷时的非线性。在初始加卸载过程中, 模型累积应变较小, 导致塑性模量值在加卸载过程中相差不大, 因此未表现出较强的塑性。随着循环周次

增加, 应力应变曲线的滞回圈越来越明显, 土体逐渐表现出较明显的塑性, 与试验结果一致。

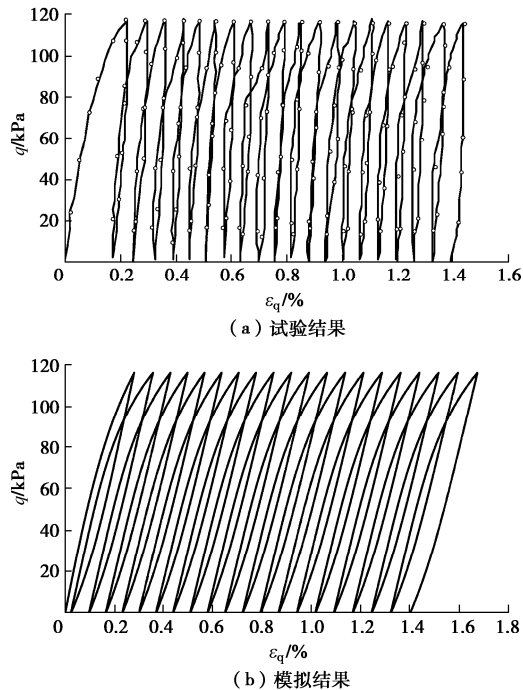


图 11 应力 - 应变曲线图

Fig. 11 Stress-strain curves

图 12 为本文模型预测的应力路径图, 从图中可看出, 本文建立的模型能够较合理地反映饱和软黏土的不排水应力路径在剪切过程中的移动及稳定状态。

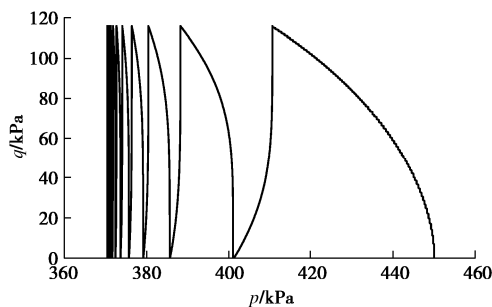


图 12 应力路径预测图

Fig. 12 Prediction of stress path

综上, 本文模型模拟结果与试验数据基本吻合, 说明模型可较好描述饱和软黏土在不排水单向循环荷载作用下的动力特性。

### 3.2 Itsukaichi 海洋黏土不排水静三轴试验模拟

本节采用正常固结的饱和 Itsukaichi 海洋黏土<sup>[27]</sup>验证模型预测土体各向异性的能力。试验土样的土粒相对密度  $G_s=2.532$ , 含水率  $w=97.2\%$ , 塑限  $w_p=51.4\%$ , 液限  $w_L=124.2\%$ , 塑性指数  $I_p=72.8$ , 其余模型参数如表 1 所示。首先将 Itsukaichi 海洋黏土等向固结至围压为 200 kPa 的状态, 然后对其进行常规三轴剪切加载试验, 以获得饱和软黏土在不排水剪切条

件下的应力应变关系和不排水应力路径。最后将试验结果与本文模型模拟结果进行对比, 如图 13, 14 所示。

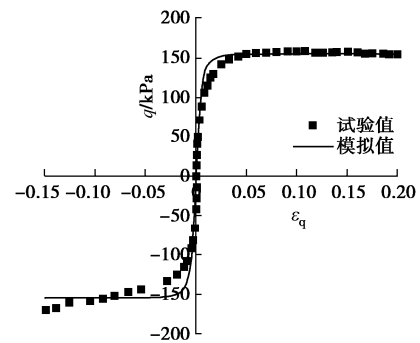


图 13 应力应变关系实测数据与模拟值

Fig. 13 Stress-strain relationship of test data and model simulations

对比图 13 中静三轴试验的应力应变关系实测值与模拟值, 可以发现, 在压缩剪切阶段, Itsukaichi 海洋黏土的试验结果与模型模拟结果基本吻合; 而在拉伸剪切阶段, 由于土体拉伸强度远小于压缩强度, 故提前进入破坏状态, 而模型所预测的则为土体屈服强度, 因此试验值与模拟值有少许出入。这表明该模型对饱和软黏土的应力应变关系具有较好的模拟能力。

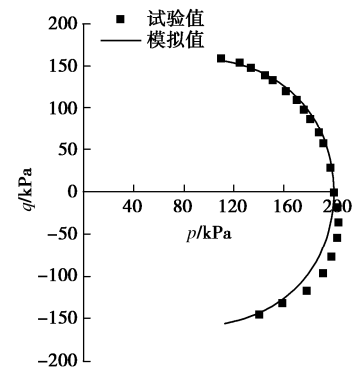


图 14 应力路径实测数据与模拟值

Fig. 14 Stress paths of test data and simulations

对比图 14 中不排水应力路径的试验值与模拟值, 可以发现, Itsukaichi 海洋黏土的静三轴不排水剪应力路径与模型模拟结果基本吻合, 这说明该模型对饱和软黏土的应力路径具有较好的模拟能力。

上述海洋黏土在不排水剪切条件下的静三轴试验验证说明该模型可用于饱和软黏土静三轴试验的模拟, 进一步说明本文模型对不同土体的静三轴试验及循环三轴试验的适用性。

## 4 结 论

为准确反映饱和软黏土的循环动力特性与应力诱发各向异性, 本文建立了蛋形单面边界模型, 提出了模型参数确定方法及详细的参数分析过程, 并采用

Fortran 编程求得模型数值解, 将数值解与高岭土的不排水单向循环三轴试验结果及 Itsukaichi 海洋黏土的等向固结不排水静三轴试验结果进行了对比, 得到以下 4 点结论。

(1) 本文采用的蛋形边界面封闭光滑, 处处连续可导, 塑性增量方向明确, 克服了剑桥形式边界面角点处导数不连续与椭圆形边界面灵活性差、不能真实反映土体性质的缺陷。该蛋形边界面可退化为包含剑桥形式和椭圆形式在内等不同形式的边界面, 形式更为广泛, 故基于蛋形边界面建立的模型具备较强的普适性, 可灵活反映土体强度及变形特性。

(2) 本文模型改进了蛋形边界面, 基于广义各向同性硬化法则及移动的映射中心, 采用了适合饱和和软黏土性质的相关联流动法则, 以塑性体应变为内变量, 最终建立了能够反映饱和和软黏土动力特性及应力诱发各向异性的蛋形单面边界面模型。

(3) 利用 Fortran 语言编制隐式积分算法程序, 在塑性模型插值函数中的 3 个参数取值不同的情况下, 计算得出了不排水单向循环三轴试验的应力应变曲线, 分析了各参数对土体性质的影响, 结果表明: 3 个参数对土体的动力特性起不同的控制作用, 土体的应变累积性和应力应变曲线发散性都会随参数取值变化而受到明显影响。

(4) 在不排水条件下, 利用本文模型分别模拟了饱和和高岭土循环三轴试验和饱和 Itsukaichi 海洋黏土静三轴试验, 并与试验结果进行对比验证, 结果表明模型模拟值与试验值较为吻合, 说明本文提出的蛋形单面边界面模型可较好地模拟饱和和软黏土的不排水剪切静荷载试验及不排水单向循环荷载作用下的应力诱发各向异性和动力特性。

## 参考文献:

- [1] 孔 亮, 郑颖人, 王燕昌. 土体动本构模型研究评述[J]. 宁夏大学学报(自然版), 2001, **22**(1): 17 - 22. (KONG Liang, ZHENG Ying-ren, WANG Yan-chang. Review of research on soil constitutive models[J]. Journal of Ningxia University (Natural Edition), 2001, **22**(1): 17 - 22. (in Chinese))
- [2] DAFALIAS Y F, POPOV E P. A model of non-linearly hardening materials for complex loading[J]. ActaMechanica, 1975, **21**(3): 173 - 192.
- [3] KRIEG R D. A practical two surface plasticity theory[J]. Journal of Applied Mechanics, ASME, 1975, **42**(3): 641 - 646.
- [4] LI T, MEISSNER H. Two-surface plasticity model for cyclic undrained behavior of clays[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2002, **128**(7): 613 - 626.
- [5] 李 涛, MEISSNER H. 循环荷载作用下饱和黏性土的弹塑性双面模型[J]. 土木工程学报, 2006, **39**(1): 92 - 97. (LI Tao, MEISSNER H. Elastoplastic double-sided model of saturated clay under cyclic loading[J]. Journal of Civil Engineering, 2006, **39**(1): 92 - 97. (in Chinese))
- [6] 李潇旋, 李 涛, 李 舰, 等. 循环荷载下非饱和和结构性黏土的弹塑性双面模型[J]. 岩土力学, 2020, **41**(4): 2 - 9. (LI Xiao-xuan, LI Tao, LI Jian, et al. Elastoplastic double-sided model of unsaturated structured clay under cyclic loading [J]. Rock and Soil Mechanics, 2020, **41**(4): 2 - 9. (in Chinese))
- [7] DAFALIAS Y F, HEMNANN L R. Bounding surface formulation of soil plasticity[C]// Soil Mechanics-Transient and Cyclic Loads, 1980, New York.
- [8] 黄茂松, 刘 明, 柳艳华. 循环荷载下软黏土的各向异性边界面模型[J]. 水利学报, 2009, **40**(2): 188 - 193. (HUANG Mao-song, LIU Ming, LIU Yan-hua. Anisotropic boundary surface model of soft clay under cyclic loading [J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2009, **40**(2): 188 - 193. (in Chinese))
- [9] HU C, LIU H X. A new bounding-surface plasticity model for cyclic behaviors of saturated clay[J]. Communications in Nonlinear Science and Numerical Simulation, 2015, **22**(1/2/3): 101 - 119.
- [10] HU C, LIU H X. Implicit and explicit integration schemes in the anisotropic bounding surface plasticity model for cyclic behaviours of saturated clay[J]. Computers and Geotechnics, 2014, **55**: 27 - 41.
- [11] DAFALIAS, Y F. An anisotropic critical state soil plasticity model[J]. Mechanics Research Communications, 1986, **13**(6): 341 - 347.
- [12] 李兴照, 黄茂松. 循环荷载作用下流变性软黏土的边界面模型[J]. 岩土工程学报, 2007, **29**(2): 249 - 254. (LI Xing-zhao, HUANG Mao-song. Boundary surface model of rheologically soft clay under cyclic loading[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, **29**(2): 249 - 254. (in Chinese))
- [13] 秦立科. 非饱和黄土动力本构模型及其在地铁车站地震反应分析中的应用[D]. 西安: 长安大学, 2010. (QIN Li-ke. Dynamic Constitutive Model of Unsaturated Loess and its Application in Seismic Response Analysis of Subway Stations[D]. Xi'an: Chang'an University, 2010. (in Chinese))
- [14] ZIENKIEWICZ-PANDE O C. The finite element method in engineering science[M]. 2nd ed. New York: McGraw-Hill,

- 1971.
- [15] 骆俊晖, 缪林昌, 李仞珏. 考虑时间效应边界界面模型在地铁工程中的应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, **36**(6): 236 - 246. (LUO Jun-hui, MIAO Lin-chang, LI Yi. Application of boundary surface model considering time effect in metro engineering[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, **36**(6): 236 - 246. (in Chinese))
- [16] MANZARI M T, NOUR M A. On implicit integration of bounding surface plasticity models[J]. Computers and Structures, 1997, **63**(3): 385 - 395.
- [17] 姚仰平, 万征, 陈生水. 考虑颗粒破碎的动力 UH 模型[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(7): 1036 - 1044. (YAO Yang-ping, WAN Zheng, CHEN Sheng-shui. Dynamic UH model considering particle crushing[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(7): 1036 - 1044. (in Chinese))
- [18] ABBO A J, SLOAN S W. A smooth hyperbolic approximation to the Mohr-Coulomb Yield Criterion[J]. Computers and Structures, 1995, **54**(3): 427 - 441.
- [19] 任 放, 盛 谦, 常燕庭. 岩土类工程材料的蛋形屈服函数[J]. 岩土工程学报, 1993, **15**(4): 33 - 39. (REN Fang, SHENG Qian, CHANG Yan-ting. Egg-shaped yield function of geotechnical engineering materials[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1993, **15**(4): 33 - 39. (in Chinese))
- [20] 徐日庆, 杨林德, 龚晓南. 土的边界面应力应变本构关系[J]. 同济大学学报, 1997, **25**(1): 29 - 33. (XU Ri-qing, YANG Lin-de, GONG Xiao-nan. Stress strain constitutive relationship of boundary surface of soils[J]. Journal of Tongji University, 1997, **25**(1): 29 - 33. (in Chinese))
- [21] XU R Q, WANG X C, RONG X N. Macro- and meso-scale parametric analysis of egg-shaped yield surface of structural soil[J]. International Journal of Offshore and Polar Engineering, 2014, **24**(4): 301 - 308.
- [22] CHENG X L, WANG J H, WANG Z X. Incremental elastoplastic FEM for simulating the deformation process of suction caissons subjected to cyclic loads in soft clays[J]. Applied Ocean Research, 2016, **59**: 274 - 285.
- [23] 徐干成, 谢定义, 郑颖人. 饱和砂土循环动应力应变特性的弹塑性模拟研究[J]. 岩土工程学报, 1995, **17**(2): 1 - 12. (XU Qian-cheng, XIE Ding-yi, ZHENG Ying-ren. Elastoplastic simulation of cyclic dynamic stress and strain characteristics of saturated sand[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1995, **17**(2): 1 - 12. (in Chinese))
- [24] 沈恺伦, 王立忠. 天然软黏土屈服面及流动法则试验研究[J]. 土木工程学报, 2009, **42**(4): 119 - 127. (SHEN Kai-lun, WANG Li-zhong. Experimental study on yield surface and flow law of natural soft clay[J]. Journal of Civil Engineering, 2009, **42**(4): 119 - 127. (in Chinese))
- [25] 沈 扬, 周 建, 龚晓南, 等. 考虑主应力方向变化的原状软黏土应力应变性状试验研究[J]. 岩土力学, 2009, **30**(12): 3720 - 3726. (SHEN Yang, ZHOU Jian, GONG Xiao-nan, et al. Experimental study on stress-strain behavior of intact soft clay considering changes in principal stress direction[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, **30**(12): 3720 - 3726. (in Chinese))
- [26] 钟辉虹, 黄茂松, 吴世明, 等. 循环荷载作用下软黏土变形特性研究[J]. 岩土工程学报, 2002, **24**(5): 629 - 632. (ZHONG Hui-hong, HUANG Mao-song, WU Shi-ming, et al. Research on deformation characteristics of soft clay under cyclic loading[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002, **24**(5): 629 - 632. (in Chinese))
- [27] HYODO M, YAMAMOTO Y, SUGIYAMA M. Undrained cyclic shear behaviour of normally consolidated clay subjected to initial static shear stress[J]. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1994, **34**(4): 1 - 11.

DOI: 10.11779/CJGE202012003

# 含软弱层顺倾岩体边坡锚固地震响应试验研究

言志信<sup>1</sup>, 刘春波<sup>1,2</sup>, 龙哲<sup>1</sup>, 韩杨<sup>1</sup>, 靳飞飞<sup>1</sup>, 张功会<sup>1</sup>

(1. 河南城建学院土木与交通工程学院, 河南 平顶山 467000; 2. 三峡大学土木与建筑学院, 湖北 宜昌 443000)

**摘要:** 首次通过浇筑方式构筑大型相似边坡模型, 并进行振动台相似模型试验, 且首次测得了地震作用下两锚固界面上的应变, 进而深入系统地研究了含软弱层顺倾岩体边坡锚杆杆体和砂浆的地震响应规律。研究发现: 地震作用下边坡锚固发生变形, 其锚固作用得以发挥, 且随地震波的持续输入锚固应变增大, 进而达到其峰值, 最终锚固破坏失效; 其中锚杆杆体的应变响应得到持续增强, 而砂浆由于脆性产生裂隙, 致使其受到的拉剪力减小, 应变响应受到制约; 地震作用下锚杆杆体的应变响应可分为拉压循环阶段、张拉阶段、强烈振荡阶段和残余应变阶段 4 个阶段; 砂浆的应变响应可分为拉压循环阶段、张拉阶段和破坏阶段 3 个阶段; 同时, 分析了地震作用下锚固边坡中力的相互作用和传递。该研究对岩土锚固理论研究、数值模拟和抗震设计施工均具有重要意义。

**关键词:** 地震响应; 振动台试验; 软弱层; 岩体边坡; 应变

**中图分类号:** TV672; TU458

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1000-4548(2020)12-2180-09

**作者简介:** 言志信(1961—), 男, 特聘教授, 博士生导师, 主要从事土木工程和地质工程方面的研究。E-mail: yzx10@163.com。

## Experimental study on seismic response of anchorage of bedding rock slope with weak layer

YAN Zhi-xin<sup>1</sup>, LIU Chun-bo<sup>1,2</sup>, LONG Zhe<sup>1</sup>, HAN Yang<sup>1</sup>, JIN Fei-fei<sup>1</sup>, ZHANG Gong-hui<sup>1</sup>

(1. School of Civil and Traffic Engineering, Henan University of Urban Construction, Pingdingshan 467000, China; 2. School of Civil Engineering and Architecture, China Three Gorges University, Yichang 443000, China)

**Abstract:** A large-scale slope model is built by pouring for the first time, and the shaking table tests on the similarity model are conducted. The strain of two anchorage interfaces is obtained under the earthquake, and the seismic responses of anchor bolts and mortar of the bedding rock slope with weak layer are studied. The results show that responding to the slope deformation under the earthquake, the anchoring role of the anchorage systems works, the systems' strain increases with the continuous input of seismic waves and then reaches the peak value, and finally they fail. The strain response of anchor bolts is continuously enhanced, while the mortar cracks because of brittleness, which leads to a reduction in the tension and shear of the mortar, and a restriction on the strain response. The strain response of bolts under earthquake can be divided into four stages: tension-compression recirculation stage, tension stage, intensive oscillation stage and residual strain stage. The strain response of mortar can be divided into three stages: tension-compression recirculation stage, tension stage and failure stage. Besides, the role and the transfer law of force in anchored slopes under earthquake are analyzed. This research may provide important reference for the theoretical research, numerical simulation and seismic design and construction of ground anchorages.

**Key words:** dynamic response; shaking table test; weak layer; rock mass slope; strain

## 0 引言

地震极易诱发边坡这类具有侧向临空面的地质体产生滑坡、崩塌、泥石流等次生地质灾害, 对人类的生命财产安全构成极大威胁的同时, 也对环境造成极大破坏<sup>[1-5]</sup>。中国是多山的国家, 山地、丘陵和高原面积占全国土地总面积的 69%, 加之地处两大地震带(环太平洋地震带, 地中海—喜马拉雅地震带)之间, 地震频发, 地震作用下边坡的稳定性问题十分突出, 高陡边坡加固治理的任务极为繁重。

岩体锚固不仅可调动岩体的自身强度和自稳能力, 改善其应力状态, 而且对岩体的扰动小, 适用性强, 因而在岩体边坡加固治理中获得广泛应用。迄今为止, 静力条件下的边坡锚固机理研究已趋于成熟<sup>[6-9]</sup>, 然而, 动力条件下的锚固机理研究刚刚起步, 这一状况严重制约着工程实践的发展。相关研究主要有:

**基金项目:** 国家自然科学基金面上项目(41372307); 河南省重点研发与推广专项(科技攻关)(2019017); 河南省引智项目(201804)

**收稿日期:** 2019-12-20

**\*通信作者** (E-mail: longzh08@lzu.edu.cn)



Tannant 等<sup>[10]</sup>对爆炸荷载作用下岩石锚杆荷载传递机理进行了研究; 张妙枝等<sup>[11]</sup>利用振动台试验探讨了锚固边坡的动力响应特征; 许明等<sup>[12]</sup>通过振动台模型试验研究了自适应锚索锚固边坡的动力特性; 郝建斌等<sup>[13]</sup>、李金和<sup>[14]</sup>对地震作用下锚固土边坡的地震响应进行试验研究的同时, 研究了锚固系统中锚杆杆体的地震响应。但至今仍未有人对地震作用下岩体边坡锚固的地震响应进行试验研究<sup>[15-17]</sup>, 然而与锚固土边坡的地震破坏常常发生在土体中不同, 锚固岩体边坡的地震破坏常常发生在锚固界面, 因而地震作用下锚固岩体边坡中锚杆和砂浆的地震响应和变形破坏至关重要。为此, 笔者首次通过浇筑大型相似边坡模型进行了振动台相似模型试验, 并首次研究和揭示了含软弱层顺倾岩体边坡中锚杆杆体和砂浆的地震响应和变形破坏规律。

1 振动台模型试验

本试验利用重庆大学振动台实验室的 MTS 振动台完成, 该振动台台面尺寸为 6.1 m×6.1 m, 载重量为 60 t, 可 3 向 6 自由度激振, 为目前中国最先进、台面尺寸最大的振动台。

1.1 相似关系

基于边坡原型, 结合振动台台面尺寸及其承载能力, 确定试验模型(边坡模型)与原型的相似比, 如表 1 所示。

表 1 模型试验相似比

Table 1 Similarity ratios of model tests

物理量	量纲	相似关系	相似比
长度 $L$	[L]	$C_L$	8
密度 $\rho$	[M][L] <sup>-3</sup>	$C_\rho$	1
加速度 $a$	[L][T] <sup>-2</sup>	$C_a$	1
速度 $v$	[L][T] <sup>-1</sup>	$C_v=C_L^{1/2}C_a^{1/2}$	2.83
频率 $\omega$	[T] <sup>-1</sup>	$C_\omega=C_L^{-1/2}C_a^{1/2}$	0.35
时间 $t$	[T]	$C_t=C_L^{1/2}C_a^{-1/2}$	2.83
位移 $s$	[L]	$C_s=C_L$	8
应变 $\varepsilon$	1	$C_\varepsilon=1$	1
弹性模量 $E$	[M][L] <sup>-1</sup> [T] <sup>-2</sup>	$C_E=C_\rho C_L C_a$	8
黏聚力 $c$	[M][L] <sup>-1</sup> [T] <sup>-2</sup>	$C_c=C_\rho C_L C_a$	8
内摩擦角 $\varphi$	1	$C_\varphi=1$	1
力 $F$	[M][L][T] <sup>-2</sup>	$C_F=C_\rho C_L^3 C_a$	512

1.2 材料参数

(1) 岩体相似材料

边坡原型由基岩、危岩和软弱层 3 部分构成, 基于边坡原型, 按确定的相似比换算获得边坡模型中相应部分的几何尺寸和物理力学参数后, 借助前期相似材料配比试验所获得的规律, 分别配制了基岩、危岩

和软弱层的相似材料, 其中基岩相似材料的配合比为重晶石粉: 铁精粉: 石英砂: 石膏: 水泥: 甘油: 水=180: 120: 150: 105: 45: 12: 65, 软弱层相似材料的配合比为重晶石粉: 铁粉: 滑石粉: 重钙粉: 石膏: 甘油: 减水剂: 水=60: 120: 50: 60: 15: 9: 3: 52, 危岩相似材料的配合比为重晶石粉: 铁精粉: 石英砂: 石膏: 水泥: 甘油: 水=200: 132: 168: 55: 45: 12: 52。所配制的基岩、危岩和软弱层相似材料均具有较好的流动性、黏结性和合适的固结时间, 适合采用浇筑的方式构筑边坡模型。

配制获得的与边坡原型中基岩、危岩和软弱层对应的边坡模型相似材料的物理力学参数分别见表 2。

表 2 相似材料物理力学参数

Table 2 Physical and mechanical parameters of similar materials

类别	密度 (g·cm <sup>-3</sup> )	弹性模 量/GPa	黏聚力 /MPa	内摩 擦角 (°)	抗拉强 度 /MPa	抗压强 度/MPa
基岩	2.41	1.10	3.10	31.00	0.74	10.90
危岩	2.52	0.91	1.70	27.20	0.44	5.20
软弱层	1.93	0.01	0.06	24.00	0.16	1.93
砂浆	2.58	0.47	0.34	39.45	0.20	3.44

(2) 砂浆相似材料

与前述边坡模型相似材料配制类似, 对砂浆原型进行相似比换算后, 配制获得了模型试验中砂浆的相似材料, 其配合比为重晶石粉: 细沙: 石膏: 水泥: 甘油: 水=324: 216: 20: 40: 12: 56, 物理力学参数见表 2。

(3) 锚杆相似材料

由于试验的目的在于研究边坡锚固的地震响应, 需测量和分析锚杆杆体和砂浆的应变, 因而在选择锚杆相似材料时优先考虑其变形特性, 确保相关参数(弹性模量)满足相似要求, 并使其他参数也较好地满足相似要求, 同时还便于制作锚固体和进行边坡模型浇筑。通过大量的调研和测试, 最终确定铝管作为锚杆的相似材料, 其物理力学参数: 外径×内径=5 mm×4 mm, 等效密度=0.97 g/cm<sup>3</sup>, 抗拉强度=93.10 MPa, 弹性模量=23.06 GPa。

1.3 模型尺寸和监测点布置

(1) 模型尺寸及相关布设

图 1 所示为设计制作的模型箱和浇筑的模型边坡, 模型箱内净空尺寸为 3.0 m×1.2 m×2.0 m(长×宽×高)。边坡模型的高为 1.5 m, 坡顶后缘长为 1.9 m, 坡角为 75°, 基岩和危岩之间软弱层厚为 20 mm, 其倾角为 54°; 边坡模型之下为基底, 其尺寸为 2.8 m×1.2 m×0.33 m(长×宽×高)。为减小振动台试验中边坡模型的边界效应, 在边坡模型浇筑前于模型箱前后壁内侧各粘贴了由 80 mm 厚聚苯乙烯泡沫板和

20 mm 厚海绵板叠合而成的吸波层;同时,为减小摩擦对试验的影响,在模型箱平行于地震波激振方向的两箱壁内侧分别粘贴有机玻璃板,并在有机玻璃板上涂抹了凡士林;另外,为确保边坡模型之下的基底与模型箱一起运动,在模型箱底板上铺设了 20 mm 厚的细砂和碎石。

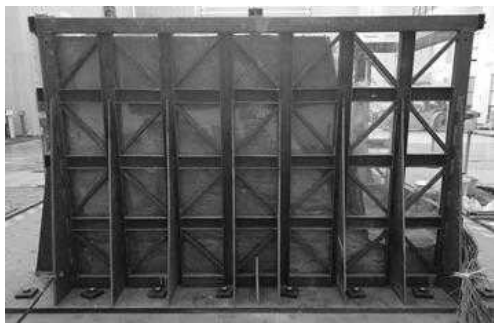


图 1 浇筑模型后的模型箱

Fig. 1 Model box after model pouring

采用上述浇筑方式构筑边坡模型,避免了砌筑方式构筑边坡模型人为地制造大量结构面和夯击方式构筑边坡模型导致模型材料击实度不一致以及分层的问题。同时,很好地解决了与岩石黏结于一体的锚杆和砂浆的构建和应变片布置问题。

(2) 锚杆布设

边坡模型按 3×3 共布设了 9 根锚杆,即 3 排 3 列锚杆,锚杆的横向间距为 300 mm,竖向间距为 375 mm,锚杆的直径为 5 mm,倾角为 15°,砂浆层厚度为 5 mm,同排锚杆的长度相等,自上至下三排锚杆的长度依次为 750, 600, 450 mm,各锚杆在基岩中的锚固长度相等,均为 300 mm,锚杆布置见图 2。

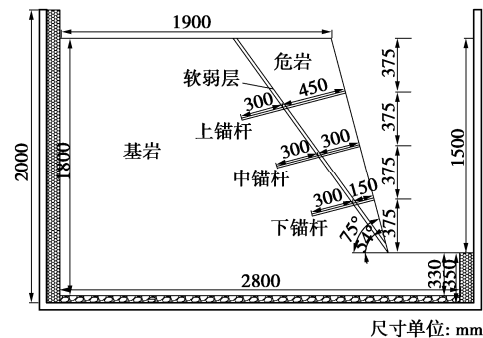


图 2 锚杆布置图

Fig. 2 Layout of bolts

(3) 监测点布置

仅中间列 3 根锚杆布设了应变片,具体如图 3 所示,中间列上、中、下 3 根锚杆杆体上分别布设了 10 对、10 对、9 对应变片,从危岩向基岩方向按 1, 2, 3, …的顺序依次对应变片进行了编号,为防止在边坡

模型浇筑和养护过程中损坏应变片,对称锚杆轴线在锚杆的两侧分别贴应变片。之后,以锚杆为中心浇筑砂浆构筑锚固体并风干,以同样方式在砂浆亦即锚固体表面贴应变片,应变片粘贴位置与锚杆上应变片的位置对应,类似地,从危岩向基岩方向按 A, B, C, …的顺序依次对应变片进行了编号。由于锚杆和砂浆的材料特性及尺寸均不同,二者表面所贴的应变片也不同,锚杆杆体上贴 BX120-3AA 型(栅长×栅宽=3 mm×2 mm)应变片,砂浆上贴 BX120-10AA 型(栅长×栅宽=10 mm×2 mm)混凝土应变片。为保证锚杆两侧对称应变片的受力和变形相同,在锚固体布设时,使两两对称应变片中心的连线水平。

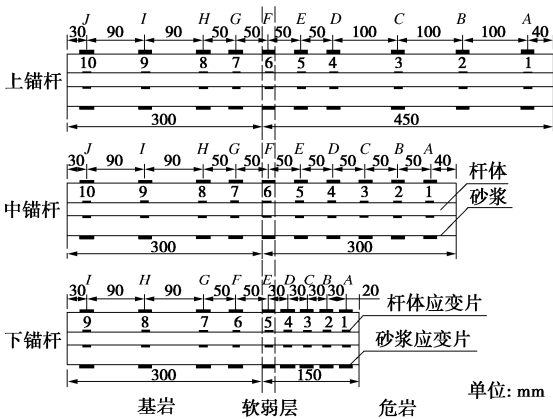


图 3 应变片布置图

Fig. 3 Arrangement of strain gauges

1.4 试验加载方案

振动台试验以地震加速度幅值(振幅)为主控量,加速度幅值从 0.1g 逐级提高直至边坡模型破坏。每级振幅依次输入 Wolong 波、Kobe 波和正弦波。

当加速度幅值较小时,边坡变形不明显,锚固系统地震响应很小,直至加载正弦波的幅值为 0.7g 时,加载结束后边坡锚固系统的应变几乎归 0,锚固系统仍处于弹性变形阶段。因此,本文仅针对地震响应最明显的破坏工况,即正弦波振幅为 0.8g,频率为 15 Hz 工况下锚固系统的地震响应进行分析研究。图 4 为该破坏工况输入正弦波的时程曲线。

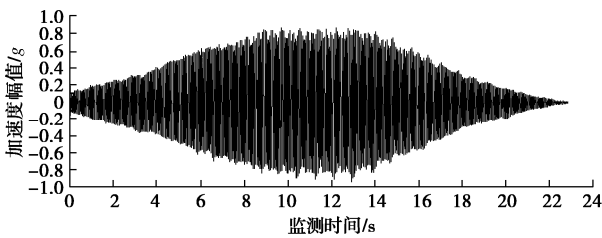


图 4 破坏工况下的正弦波时程曲线

Fig. 4 Time-history curves of sin wave under failure

## 2 锚固地震响应分析

### 2.1 锚杆杆体的地震响应

为便于分析, 对应变进行测试和数据采集时, 均以拉应变为正, 压应变为负。

#### (1) 锚杆杆体地震响应特征

根据试验测试绘制的锚杆杆体测点处应变时程曲线, 锚杆杆体上边坡软弱层位置测点处的应变响应最强烈, 且上、中、下 3 根锚杆的软弱层位置测点处的应变响应规律相似, 故以上锚杆的软弱层处测点为例, 分析锚固边坡在地震作用下锚杆杆体的地震响应特征。上锚杆的软弱层处测点为测点 6, 该测点处的应变时程曲线如图 5 所示。

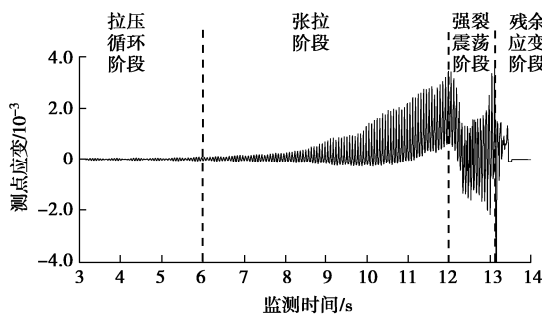


图 5 上锚杆杆体测点 6 处应变时程曲线

Fig. 5 Time-history curves of strain at measuring point No. 6 on bolt of upper anchor

由图 5 可知, 锚杆测点处的应变随正弦波的频率出现周期性的升降, 应变峰值不断增大, 直至达到第一主峰值。之后, 应变峰值减小, 继而取得最小峰值, 随后, 应变峰值再次增大, 直至达到第二主峰值, 接着应变峰值再次下降, 锚固很快破坏。可将锚杆杆体的应变响应划分为 4 个阶段: 正弦波输入伊始, 锚杆杆体的地震响应较弱, 仅发生弹性变形, 应变峰值很小, 为拉压循环阶段; 正弦波输入 6 s 后, 锚杆杆体

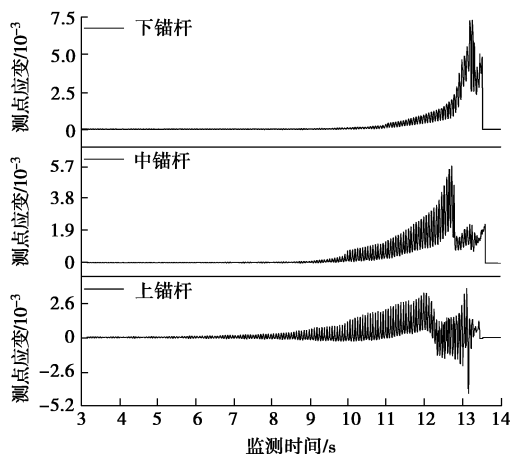
的地震响应得到增强, 其应变峰值获得增大, 发生弹塑性变形, 为张拉阶段; 正弦波持续输入 12 s 后, 锚杆杆体的地震响应得到进一步增强, 其应变峰值继续获得增大, 随后应变达到第一主峰值, 继而骤然减小, 此时锚固已劣化, 锚杆杆体回弹, 经过短暂的调整, 12.5 s 时锚杆杆体的地震响应再次得到增强, 其应变峰值再次获得增大, 13.11 s 时应变达到第二主峰值, 为强烈振荡阶段; 之后, 锚杆杆体的地震响应迅速减弱, 其应变峰值不断减小, 即将失去锚固作用, 应变峰值最终减小至零, 锚固系统破坏失效, 为残余应变阶段。

综上所述, 地震作用下锚杆杆体先发生弹性变形, 进而发生弹塑性变形, 继而其应变急剧变化, 最终破坏, 其应变可分为拉压循环阶段、张拉阶段、强烈振荡阶段和残余应变阶段。进入残余应变阶段后, 锚固系统接近破坏, 即将完全失去锚固作用。

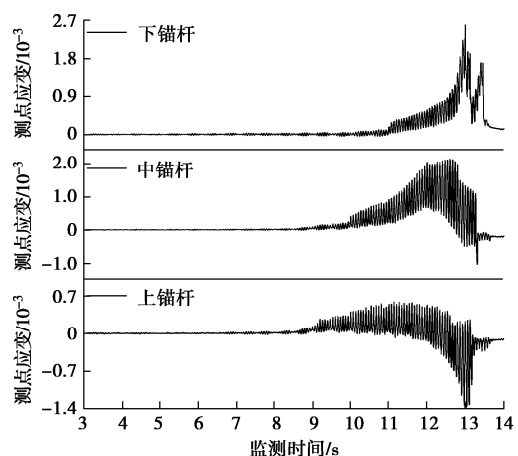
#### (2) 锚杆杆体地震响应时程分析

选取上、中、下锚杆杆体测点处应变的时程曲线进行地震响应分析, 由于上、中、下锚杆杆体上远离软弱层测点处的地震响应极小, 故只分析上、中、下锚杆杆体上的软弱层位置及附近测点处的地震响应, 测点包括: 上、中锚杆上测点 4, 5, 6, 7 (测点 6 位于软弱层处) 和下锚杆上测点 3, 4, 5, 6 (测点 5 位于软弱层处), 这些测点处应变的时程曲线如图 6 所示。

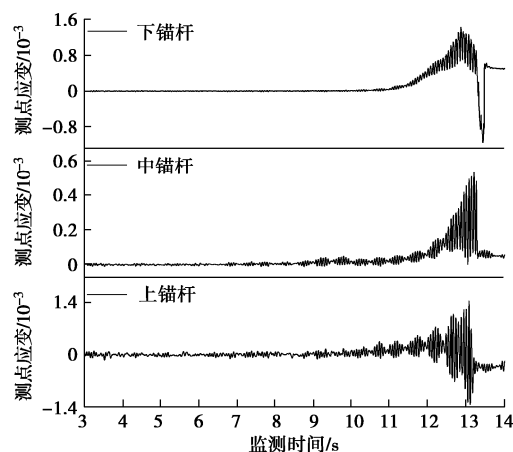
图 6 (a) 为各锚杆杆体上处于软弱层处的测点, 即上、中锚杆杆体上测点 6 以及下锚杆杆体上测点 5 处的应变时程曲线。由图可知, 在 3.03 s 时上、中、下锚杆杆体的应变分别为  $2.47 \times 10^{-5}$ ,  $4.22 \times 10^{-6}$ ,  $2.38 \times 10^{-6}$ , 此时锚杆杆体的应变峰值均较小, 处于弹性变形阶段。6.03 s 时上、中、下锚杆杆体的应变分别达到  $6.92 \times 10^{-5}$ ,  $1.26 \times 10^{-5}$ ,  $8.70 \times 10^{-6}$ , 上锚杆杆体上测点 6 处的应变增幅较大, 率先从拉压循环阶段进入张拉阶段, 发挥锚固作用。随着正弦波持续输入,



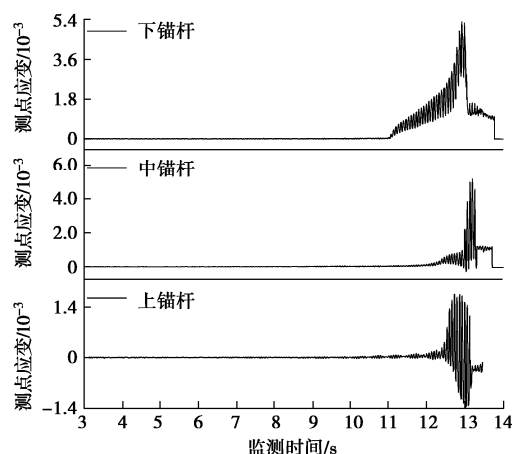
(a) 上、中锚杆测点 6 (下锚杆测点 5)



(b) 上、中锚杆测点 5 (下锚杆测点 4)



(c) 上、中锚杆测点4 (下锚杆测点3)



(d) 上、中锚杆测点7 (下锚杆测点6)

图6 锚杆杆体测点应变时程曲线

Fig. 6 Time-history curves of strain at measuring point on anchor bolt

锚杆杆体地震响应增强,中、下锚杆杆体上测点5处分别在9.5、10.2 s依次从拉压循环阶段进入张拉阶段,这表明锚杆杆体自上至下依次发挥锚固作用。地震作用至8.10 s时,上锚杆杆体应变骤然增大,应变曲线呈指数上升,至12 s时应变达到第一主峰值,随后上锚杆杆体上测点处的应变骤减,于12.5 s左右降至最小峰值,而后应变再次增大。此段时间内,应变表现出大幅度上下波动,产生这种现象的主要原因在于地震作用下边坡模型的危岩体与基岩往复运动不同步,引起软弱层处裂隙大幅扩展,危岩体相对于基岩有向边坡临空方向和向下运动的趋势<sup>[18]</sup>,然而中下部锚固系统较稳定,阻止危岩体下滑,导致危岩体在地震往复振动作用下回坐压迫基岩的同时,施压于锚杆,锚杆所受拉力被部分抵消,引起测点处锚杆杆体的拉伸变形急剧减小,应变骤减,此时软弱层并未完全破坏,经过短暂的调整,应变再次增大。13.11 s时,测点处的应变达到第二主峰值,随后进入残余应变阶段,应变峰值再次减小。中、下锚杆杆体滞后于上锚杆,但也历经了相同的阶段,相继发生了脱粘破坏,于13.5 s左右,上、中、下锚杆杆体上的应变片均失去读数,说明此时上、中、下锚杆杆体上测点处的应变片已损坏或其导线已拉断,这由于此时软弱层处裂隙已贯通,危岩体沿软弱层下滑的趋势主要受到锚杆杆体的抵抗,随危岩体的下滑,锚固系统和测试线路破坏失效。

图6(b)为各锚杆杆体上紧靠软弱层位于危岩体内的测点,即上、中锚杆杆体上测点5以及下锚杆杆体上测点4处的应变时程曲线,由图可知,上、中锚杆杆体上测点5处在9.0 s左右进入张拉阶段,注意到,在9.5 s—12 s的时间段内,测点处的各应变峰值呈上凹形缓慢增大,并没有同软弱层处的一样呈指数增大,说明此时间段内测点处锚杆杆体所受拉力相对较小,这是由于危岩体的惯性使其施压于锚杆,导致测点处

所受拉力被部分抵消。

图6(c)为各锚杆杆体上距软弱层稍远的处于危岩体内的测点,即上、中锚杆杆体上测点4及下锚杆杆体上测点3处的应变时程曲线。由图可知,3个测点处的应变响应规律与软弱层处的较为一致,于12.8 s左右,下锚杆杆体上测点3处取得最大应变,为 $1.44 \times 10^{-3}$ ,于13.1 s左右,上、中锚杆杆体上测点4处依次取得最大应变,为 $1.43 \times 10^{-3}$ , $5.30 \times 10^{-3}$ ,下锚杆杆体上测点3处的最大应变远大于上、中锚杆杆体上测点4处的最大应变,说明下锚杆杆体的应变响应比上、中锚杆杆体的更强。究其原因在于两点:①由于下锚杆杆体上测点3较上、中锚杆杆体上测点4距软弱层更近,地震响应强一些;②由于地震作用过程中,随着软弱层裂隙的逐步扩展,危岩体下滑趋势增强,下锚杆杆体的受力增大,因而其应变响应更强烈。

图6(d)为各锚杆杆体上紧靠软弱层位于基岩体内的测点,即上、中锚杆杆体上测点7以及下锚杆杆体上测点6处的应变时程曲线,3个测点处的应变响应规律与锚杆杆体上软弱层测点处的大致相同。由图可见,下锚杆杆体上测点6处的应变于11 s左右骤然增大,下锚杆杆体进入张拉阶段,上、中锚杆杆体在12 s左右也进入张拉阶段,下锚杆杆体较上、中锚杆杆体更早进入张拉阶段的原因在于危岩体内的下锚杆杆体长度短,加之下锚杆所处位置边坡的地震响应更强烈<sup>[19]</sup>和受力变形更大更复杂,因此需要提前调用基岩体内锚固段的锚固以遏制边坡变形。

综上所述,地震作用下,上、中、下锚杆杆体的软弱层处的锚固段依次被调用,发挥锚固作用,应变依次增大,继而达到最大应变,进而相继破坏失效;随正弦波持续输入,危岩体的下滑趋势增强,下锚杆受力更大更复杂,致使下锚杆处于基岩和危岩内的锚固段较上、中锚杆的更早地被调用。

### (3) 锚杆杆体最大应变分析

如图 7 所示, 为上、中、下锚杆杆体最大应变沿杆长的分布曲线, 下面对其进行分析。

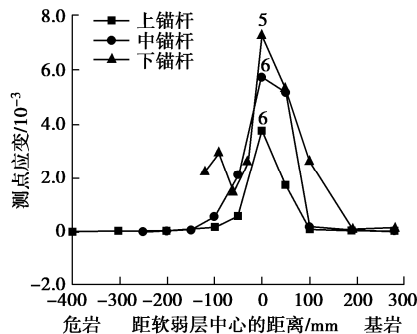


图 7 锚杆杆体最大应变沿杆长的分布

Fig. 7 Distribution of maximum strain on anchor bolt along bolt

由图 7 可知, 上、中、下锚杆杆体的最大应变沿锚杆杆轴的分布规律具有较好的一致性, 最大应变沿锚杆杆轴基本上呈“中间大两边小”的分布, 即由软弱层向两侧危岩和基岩内的最大应变均呈迅速降低, 与静态拉拔荷载作用下锚杆杆体轴力沿杆长的分布形式相似, 基岩和危岩体内的锚固段均可视为一个动态拉拔模型<sup>[20]</sup>。由图可见, 上、中、下锚杆杆体的软弱层处最大应变分别为  $3.76 \times 10^{-3}$ ,  $5.72 \times 10^{-3}$ ,  $7.26 \times 10^{-3}$ , 其中下锚杆最大, 中锚杆次之, 上锚杆最小, 同时可见, 下锚杆杆体上各测点的最大应变均大于上、中锚杆杆体上对应测点的最大应变, 这是由于下锚杆承受更大拉剪作用, 地震响应更强烈。

综上所述, 锚杆杆体应变整体呈“中间大两边小”分布。锚杆杆体最大应变按从大到小次序排列为下锚杆、中锚杆、上锚杆。各锚杆软弱层处锚固段以及下锚杆危岩中的锚固段最大应变较大, 是整个锚固系统的薄弱位置, 抗震设计时应对其加以重视。

## 2.2 锚杆砂浆的地震响应

### (1) 砂浆地震响应特征

选取上锚杆砂浆上软弱层位置测点  $F$  处的应变时程曲线, 分析地震作用下锚杆砂浆的地震响应特征。

由图 8 所示的上锚杆砂浆上软弱层位置测点  $F$  处的应变时程曲线可知, 正弦波输入伊始, 砂浆应变呈正负循环变化, 砂浆处于弹性变形阶段, 5 s 左右砂浆应变开始正向增大, 从拉压循环阶段进入张拉阶段, 说明此时砂浆受到较大的拉力, 产生较大的变形, 开始发挥锚固作用, 8.16 s 取得最大应变, 砂浆破坏, 应变片及其导线破坏失效。由此可知, 砂浆整体呈脆性破坏, 其应变响应可分为 3 个阶段, 即拉压循环阶段、张拉阶段和破坏阶段。

### (2) 砂浆地震响应时程分析

选取上、中、下锚杆砂浆上软弱层位置及其附近

测点处的应变时程曲线进行分析, 探求砂浆地震响应规律。其中, 对于上、中锚杆, 选取砂浆上  $E$ ,  $F$ ,  $G$  测点处的应变 (测点  $F$  位于软弱层) 进行研究; 而下锚杆, 选取砂浆上  $D$ ,  $E$ ,  $F$  测点处的应变 (测点  $E$  位于软弱层) 进行研究。

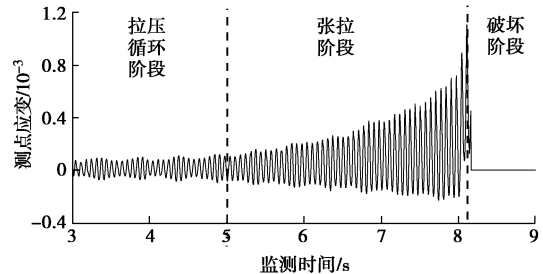


图 8 上锚杆砂浆测点  $F$  处应变时程曲线

Fig. 8 Time-history curves of strain at measuring point No.  $F$  on mortar of upper anchor

图 9 (a) 为各锚杆砂浆上处于软弱层的测点, 即上、中锚杆砂浆上测点  $F$  及下锚杆砂浆上测点  $E$  处的应变时程曲线。由图可知, 正弦波输入伊始, 砂浆应变较小, 处于弹性变形阶段, 随正弦波的继续输入, 加之边坡的高程放大效应, 在 5 s 左右, 上锚杆砂浆的应变增大, 由拉压循环阶段进入张拉阶段, 此时上锚杆砂浆发生较大变形, 与周围岩体失去同步协调, 开始发挥锚固作用。随正弦波的持续输入, 边坡地震响应增强, 上锚杆砂浆的应变获得快速增长, 8.16 s 上锚杆砂浆取得最大应变, 而后应变片失去响应, 可见, 锚杆砂浆的最大应变比锚杆杆体的小得多, 说明砂浆的受力性能差。随边坡地震响应增强, 于 9 s、10 s 左右, 中、下锚杆砂浆的应变依次获得增大, 并依次进入张拉阶段, 相继发挥锚固作用, 且于 13 s 左右相继达到最大应变, 随后锚固系统和测试线路破坏失效。

图 9 (b) 为各锚杆砂浆上紧靠软弱层位于危岩体内的测点, 即上、中锚杆砂浆上测点  $E$  和下锚杆砂浆上测点  $D$  处的应变时程曲线。由图可知, 正弦波输入伊始, 3 个测点的应变均处于拉压循环阶段, 随着正弦波的持续输入, 下锚杆砂浆上测点  $D$  处的应变于 11 s 获得增大, 进入张拉阶段, 开始发挥锚固作用, 12 s 左右中、上锚杆砂浆上测点  $E$  处的应变依次获得负向增大, 相继发挥锚固作用。随着正弦波继续加载, 边坡地震响应增强, 12.7 s 下锚杆砂浆上测点  $D$  处取得最大应变, 而后失去响应, 说明此时砂浆承受较大拉剪作用, 产生较大变形, 应变片及其导线受过度张拉而损坏。在 13 s 左右上、中锚杆砂浆取得负向最大应变, 而后减小, 失去锚固作用。注意到地震输入和锚固地震响应过程中, 下锚杆砂浆的正向应变增大, 承受较大拉剪力, 中、上锚杆砂浆的负向应变增大, 承受

压力,其原因在于危岩体的惯性使其试图保持其原有的运动状态,从而对中、上锚固系统和软弱层施加压力;同时,危岩体具有向下滑动趋势,对下锚杆砂浆施加拉剪作用,故下锚杆砂浆承受较大拉剪力。

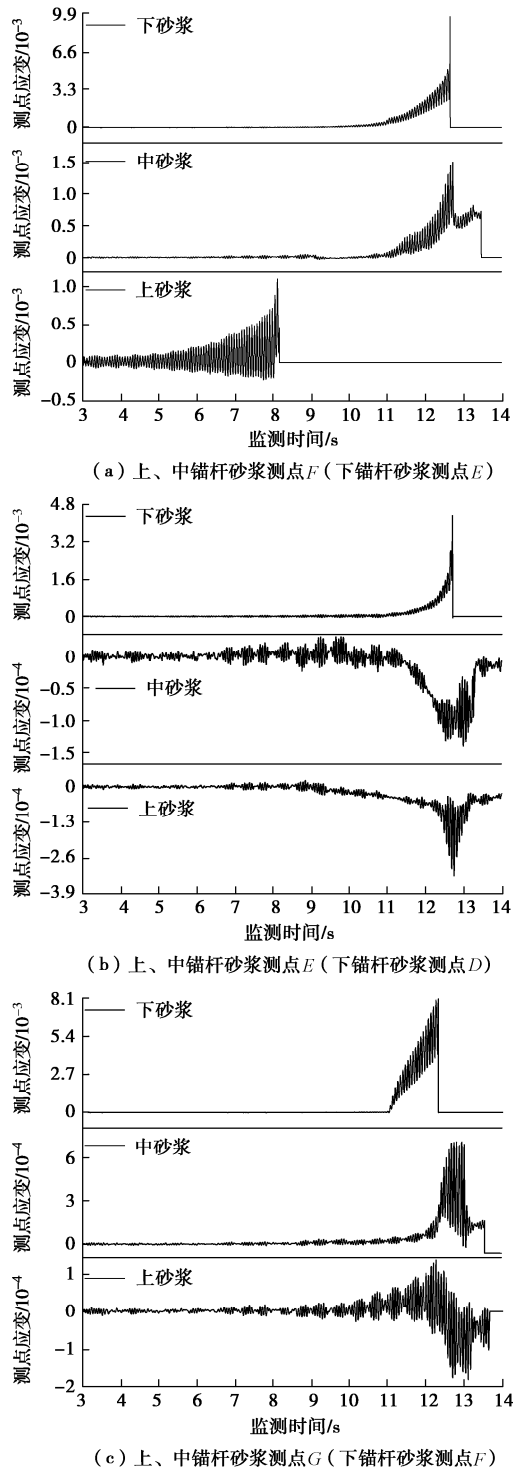


图9 锚杆砂浆测点应变时程曲线

Fig. 9 Time-history curves of strain at measuring point on anchor mortar

图9(c)为各锚杆砂浆上紧靠软弱层位于基岩体内的测点,即上、中锚杆砂浆上测点G以及下锚杆砂浆上测点F处的应变时程曲线。由图可知,正弦波输入伊始,3个测点的应变均处于拉压循环阶段,随正

弦波的持续输入,在11s左右下锚杆砂浆上测点F处的应变增大,进入张拉阶段,开始发挥锚固作用,12s左右中、上锚杆砂浆上测点G处的应变也依次获得增大,相继发挥锚固作用。结合图9(a),(b)可知,锚杆砂浆上位于危岩和基岩体内测点的应变响应较软弱层处砂浆的晚,说明在地震作用下,砂浆由软弱层向两侧依次发挥锚固作用。并且,下锚杆砂浆软弱层两侧的测点较上、中锚杆砂浆的地震响应更强烈,受到的拉剪作用更大,更早地进入张拉阶段,这和锚杆杆体上对应测点处的应变响应规律一致,当软弱层处的锚固段产生变形并向两侧扩展时,两侧的锚固段也较早地被调用而进入张拉阶段。

上述可见,地震作用下上锚杆砂浆上位于软弱层测点处最先受到地震作用,发生地震响应,应变得到增大,发挥锚固作用;随之,中、下锚杆砂浆上软弱层测点处的应变依次增大,相继发挥锚固作用。随着边坡地震响应的增强,锚固系统进一步被调用,软弱层两侧锚固段的应变增大;受边坡危岩体下滑趋势的影响,下锚杆砂浆软弱层两侧的锚固段的地震响应更早,受力和变形更大更复杂。

(3) 砂浆最大应变分析

如图10所示,为上、中、下锚杆砂浆的最大应变沿杆长的分布曲线。

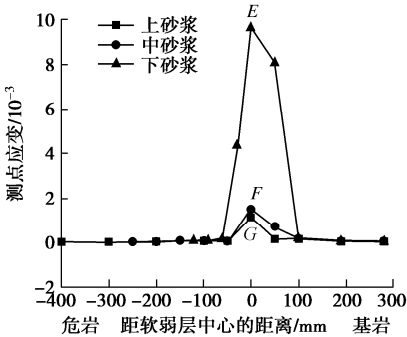


图10 锚杆砂浆最大应变沿杆长的分布

Fig. 10 Distribution of maximum strain on mortar along bolt

由图10可见,不同锚杆砂浆上位于软弱层处的最大应变不同,但各锚杆砂浆自软弱层向锚杆两端的最大应变逐渐减小,与锚杆杆体的最大应变分布规律相似。软弱层处砂浆的最大应变由大到小依次为下、中、上锚杆砂浆。下锚杆砂浆的最大应变更大一些,是由于危岩下滑受到锚固的阻碍,从而挤压上部基岩的同时,并翘拉下部基岩,导致下锚杆砂浆最大应变增大。同时可见,砂浆上测到地震响应的测点较少,原因在于砂浆为脆性材料,当受到较大的拉剪力时即生成裂隙,以致不能继续向两侧传递拉剪力。

2.3 锚杆杆体和砂浆地震响应综合分析

下面进行上、中、下锚杆杆体和砂浆的软弱层处测点地震响应的对比,并开展综合分析。

图11为上、中、下锚杆杆体和砂浆的应变时程曲



线, 由图可知, 正弦波输入伊始, 边坡处于稳定状态, 各测点处的应变较小, 锚杆尚未发挥锚固作用, 锚杆杆体、砂浆和周围的岩体协同变形。随着正弦波的加载, 5 s 左右上锚杆砂浆的应变开始增大, 发挥锚固作用, 6.03 s 上锚杆杆体开始发挥锚固作用, 由此可见, 地震作用下边坡岩体首先将力作用于砂浆, 致使砂浆变形并发挥锚固作用, 进而将力转递给其内的锚杆杆体, 使锚杆杆体变形并发挥锚固作用, 即随着边坡的地震响应增强, 基岩体和危岩体相对位移增大, 锚杆杆体和砂浆的受力和变形不再同步, 砂浆的地震响应较锚杆杆体的地震响应早。随正弦波的持续输入, 边坡的地震响应得到持续增强, 8.16 s 上锚杆砂浆取得最大应变, 尔后迅速失去响应, 说明此时上锚杆砂浆承受较大张拉作用, 进而砂浆变形破坏, 其上的应变片及其导线因过度张拉损坏。正弦波继续加载, 中、下锚杆砂浆分别于 9 s, 10 s 左右开始发挥锚固作用, 而锚杆杆体分别于 9.5 s, 10.2 s 开始发挥锚固作用。可见, 锚杆杆体和砂浆均自上而下依次发挥锚固作用, 应变依次增大。随正弦波持续输入, 边坡的地震响应加剧, 锚固变形增大, 软弱层处各测点的应变相继达到最大应变, 于 13.5 s 左右边坡危岩体滑落, 各测点处的应变片相继失去响应, 应变监测结束。图 12 为破坏工况加载完毕后模型边坡的变形破坏情况。

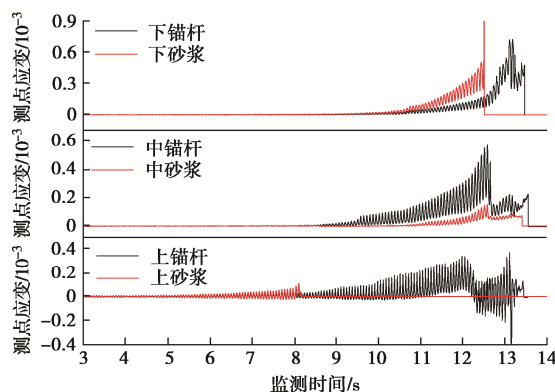


图 11 锚杆杆体和砂浆的应变时程曲线对比图

Fig. 11 Time-history curves of strain of anchor bolts and mortar



图 12 模型边坡变形破坏情况

Fig. 12 Deformation and failure of model slope

### 3 结 论

(1) 通过浇筑方式构筑相似试验模型, 不仅能避

免夯击和砌筑方式导致的试验模型材质不均和大量人为结构面等弊端, 使试验模型贴近工程实际, 而且能很好地解决试验中支护结构的构建和测试元件的布设等问题, 同时还能使模型试验变得简便、高效。

(2) 通过浇筑大型边坡模型, 借助振动台进行相似模型试验, 能够测得地震作用下边坡模型两锚固界面上的剪应变及其演化。

(3) 地震作用下锚杆杆体和砂浆的地震响应均随地震波的持续输入而增强, 进而达到各自的最大应变, 继而锚固破坏失效。锚杆杆体的变形直至破坏过程, 可分为四个阶段, 即拉压循环阶段、张拉阶段、强烈振荡阶段、残余应变阶段, 而砂浆因其脆性易裂缝破坏, 应变不显著, 其变形直至破坏过程可分为 3 个阶段, 即拉压循环阶段、张拉阶段和破坏阶段。

(4) 地震作用下软弱层处的砂浆率先变形, 将力传递给锚杆杆体, 进而锚杆、砂浆和边坡岩体三者协同发挥锚固作用, 最大应变均沿锚杆杆轴呈“中间大两边小”分布, 并在地震持续作用下锚固作用增强, 变形增大, 进而变形加剧致使锚固脱粘破坏, 软弱层两侧危岩和基岩内的两锚固界面黏结强度被调用, 发挥锚固作用。

致 谢: 感谢言志信教授的硕士研究生姚国强、肖 鹏、李亚鹏等在试验中所做的工作。

### 参考文献:

- [1] 张咸恭, 王思敬, 张悼元. 中国工程地质学[M]. 北京: 科学出版社, 2000. (ZHANG Xian-gong, WANG Si-jing, ZHANG Zhuo-yuan. Engineering Geology of China[M]. Beijing: Science Press, 2000. (in Chinese))
- [2] 环文林, 葛 民, 常向东. 1920 年海原 8.5 级地震多重破裂特征[J]. 地震学报, 1991, 13(1): 21 - 29. (HUAN Wen-lin, GE Min, CHANG Xiang-dong. Multiple rupture characteristics of the Haiyuan 8.5-magnitude Earthquake in 1920[J]. Acta Seismologica Sinica, 1991, 13(1): 21 - 29. (in Chinese))
- [3] 杨全思. 西藏滑坡地质灾害及防治对策[J]. 中国地质灾害与防治学报, 2002, 13(1): 94 - 97. (YANG Quan-si. Geological hazard of landslide in Tibet and counter measures[J]. The Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 2002, 13(1): 94 - 97. (in Chinese))
- [4] 殷跃平. 汶川八级地震地质灾害研究[J]. 工程地质学报, 2008, 16(4): 433 - 444. (YIN Yue-ping. Researches on the geo-hazards triggered by Wenchuan earthquake Sichuan[J]. Journal of Engineering Geology, 2008, 16(4): 433 - 444. (in Chinese))
- [5] 许 强, 黄润秋. 5.12 汶川大地震诱发大型崩滑灾害动力特

- 征初探[J]. 工程地质学报, 2008, 16(6): 721 - 729. (XU Qiang, HUANG Run-qiu. Kinetics character of large landslides triggered by May 12th Wenchuan earthquake[J]. Journal of Engineering Geology, 2008, 16(6): 721 - 729. (in Chinese))
- [6] 车 纳, 王华宁, 蒋明镜, 等. 岩石锚杆锚固段拉拔破坏机理离散元分析[J]. 地下空间与工程学报, 2018, 14(增刊 2): 716 - 724. (CHE Na, WANG Ning-hua, JIANG Ming-jing, et al. Mechanism investigation of rock bolt failure in anchorage segment under pullout via DEM[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2018, 14(S2): 716 - 724. (in Chinese))
- [7] 李育宗, 刘才华. 拉剪作用下节理岩体锚固力学分析模型[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, 35(12): 2471 - 2478. (LI Yu-zong, LIU Cai-hua. An analytical model of jointed rock bolts under the combination of tensile and shear loads[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, 35(12): 2471 - 2478. (in Chinese))
- [8] 张传庆, 崔国建. 锚杆杆体-砂浆界面剪切力学特性试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2018, 37(4): 820 - 828. (ZHANG Chuan-qing, CUI Guo-jian. Experimental study on shear and deformation characteristics of the rod-grout interface[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2018, 37(4): 820 - 828. (in Chinese))
- [9] 尤春安, 高 明, 张利民. 锚固体应力分布的试验研究[J]. 岩土力学, 2004, 25(增刊 1): 63 - 66. (YOU Chun-an, GAO Ming, ZHANG Li-min. Experimental research on stress distribution in anchorage body[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, 25(S1): 63 - 66. (in Chinese))
- [10] TANNANT D D, BRUMMER R K, YI X. Rock bolt behavior under dynamic loading: field tests and modeling[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 1995, 32(6): 537 - 550.
- [11] 张妙枝, 汪班桥, 李 楠. 压力型锚杆支护边坡的动力响应与数值分析[J]. 中国地质灾害与防治学报, 2018, 29(5): 135 - 141. (ZHANG Miao-zhi, WANG Ban-qiao, LI Nan. Dynamic response and numerical analysis on slope supported by pressure-type anchors[J]. The Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 2018, 29(5): 135 - 141. (in Chinese))
- [12] 许 明, 唐亚锋, 刘先珊, 等. 自适应锚索锚固岩质边坡地震动力响应分析[J]. 岩土力学, 2018, 39(7): 2379 - 2386. (XU Ming, TANG Ya-feng, LIU Xian-shan, et al. Seismic dynamic response of rock slope anchored with adaptive anchor cables[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, 39(7): 2379 - 2386. (in Chinese))
- [13] 郝建斌, 郭进杨, 张振北, 等. 地震作用下锚杆支护边坡动力响应[J]. 交通运输工程学报, 2017, 17(3): 46 - 55. (HAO Jian-bin, GUO Jin-yang, ZHANG Zhen-bei, et al. Dynamic response of anchors-supported slope under earthquake[J]. Journal of Traffic and Transportation Engineering, 2017, 17(3): 46 - 55. (in Chinese))
- [14] 李金和. 地震作用下土质边坡—锚固结构动力响应及相互作用研究[D]. 西安: 长安大学, 2015. (LI Jin-he. Study on Dynamic Response and Interaction of Soil Slope and its Anchoring Structure Subjected to Earthquake[D]. Xian: Chang'an University, 2015. (in Chinese))
- [15] 寇 昊, 李 宁, 郭双枫. 地震作用下岩体边坡破坏机制及稳定性研究进展[J]. 水利水电科技进展, 2018, 38(4): 81 - 88. (KOU Hao, LI Ning, GUO Shuang-feng. Advances in failure mechanisms and stability of rock slopes under earthquake action[J]. Advances in Science and Technology of Water Resources, 2018, 38(4): 81 - 88. (in Chinese))
- [16] 龙 哲, 言志信, 周小亮. 地震作用下岩体边坡锚固界面剪切作用数值模拟分析[J]. 中国科学: 技术科学, 2017, 47(10): 1049 - 1056. (LONG Zhe, YAN Zhi-xin, ZHOU Xiao-liang. A numeral simulation of anchored interface shear stress for bolt in rock mass slope under earthquake[J]. Scientia Sinica Technologica, 2017, 47(10): 1049 - 1056. (in Chinese))
- [17] XU Ming, TANG Ya-feng, LIU Xian-shan, et al. A shaking table model test on a rock slope anchored with adaptive anchor cables[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2018, 112(4): 201 - 208.
- [18] 言志信, 龙 哲, 周小亮, 等. 锚固参数对地震作用下岩质边坡锚固界面剪切作用影响的数值分析[J]. 煤炭学报, 2017, 42(10): 2537 - 2544. (YAN Zhi-xin, LONG Zhe, ZHOU Xiao-liang, et al. Numeral analysis of anchoring parameters for bolt in rock slope anchored interface shear action under earthquake[J]. Journal of China Coal Society, 2017, 42(10): 2537 - 2544. (in Chinese))
- [19] 周小亮. 地震作用下顺层岩质边坡锚固界面剪应力数值分析[D]. 兰州: 兰州大学, 2013. (ZHOU Xiao-liang. Numerical Analysis of Anchorage Interface Shear Stress for Bedding Rock Slope under Earthquake[D]. Lanzhou: Lanzhou University, 2013. (in Chinese))
- [20] 黄明华, 周 智, 欧进萍. 全长黏结式锚杆锚固段荷载传递机制飞线性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, 33(增刊 2): 3392 - 3397. (HUANG Ming-hua, ZHOU Zhi, OU Jin-ping. Nonlinear analysis on load transfer mechanism of wholly grouted anchor rod along anchoring section[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, 33(S2): 3392 - 3397. (in Chinese))



DOI: 10.11779/CJGE202012004

# 单轴压缩条件下花岗岩声学信号频域特征分析

赵奎<sup>1,2</sup>, 杨道学<sup>1,2</sup>, 曾鹏<sup>\*1,2</sup>, 丁健华<sup>1,2</sup>, 龚鹵<sup>1,2</sup>, 王晓军<sup>1,2</sup>, 钟文<sup>1,2</sup>

(1. 江西理工大学资源与环境工程学院, 江西 赣州 341000; 2. 江西省矿业工程重点实验室, 江西 赣州 341000)

**摘要:** 岩石失稳破坏往往会导致严重的工程问题和地质灾害, 为了探讨花岗岩失稳破坏过程的演化机制及前兆特征, 进行了单轴压缩声学试验, 对花岗岩试件失稳破坏过程伴生的声发射信号及次声信号频域信息演化特征进行了分析。研究表明: 低于 100 kHz 频段的声发射事件在花岗岩试件峰值破坏前夕逐渐减少, 而高于 250 kHz 频段的声发射事件在花岗岩试件峰值破坏前夕逐渐增多; 花岗岩试件在发生峰值破坏前会经历平均频率质心的“相对上升期”及“相对稳定期”, 并且会在“相对稳定期”发生峰值破坏; 次声信号主频分布在 0.01~20 Hz, 其中 5~15 Hz 频段的次声信号分布最多, 占比约为 62.5%; 峰值应力前相对应力水平大于 80%时, 第一频段和第三频段的次声信号占比达到最低值, 第二频段占比达到最高值; 最后, 计算了花岗岩变形破坏过程次声信号主频的分形维数, 该分形维数在临近峰值应力时下降到最小值。上述峰值应力前声学信号的特征可作为其破坏前兆特征。

**关键词:** 声学信号; 主频; 平均频率质心; 分形维数; 破坏前兆

中图分类号: TU443

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)12-2189-09

**作者简介:** 赵奎(1969—), 男, 博士, 教授, 主要从事岩石力学与工程研究。E-mail: yglmf\_zk@163.com。

## Frequency-domain characteristics of acoustic signals of granite under uniaxial compression

ZHAO Kui<sup>1,2</sup>, YANG Dao-xue<sup>1,2</sup>, ZENG Peng<sup>1,2</sup>, DING Jian-hua<sup>1,2</sup>, GONG Cong<sup>1,2</sup>, WANG Xiao-jun<sup>1,2</sup>, ZHONG Wen<sup>1,2</sup>

(1. Jiangxi University of Science and Technology School of Resources and Environmental Engineering, Ganzhou 341000, China; 2. Key Laboratory of Mining Engineering of Jiangxi Province, Ganzhou 341000, China)

**Abstract:** Instabilities that have the potential to cause rock failures are serious engineering problems that can lead to geological disasters. In this study, a uniaxial compression acoustic test is conducted to explore the precursors of instability failures in granite, and the evolution characteristics of the accompanying acoustic emission (AE) and infrasound signals are evaluated in the frequency domain. The experimental results show that the AE events below 100 kHz decrease gradually before the peak failure of granite specimens, while the AE events above 250 kHz increase gradually. The average frequency centroid of rock specimens undergoes a “relative rising period” and a “relative stable period” before the peak failure, which occurs during the relative stable period. The dominant frequencies between 5 to 15 Hz of infrasound signals are about 62.5% of the total on average. When the relative stress level before the point of peak stress is more than 80%, the infrasound signal proportion in the first and third frequency bands is at its lowest, whereas the proportion in the second frequency band is at its highest. Finally, the dominant frequency of infrasound signal in the process of granite deformation and failure is fractal-processed, and it is found that the fractal dimension of the dominant frequency of infrasound signal decreases to the minimum value before the peak stress. The above characteristics of acoustic signal before the peak stress can be regarded as the precursory features of the critical failure.

**Key words:** acoustic signal; main frequency; average frequency centroid; fractal dimension; failure precursor

## 0 引言

随着国民经济的快速发展, 社会对能源需求量也在不断地增加, 浅部矿产资源的日益衰竭, 国内外部分矿山相继实施了深部矿产资源的开采计划<sup>[1]</sup>。随着矿山开采的深度增加, 地质灾害出现的频率也在不断

增加, 对深部矿产资源的安全高效开采造成了巨大威

**基金项目:** 国家重点研发计划项目 (2017YFC0804601); 国家自然科学基金项目 (51664018, 51704128); 江西理工大学优秀博士论文培育项目 (3105500025)

**收稿日期:** 2020-03-01

**\*通信作者** (E-mail: zengpeng23@126.com)

胁，引起了国内外研究学者的广泛关注<sup>[2]</sup>。

经研究发现：无论是各种自然灾害或地质灾害的产生过程，还是岩石、煤样加载破坏过程，都是材料内部能量释放的过程，这种能量释放的过程中经常伴随着声发射、次声波、电磁辐射的产生<sup>[3-4]</sup>。目前，国内外学者在岩石变形破坏过程的声发射时域参数特征及破坏征兆方面取得了大量研究成果<sup>[5-8]</sup>，但由于声发射信号频率较高，尤其是在岩石峰值应力破坏前大量微裂纹合并形成宏观裂纹，导致声发射信号能量在传播过程中加快了其衰减速率。因此，声发射信号时域参数在工程实际应用中仍受到较大限制。次声是一种频率在 0.01~20 Hz 的低频声波信号，次声在含有大量微裂纹的岩石内部传播时，由于其波长较长，可以直接穿过岩石内部的微裂纹，不易发生声波绕射、折射、反射等物理现象，所以次声波在传播过程中能量衰减速率较慢且其穿透力较强<sup>[9-11]</sup>。因此，通过研究岩石变形破坏过程中声学信号的频域特征及其力学特性之间的变化规律，对深入研究岩体破坏发生机制具有重要的科学意义和实际指导意义。

自 1883 年喀拉喀托火山爆发时低频次声波信号被首次记录以来<sup>[12]</sup>，国内外学者对次声波信号在监测、预警自然灾害和地质灾害方面，进行了大量研究。美国国家海洋和大气管理局早期研究表明，雪崩过程中会产生大量的 1~5 Hz 次声信号，最终科学家在欧洲利用设计的雪崩预测次声探测系统对雪山雪崩发生时刻进行了有效预测<sup>[13]</sup>。Zhu 等<sup>[14-15]</sup>对花岗岩等 6 种不同岩性的试样进行了单轴压缩次声试验，结果表明，岩石在破坏前加载过程中存在明显的次声信号现象，在结构较完整的情况下，硬岩在变形破坏过程中产生的次声信号数量要比软岩多，不同岩性的岩石试件变形破坏过程中次声信号主频分布情况未存在较为明显的差异性。以上研究结果表明：次声信号对地质灾害及岩石工程的稳定性监测有着重要意义。

同时，国内外学者利用声发射信号特征对岩石变形破坏的研究也取得了丰硕成果：Lavrov 等<sup>[16]</sup>利用声发射事件和能量，对黏土和盐岩在外部载荷作用下的内部损伤演化特征进行了研究；Zhang 等<sup>[17]</sup>利用声发射技术，对深部煤层开采时应力集中造成的岩石破裂演化机制进行了研究；邓建辉等<sup>[18]</sup>、Zhang 等<sup>[19]</sup>对声发射信号主频与大理岩破坏形式之间的关系进行了研究，结果表明大理岩试件压缩过程多产生微观剪切破坏(对应高频声发射信号)，高频声发射信号占比更大。Wong 等<sup>[20]</sup>通过对 AE 事件和能量的分析，研究了花岗岩 I 型断裂过程中微裂纹的分布特征。上述研究结果表明，声发射的时域参数可以表征岩石内部的微裂纹发展。但是，这些时域参数相对较容易受到工作环

境的噪音污染，从而影响对岩石变形破坏过程内部损伤特征的判断。因此，利用声发射信号的频域信息表征岩石内部微裂纹演化特征，显得尤为重要。

以上文献分析表明，目前对岩石变形破坏过程中声学信号的研究，主要集中在对次声信号主频、幅值、能率及声发射事件率、振铃计数、能率等方面，但通过声发射及次声相耦合的方法对岩石破坏机制及其破坏前兆特征的研究还相对比较少见。本文拟在单轴压缩条件下花岗岩试件变形破坏过程中的声发射信号及次声信号时频分析的基础上，着重研究峰值应力前不同主频频段次声信号及声发射信号平均频率质心的变化特征，以及峰值应力前次声信号主频的分形维数分布特征，寻求花岗岩变形破坏过程中声学信号的前兆特征，为实现通过声学信号监测、预测围岩失稳破坏提供一定的理论依据。

# 1 试验过程

## 1.1 花岗岩试件制备

花岗岩是地壳岩层中较为常见的一类岩浆岩，本文对取自于内蒙古某铜矿深部采场的花岗岩试件进行单轴压缩声学信号采集试验，利用套孔应力解除法测得取样点处的原岩应力：最大主应力为 20.74 MPa，中间主应力为 10.46 MPa，最小主应力为 2.33 MPa。按照国际岩石力学学会 (ISRM) 试验规程将花岗岩加工成  $\Phi 50\text{ mm}\times 100\text{ mm}$  的标准圆柱形试件。为了弱化压力机对花岗岩试件在加载过程中的端部效应，利用打磨机对花岗岩试件两端进行了打磨，尽量保证花岗岩试件两端面的平整。然后测量记录每块花岗岩试件的质量、波速及其尺寸，挑选 4 块波速相近的花岗岩试件进行单轴压缩声学信号采集试验，具体参数参见表 1。

表 1 花岗岩试件几何尺寸及波速

Table 1 Geometric dimensions and wave velocities of granite specimens

试件编号	直径/mm	高度/mm	质量/g	波速/(m·s <sup>-1</sup> )
H-1	48.50	99.30	485.73	3478
H-2	48.64	99.70	486.45	3561
H-3	48.64	99.44	488.01	3587
H-4	48.38	99.30	483.67	3459

## 1.2 试验设备及试验方案

加载设备为 RMT-150C 岩石力学试验系统，次声波信号采集设备是中国科学院声学研究所研发的 CASI-ISM-2009 型次声波采集仪及配套的数字记录仪，声发射采集系统是美国物理声学公司生产开发的 Micro-II Digital AE System 硬件和 AEwin 软件。加载方式为轴向位移控制，加载速率为 0.001 mm/s；次声传感器放置在与加载设备相距 50 cm 处桌面上，次声

信号采集频率设置为 640 点/秒; 本文选择 UT1000 型的声发射探头, 声发射探头与岩石试件接触面涂抹一层凡士林, 以确保声发射探头与岩石试件之间的充分耦合。

试验中 AE 的门槛阈值设置为 35 dB, 前置增益设置为 40 dB, 采样率为 1MSPS。加载试验之前, 次声信号采集设备采集一段加载系统处于开机状态下的次声信号, 作为本次试验的环境噪音信号。

试验开始时, 同步运行加载系统、次声信号采集设备及声发射信号采集设备, 同时记录加载过程的轴向应力、轴向应变、次声信号及声发射信号的相关参数。试验测得的各花岗岩试件轴向应力 - 应变曲线如图 1 所示。

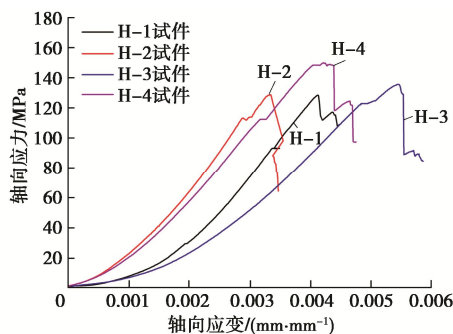


图 1 轴向应力 - 应变曲线

Fig. 1 Curves of axial stress-strain

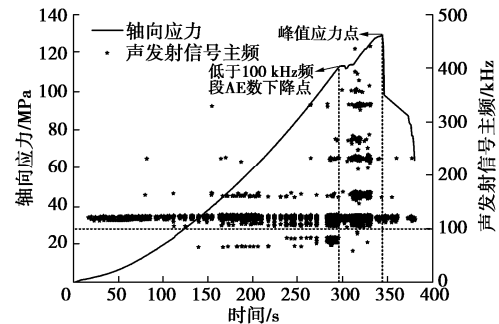
## 2 声发射信号频域特征演化分析

岩石试件内部含有大量随机分布的微裂纹, 在变形破坏过程中会出现应力集中现象, 驱动其内部的微裂纹萌生与扩展, 最终导致岩石内部储存的应变能以弹性波的形式被瞬间释放, 产生声发射现象<sup>[21]</sup>。因此, 声发射信号中包含着大量岩石变形破坏过程中的内部损伤断裂演化信息。其中, 主频与频率质心是声发射信号的两个重要频域特征。频率质心是指由其振幅谱与其频率乘积之和除以振幅谱之和而得到的, 其也被称为信号的第一惯性矩。频率质心与声发射信号频段能量之间存在如下关系: 声发射信号的高频能量越高, 则该声发射信号的频率质心就会越大; 否则, 该声发射信号的频率质心就会越低。

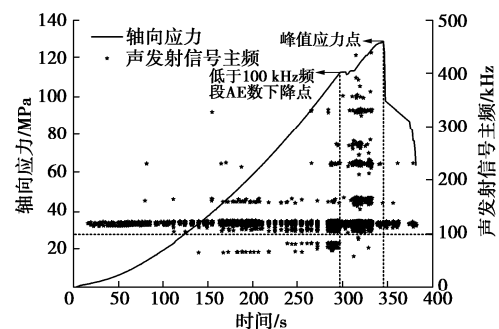
为了研究单轴压缩条件下花岗岩试件在变形破坏过程中的声发射信号主频变化特征, 对采集到的声发射信号在 MATLAB 计算平台进行快速傅立叶转换, 提取所有声发射信号的主频, 并绘制如图 2 所示的声发射信号主频、轴向应力与时间之间关系曲线。

由图 2 可知: 花岗岩试件变形破坏过程中会产生大量的声发射事件, 并且, 声发射信号主频主要集中于 100~120 kHz 频段; 高于 250 kHz 频段的声发射事

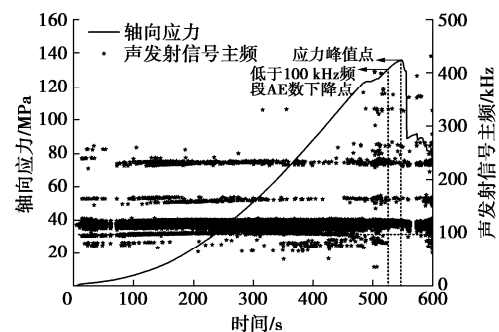
件主要集中于岩石试件峰值破坏前夕及其峰后破坏阶段; 同时, 低于 100 kHz 频段的声发射事件在岩石试件峰值破坏前夕逐渐减少, 而高于 250 kHz 频段的声发射事件在岩石试件峰值破坏前夕逐渐增多。



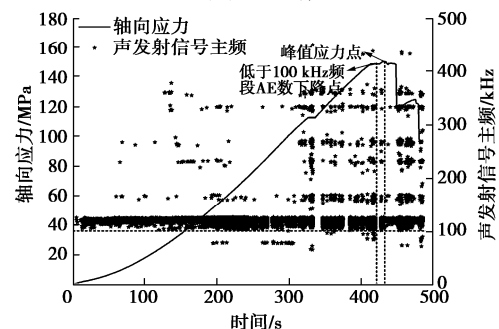
(a) H-1 试件



(b) H-2 试件



(c) H-3 试件



(d) H-4 试件

图 2 声发射信号主频、轴向应力与时间之间的关系曲线

Fig. 2 Curves of main frequency of acoustic emission signal, axial stress and time

为了进一步研究花岗岩试件变形破坏过程中声发射信号的频域信息演化特征, 本文提出了平均频率质心这一概念。平均频率质心是指每秒内所有声发射信

号的频率质心平均值,通过 MATLAB 计算平台对各岩石试件的平均频率质心进行统计分析,并绘制如图 3 所示的平均频率质心、轴向应力与时间之间关系曲线。

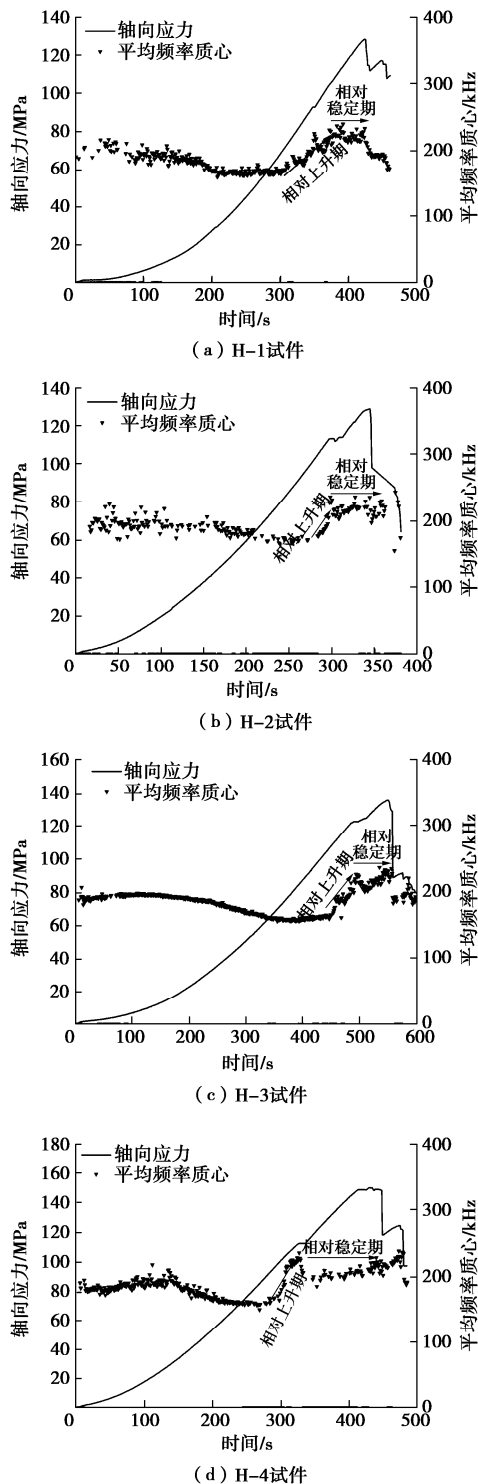


图 3 平均频率质心、轴向应力与时间之间的关系曲线

Fig. 3 Curves of average frequency centroid of acoustic emission signal, axial stress and time

由图 3 可知:花岗岩试件在发生峰值破坏前会经历平均频率质心的“相对上升期”及“相对稳定期”,

并且在“相对稳定期”会发生峰值破坏。结合图 2 可知,平均频率质心的“相对上升期”与主频高于 250 kHz 频段的声发射事件激增息息相关;随着时间的推移,主频高于 250 kHz 频段声发射事件的发生概率保持相对稳定,此时平均频率质心进入了“相对稳定期”,岩石试件发生峰值破坏,这一特征可作为岩石试件临界破坏的前兆特征。以上研究结果表明:声发射信号的频率质心变化特征与花岗岩试件内部的微裂纹萌生、扩展及合并过程息息相关。

### 3 次声信号频域特征演化分析

#### 3.1 小波阈值滤波处理

由于试验过程中次声信号的采集方式为非接触式,空气作为次声波传播的主要载体,采集到的次声信号中将掺杂着许多环境噪音信号,为了消除采集到的次声信号中环境噪音,需对采集的次声信号进行滤波处理。目前常用的信号滤波方法有:傅里叶变换滤波、小波包滤波,小波阈值滤波等各种方法<sup>[22]</sup>,限于篇幅原因,各种滤波算法原理就不详细地介绍,滤波详细原理参见文献<sup>[22]</sup>。本文利用小波阈值滤波方法对采集到的次声信号进行滤波处理,对试验中采集到的次声信号进行小波分解、重构,得到滤除环境噪音后的次声信号时域波形。

#### 3.2 次声信号主频不同频段分布规律

对时域波形进行快速傅里叶变换,可以得到信号的能量频域分布信息,进而揭示信号在频域内分布特征,为人们提供了将时域信号转换到频域观察的一种手段,在传统的信号分析与处理发展史上发挥着不可替代的作用。故本文采用快速傅里叶变换对岩石试件变形破坏过程中的次声信号进行时频分析。本次试验中次声采集设备的采样频率为 640 点/秒,对小波阈值滤波处理后的连续次声信号以 640 个点为一个次声事件进行截取,对截取后次声事件进行快速傅里叶变换,通过快速傅里叶变换后绘制了岩石试件次声信号的时频分析图,如图 4 所示。

由图 4 可知:花岗岩试件变形破坏过程中的次声信号主频主要分布在 0.01~20 Hz 范围内,次声信号主频分布随着试验时间的增大在不断发生变化,没有特别显著的时间序列分布规律。因此,为了对岩石试件变形破坏过程中的次声信号主频分布特征进行研究,可将次声信号按照主频大小划分不同频段进行分析,根据次声信号主频分布范围,可以将其的主频划分成 4 等分,得到各频段的长度为 5 Hz,频段范围为 0.01~5 Hz, 5~10 Hz, 10~15 Hz, 15~20 Hz,统计各频段次声信号数占整个试验过程中次生信号数的比

例<sup>[23]</sup>, 则各频段次声信号数占比详细参数如表 2 所示。

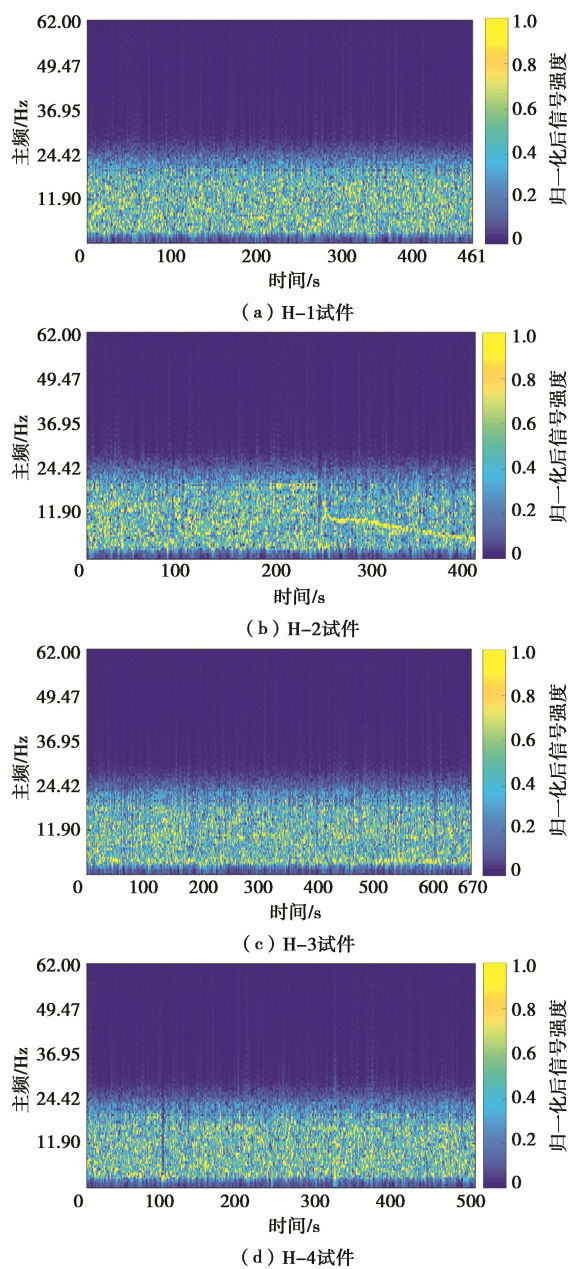


图 4 次声信号的时频分析结果  
Fig. 4 Time-frequency results of infrasound signal

表 2 不同频段占比

Table 2 Proportions of different frequency bands				
试件编号	0.01~5 Hz	5~10 Hz	10~15 Hz	15~20 Hz
H-1	0.260	0.320	0.286	0.134
H-2	0.179	0.375	0.309	0.137
H-3	0.233	0.311	0.305	0.152
H-4	0.234	0.301	0.291	0.173
平均值	0.226	0.327	0.298	0.149

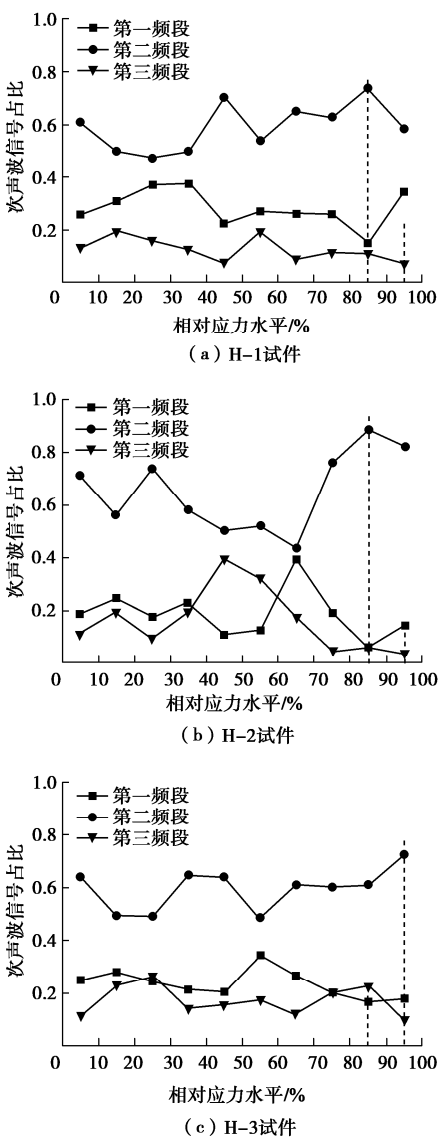
表 2 分析表明: 0.01~5 Hz 频段的次声信号数平均占比为 22.6%; 5~10 Hz 频段的次声信号数平均占比为 32.7%; 10~15 Hz 频段的次声信号数平均占比为 29.8% (高于 0.01~5 Hz 频段及 15~20 Hz 频段的次声信号数平均占比); 15~20 Hz 频段的次声信号数平

均占比为 14.9%。4 块花岗岩试件变形破坏过程中的次声信号主频主要集中在 5~10 Hz 及 10~15 Hz 频段内, 平均占比为 62.5%; 主频在 15~20 Hz 频段的次声信号占比最少。

根据岩石试件变形破坏过程中次声信号主频分布特征, 将岩石试件变形破坏过程中次声信号主频为 0.01~5 Hz 频段定义为第一频段, 5~15 Hz 为第二频段, 15~20 Hz 为第三频段, 将峰值应力前相对应应力水平划分 10 个分段, 对每个分段的 3 个频段按照下式进行次声信号数量统计分析:

$$\eta_{i,j} = \frac{n_{i,j}}{\sum_{j=1}^3(n_{i,j})} \quad (i=1,2,\cdots,10; j=1,2,3), \quad (1)$$

式中,  $\eta_{i,j}$  为第  $i$  个相对应应力水平分段的第  $j$  频段次声信号占比,  $n_{i,j}$  为第  $i$  个相对应应力水平分段的第  $j$  频段次声信号数量。不同相对应应力水平下 3 个频段次声信号数量占比的变化情况如图 5 所示。





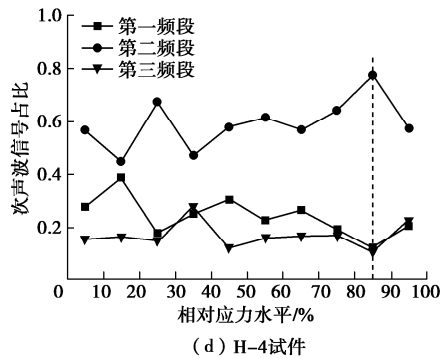


图 5 不同相对应力水平不同频段次声信号占比

Fig. 5 Proportions of different frequency bands of infrasound signals with different relative stress levels

由图 5 可知：H-1、H-2 试件的第一频段（0.01~5 Hz）和第三频段（15~20 Hz）分别在相对应力水平为 80%~90%、90%~100%分段内占比最低，而其第二频段（5~15 Hz）在相对应力水平为 80%~90%分段内占比最高；H-3 试件的第一频段和第三频段分别在相对应力水平为 80%~90%、90%~100%分段内占比最低，第二频段在相对应力水平为 90%~100%分段内占比最高；H-4 试件的第一频段和第三频段在相对应力水平为 80%~90%分段内占比最低，第二频段在相对应力水平为 80%~90%分段内占比最高。

上述结果分析表明，第一频段和第三频段占比在相对应力水平大于 80%以后，达到最低值，而第二频段占比达到最高值。因此，次声信号主频的第一、第三及第二频段占比的变化规律可作为应力峰值前的特征，进而可作为其破坏前兆特征。

3.3 次声信号主频的分形特征

20 世纪末期岩石力学研究学者将分形理论引入到岩石力学中，用于研究和描述复杂的岩石自然结构形状和物理力学性质中的非线性问题。岩石是一种复杂的自然地质体，在外部载荷作用下岩石内部的各种微裂纹会发生萌生、孕育、传播和合并等活动，并且最终贯通形成宏观裂纹及其主破裂面，该过程中往往会释放出各种频段的声信号<sup>[14]</sup>。由于岩石试件内部的矿物成分含量、结晶颗粒大小及其微裂纹结构的差异性，导致岩石试件变形破坏过程中产生不同主频的次声信号。本文采用 G-P 关联维度计算方法<sup>[24-27]</sup>，对花岗岩试件变形破坏过程中的次声信号主频进行分形维数计算，分析花岗岩试件次声信号随主频时间分布的分形维数特征，进而研究花岗岩试件峰值破坏的前兆特征。

将连续的次声信号以 640 个点为一个次声事件进行截取，通过快速傅里叶变换计算出各次声信号的主频，最终依次选取 30 个次声信号主频作为一个数据单元，通过 G-P 关联维度计算方法得到分形维数  $D$  值与

相空间维数  $m$  值的关系<sup>[27]</sup>，最终确定相空间维数  $m$  值取 5，根据相空间维数  $m$  值和 G-P 关联维度算法，得到不同尺度  $r$  及其相应的关联函数  $C(r)$  对数关系曲线，该曲线的直线拟合的斜率即为次声信号主频的分形维数  $D$  值。这里仅列出 4 个试件最后一次计算得到的次声信号主频的分形维数线性拟合图，如图 6 所示。

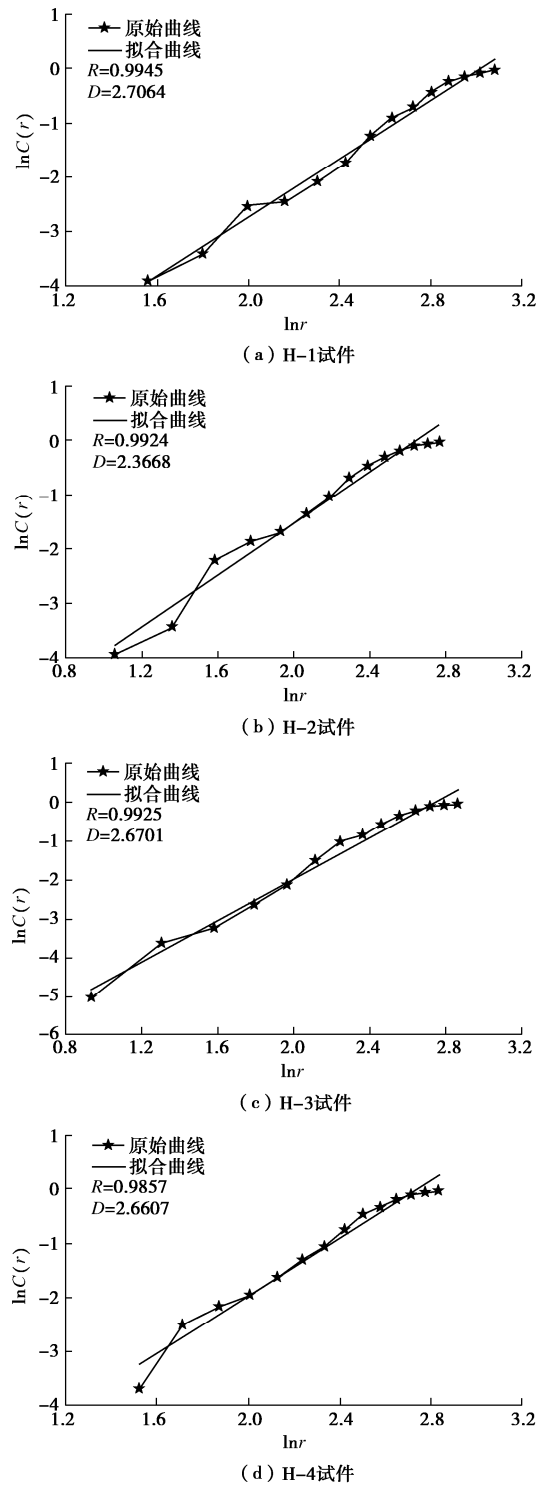


图 6 次声信号主频的分形维数线性拟合图

Fig. 6 Linear fitting of fractal dimensions of main frequency

由图 6 可知，最后一次计算得到的次声信号主频

的分形维数线性回归分析的相关系数均大于 0.98, H-1 试件所有分形维数线性回归拟合的相关系数最小值为 0.9623, H-2 试件为 0.9572, H-3 试件为 0.9487, H-4 试件为 0.9579, 说明次声信号主频随时间分布具有明显的分形特征。为了进一步研究分形维数在岩石试件变形破坏过程中的变化特征, 对次声信号主频的分形维数、轴向应力与时间关系进行联合分析, 如图 7 所示。

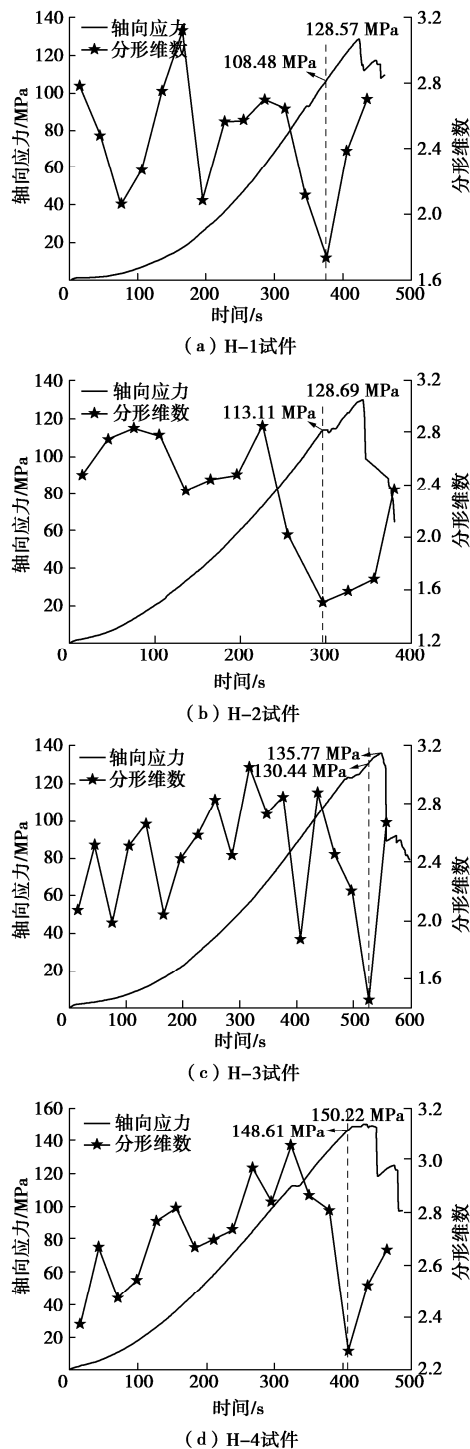


图 7 次声信号主频分形维数、轴向应力与时间的关系

Fig. 7 Relationship among fractal dimensions of main frequency, axial stress and time

分形维数和岩石试件内部破坏形式有序度相关<sup>[26-29]</sup>, 研究表明: 分形维数的减小往往标志着岩石试件内部破坏有序度增加, 反之亦然。由图 7 可知, 单轴压缩条件下加载初期, 次声信号主频分形维数整体上呈现上升的变化趋势, 说明岩石试件内部的破坏形式有序度在逐渐降低, 伴随着微裂纹闭合、扩展等复杂过程。随着应力的不断增加, 分形维数增加、减小的变化幅度更大, 反映了岩石内部破坏的复杂性。值得注意的是, 岩石试件在峰值应力前, 次声信号主频分形维数都会持续下降到最小值, 然后再增加。H-1、H-2、H-3、H-4 试件的分形维数最小值对应的应力分别为 108.48, 113.11, 130.44, 148.61 MPa, 与对应的峰值应力比值即相对应力水平分别为 84.37%, 87.89%, 96.07%, 98.92%, 峰值前次生信号主频分形维数下降到最小值是岩石试件临界破坏前兆特征。

## 4 结 论

(1) 花岗岩试件变形破坏过程中的声发射信号主频主要集中于 100~120 kHz 频段; 高于 250 kHz 频段的声发射事件主要集中于岩石试件峰值破坏前夕及其峰后破坏阶段; 低于 100 kHz 频段的声发射事件在岩石试件峰值破坏前夕逐渐减少, 而高于 250 kHz 频段的声发射事件在岩石试件峰值破坏前夕逐渐增多。

(2) 岩石试件在发生峰值破坏前会经历平均频率质心的“相对上升期”及“相对稳定期”, 并且会在“相对稳定期”发生峰值破坏, 这一特征可作为岩石试件临界破坏的前兆特征。

(3) 单轴压缩条件下花岗岩次声信号主频随时间变化具有明显的分形特征, 加载初期阶段, 次声信号主频分形维数表现为上升的趋势, 随着应力的增加, 分形维数呈现增加、减小交替变化, 在峰值应力前, 相对应力水平超过 80%以后, 下降到最小值。

(4) 利用声发射信号及次声信号的频域特征相耦合方法对花岗岩试件临界破坏进行判断, 可以弱化岩石试件内部微裂纹的不均匀分布对破坏前兆特征判断的影响, 为岩石工程提供一种对更加安全可靠的监测方法。

## 参考文献:

[1] 何满朝, 钱七虎. 深部岩石力学基础[M]. 北京: 科学出版社, 2010. (HE Man-cao, QIAN Qi-hu. The Basis of Deep Rock Mechanics[M]. Beijing: Science Press, 2010. (in Chinese))

[2] HE M C. Rock mechanics and hazard control in deep mining engineering in China[C]// In Rock Mechanics In

- Underground Construction: (With CD-ROM). 2006.
- [3] BULASHEVICH Y P, UTKIN V I, YURKOV A K, et al. Possibility to predict the time of rock bursts from radon emanation variations[J]. Gornyi Zhurnal, 1996, **6**: 33 – 37.
- [4] MARUYAMA T, SHINAGAWA H. Infrasonic sounds excited by seismic waves of the 2011 Tohoku-oki earthquake as visualized in ionograms[J]. Journal of Geophysical Research: Space Physics, 2014, **119**(5): 4094 – 4108.
- [5] KIM J S, LEE K S, CHO W J, et al. A comparative evaluation of stress-strain and acoustic emission methods for quantitative damage assessments of brittle rock[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2015, **48**: 495 – 508.
- [6] LIANG Y P, LI Q M, GU Y L, et al. Mechanical and acoustic emission characteristics of rock: effect of loading and unloading confining pressure at the post-peak stage[J]. Journal of Natural Gas Science and Engineering, 2017, **44**: 54 – 64.
- [7] PETRUZALEK M, LOKAJICEK T, SVITEK T, et al. Fracturing of migmatite monitored by acoustic emission and ultrasonic sounding[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2019, **52**: 47 – 59.
- [8] FLORIAN A, YVES L G, MONTSE S, et al. Analysis of acoustic emissions recorded during a mine by experiment in an underground research laboratory in clay shales[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2018, **106**: 51 – 59.
- [9] 李朝安, 王良玮, 廖凯, 等. 山区铁路沿线泥石流灾害预警研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, **33**(增刊 2): 3810 – 3816. (LI Chao-an, WANG Liang-wei, LIAO Kai, et al. Study of early warning mechanism of debris flow of along railway line in mountainous areas[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, **33**(S2): 3810 – 3816. (in Chinese))
- [10] 孟亮, 李夕海, 刘代志. 远程事件次声监测中的信号参数二维子空间计算方法[J]. 地球物理学报, 2017, **60**(2): 678 – 687. (MENG Liang, LI Xi-hai, LIU Dai-zhi. Two-dimensional subspace algorithm for the slowness and azimuth of infrasound signals in the distant events monitoring[J]. Chinese Journal of Geophysics, 2017, **60**(2): 678 – 687. (in Chinese))
- [11] 徐洪, 周廷强. 岩石变形破坏次声异常的能量特征研究[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(6): 1044 – 1050. (XU Hong, ZHOU Ting-qiang. Energy characteristics of infrasound abnormality during rock deformation and failure of rock[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(6): 1044 – 1050. (in Chinese))
- [12] MATOZA R S, HEDLIN M A H, MILTON A. An infrasound array study of Mount St. Helens[J]. Journal of Volcanology & Geothermal Research, 2007, **160**(3): 249 – 262.
- [13] SCOTT E D, HAYWARD C T, KUBICHEK R F, et al. Single and multiple sensor identify-cation of avalanche-generated infrasound[J]. Cold Regions Science & Technology, 2007, **47**(2): 160 – 170.
- [14] ZHU X, XU Q, ZHOU J, et al. Experimental study of infrasonic signal generation during rock fracture under uniaxial compression [J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2013, **60**(2): 37 – 46.
- [15] 朱星, 许强, 汤明高, 等. 典型岩石破裂产生次声波试验研究[J]. 岩土力学, 2013, **34**(5): 1306 – 1312. (ZHU Xing, XU Qiang, TANG Ming-gao, et al. Experimental study of infrasound wave generated by typical rock fracture[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(5): 1306 – 1312. (in Chinese))
- [16] LAVROV A, VERVOORT A, FILIMONOV Y, et al. Acoustic emission in host-rock material for radioactive waste disposal: comparison between clay and rock salt[J]. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 2012, **61**(4): 379 – 387.
- [17] ZHANG M W, SHIMADA H, SASAOKA T, et al. Evolution and effect of the stress concentration and rock failure in the deep multi-seam coal mining[J]. Environmental Earth Sciences, 2014, **72**: 629 – 643.
- [18] 邓建辉, 李林芮, 陈菲, 等. 大理岩破坏的声发射双主频特征及其机制初探[J]. 工程科学与技术, 2018, **50**(5): 12 – 17. (DENG Jian-hui, LI Lin-rui, CHEN Fei, et al. Twin-peak frequencies of acoustic emission due to the fracture of marble and their possible mechanism[J]. Advanced Engineering Sciences, 2018, **50**(5): 12 – 17. (in Chinese))
- [19] ZHANG Z H, DENG J H, ZHU J B, et al. An experimental investigation of the failure mechanisms of jointed and intact marble under compression based on quantitative analysis of acoustic emission waveforms[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2018, **51**(7): 2299 – 2307.
- [20] WONG L N Y, GUO T Y. Microcracking behavior of two semi-circular bend specimens in mode I fracture toughness test of granite[J]. Engineering Fracture Mechanics, 2019, **221**: 106565.



- [21] MENG Q B, ZHANG M W, HAN L J, et al. Acoustic emission characteristics of red sandstone specimens under uniaxial cyclic loading and unloading compression[J]. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 2018, **51**: 969 – 988.
- [22] 范 虹. 非平稳信号特征提取方法及其应用[M]. 北京: 科学出版社, 2012. (FAN Hong. Nonstationary Signal Feature Extraction Method and Its Application[M]. Beijing: Science Press, 2012. (in Chinese))
- [23] 曾 鹏, 刘阳军, 纪洪广, 等. 单轴压缩下粗砂岩临界破坏的多频段声发射耦合判据和前兆识别特征[J]. *岩土工程学报*, 2017, **39**(3): 509 – 517. (ZENG Peng, LIU Yang-jun, JI Hong-guang, et al. Coupling criteria and precursor identification characteristics of multi-band acoustic emission of gritstone fracture under uniaxial compression[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2017, **39**(3): 509 – 517. (in Chinese))
- [24] 赵 奎, 王更峰, 王晓军, 等. 岩石声发射 Kaiser 点信号频带能量分布和分形特征研究[J]. *岩土力学*, 2008, **29**(11): 3082 – 3088. (ZHAO Kui, WANG Geng-feng, WANG Xiao-jun, et al. Research on energy distributions and fractal characteristics of Kaiser signal of acoustic emission in rock[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2008, **29**(11): 3082 – 3088. (in Chinese))
- [25] 汪富泉, 罗朝盛, 陈国先. G-P 算法的改进及其应用[J]. *计算物理*, 1993, **10**(3): 345 – 351. (WANG Fu-quan, LUO Chao-sheng, CHEN Guo-xian. An improvement of G-P algorithm and its application[J]. *Chinese Journal of Computational Physics*, 1993, **10**(3): 345 – 351. (in Chinese))
- [26] 曾 鹏, 纪洪广, 高 宇, 等. 三轴压缩下花岗岩声发射 Kaiser 点信号频段及分形特征[J]. *煤炭学报*, 2016, **41**(增刊 2): 376 – 384. (ZENG Peng, JI Hong-guang, GAO Yu, et al. Characteristics of fractal and frequency bands at Kaiser signal of acoustic emission in granite under triaxial compression[J]. *Journal of China Coal Society*, 2016, **41**(S2): 376 – 384. (in Chinese))
- [27] 赵 奎, 周永涛, 曾 鹏, 等. 三点弯曲作用下不同粒径组成的类岩石材料声发射特性试验研究[J]. *煤炭学报*, 2018, **43**(11): 3107 – 3114. (ZHAO Kui, ZHOU Yong-tao, ZENG Peng, et al. Experimental study on acoustic emission characteristics of rock-like materials with different particle sizes under three points bending[J]. *Journal of China Coal Society*, 2018, **43**(11): 3107 – 3114. (in Chinese))
- [28] 赵 奎, 杨泽元, 曾 鹏, 等. 单轴压缩下尾砂胶结充填材料次声波特性试验研究[J]. *煤炭学报*, 2019, **44**(增刊 1): 92 – 100. (ZHAO Kui, YANG Ze-yuan, ZENG Peng, et al. Infrasound characteristics of cemented tailing filling material under uniaxial compression[J]. *Journal of China Coal Society*, 2019, **44**(S1): 92 – 100. (in Chinese))
- [29] 丛 宇, 冯夏庭, 郑颖人, 等. 不同应力路径大理岩声发射破坏前兆的试验研究[J]. *岩土工程学报*, 2016, **38**(7): 1193 – 1201. (CONG Yu, FENG Xia-ting, ZHENG Ying-ren, et al. Experimental study on acoustic emission failure precursors of marble under different stress paths[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2016, **38**(7): 1193 – 1201. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202012005

# 循环荷载作用下筋箍碎石桩复合地基工作性状试验研究

张 玲, 徐泽宇, 赵明华

(湖南大学岩土工程研究所, 湖南 长沙 410082)

**摘 要:** 为研究交通荷载作用下筋箍碎石桩复合地基的工作性状, 开展了一系列循环荷载作用下筋箍碎石桩单桩复合地基室内模型试验。通过复合地基中埋设的各类传感器, 监测了桩顶平面处桩-土应力、地基累积沉降、超孔隙水压力和桩体鼓胀变形情况, 探讨了地基加固形式、土工格栅套筒拉伸强度和砂垫层厚度对复合地基动力响应的影响。试验结果表明, 桩-土应力分布取决于桩-土刚度差异, 竖向加筋套筒能有效提高桩体刚度, 水平加筋格栅能进一步将荷载传递至桩顶, 而砂垫层将荷载分担至桩周土中。地基累积沉降随加筋套筒拉伸模量的提高而减小, 基于沉降控制设计, 工程中应选用拉伸模量高的土工格栅作为加筋套筒。复合地基超孔隙水压力的累积随桩周土中应力的增加而增大。筋箍碎石桩的鼓胀变形取决于桩体承受的竖向荷载和加筋套筒的拉伸模量。

**关键词:** 筋箍碎石桩; 复合地基; 模型试验; 循环荷载

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)12-2198-08

**作者简介:** 张 玲(1982—), 女, 浙江临海人, 副教授, 博士生导师, 主要从事桩基础和特殊土地基处理等研究。E-mail: zhanglhd@163.com。

## Experimental research on behaviors of geogrid-encased stone column-improved composite foundation under cyclic loads

ZHANG Ling, XU Ze-yu, ZHAO Ming-hua

(Institute of Geotechnical Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China)

**Abstract:** To study the behaviors of geosynthetic-encased stone column-improved composite foundation under traffic loads, a series of laboratory tests on composite foundation reinforced by single geosynthetic-encased stone column subjected to cyclic loads are conducted. The composite foundation is instrumented to monitor the stress distribution between piles and soils, accumulated settlement, excess pore water pressure and column bulging deformation. The influences of the reinforcement configuration, tensile strength of geogrid encasement and thickness of sand bed on the cyclic behaviors of the composite foundation are investigated. The test results indicate that the pile-soil stress distribution is stiffness-dependent, and the vertical reinforced encasement improves the pile stiffness. The horizontal reinforced geogrid can further increase the loads to pile top, while the sand bed increases the loads to transfer to the surrounding soils. The accumulated settlement reduces with the increase of the tensile modulus of geosynthetic-encasement. Based on the settlement control, the geogrid with high tensile modulus should be selected as the geosynthetic encasement. The accumulation of pore water pressure in the composite foundation increases with the increase of the stress in the surrounding soils. The bulging deformation depends on the vertical loads on piles and the tensile modulus of the geosynthetic encasement.

**Key words:** geogrid-encased stone column; composite foundation; model test; cyclic load

## 0 引 言

碎石桩法作为一种常用的地基处理手段, 具有取材资源丰富、施工简单、造价低廉等优势, 且有振密挤密、置换、排水固结等加固作用, 可与桩周土形成复合地基, 协调变形、共同承担上部结构荷载, 故而在软基处治工程中广泛应用。但是碎石桩桩身承载能力取决于桩周土可提供的侧向约束力。当桩周土强度

较低(不排水抗剪强度  $c_u < 15$  kPa)时, 桩体易发生鼓胀变形, 进而会导致整个复合地基的破坏。此时, 若在碎石桩周围增设一高抗拉强度土工格栅套筒, 格栅的环箍效应可有效提供额外的侧向约束力, 进而大

**基金项目:** 国家自然科学基金项目(52078205, 51678231); 湖南省自然科学基金优秀青年基金项目(2020JJ3013)

**收稿日期:** 2020-03-09

幅度提高碎石桩的承载能力, 还可保留碎石桩良好的排水性能。形成的这种新型桩体, 被称为“筋箍碎石桩”<sup>[1]</sup>, 也被称为“土工格栅包裹碎石桩”<sup>[2]</sup>, 除土工格栅外, 包裹的材料还可是土工织物等具有一定抗拉强度的土工合成材料<sup>[3]</sup>。目前, 筋箍碎石桩复合地基技术已在路基、海堤、堆煤场等工程领域中推广应用, 并取得了良好的加固效果。

国内外不少学者从室内模型试验、现场试验、数值分析和理论计算等方面入手对筋箍碎石桩承载变形特性、单桩极限承载力等进行了研究。就试验研究来说, 成果较为丰富。包括开展了筋箍碎石桩的单轴压缩试验<sup>[2-3]</sup>、三轴压缩试验<sup>[4-5]</sup>、单桩复合地基模型试验<sup>[6-7]</sup>、群桩复合地基模型试验<sup>[8-9]</sup>和路堤下复合地基模型试验<sup>[10]</sup>。但上述试验研究主要针对静荷载展开, 未考虑交通荷载的影响。然而, 对于筋箍碎石桩复合路基, 其不仅要承受上部结构的自重荷载, 还要承受车辆交通荷载的作用。前者仅对路基产生静压力, 而后者则随车轮移动而产生循环移动荷载。路基在循环移动荷载作用下的性质与其在静载作用下表现出来的性质大不相同。在交通移动荷载作用下, 路基将产生显著的永久变形, 表现为较大的工后沉降和不均匀沉降; 特别是对于零填方或低路堤情况下的公路软基, 由于交通移动荷载反复作用引起的路基土永久变形, 是软土地区高等级道路局部沉降及相关病害的根源。因此, 研究交通循环移动荷载作用下筋箍碎石桩复合地基的动力变形特性很有必要。

近年来, 交通荷载作用下桩体复合路基的动力响应研究备受关注, 但已有的研究多数是针对水泥土桩<sup>[11-12]</sup>、灌注桩<sup>[13]</sup>和钢管桩<sup>[14-15]</sup>等黏结性材料桩展开。然而, 筋箍碎石桩是由碎石料和加筋套筒组成, 其承载变形特性不同于黏结性材料桩。竖向荷载作用下, 筋箍碎石桩不仅会因碎石料的压密产生轴向变形, 同时伴有径向鼓胀变形, 并导致土工格栅加筋套筒的环向张拉变形。因此, 需对碎石料和土工格栅加筋套筒及其形成的复合体在循环荷载作用下的行为进行探讨。邓国栋等<sup>[16]</sup>采用大型动三轴仪对级配碎石在循环荷载作用下的动弹性模量进行了试验研究。试验结果表明, 级配碎石的动弹性模量随循环次数的增加而逐渐衰减, 并且衰减量随动应力水平的增大而增加。张孟喜等<sup>[17]</sup>采用应力控制的循环拉伸试验对土工格栅在循环荷载作用下的软化特性进行了研究。试验结果表明, 随着循环次数和循环拉力的增加, 土工格栅的软化程度提高。上述研究探讨了碎石材料和土工格栅材料在循环加载过程中动力特性的发展规律, 能为研究筋箍碎石桩复合地基的动力响应提供依据。

筋箍碎石桩复合地基在交通荷载作用下的行为不

仅与碎石以及土工格栅加筋套筒的动力响应有关, 还应考虑桩周土体的动力响应。桩周土体可为筋箍碎石桩提供环向约束, 提高桩体的承载能力。然而, 桩周土在循环荷载作用下强度会发生弱化。因此, 循环荷载引起的桩周土强度的降低会减小筋箍碎石桩的承载能力。另一方面, 碎石桩作为垂直排水通道可以加速桩周土体中超孔隙水压力的消散。超孔隙水压力的消散可提高桩周土体的有效应力, 从而提高土体的强度和桩体承载力。故上述两种因素的共同作用对桩周土体强度的影响值得进一步研究。同时, 筋箍碎石桩具备一定的排水能力, 交通荷载作用下, 桩周土中超孔隙水压力的累积与消散交替往复产生, 如何准确地描述交通荷载作用下筋箍碎石桩的设置对软土排水固结的影响以及复合地基孔隙水的消散过程还有待进一步研究。

目前, 交通荷载作用下筋箍碎石桩复合地基的试验研究尚不多见。本研究拟在湖南大学工程实验大楼地基试验室开展多组筋箍碎石桩单桩复合地基模型试验, 采用连续正弦循环荷载模拟交通荷载。通过复合地基中埋设的各类传感器, 对循环荷载作用下桩顶平面处的桩-土应力、地基累积沉降、超孔隙水压力和桩体鼓胀变形进行监测, 为深入了解筋箍碎石桩复合地基动力特性提供试验依据。

## 1 模型试验设计

### 1.1 试验概况

图 1 为自制的圆柱形模型箱, 内径为 600 mm, 壁厚为 5 mm, 高度为 900 mm。模型箱由一块高度为 900 mm 和 3 块高度为 300 mm 的半圆板组装而成。模型箱的可拼装特性为筋箍碎石桩鼓胀变形的观测提供了可能, 并且大大节省了软基填筑与开挖所需要的时间。模型箱内壁贴有一层聚四氟乙烯薄膜, 以减少桩周土与模型箱内壁之间的摩擦。

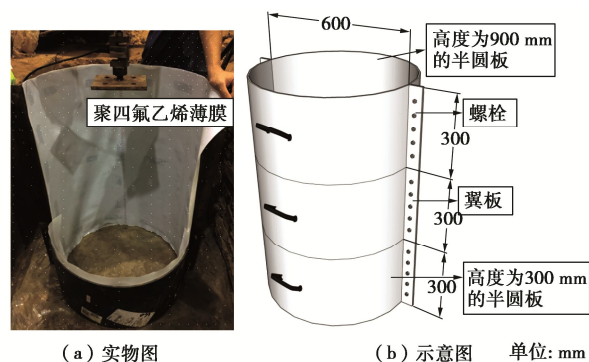


图 1 模型箱

Fig. 1 Model tank

如图 2 所示, 试样由下至上分别为 180 mm 厚的下卧层, 600 mm 厚的软弱土层以及不等厚度的砂垫

层。桩体直径  $d$  为 50 mm，长度  $l$  为 600 mm，穿过软弱土层落于下卧层上。加载板位于砂垫层上，其中心与碎石桩中心对齐，加载板直径为 100 mm。

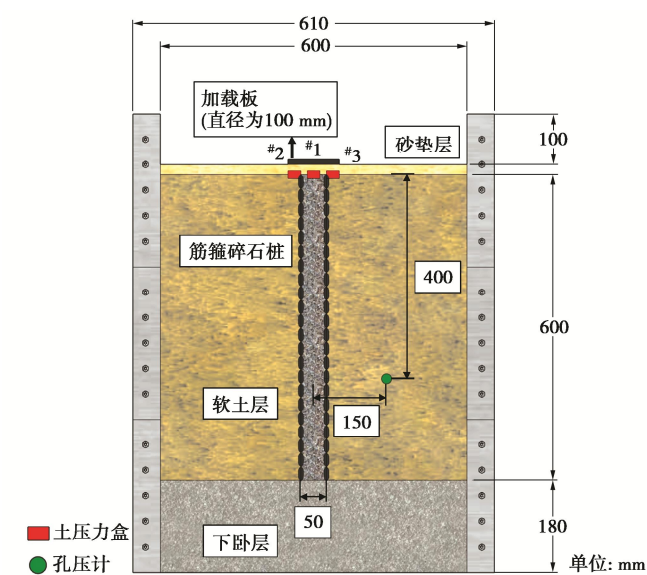


图 2 筋箍碎石桩复合地基和监测仪器布置示意图

Fig. 2 Diagram of GESC-improved foundation and arrangement of monitoring instruments

1.2 试验材料

桩周软黏土选自湘江枯水期的河漫滩冲洪积土。土取回后经室内土工试验测定，其液限为 53.8%，塑限为 21.1%，塑性指数为 32.7，颗粒相对密度为 2.63。试验选取含水率为 38% 的黏土，对应的不排水抗剪强度为 13.7 kPa、重度为 17.6 kN/m<sup>3</sup>。

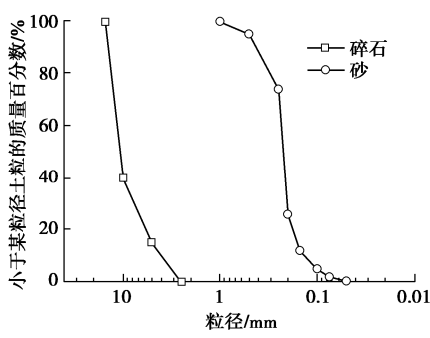


图 3 碎石和砂的颗粒级配曲线

Fig. 3 Curves of grain-size distribution of gravel and sand materials

碎石料和砂料的级配曲线如图 3 所示。碎石料颗粒相对密度为 2.73，最大、最小干重度分别为 18.9，15.8 kN/m<sup>3</sup>，成桩后的相对密实度为 0.50，其重度为 17.2 kN/m<sup>3</sup>，内摩擦角为 45.6°。砂料颗粒相对密度为 2.66，最大、最小干重度分别为 17.5，14.5 kN/m<sup>3</sup>，成桩后的相对密实度为 0.70，其重度为 16.5 kN/m<sup>3</sup>，内摩擦角为 31.0°。

双向土工格栅由聚丙烯材料经人工切割制成，网格尺寸为 8 mm×8 mm，肋宽为 8 mm。按照 GB/T

17689—2008 规范要求，采用万能试验机对双向土工格栅进行了抗拉强度测试。格栅的力学特性如表 1 所示。采用拉伸强度  $T$  为 2，7，12 kN/m 的 3 种材质土工格栅作为筋箍碎石桩的套筒材料，对应的拉伸模量  $J$  分别为 13.2，46.4，78.9 kN/m，其中  $T=7$  kN/m 土工格栅还作为加筋砂垫层的加筋材料。

表 1 双向土工格栅力学特性

Table 1 Mechanical characteristics of biaxial geogrids			
型号	拉伸强度 $T$ / (kN·m <sup>-1</sup> )	拉伸强度对应拉伸率/%	拉伸模量 $J$ / (kN·m <sup>-1</sup> )
#1	2	15.2	13.2
#2	7	15.1	46.4
#3	12	15.2	78.9

1.3 下卧层、软弱土层的填筑和碎石桩施工

下卧层的配制材料和比例参照文献[6]的室内模型试验，其由黏土、砂、石膏、水泥和水按照 0.6：0.18：0.12：0.03：0.07 比例配制而成，重度为 19.7 kN/m<sup>3</sup>。下卧层分为 3 层填筑，每层厚度为 60 mm。根据每层的体积和下卧层的重度，可求得每层填筑质量为 33.4 kg。

用于填筑软弱土层的黏土，首先放置于烘箱中烘干。随后根据目标含水率计算所需加水量，采用喷壶均匀喷洒并充分搅拌。最后用不透水薄膜密封，以备使用。黏土层分为 10 层填筑，采用均匀压实方法将各层厚度控制在 60 mm。

采用预埋钢管的方法进行碎石桩的施工，钢管外径为 50 mm，其值等于桩径。双向土工格栅包裹在钢管表面，重叠部分用尼龙扎带固定。在制备黏土层之前，将钢管置于下卧层上，并在激光仪和铅锤的辅助下，垂直准确的固定在模型箱的中心。完成软弱土层的填筑后，先灌入 100 mm 高度桩体所需的碎石质量，用闭口钢棒将桩体压实，然后将钢管缓慢拔出 80 mm，钢管内留 20 mm 碎石，以防止桩周土的挤压引起土工格栅变形。随后，再次灌入 100 mm 高度所需的碎石质量，钢管再次拔出。重复这个过程，直至桩体长度达到 600 mm。

1.4 加载方式

加载系统采用富力通达生产的多通道协调加载试验系统，荷载由伺服电机控制，并通过液压千斤顶施加。为模拟交通荷载特性，本次试验采用连续正弦加载曲线作为动力加载曲线（图 4），即

$$q = q_s + q_c \sin(2\pi ft) \quad (1)$$

式中  $q$  为施加于桩顶的动荷载； $q_s$  为恒定静荷载， $q_c$  为循环荷载的幅值，本试验中  $q_s$  取 0.4 倍  $q_{us}$ ， $q_c$  取 0.2 倍  $q_{us}$ ， $q_{us}$  为筋箍碎石桩复合地基静极限承载力； $f$  为加载频率，现场试验资料表明，交通荷载频率较



低, 通常不超过 6 Hz<sup>[18]</sup>。据此, 本试验中加载频率取为 5 Hz。图 4 为循环动荷载示意图。

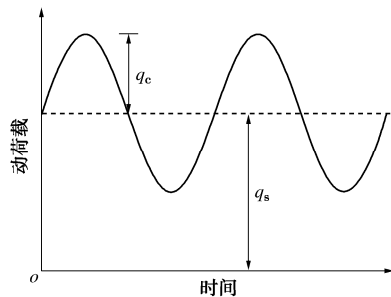


图 4 循环动荷载示意图

Fig. 4 Curve of cyclic loads

1.5 试验过程及内容

首先对筋箍碎石桩复合地基进行静载荷试验, 依据 Murugesan 等<sup>[19]</sup>试验中的应变控制加载方式, 应变速率取为 1.2 mm/min, 以确定静极限承载力  $q_{us}$ 。随后按照表 2 进行了动力加载试验。编号为#1, #2, #3, #4 的 4 组试验讨论了不同地基加固形式的影响。#1 为纯软土地基; #2 为普通碎石桩加固软土地基, 表中以 OSC 表示; #3 为筋箍碎石桩加固软土地基, 以 GESC 表示; #4 为筋箍碎石桩+加筋垫层形成双向增强复合地基。表 2 中 USB 与 GRSB 分别代表未加筋砂垫层和加筋砂垫层, 按照 Debnath 等<sup>[20]</sup>推荐的最优尺寸, 砂垫层中的加筋材料直径取为加载板直径的两倍。编号#3, #5, #6 探讨了土工格栅拉伸强度的影响, 分别采用拉伸强度  $T$  为 2, 7, 12 kN/m 的土工格栅作为竖向加筋套筒。编号#3, #7, #8 探讨了砂垫层厚度  $t$  的影响, 选取  $t$  为 0, 20, 40 mm 进行对比分析。

表 2 动载试验方案

Table 2 Programmes of cyclic loads			
编号	竖向加筋体	砂垫层	土工格栅拉伸强度/(kN·m <sup>-1</sup> )
#1	—	USB ( $t=20$ mm)	7
#2	OSC	USB ( $t=20$ mm)	7
#3	GESC	USB ( $t=20$ mm)	7
#4	GESC	GRSB ( $t=20$ mm)	7
#5	GESC	USB ( $t=20$ mm)	2
#6	GESC	USB ( $t=20$ mm)	12
#7	GESC	USB ( $t=0$ mm)	7
#8	GESC	USB ( $t=40$ mm)	7

2 试验结果与分析

为研究循环荷载作用下筋箍碎石桩复合地基的动力响应, 加载过程中监测了桩-土应力分布, 地基沉降, 孔隙水压力的累积与消散和桩体的鼓胀变形。

2.1 桩-土应力分布

桩顶平面处桩上应力以及桩间土上应力由土压力盒测定, 土压力盒埋设位置见图 2。作用于桩顶和桩周土上的应力( $p_{pile}, p_{soil}$ )由复合地基静极限承载力  $q_{us}$  进行了归一化处理, 即归一化的桩顶应力  $\alpha_p$  和桩周土

应力  $\alpha_s$ :

$$\left. \begin{aligned} \alpha_p &= \frac{p_{pile}}{q_{us}} \\ \alpha_s &= \frac{p_{soil}}{q_{us}} \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

式中,  $q_{us}$  为静极限承载力。

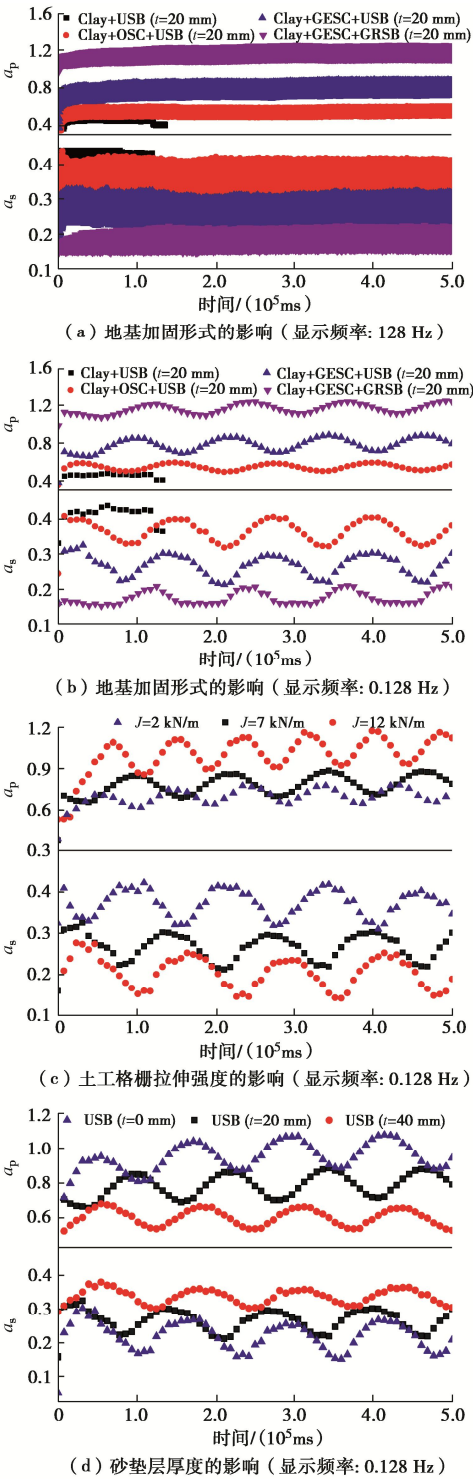


图 5 桩-土应力分布随时间的变化曲线

Fig. 5 Variation curves of pile-soil stress distribution with time

图 5 (a) 显示了 128 Hz 采集频率下 500 s 加载时间内  $\alpha_p, \alpha_s$  随时间的变化。由图可得, 循环荷载作用

下,桩-土应力为一条条“幅带”,且幅值的上下限在加载初期已达到稳定,随后不随加载时间变化。

图5(b)为显示频率为0.128 Hz下的荷载-时间关系曲线。4组不同地基加固形式(#1, #2, #3, #4)的归一化桩顶应力的最大值 $\alpha_{p, \max}$ 分别为0.51, 0.60, 0.92, 1.26; 归一化桩周土应力最大值 $\alpha_{s, \max}$ 分别为0.48, 0.44, 0.33, 0.23。试验结果表明,纯软土地基由于不存在竖向增强体,荷载由刚度均一的软基承担,应力分布比较均匀。普通碎石桩(OSC)作为竖向增强体,置换了部分强度较低的软土,由于碎石-土之间的刚度差异,荷载主要集中在碎石桩上,从而减少了桩周土的应力。筋箍碎石桩(GESC)中格栅套筒的环箍作用,提高了桩体的刚度,进一步减少了桩周土的应力。双向增强复合地基中桩周土的应力进一步减小,这是由于水平加筋体在荷载作用下由于桩土相对位移而发生挠曲变形,加筋体中的竖向分力抵消了部分作用在桩周土上的荷载。

图5(c)为不同土工格栅拉伸强度的荷载-时间关系曲线。拉伸强度 $T$ 为2, 7, 12 kN/m时,  $\alpha_{p, \max}$ 分别为0.86, 0.92, 1.31; 相应的 $\alpha_{s, \max}$ 分别为0.49, 0.33, 0.30。结果表明,随着土工格栅拉伸强度增加,动力荷载进一步集中至桩顶,这是因为筋材拉伸强度的提高能有效增加桩体刚度,桩体因此为复合地基进一步分担动力荷载,并将荷载通过桩身传递至下卧硬土层。

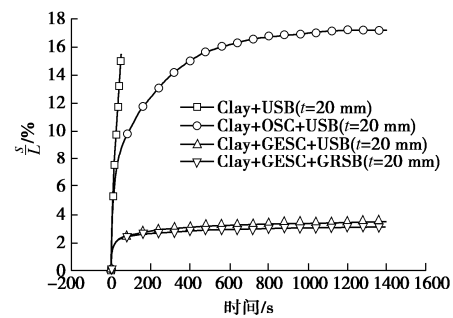
图5(d)为不同砂垫层厚度的荷载-时间关系曲线。砂垫层厚度 $t$ 分别为0, 20, 40 mm时,  $\alpha_{p, \max}$ 分别为1.13, 0.92, 0.68; 相应的 $\alpha_{s, \max}$ 分别为0.32, 0.33, 0.39。结果表明,动力荷载作用下,增大砂垫层厚度减少作用于桩顶的荷载。这说明砂垫层的存在能保证桩-土共同承担荷载,能够均化复合地基中的应力分布。这是因为在荷载作用下,由于碎石桩刚度远大于桩周土刚度,桩体将向上刺入砂垫层,同时砂垫层材料不断调整至桩周土上,因此荷载板能够通过砂垫层与桩周土保持接触。

## 2.2 地基沉降

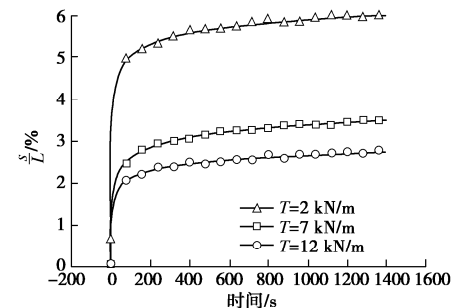
地基沉降,即加载板的竖向位移,由加载系统中的LVDT位移传感器自动采集。累积沉降 $s$ 由桩长 $L$ 进行了归一化处理,即归一化的累积沉降 $s/L$ 。

图6为累积沉降随时间的变化曲线,由图可知,累积沉降曲线在加载初期迅速发展,当加载时间达到1400 s时已基本保持稳定。图6(a)为不同地基加固形式的时间-沉降特性。结果表明,纯软土地基的沉降在较短加载时间内迅速增加,且很快超过了液压千斤顶的最大伸长量,这说明软土地基必须经过加固处治,否则不能直接作为路基承担交通荷载。对于普通碎石桩(OSC)加固软土地基,筋箍碎石桩(GESC)

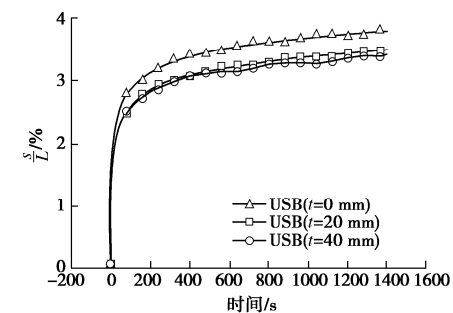
加固软土地基和双向增强复合地基等3种地基加固形式,加载时间为1400 s时的归一化累积沉降 $s/L$ 分别为17.2%, 3.44%, 3.08%。相较于普通碎石桩加固软土地基,在相同的交通循环荷载作用下,筋箍碎石桩加固软土地基的沉降明显减少,说明土工格栅加筋套筒能够保证碎石桩发生较小沉降时即获得一定的承载能力。此外,双向增强复合地基中的水平加筋体在一定程度上减少了地基的沉降。



(a) 地基加固形式的影响



(b) 土工格栅拉伸强度的影响



(c) 砂垫层厚度的影响

图6 累积沉降随时间的变化曲线

Fig. 6 Variation curves of cumulative settlement with time

图6(b)为不同土工格栅拉伸强度的时间-沉降特性。 $T$ 为2, 7, 12 kN/m 3种土工格栅1400 s时相应的归一化累积沉降 $s/L$ 分别为6.10%, 3.44%, 2.82%。结果表明,筋箍碎石桩复合地基的沉降随土工格栅拉伸强度提高而减小。根据桩体承受的竖向荷载 $p_{\text{pile}}$ 为

$$p_{\text{pile}} = Kp_r = K\left(\sigma_r + \frac{T}{r}\right) = K\left(\sigma_r + \frac{J\varepsilon_\theta}{r}\right), \quad (3)$$

式中,围限力 $p_r = \sigma_r + T/r$ ,  $T = J\varepsilon_\theta$ ,  $K$ 为侧土压力系数,  $J$ 为土工格栅拉伸模量,  $\sigma_r$ 为桩周土体所提供的环向压力,  $\varepsilon_\theta$ 为土工格栅加筋套筒的环向应变,  $r$ 为桩体半径。

可知, 相同竖向荷载作用下, 增大筋箍碎石桩中土工格栅套筒的拉伸模量  $J$ , 可以减小套筒的环向应变  $\varepsilon_\theta$ 。且已有研究表明<sup>[6]</sup>: 竖向荷载作用下, 土工格栅套筒的环向应变随着桩体轴向应变的增加而增大, 因此, 对于桩周包裹较高拉伸模量土工格栅套筒的碎石桩, 承担竖向荷载时, 套筒环向应变较小, 同时, 引起桩体鼓胀变形所需的轴向应变较小。故在路基处治工程中, 基于沉降控制设计, 应选取拉伸模量较高的土工格栅作为加筋套筒。

图 6 (c) 为不同砂垫层厚度的时间 - 沉降特性。砂垫层厚度  $t$  分别为 0, 20, 40 mm 时, 累积沉降  $s/L$  在 1400 s 时分别为 3.8%, 3.44%, 3.38%。结果表明, 增大砂垫层厚度能减小地基沉降, 这是由于砂垫层能提高应力扩散角, 均化复合地基中的应力。

### 2.3 孔隙水压力

桩周土孔隙水压力的变化由孔隙水压力计测定, 孔隙水压力计的埋设位置见图 2。超孔隙水压力  $u$  由  $\gamma_e H_e$  进行了归一化处理, 即归一化的超孔隙水压力:

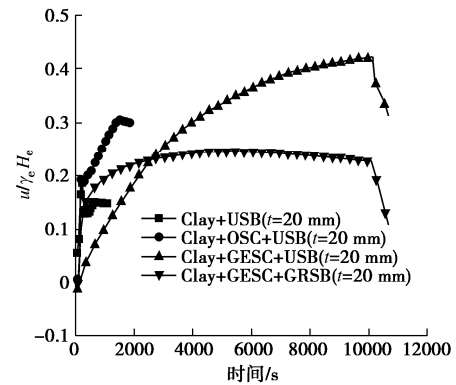
$$\alpha_u = \frac{u}{\gamma_e H_e}, \quad (4)$$

式中,  $\gamma_e$  为软土单位重度,  $H_e$  为上覆软土层厚度。

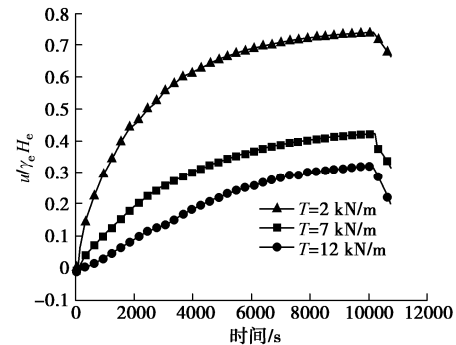
如图 7 所示为归一化的超孔隙水压力随时间的变化曲线,  $\alpha_u$  随加载时间呈非线性增长, 加载初期增长较快, 随后逐渐稳定, 随着加载的停止, 孔压迅速减小。图 7 (a) 为不同地基加固形式的超孔隙水压力随时间的关系。纯软土地基与普通碎石桩 (OSC) 加固软土地基在较短的加载时间内, 孔压增长较快, 但是由于加载时间较短, 超孔隙水压力累积曲线发展不完全。筋箍碎石桩 (GESC) 加固软土地基和双向增强复合地基的归一化超孔隙水压力最大值  $\alpha_{u, \max}$  分别为 0.42, 0.25。双向增强复合地基内的超孔隙水压力较小, 这是因为水平加筋材料将上部荷载转移至桩顶, 从而减少了荷载对桩周土的扰动。

图 7 (b) 为不同土工格栅拉伸强度的超孔隙水压力随时间的关系。拉伸强度  $T$  为 2, 7, 12 kN/m 时, 归一化超孔隙水压力最大值  $\alpha_{u, \max}$  分别为 0.74, 0.42, 0.32, 结果表明  $\alpha_{u, \max}$  随土工格栅拉伸强度增加而减小。这是因为桩周土超孔隙水压力的累积与作用在桩周土上的荷载有关, 复合地基中桩体刚度越大, 越多荷载向桩上集中, 桩间土上分担的荷载减小, 因此引起的超孔隙水压力的累积也越小。

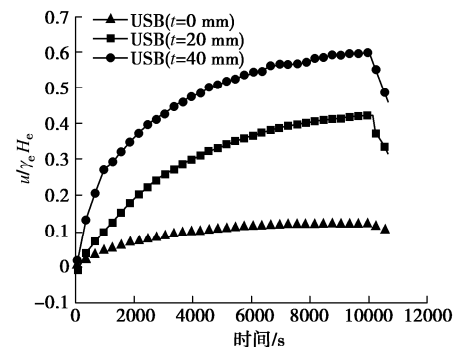
图 7 (c) 为不同砂垫层厚度的超孔隙水压力随时间的关系。砂垫层厚度  $t$  分别为 0, 20, 40 mm 时,  $\alpha_{u, \max}$  分别为 0.12, 0.42, 0.60。结果表明, 增大砂垫层的厚度将引起较大的超孔隙水压力。这进一步说明砂垫层的存在会将荷载传递至桩周土上, 从而引起土体的压缩和孔隙水压力的累积。



(a) 地基加固形式的影响



(b) 土工格栅拉伸强度的影响



(c) 砂垫层厚度的影响

图 7 超孔隙水压力随时间的变化曲线

Fig. 7 Variation curves of excess pore water pressure with time

### 2.4 鼓胀变形

竖向荷载作用下, 桩体产生轴向变形。由于土工格栅套筒为非刚性约束, 随着碎石材料的持续压密, 桩体产生径向变形, 使得土工格栅套筒产生环向拉伸应变和应力, 进一步为碎石桩体提供围限约束, 最终与上部荷载达到平衡。由于试验模型箱是由四块半圆部件组装而成 (如图 1 所示), 因此加载完成后可通过拆卸两块 300 mm 高的半圆部件, 小心挖除桩周土以展示桩体剖面。在不干扰桩体的情况下, 直接测量筋箍碎石桩的鼓胀变形。

图 8 为桩体径向应变随深度的变化曲线, 深度的单位用桩体直径  $d$  表示。图 8 (a) 为不同地基加固形式时桩体径向应变随深度的变化曲线。筋箍碎石桩 (GESC) 加固软土地基和双向增强复合地基中桩体的最大径向应变分别为 6% 和 14%。双向增强复合地基中筋箍碎石桩的径向应变较大, 这是由于相比较于

普通砂垫层, 水平加筋体的设置增大的垫层的刚度, 使得更多的竖向荷载向桩顶集中, 为平衡上部荷载, 需要进一步调动土工格栅套筒的环向拉力。

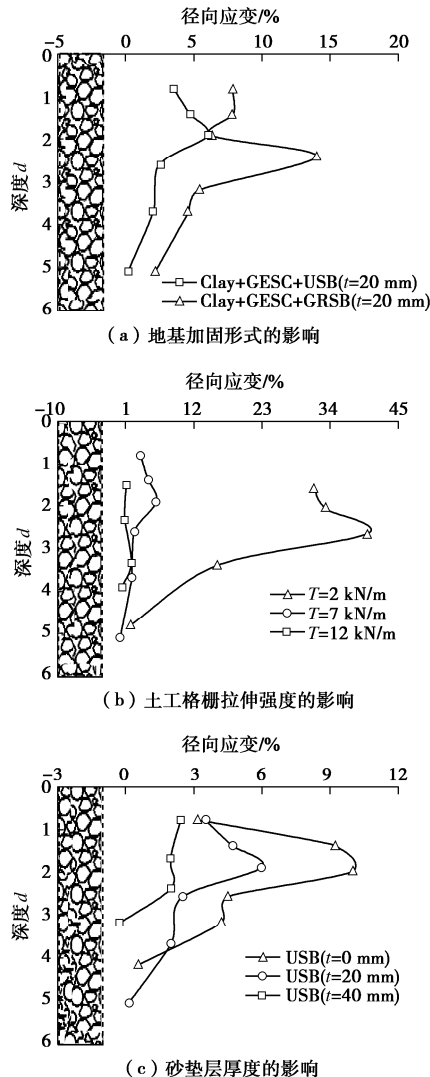


图8 鼓胀变形随深度的变化曲线

Fig. 8 Variation curves of bulging deformation with depth

图8(b)为不同土工格栅拉伸强度的桩体径向应变随深度的变化曲线。格栅拉伸强 $T$ 为2, 7, 12 kN/m (对应的筋材拉伸模量 $J$ 为13.2, 46.4, 78.9 kN/m)的桩体最大径向应变分别为40%, 6%, 2%。与2.2节所得的结论一致, 土工格栅拉伸模量越大, 抵抗相同上部荷载所需的径向应变越小。

图8(c)为不同砂垫层厚度的桩体径向应变随深度的变化曲线。砂垫层厚度 $t$ 分别为0, 20, 40 mm时, 桩体最大径向应变分别为10%, 6%, 2%。结果表明, 桩体径向应变随砂垫层厚度增加而减小, 这是因为作用于桩体的荷载随砂垫层厚度增加而减小, 因此较小的径向应变提供的围限约束即能平衡竖向荷载。

### 3 结 论

(1) 循环荷载作用下, 筋箍碎石桩复合地基中荷

载在桩顶和桩周土上的分布同样遵循刚度越大, 承载越大的原则。桩顶上承受的荷载随土工格栅加筋套筒拉伸强度的增加而增大, 随砂垫层厚度的增加而减小。

(2) 筋箍碎石桩复合地基的累积沉降在加载初期显著增大, 随后逐渐稳定。根据此规律, 采用筋箍碎石桩法处治软土路基时, 应密切关注路基初期的累积沉降, 适当加大该阶段的监测频率。土工格栅加筋套筒能够有效减小碎石桩体达到一定承载能力时所需的轴向应变。并且随着加筋套筒拉伸刚度的增加, 地基累积沉降减小。因此, 基于沉降控制设计, 应选取拉伸模量较高的土工格栅作为加筋套筒。

(3) 筋箍碎石桩复合地基中超孔隙水压力随加载时间逐渐增大, 并最终稳定, 其峰值取决于桩周土中应力的分布。增大土工格栅加筋套筒拉伸强度, 可提高桩体的刚度, 减少桩周土中的应力, 降低超孔隙水压力的峰值。增大砂垫层厚度, 荷载被传递至桩周土中, 可增大孔隙水压力的峰值。

(4) 筋箍碎石桩的鼓胀变形取决于桩体承受的竖向荷载和加筋套筒的拉伸模量。桩体承受的竖向荷载越大, 桩体的鼓胀变形越大, 以此调动土工格栅套筒的环向拉力来平衡竖向荷载。套筒拉伸模量越大, 则鼓胀变形较小时, 即可抵抗上部竖向荷载。

同时, 本研究仍存在一定局限性, 例如, 由于尺寸效应, 室内模型试验无法完全预测实际工程中筋箍碎石桩循环荷载响应, 因此今后研究中有必要进行现场原位试验。此外, 本文进行了单桩复合地基试验研究, 忽略了群桩效应, 而循环荷载下的群桩效应需要被进一步深入的研究。最后, 本文得出的结论对工程应用中设计施工参数的指导主要以定性为主, 因此, 应作进一步深入的研究以获得更加具体的指导方案。

### 参考文献:

- [1] 赵明华, 顾美湘, 张 玲, 等. 竖向土工加筋体对碎石桩承载变形影响的模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(9): 1587 - 1593. (ZHAO Ming-hua, GU Mei-xiang, ZHANG Ling, et al. Model tests on influence of vertical geosynthetic-encasement on performance of stone columns[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(9): 1587 - 1593. (in Chinese))
- [2] 陈建峰, 梅 森, 冯守中. 双向土工格栅加筋碎石桩单轴压缩试验[J]. 工程地质学报, 2019, 27(2): 311 - 316. (CHEN Jian-feng, MEI Sen, FENG Shou-zhong. Uniaxial compression tests of biaxial geogrid-encased stone columns[J]. Journal of Engineering Geology, 2019, 27(2): 311 - 316. (in Chinese))
- [3] 陈建峰, 王兴涛, 曾 岳, 等. 土工织物散体桩桩体大三轴



- 试验研究[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(12): 2212 - 2218. (CHEN Jian-feng, WANG Xing-tao, ZENG Yue, et al. Study on large triaxial compression tests of geosynthetic-encased stone column body[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(12): 2212 - 2218. (in Chinese))
- [4] WU C S, HONG Y S. Laboratory tests on geosynthetic-encapsulated sand columns[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2009, **27**(2): 107 - 120.
- [5] MIRANDA M, COSTA A D. Laboratory analysis of encased stone columns[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2016, **44**(3): 269 - 277.
- [6] OU YANG F, ZHANG J J, LIAO W M, et al. Characteristics of the stress and deformation of geosynthetic-encased stone column composite ground based on large-scale model tests[J]. Geosynthetics International, 2016, **24**(3): 1 - 13.
- [7] MIRANDA M, DA COSTA A, CASTRO J, et al. Influence of geotextile encasement on the behaviour of stone columns: Laboratory study[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2017, **45**(1): 14 - 22.
- [8] GHAZAVI M, AFSHAR J N. Bearing capacity of geosynthetic encased stone columns[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2013, **38**(38): 26 - 36.
- [9] ALI K, SHAHU J T, SHARMA K G. Model tests on single and groups of stone columns with different geosynthetic reinforcement arrangement[J]. Geosynthetics International, 2014, **21**(2): 103 - 118.
- [10] 陈建峰, 王波, 魏静, 等. 加筋碎石桩复合地基路堤模型试验[J]. 中国公路学报, 2015, **28**(9): 1 - 8. (CHEN Jian-feng, WANG Bo, WEI Jing, et al. Model test of embankment on composite foundation reinforced with geosynthetic-encased stone columns[J]. China Journal of Highway and Transport, 2015, **28**(9): 1 - 8. (in Chinese))
- [11] 白顺果, 侯永峰, 张鸿儒. 循环荷载作用下水泥土桩复合地基变形性状分析[J]. 岩土力学, 2006, **27**(4): 677 - 681. (BAI Shun-guo, HOU Yong-feng, ZHANG Hong-ru. Deformation analysis of composite foundation improved by cement-soil piles under cycle loading[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, **27**(4): 677 - 681. (in Chinese))
- [12] 刘杰, 肖佳兴, 何杰. 循环荷载下圆柱形桩与楔形桩复合地基工作性状对比试验研究[J]. 岩土力学, 2014, **35**(3): 631 - 636. (LIU Jie, XIAO Jia-xing, HE Jie. Comparison experimental research on work behavior of composite foundation with column and tapered piles under cyclic loadings[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(3): 631 - 636. (in Chinese))
- [13] 杨龙才, 郭庆海, 周顺华, 等. 高速铁路桥桩在轴向循环荷载长期作用下的荷载和变形特性试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, **24**(13): 2362 - 2368. (YANG Long-cai, GUO Qing-hai, ZHOU Shun-hua, et al. Dynamic behaviors of pile foundation of high-speed railway bridge under long-term cyclic loading in soft soil[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, **24**(13): 2362 - 2368. (in Chinese))
- [14] 朱斌, 任宇, 陈仁朋, 等. 竖向压循环荷载作用下单桩承载力及累计沉降特性模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2009, **31**(2): 186 - 193. (ZHU Bin, REN Yu, CHEN Ren-peng, et al. Model test on bearing capacity and accumulated settlement of single pile subjected to axial cyclic loading[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, **31**(2): 186 - 193. (in Chinese))
- [15] 陈仁朋, 任宇, 陈云敏. 刚性单桩竖向循环加载模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(12): 1926 - 1933. (CHEN Ren-peng, REN Yu, CHEN Yun-min. Experimental investigation on single stiff pile with long-term axial dynamic loading[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(12): 1926 - 1933. (in Chinese))
- [16] 邓国栋, 张家生, 王启云, 等. 高速铁路粗粒土填料动力参数试验研究[J]. 铁道科学与工程学报, 2014, **11**(2): 76 - 83. (DENG Guo-dong, ZHANG Jia-sheng, WANG Qi-yun, et al. Experimental research on dynamic parameters of high-speed railway coarse-grained padding[J]. Journal of Railway Science and Engineering, 2014, **11**(2): 76 - 83. (in Chinese))
- [17] 张孟喜, 林青松, 刘飞禹. 循环荷载作用下土工格栅拉伸试验研究[J]. 岩土力学, 2010, **31**(7): 2024 - 2029. (ZHANG Meng-xi, LIN Qing-song, LIU Fei-yu. Tensile experiments of geogrids under cyclic loading[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(7): 2024 - 2029. (in Chinese))
- [18] 彭雄志, 赵善锐, 罗书, 等. 高速铁路桥梁基础单桩动力模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2002, **24**(2): 218 - 221. (PENG Xiong-zhi, ZHAO Shan-rui, LUO Shu, et al. Dynamic model tests on pile foundation of high-speed railway bridge[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002, **24**(2): 218 - 221. (in Chinese))
- [19] MURUGESAN S, RAJAGOPAL K. Model tests on geosynthetic-encased stone columns[J]. Geosynthetics International, 2007, **14**(6): 346 - 354.
- [20] DEBNATH P, DEY A K. Bearing capacity of geogrid reinforced sand over encased stone columns in soft clay[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2017, **45**(6): 653 - 664.

DOI: 10.11779/CJGE202012006

# 砂-砾复合地层盾构隧道开挖面稳定模型试验与 极限支护压力研究

宋 洋<sup>1</sup>, 王伟颐<sup>\*2</sup>, 杜春生<sup>3</sup>

(1. 辽宁工程技术大学建筑与交通学院, 辽宁 阜新 123000; 2. 辽宁工程技术大学土木工程学院, 辽宁 阜新 123000;  
3. 中铁四局五公司, 江西 九江 332000)

**摘 要:** 砂-砾复合地层盾构掘进时支护力过小极易导致开挖面前方土体发生主动破坏, 造成地表沉降。定义砂-砾复合地层 $\sigma$  (盾构开挖面内粉细砂高度与盾构机刀盘直径的比值), 并通过试验分析了 $\sigma$ 对极限支护力、地表沉降和开挖面失稳扰动范围的影响; 基于模型试验和筒仓理论, 建立了适用于砂-砾复合地层的盾构隧道开挖面极限支护力计算模型, 将 $\sigma$ 引入模型中并推导出其计算公式。研究表明: ①随着开挖面支护力的减小, 开挖面发生主动破坏时侧向土压力-支护力曲线表现出不敏感阶段、快速下降阶段、缓慢下降阶段、稳定阶段 4 个阶段的规律; ②破坏时 $\sigma$ 越大, 越不利于地表沉降控制; ③与传统模型相比较, 通过试验得知破坏面近似为折线, 更贴合砂-砾复合地层的变形破坏模式; ④极限支护力随着 $\sigma$ 的增大呈近似线性的函数关系增长, 覆土深度较大时, 应充分重视 $\sigma$ 对极限支护力带来的影响; ⑤埋地层中, 覆土深度对极限支护力的影响更加明显, 需引起重视。研究结果对确定砂-砾复合地层开挖面的极限支护力有重要的指导意义。

**关键词:** 砂-砾复合地层; 盾构; 模型试验; 极限支护压力; 地表沉降规律

中图分类号: TU91 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)12-2206-09

**作者简介:** 宋 洋(1982—), 男, 辽宁丹东人, 副教授, 博士, 主要从事岩土与地下工程方面研究。E-mail: lgdsongyang@163.com。

## Model tests on stability and ultimate support pressure of shield tunnel in sand-gravel composite stratum

SONG Yang<sup>1</sup>, WANG Wei-yi<sup>2</sup>, DU Chun-sheng<sup>3</sup>

(1. College of Architecture and Communications, Liaoning Technical University, Fuxin 123000, China; 2. Civil Engineering College, Liaoning Technical University, Fuxin 123000, China; 3. China Railway No.4 Engineering Group Co., Ltd., Jiujiang 332000, China)

**Abstract:** For the shield-tunneling in sand-gravel composite stratum, if the support force is too small, it will easily lead to active destruction of soils in front of the excavation face and cause surface settlement. A parameter for the sand-gravel composite stratum is defined, that is the ratio of height of silty fine sand in excavation face to the cutter diameter of shield machine. Its effects on the ultimate support force, surface settlement and disturbance range of excavation face instability are analyzed. Based on the model tests and the silo theory, a computational model for the ultimate support force of excavation face of shield tunnels is established. It is introduced into the model, and the relevant formula is derived. The results show that: (1) With the decrease of the support force of the excavation face, the lateral earth pressure-support force curve exhibits the laws of insensitive stage, rapid declining stage, slow declining stage and stable stage. (2) The larger the value of  $\sigma$  is, the less conducive the control of surface settlement is. (3) Compared with that by the traditional model, the failure surface being approximately a broken line by the proposed method is more suitable for the deformation and failure mode of sand-gravel composite stratum. (4) The ultimate support force increases in an approximate linear functional relationship with the increase of  $\sigma$ . When the depth of overburden is large, the effects of  $\sigma$  on the ultimate support force should be paid more attention to. (5) In the shallow stratum, the effects of overburden depth on the ultimate support force are more obvious, and need to be paid attention to. The research results have important guiding significance to determining the ultimate support force of excavation face in sand-gravel composite stratum.

基金项目: 国家自然科学基金项目(51974146); 辽宁省自然科学基金项目(2019-ZD-0042); 中铁四局五公司重点科研攻关项目(19-2138)  
收稿日期: 2020-03-25  
\*通信作者(E-mail: 550754647@qq.com)

**Key words:** sand-gravel composite stratum; shield; model test; ultimate support pressure; surface settlement law

0 引 言

随着地下空间的大规模开发, 盾构施工面临的土层条件更加复杂多样。泥水平衡盾构在砂-砾复合地层中掘进时, 因地层松散、无黏聚力等特点, 土体易因开挖面支护力不足而造成失稳破坏, 给工程带来极大的影响<sup>[1]</sup>。因此, 合理确定砂-砾复合地层条件下盾构隧道开挖面支护力对工程具有重要的意义。已有众多学者通过理论分析和模型试验等方法, 对合理确定盾构隧道开挖面支护力以及开挖面稳定性问题进行了研究。Horn<sup>[2]</sup>最早基于 Janseen<sup>[3]</sup>的筒仓理论提出三维楔形体计算模型的概念, 该模型为开挖面稳定性极限平衡模型的演化奠定了基础; Jancsecz 等<sup>[4]</sup>对该理论进行了完善, 并建立了三维楔形体模型; Anagnostou 等<sup>[5-6]</sup>将该模型用于开挖面的稳定性研究, 对开挖面极限支护力及其主要影响因素进行论证分析; 赵明华等<sup>[7]</sup>对三维楔形体模型进行修正, 提出了适用于上硬下软地层的计算模型并得到极限支护力表达式; 陈仁朋等<sup>[8]</sup>通过大尺寸物理模型试验研究了干砂地层中不同埋深条件下盾构开挖面稳定性问题; 吕玺琳等<sup>[9]</sup>研究了饱和圆砾地层盾构隧道开挖面支护压力不足导致的渐进失稳破坏过程; 宋洋等<sup>[10]</sup>揭示了浅覆地层盾构开挖面被动破坏支护力变化规律及破坏模式。

本文在前人研究基础上, 以南宁市轨道交通 5 号线秀灵路站—明秀路站区间作为工程背景, 在定义砂-砾复合地层 $\sigma$  (盾构开挖面内粉细砂高度与盾构机刀盘直径的比值) 的基础上进行了不同覆土深度条件下开挖面失稳的模型试验研究, 提出适用于砂-砾复合地层条件下的计算模型并得到关于 $\sigma$ 的极限支护力公式, 与模型试验结果进行对比, 验证该方法的合理性, 最后进行参数分析。

1 工程背景

本标段秀灵路—明秀路区间起点为秀灵路站, 终点为明秀路站, 左 (右) 线起讫里程 CK13+659.087—CK14+340.100, 左线短链 1.694 m。左线长度为 679.319 m, 右线长度为 681.013 m, 区间总长度为 1360.332 m。区间采用盾构法施工, 采用一台海瑞克盾构机 (S-918), 盾构隧道管片内径 5.4 m, 外径 6 m, 管片厚度为 0.3 m。从上到下土层依次为素填土、黏土、粉质黏土、粉土、粉细砂、圆砾、泥岩, 见图 1。盾构始发段覆土深度为 9.46 m, 区间洞身主要位于粉细砂与圆砾层中, 拱顶位于粉细砂中, 具体土层 (自上而下) 参数见表 1。

表 1 土层物理力学参数

Table 1 Physical and mechanical parameters of soil layers					
土层编号	土层名称	重度 /(kN·m <sup>-3</sup> )	黏聚力/kPa	内摩擦角/(°)	压缩模量
① <sub>2</sub>	素填土	19.6	15.0	10.0	9
② <sub>2-1</sub>	黏土	19.4	50.0	11.6	24
② <sub>2-2</sub>	粉质黏土	19.9	45.0	13.0	21
③ <sub>1</sub>	粉土	19.7	16.0	15.0	12
④ <sub>1-1</sub>	粉细砂	20.1	0	21.0	10
⑤ <sub>1-1</sub>	圆砾	20.8	0	35.0	25
⑤ <sub>1-2</sub>	卵石	21.0	0	37.0	25
⑦ <sub>1-2</sub>	泥岩	20.6	65	18.0	50

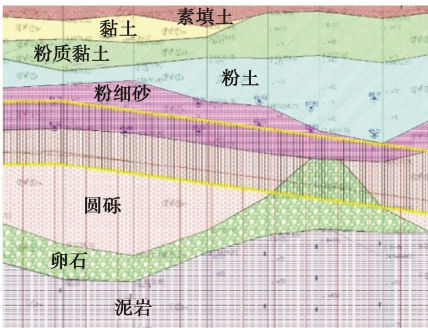


图 1 地质剖面

Fig. 1 Geological profile

2 模型试验设计

2.1 相似参数确定

根据工程实际和模型情况可得  $C_H=50$ ,  $C_\gamma=1.3$ , 由此可得<sup>[11]</sup>:  $C_c = C_E = C_\sigma = 65$ ,  $C_\phi = C_\epsilon = 1$ ,  $C_p = 50$ ,  $C_v = \sqrt{C_H} = 7.07$ 。其中,  $C_\sigma$ 为应力相似比,  $C_E$ 为压缩模量相似比,  $C_c$ 为黏聚力相似比,  $C_\gamma$ 为重度相似比,  $C_H$ 为几何相似比,  $C_\phi$ 为内摩擦角相似比,  $C_\epsilon$ 为应变相似比,  $C_p$ 为泥水压力相似比,  $C_v$ 为推进速度相似比。

2.2 模型土的选取

相似试验需要对模型土体进行选择和配制, 直到得到满足相似关系的相似材料。通过固结试验求得模型土的压缩模量, 通过直剪试验求得模型土的黏聚力、内摩擦角。经过 32 组土工试验, 模型试验上层土采用现场取回的④号粉细砂和云母粉按照干重量 2 : 1 的比例得到的混合材料, 下层土采用现场取回的⑤号圆砾和云母粉按照干重量 3 : 2 的比例得到的混合材料。由于云母粉的加入, 使得模型相似材料在保证一定体积的情况下, 重度和压缩模量有所减小, 具体参数取值见表 2。



液压油缸逐步施加刀盘顶推力, 其中刀盘转速为 2.5 r/min, 推进速度控制在 5 mm/min。同时将泥浆以一定的速度注入泥浆室, 并调节气压室压力至预定的开挖面支护压力。其中泥浆采用膨润土、CMC 与水的混合物, 三者按照膨润土:CMC:水的质量比为 85:3:1000 配制, 配制泥浆的密度为 1.18~1.22 kg/L, 漏斗黏度为 18~20。

(4) 当刀盘掘进至监测面前方 1 cm 时, 此时开挖面内已逐步形成泥膜, 停止掘进并降低仓压, 支护压力每次减小 2 kPa, 当开挖面侧向土压力变化小于 3 kPa 时, 可认为开挖面处于稳定状态; 当开挖面侧向土压力急剧下降时, 认定此时开挖面已经发生主动失稳破坏。

按照以上方法, 在覆土深度为 12, 20, 30 cm (对应实际工程覆土深度分别为 6, 10, 15 m) 时分别在  $\sigma$  ( $0 \leq \sigma \leq 1$ ) 不同的土层中进行试验, 研究开挖面主动失稳破坏时的侧向土压力及地表沉降发展规律。

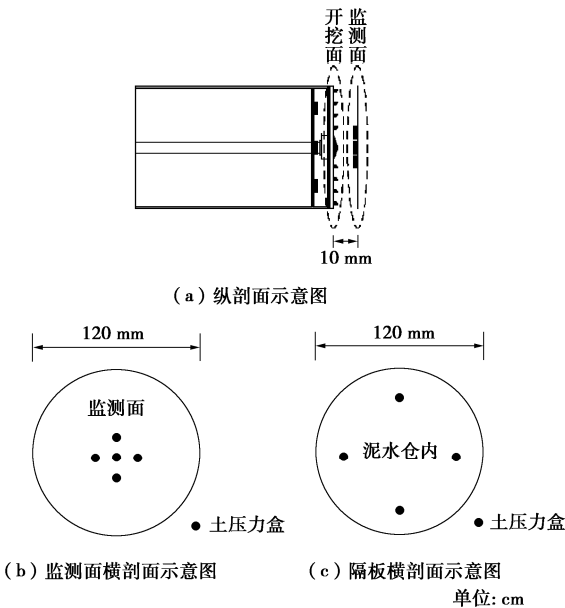


图 6 土压力盒布设图

Fig. 6 Layout of earth pressure boxes

### 3 试验结果分析

试验过程中通过对支护压力和土压力的动态监测以及地表位移的观测, 得到大量试验数据。限于篇幅, 本文主要介绍开挖面发生主动失稳破坏时不同覆土深度  $K$  条件下地层  $\sigma$  为 0.3, 0.7 的侧向土压力-支护力曲线, 同时对地表沉降槽形态以及开挖面失稳扰动范围与  $\sigma$  的关系曲线进行分析。需说明, 试验数据均从模型值按相似比关系换算成原型值。

#### 3.1 开挖面侧向土压力-支护力曲线

如图 7, 8 所示, 不同覆土深度  $K$  条件下, 开挖面侧向土压力在  $\sigma$  不同的地层中随支护力发展有着

相似的规律。随着开挖面支护力的减小, 开挖面发生主动破坏, 侧向土压力变化过程可分为 4 个阶段:

(1) 第一阶段, 不敏感阶段。由于泥膜对开挖面产生一定的保护作用, 开挖面侧向土压力随着支护力的降低不会立即发生明显变化。

(2) 第二阶段, 快速下降阶段。随后泥膜开始发生破坏, 土体局部发生失稳塌落, 将此时的开挖面支护力定义为极限支护力  $P$ 。在  $\sigma$  为 0.3 地层中, 覆土深度为 6, 10, 15 m 时开挖面的极限支护力分别为 18.1, 25.6, 32.5 kPa; 在  $\sigma$  为 0.7 地层中, 覆土深度为 6, 10, 15 m 时开挖面的极限支护力分别为 25.9, 40.7, 46.4 kPa。开挖面侧向土压力随着支护力的减小而急剧减小, 变化曲线接近线性, 且  $\sigma$  越大变化曲线斜率越大。此阶段土体局部进入到塑性破坏阶段, 并未形成连续的滑动面。

(3) 第三阶段, 缓慢下降阶段。随着开挖面支护力的继续减小, 侧向土压力减小趋势逐渐减缓, 并逐渐达到最小值。此阶段土体剪切破坏的范围逐渐达到最大, 最终形成连续的滑动面。

(4) 第四阶段, 稳定阶段。开挖面侧向土压力趋于稳定, 不再随支护力减小而发生显著变化, 此阶段开挖面前方土体处于整体失稳状态。

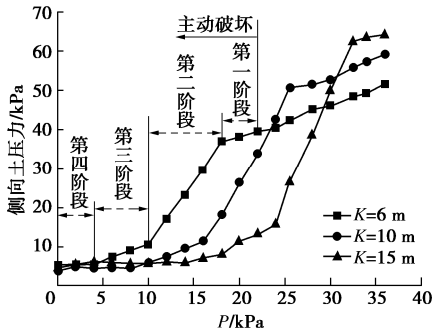


图 7 开挖面侧向土压力-支护力曲线 ( $\sigma=0.3$ )

Fig. 7 Lateral earth pressure-supporting force curves of excavation face ( $\sigma=0.3$ )

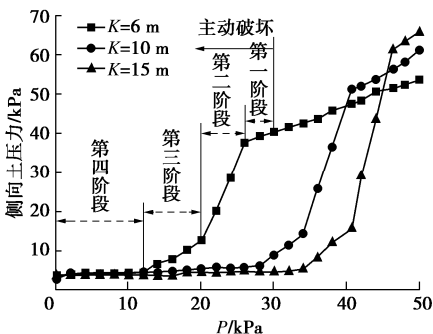


图 8 开挖面侧向土压力-支护力曲线 ( $\sigma=0.7$ )

Fig. 8 Lateral earth pressure-supporting force curves of excavation face ( $\sigma=0.7$ )

#### 3.2 地表横向沉降槽形态分析

覆土深度为 10 m 时, 试验得到每个阶段完成时



刻的砂-砾复合地层沉降槽形态曲线(图 9, 10)符合 Peck 公式<sup>[12]</sup>, 沉降槽曲线呈 V 形, 对称性良好。 $\sigma=0.3$  地层中开挖面发生主动破坏后相比较  $\sigma=0.7$  地层对横向土体影响范围较小, 表现出凹陷更为明显; 开挖面前方土体处于整体失稳状态时,  $\sigma=0.3$  地层地表沉降最大达到 22.7 cm,  $\sigma=0.7$  地层地表沉降最大达到 30 cm; 其中第二阶段地表沉降速率最快,  $\sigma=0.3$  地层在同一深度的沉降槽宽度小于  $\sigma=0.7$  地层。

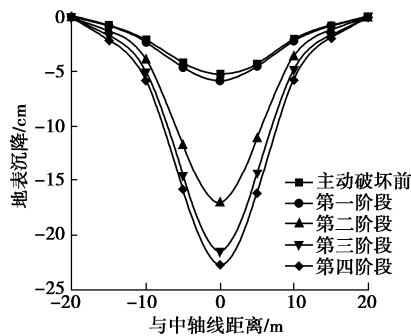


图 9 横向沉降槽 ( $\sigma=0.3$ )

Fig. 9 Transverse settlement tank ( $\sigma=0.3$ )

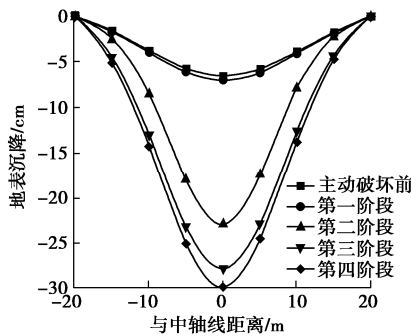


图 10 横向沉降槽 ( $\sigma=0.7$ )

Fig. 10 Curves of transverse settlement tank ( $\sigma=0.7$ )

3.3 地表纵向沉降槽形态分析

图 11, 12 分别是  $\sigma=0.3$  地层和  $\sigma=0.7$  地层发生主动破坏时每个阶段完成时刻地表的隧道中线纵向沉降槽,  $\sigma=0.3$  地层的地表沉降明显小于  $\sigma=0.7$  地层, 且第二阶段地表沉降速率最快; 在  $\sigma=0.3$  地层中, 地表最大沉降出现在开挖面正上方附近, 最大沉降值为 22.7 cm; 而在  $\sigma=0.7$  地层中, 地表最大沉降出现在开挖面前方 2.5 m (约为  $0.4D$ ) 附近, 最大沉降值为 32.5 cm。另外, 发生主动破坏时  $\sigma=0.7$  地层地表沉降影响范围比  $\sigma=0.3$  地层大, 说明砂-砾复合地层开挖面发生主动破坏时粉细砂占比越多, 越不利于地表沉降控制。

3.4 开挖面失稳扰动范围与  $\sigma$  值的关系曲线

试验结束后观察隧道覆土深度为 6 m、 $\sigma$  为 0~1 时开挖面的失稳扰动范围如图 13 所示。砂-砾复合地层开挖面破坏形式表现为整体破坏, 当  $\sigma$  为 0.1~0.9 时, 滑动土体近似分为上下两个楔形体, 破坏面近似

为折线, 折线拐点位于两个地层交界处, 即  $A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_7, A_8$  和  $A_9$ 。随着  $\sigma$  的增大, 粉细砂层失稳扰动范围增大, 其前方滑动面位置向前推移; 而圆砾层失稳扰动范围随着  $\sigma$  的增大而减小, 其前方滑动面位置几乎保持不变。当  $\sigma$  为 0 或 1 时, 此时开挖面为均质地层, 破坏面无明显拐点; 全断面粉细砂地层失稳扰动范围比全断面圆砾地层更大, 最大可达 4.1 m。

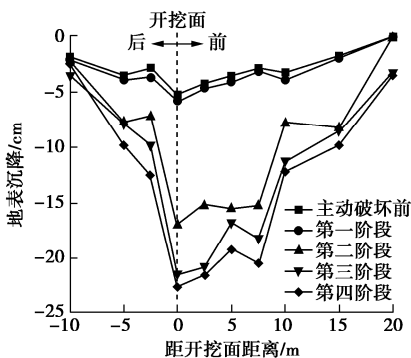


图 11 纵向沉降槽 ( $\sigma=0.3$ )

Fig. 11 Curves of longitudinal settlement tank ( $\sigma=0.3$ )

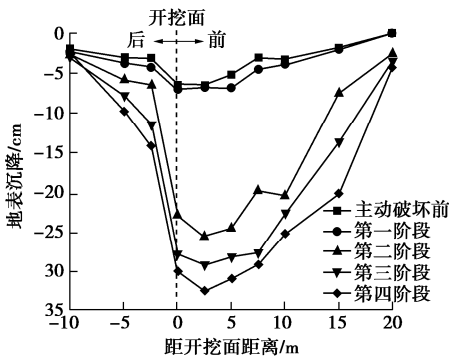


图 12 纵向沉降槽 ( $\sigma=0.7$ )

Fig. 12 Curves of longitudinal settlement tank ( $\sigma=0.7$ )

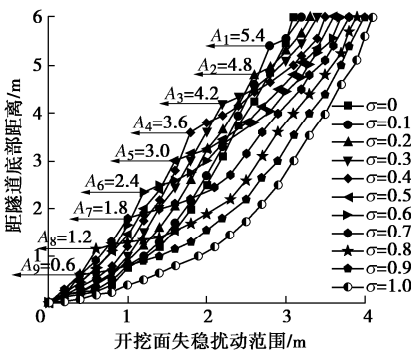


图 13 开挖面失稳扰动范围与  $\sigma$  值的关系曲线

Fig. 13 Relationship between disturbance range of excavation face instability and value of  $\sigma$

4 开挖面稳定性理论分析

4.1 建立理论模型

通过图 13 得知, 砂-砾复合地层盾构隧道施工过程中, 当支护压力不足时, 隧道开挖面发生整体破坏, 破坏面近似为折线, 且粉细砂地层破坏范围大于圆砾地层。基于极限平衡法, 对传统楔形体计算模型<sup>[4]</sup>进行修正, 提出适用于砂-砾复合地层的楔形体计算模型 (图 14)。图中正方形  $bagh$  为隧道开挖面, 正方形  $klmn$  为地表面,  $H$  为隧道覆土深度,  $\omega_1, \omega_2$  分别为粉细砂、圆砾地层楔形体的滑动破裂角,  $\omega = 45^\circ + \varphi/2$ <sup>[13]</sup>。其中  $\varphi$  为土体内摩擦角,  $D$  为盾构机刀盘直径,  $D_1, D_2$  分别为开挖面内粉细砂、圆砾地层的高度,  $D = D_1 + D_2$ ,  $B$  为隧道的等效直径<sup>[14]</sup>,

$$B = \frac{D\sqrt{\pi}}{2} \quad (1)$$

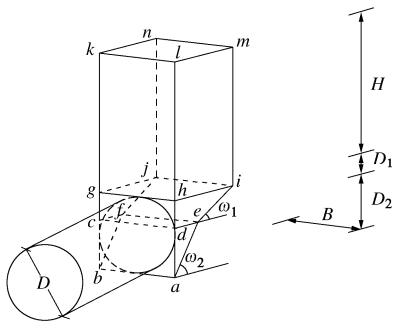


图 14 修正三维楔形体计算模型

Fig. 14 Modified 3D wedge model

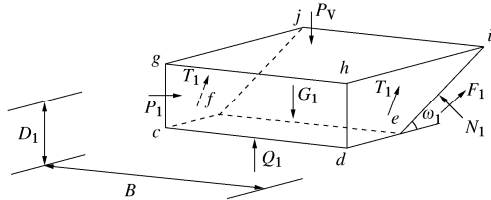


图 15 粉细砂地层楔形体受力示意图

Fig. 15 Schematic diagram of stress of wedge in fine sand formation

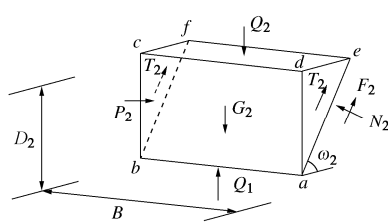


图 16 圆砾地层楔形体受力示意图

Fig. 16 Schematic diagram of stress of wedge in round gravel formation

图 15, 16 为理想情况下的砂-砾复合地层盾构开挖面失稳的简单几何模型。其中  $P_v$  为滑动楔形体上部的竖向合力;  $P_1, P_2$  为粉细砂、圆砾地层受到的推力;  $G_1, G_2$  为粉细砂、圆砾地层的自重;  $T_1, T_2$  为粉细砂、

圆砾地层侧向滑动面上的摩阻力;  $F_1, F_2$  为粉细砂、圆砾地层开挖面前方滑动面的摩阻力;  $N_1, N_2$  为粉细砂、圆砾地层开挖面前方滑动面的总压力;  $Q_1, Q_2$  为粉细砂、圆砾地层之间相互作用的合力。为简化推导, 在计算中, 进行如下假定:

- (1) 开挖面的破坏范围由楔形体和棱柱体构成。
- (2) 矩形  $abgh$  的面积等于盾构开挖面的面积。
- (3) 楔形体顶面及倾斜滑动面应力均匀分布。
- (4) 开挖面支护力均匀分布。

(5) 土体为刚塑性材料, 服从 Mohr-Coulomb 破坏准则, 则滑动面的抗剪公式:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \varphi \quad (2)$$

式中,  $\tau$  为极限抗剪强度,  $\sigma_n$  为剪切面上的法向应力,  $c$  为黏聚力,  $\varphi$  为内摩擦角。

#### 4.2 开挖面极限支护力公式推导

为方便研究砂-砾复合地层盾构开挖面内粉细砂层高度与极限支护力之间的关系, 将  $\sigma$  引入公式中,  $\sigma = D_1/D$ , 则有  $P_1 = \sigma P, P_2 = (1 - \sigma)P$ 。

当盾构在砂-砾复合地层中开挖面支护力过小时, 粉细砂圆砾地层楔形体将向下滑动从而发生主动破坏; 分别建立粉细砂、圆砾地层楔形体在向下滑动时的水平与竖直方向受力平衡方程, 进行求解。

粉细砂地层楔形体:

$$P_1 + 2T_1 \cos \omega_1 + F_1 \cos \omega_1 = N_1 \sin \omega_1 \quad (3)$$

$$P_v + G_1 = Q_1 + 2T_1 \sin \omega_1 + F_1 \sin \omega_1 + N_1 \cos \omega_1 \quad (4)$$

圆砾地层楔形体:

$$P_2 + 2T_2 \cos \omega_2 + F_2 \cos \omega_2 = N_2 \sin \omega_2 \quad (5)$$

$$Q_2 + G_2 = F_2 \sin \omega_2 + N_2 \cos \omega_2 + 2T_2 \sin \omega_2 \quad (6)$$

上覆土压力应力  $\sigma_v$  采用太沙基松动土压力理论<sup>[15]</sup>:

$$\sigma_v = \frac{\gamma HL - 2(H+L)c}{2(H+L)K \tan \varphi} \cdot \left( 1 - e^{-\frac{2(H+L)K \tan \varphi}{HL} z} \right) + P_0 e^{-\frac{2(H+L)K \tan \varphi}{HL} z} \quad (7)$$

$$H = 2 \left[ D + D \tan \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right] \quad (8)$$

$$L = 2 \left[ D \tan \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right] \quad (9)$$

则可得作用于楔形体上的上覆土压力  $P_v$ :

$$P_v = [\sigma D \cot \omega_1 + (1 - \sigma) D \cot \omega_2] B \sigma_v \quad (10)$$

式中,  $H, L$  为土层松动范围,  $D$  为隧道直径,  $c$  为土体的黏聚力,  $\varphi$  为内摩擦角,  $\gamma$  为重度,  $z$  为厚度,  $P_0$  为地表荷载,  $K$  为土侧压力系数, 符合  $K = 1 - \sin \varphi$ <sup>[16]</sup>。

粉细砂、圆砾地层楔形体自重分别为

$$G_1 = \frac{1}{2} \sigma^2 \gamma_1 B D^2 \cot \omega_1 + \sigma(1 - \sigma) \gamma_1 B D^2 \cot \omega_2 \quad (11)$$

$$G_2 = \frac{1}{2} (1 - \sigma)^2 \gamma_2 B D^2 \cot \omega_2 \quad (12)$$

砂-砾复合地层楔形体竖向应力示意图如图 17 所示, 滑动楔形体上覆土压力应力为  $\sigma_{v0}$ , 假定砂-砾复合地层楔形体滑动面上的竖向应力分别随深度线性增加, 则滑动面  $ade$  ( $bcf$ ) 与  $hdei$  ( $gcff$ ) 各点处的竖向应力  $\sigma_z$  为

$$\sigma_{z1} = \sigma_{v0} + \gamma_1(D_1 - z_1) \quad (0 \leq z_1 \leq D_1), \quad (13)$$

$$\sigma_{z2} = \sigma_{v0} + \gamma_1 D_1 + \gamma_2(D_2 - z_2) \quad (0 \leq z_2 \leq D_2)。 \quad (14)$$

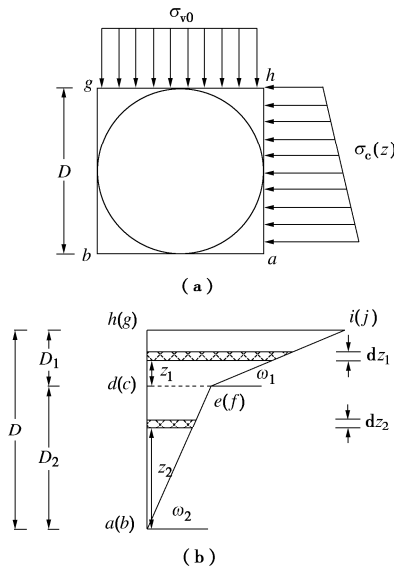


图 17 楔形体竖向应力计算示意图

Fig. 17 Schematic diagram of vertical stress calculation of wedge

则滑动面  $aeihd$  ( $bffgc$ ) 上任意点处的侧压力  $\sigma_c$  为

$$\sigma_c = K\sigma_z, \quad (15)$$

式中,  $K$  为土体侧压力系数,  $K=1-\sin\varphi$ <sup>[16]</sup>, 分别取滑动面  $aed$  ( $bcf$ ) 与  $deih$  ( $cffg$ ) 上的微元面积, 则作用于该微元面积上的剪力  $dT$  为

$$dT = [c + \sigma_c \tan \varphi] ds. \quad (16)$$

通过积分可得到作用于滑动面  $aed$  ( $bcf$ ) 与  $deih$  ( $cffg$ ) 上的剪力  $T$ :

$$T_1 = \frac{1}{2} \sigma D \left\{ (1-\sigma) D \cot \omega_2 \left[ 2c_1 + K_1 \tan \varphi_1 (2\sigma_{v0} + \sigma D \gamma_1) \right] + \sigma D \cot \omega_1 \left[ c_1 + K_1 \tan \varphi_1 \left( \sigma_{v0} + \frac{1}{3} \gamma_1 \sigma D \right) \right] \right\}, \quad (17)$$

$$T_2 = \frac{1}{2} (1-\sigma)^2 D^2 \cot \omega_2 \left\{ c_2 + K_2 \tan \varphi_2 \left[ \sigma_{v0} + \frac{1}{3} (1-\sigma) D \gamma_2 + \sigma D \gamma_1 \right] \right\}. \quad (18)$$

粉细砂、圆砾地层开挖面前方滑动面的摩阻力分别为

$$F_1 = \frac{c_1 B D_1}{\sin \omega_1} + N_1 \tan \varphi_1, \quad (19)$$

$$F_2 = \frac{c_2 B D_2}{\sin \omega_2} + N_2 \tan \varphi_2. \quad (20)$$

由于  $Q_1=Q_2$ , 则将式 (19), (20) 代入到式 (3) ~ (6) 中消去  $N_1, N_2$  可得砂-砾复合地层隧道开挖面主动破坏的极限支护力  $P$  为

$$P = \frac{P_v + G_1 + G_2 - E_5 - E_1 E_3 - E_2 E_4}{[\sigma E_1 + (1-\sigma) E_2]}, \quad (21)$$

式中,

$$E_1 = \frac{\tan \varphi_1 \sin \omega_1 + \cos \omega_1}{\sin \omega_1 - \tan \varphi_1 \cos \omega_1}, \quad (22)$$

$$E_2 = \frac{\tan \varphi_2 \sin \omega_2 + \cos \omega_2}{\sin \omega_2 - \tan \varphi_2 \cos \omega_2}, \quad (23)$$

$$E_3 = 2T_1 \cos \omega_1 + \sigma c_1 B D \cot \omega_1, \quad (24)$$

$$E_4 = 2T_2 \cos \omega_2 + (1-\sigma) c_2 B D \cot \omega_2. \quad (25)$$

$$E_5 = 2T_1 \sin \omega_1 + 2T_2 \sin \omega_2 + \sigma c_1 B D + (1-\sigma) c_2 B D. \quad (26)$$

则开挖面中心点极限支护力为

$$P_z = \frac{P}{B D}. \quad (27)$$

#### 4.3 模型验证

基于南宁市轨道交通 5 号线秀灵路站—明秀路车站区间地质资料, 盾构始发段  $\sigma$  取 0.4, 采用传统楔形体模型<sup>[4]</sup>和本文提出的砂-砾复合地层楔形体模型分别计算隧道开挖面最小支护力, 其中当用传统楔形体模型<sup>[4]</sup>计算时, 土体不考虑分层且强度指标采用上下层土加权平均值。为了验证本文楔形体模型计算的准确性, 将理论计算结果与模型试验结果进行了对比分析, 模型试验为 28.5 kPa, 传统计算模型<sup>[4]</sup>为 33.6 kPa, 本文计算模型为 29.7 kPa。

传统模型<sup>[4]</sup>计算出砂-砾复合地层盾构隧道开挖面的极限支护力为 33.6 kPa, 计算结果比模型试验结果 (28.5 kPa) 稍大, 相对误差为 17.89%, 误差相对较大, 偏于保守; 而本文模型计算出的极限支护力为 29.7 kPa, 计算结果与模型试验结果 (28.5 kPa) 基本一致, 相对误差为 4.21%, 误差较小。

对比两种楔形体模型计算结果发现: 当开挖面横跨粉细砂和圆砾上下两个地层时, 本文计算模型比传统计算模型<sup>[4]</sup>更接近模型试验结果, 证明本文提出的计算模型是适用的, 同时说明考虑破坏面的分层是有必要的。

#### 4.4 参数分析

为了进一步分析砂-砾复合地层中  $\sigma$  值与极限支护力和覆土深度的关系, 将式 (27) 整理成  $P_z = f(\sigma)$  的关系式:

$$P_z = \frac{(A\sigma^3 + B\sigma^2 + C\sigma + D)}{(E + F\sigma)}, \quad (28)$$



式中,  $A, B, C, D, E, F$  均为参数, 以模型试验数据为基础, 利用式 (28) 分别拟合不同覆土深度条件下  $\sigma$  对极限支护力的影响曲线, 结果如图 18 所示。

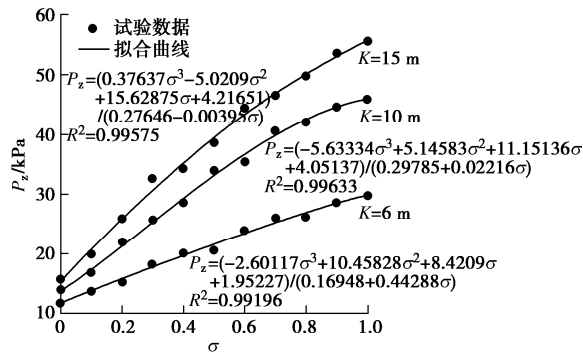


图 18  $\sigma$  对  $P_z$  值的影响拟合曲线

Fig. 18 Effects of  $\sigma$  on  $P_z$

由图 18 可知, 本文计算模型能够较好的描述在砂-砾复合地层中  $\sigma$  对开挖面中心点极限支护力的影响关系, 极限支护力随着  $\sigma$  的增大呈近似线性的函数关系增长, 不同覆土深度下本文计算模型的  $R^2$  均在 0.99 以上。当覆土深度为 15 m 时,  $\sigma$  对极限支护力的影响较大; 当覆土深度为 6 m 时,  $\sigma$  对极限支护力的影响较小。当覆土深度大于 10 m 时, 极限支护力随着覆土深度的增大而变化较小; 当覆土深度小于 10 m 时, 极限支护力随着覆土深度的减小而变化较大。由此可见, 在覆土较深地层当中, 要充分重视  $\sigma$  对极限支护力带来的影响; 而在浅埋地层中,  $\sigma$  对极限支护力的影响相对较小, 但覆土深度对极限支护力的影响较明显, 需引起重视。

## 5 结 论

以南宁市轨道交通 5 号线秀灵路站—明秀路站区间作为工程背景, 通过自主设计的试验装置, 不同覆土深度条件下分别在  $\sigma$  ( $0 \leq \sigma \leq 1$ ) 不同的地层中进行试验, 研究开挖面主动失稳破坏时的侧向土压力及地表沉降发展规律。

(1) 不同覆土深度条件下开挖面侧向土压力随着支护力的减小, 有着相似的规律, 主要经历不敏感、快速下降、缓慢下降、稳定 4 个阶段。

(2) 地表横向和纵向表现出的沉降槽形态随着  $\sigma$  的减小而变得更加明显, 其中地表横向的沉降槽形态曲线符合 Peck 公式。

(3) 本文基于模型试验和筒仓理论, 提出适用于砂-砾复合地层的计算模型并得到极限支护力表达式, 本文方法相对于传统方法与模型试验结果更加吻合, 证明在砂-砾复合地层中破坏面为折线的合理性。

(4) 覆土深度大于 10 m 时, 要充分重视  $\sigma$  对极限支护力带来的影响; 覆土深度小于 10 m 时,  $\sigma$  对极限支护力的影响相对较小, 但覆土深度对极限支护力的影响较明显, 需要引起足够的重视。

## 参考文献:

- [1] 袁大军, 沈 翔, 刘学彦, 等. 泥水盾构开挖面稳定性研究[J]. 中国公路学报, 2017, 30(8): 24 - 37. (YUAN Da-jun, SHEN Xiang, LIU Xue-yan, et al. Study on stability of excavation face of mud-water shield[J]. China Journal of Highway and Transport, 2017, 30(8): 24 - 37. (in Chinese))
- [2] HORN M. Horizontal earth pressure on perpendicular tunnel face[C]// Proceedings of the Hungarian National Conference of the Foundation Engineer Industry Hungarian, 1961, Budapest.
- [3] JANSSEN H A. Versuche fiber getreidedruck in silozellen[J]. Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure, 1895, 39(35): 1045 - 1049.
- [4] JANCSEK S, STEINER W. Face support for a large mix-shield in heterogeneous ground conditions[C]// Proceeding of the 7 th International Symposium on Tunneling. London: Taylor and Francis, 1994.
- [5] ANAGNOSTOU G, KOVARI K. The face stability of slurry-shield-driven tunnels[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 1994, 9(2): 165 - 174.
- [6] ANAGNOSTOU G, KVOARL K. Face stability conditions with Earth-Pressure-Balanced Shields[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 1996, 11(2): 165 - 173.
- [7] 赵明华, 毛 韬, 牛浩懿, 等. 上硬下软地层盾构隧道开挖面极限支护力分析[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2016, 43(1): 103 - 109. (ZHAO Ming-hua, MAO Tao, NIU Hao-jin, et al. Extreme supporting force analysis of shield tunnel excavation faces in upper and lower soft stratum[J]. Journal of Hunan University (Natural Science), 2016, 43(1): 103 - 109. (in Chinese))
- [8] 陈仁朋, 李 君, 陈云敏, 等. 干砂盾构开挖面稳定性模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(1): 117 - 122. (CHEN Ren-peng, LI Jun, CHEN Yun-min, et al. Experimental study on stability of excavated face of dry sand shield tunneling[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(1): 117 - 122. (in Chinese))
- [9] 吕玺琳, 曾 盛, 王远鹏, 等. 饱和圆砾地层盾构隧道开挖面稳定性物理模型试验[J]. 岩土工程学报, 2019, 41(增

- 刊 2): 129 - 132. (LU Xi-lin, ZENG Sheng, WANG Yuan-peng, et al. Physical model test of stability of excavation face of shield tunnel in saturated cobbledstratum[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, 41(S2): 129 - 132. (in Chinese))
- [10] 宋 洋, 张维东, 王贺平, 等. 浅覆地层盾构开挖面被动破坏极限支护力及破坏模式研究[J]. 防灾减灾工程学报, 2019, 39(5): 748 - 754. (SONG Yang, ZHANG Wei-dong, WANG He-ping, et al. Research on the passive support limit and failure mode of the passive damage of shallow shield excavation face[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2019, 39(5): 748 - 754. (in Chinese))
- [11] 王士民, 陈 兵, 王先明, 等. 盾构隧道二次衬砌合理施作时机模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2020, 42(5): 882 - 891. (WANG Shi-min, CHEN Bing, WANG Xian-ming, et al. Model test research on the reasonable operation timing of secondary lining of shield tunnel[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, 42(5): 882 - 891. (in Chinese))
- [12] PECK R B. Deep excavations and tunneling in soft ground[C]// Proceeding of 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1969, Mexico.
- [13] 秦建设. 盾构施工开挖面变形与破坏机理研究[D]. 南京: 河海大学, 2005. (QIN Jian-she. Study on Deformation and Failure Mechanism of Shield Excavation Face[D]. Nanjing: Hohai University, 2005. (in Chinese))
- [14] LEE I M, LEE J S, NAM S W. Effect of seepage force on tunnelface stability reinforced with multi-step pipe grouting[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2004, 19(6): 51 - 565.
- [15] T ERZAUHI K. Theoretical Soil Mechanics[M]. New York: John Wiley and Sons, 1943: 66 - 76.
- [16] SCHMIDT B. Discussion on "Earth pressure at rest related to stress history"[J]. Canadian Ueotechnical Journal, 1996, 3(4): 239 - 242.

### 第三届全国软土工程学术会议第一号通知（征文）

第一届全国软土工程学术会议本着“软土工程的理论创新与工程实践”的主题，于 2013 年 11 月在同济大学顺利召开。第二届全国软土工程学术会议围绕着“软土工程的性能与安全”的主题，于 2017 年 11 月在天津大学成功举办。第三届全国软土工程学术会议将于 2021 年 11 月中旬在南京召开。全国各地软土工程专家学者将欢聚一堂，以“软土工程智能建造”为主题，针对重大软土工程问题、软土工程新理论、新技术以及学科发展进行研讨。

本次会议将为学者和同行面对面深入广泛的学术交流研讨提供机会，届时将邀请土力学与软土工程领域的知名专家学者就软土工程学科的发展作综述报告，共同探讨土力学与软土工程学科的发展趋势，展现最新研究进展和成果。

会议将通过大会特邀报告、主题报告、分组报告、研究生专场报告等形式，大家共享新思想，激发新思维，拓宽新视野，进一步推动我国在软土工程的理论和工程实践等方面的进程，促进我国软土工程领域的可持续发展。

会议主要研讨软土工程的基本理论、实践探索、新技术

和新方法等。征文内容包括以下 10 个方面。①软土的基本特性与本构关系；②软土工程勘察、测试与智能评价；③软土地基处理创新与智能化施工；④软土基础工程；⑤软土地下工程；⑥软土动力学与地震工程；⑦软土工程数值仿真与信息化技术；⑧绿色软土工程；⑨软土地区重大工程实践；⑩软土工程的其他问题。

应征论文须符合上述征文内容要求，且未公开发表过，作者文责自负，字数一般不超过 8000 字（6 页以内，含图表与公式）。

学术委员会将组织专家对所提交的论文进行审查，录用论文将推荐至《岩土工程学报》增刊、《建筑科学与工程学报》正刊等形式发表。论文格式详见《岩土工程学报》征稿简则，期刊录用论文的版面费按照各期刊要求收取。

论文请通过电子邮件发到大会议秘书处会务邮箱（softsoilseu@163.com），并注明作者的详细通讯地址、邮编、联系电话及 Email 地址。

DOI: 10.11779/CJGE202012007

# 冲击扰动下滑移型岩爆的模拟试验及机理探讨

邓树新<sup>1</sup>, 王明洋<sup>1, 2</sup>, 李杰<sup>2</sup>, 张国凯<sup>1</sup>, 王振<sup>1</sup>

(1. 南京理工大学机械工程学院, 江苏 南京 210094; 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)

**摘要:** 由岩体结构面滑移破坏导致的滑移型岩爆对外界扰动敏感、释放能量巨大, 一旦发生可能带来灾难性的后果。利用自主研发的试验装置, 结合高速摄影技术, 模拟了冲击扰动下岩块从开始滑移至发生岩爆全过程, 并从内因、外因和诱因3方面探讨了滑移型岩爆机理。冲击扰动应力波在块系岩体中传播造成结构面正应力的减小导致摩擦力下降, 即超低摩擦现象。如果结构面摩擦力减小到小于结构面剪切力, 岩块开始滑移。如果最终的动摩擦力也仍然小于结构面剪切力, 岩块将持续滑移导致块系岩体失稳崩塌, 发生滑移型岩爆。冲击扰动诱发的岩块间滑移运动与结构面初始应力状态密切相关。引入一个无量纲能量参数来表征动力扰动诱发滑移型岩爆的临界能量条件, 并给出了该能量参数与结构面初始应力状态的定量关系。总结得出滑移型岩爆产生需要满足3个条件: 块系岩体中存在软弱结构面(内因), 结构面上的应力水平接近临界状态(外因), 动力扰动使得结构面抗剪强度降低(诱因)。

**关键词:** 滑移型岩爆; 冲击扰动; 模型试验; 岩爆机理; 高速摄影

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)12-2215-07

**作者简介:** 邓树新(1988—), 男, 讲师, 博士, 主要从事深部岩石力学与地下防护工程等方面的教学和科研工作。E-mail: dsx@njjust.edu.cn。

## Mechanism and simulation experiment of slip-type rock bursts triggered by impact disturbances

DENG Shu-xin<sup>1</sup>, WANG Ming-yang<sup>1, 2</sup>, LI Jie<sup>2</sup>, ZHANG Guo-kai<sup>1</sup>, WANG Zhen<sup>1</sup>

(1. School of Mechanical Engineering, Nanjing University of Science and Technology, Nanjing 210094, China; 2. State Key Laboratory of Disaster Prevention and Mitigation of Explosion and Impact, The Army Engineering University of PLA, Nanjing 210007, China)

**Abstract:** The slip-type rock burst caused by the sliding of structural surfaces is sensitive to external disturbances and may release huge energy. Once it occurs, it may have catastrophic consequences for construction workers and engineering equipments. Using the self-developed test device and the high-speed photography technology, the whole process of the slip-type rock bursts from initial sliding to slip instability under impact disturbance is simulated. The mechanism is discussed from three aspects including external causes, internal causes and incentives. After an external impact, the propagation of stress waves in the blocky rock masses can lead to the reduction of friction, which is known as the ultra-low friction phenomenon. Once the friction force of structural planes reduces to a value less than the initial shear force of the structural plane, the rock block begins to slip. If the final dynamic friction force is still less than the shear force, the rock block will continue to slip, causing the blocky rock masses to be instable and collapse, namely a slip-type rock burst. The sliding motion between rock blocks induced by impact disturbance is closely related to the initial stress level of structural surfaces. A dimensionless energy parameter is introduced to characterize the critical energy condition of slip-type rock bursts induced by dynamic disturbances, and the quantitative relationship between the energy parameter and the initial stress state of the structural plane is given. It is concluded that three conditions need to be met for the occurrence of slip-type rock bursts: there are weak structural planes (internal causes) in the block rock mass, the stress conditions on the structural planes are close to the critical state (external causes), and the dynamic disturbance causes the shear strength of the structural plane to decrease (incentives).

**Key words:** slip-type rock burst; impact disturbance; model test; rock burst mechanism; high-speed photography

## 0 引言

随着中国经济建设和国防建设的高速发展, 地下资源的利用和地下空间的开发都不断趋向于地球深

基金项目: 国家自然科学基金青年基金项目(51909120)

收稿日期: 2020-05-06

\*通信作者(E-mail: wmyrf@163.com)

部。在修建大埋深的矿井和隧道时,岩爆是一种常见的岩体动力灾害,一旦发生将可能造成人员伤亡、设备报废等事故,并引起工程建设停滞,直接或间接造成的经济损失难以估量。因此岩爆一直备受国内外学者关注,但是其诱发机制的复杂性,使得岩爆的预测、预报及控制存在相当大的难度<sup>[1-4]</sup>。

根据岩体破坏形式不同,岩爆可以分为两类<sup>[5]</sup>:第一类是由于岩石脆性破坏导致的,通常称为应变型岩爆;第二类是由断层滑移事件所导致的,通常称为滑移型岩爆。通过调查文献资料发现,滑移型岩爆具有以下 3 个主要特点:

(1) 与结构面密切相关。在南非矿井中,沿已有断裂面或新鲜断裂面滑移型破坏导致的矿震占据优势地位<sup>[6]</sup>。在我国锦屏二级水电站深埋隧洞施工现场也发现,结构面的存在与岩爆的发生具有密切联系<sup>[7-8]</sup>。

(2) 释放能量巨大。陈宗基<sup>[9]</sup>早在 20 世纪 80 年代就注意到了断裂滑移型岩爆的存在,并指出:断裂滑移型岩爆破坏通常远比应变型岩爆事件强烈得多,在矿井环境单一事件中通常有数十米甚至数百米巷道被破坏。

(3) 对外界扰动敏感。Whyatt 等<sup>[10]</sup>调查结果显示 75% 的岩爆都是在爆炸时或者爆炸几个小时后发生。陈宗基<sup>[9]</sup>也指出切不可忽视爆炸波对触发煤爆的影响:门头沟矿 114 起煤爆中,有 89 起(占 78%)是因爆破触发的,在龙凤矿中因爆破而触发的煤爆也超过总数的 50%。Kaiser<sup>[11]</sup>也认为地下爆炸、地震产生应力波传至深部洞室的开挖面,能够使原先存在软弱面的围岩内出现离散岩块的弹射现象。

因此,滑移型岩爆的研究可能具有更重要的工程背景和意义。针对应变型岩爆的试验研究<sup>[12-14]</sup>、数值模拟<sup>[3, 15]</sup>以及岩爆判据研究<sup>[16]</sup>都取得了长足的发展,而对滑移型岩爆的研究较少。目前岩爆的物理模拟一般通过加载<sup>[17]</sup>或者卸载<sup>[18]</sup>方法进行试验,而对冲击扰动诱发岩爆的物理模拟试验较少。在对岩爆机理的认识上,一般从应力和能量两个角度考虑,而很少考虑冲击扰动诱发的深部岩体特有的动力响应特征<sup>[19]</sup>,如超低摩擦效应。鉴于此,本文利用课题组自主研发的“新型块系岩体动态特性测试试验系统”,结合高速摄影技术,设计冲击扰动下滑移型岩爆的物理模拟试验,并对滑移型岩爆诱发机理进行探讨。

## 1 试验方案

### 1.1 问题简化

冲击扰动下深部岩体滑移型岩爆,可被认为是地

下爆炸(爆破)应力波衰减后形成的动力扰动打破高地应力条件下块系岩体结构面平衡状态使内部储能突然释放的过程。该过程可以采用如图 1 所示的块体模型进行研究<sup>[20-21]</sup>。

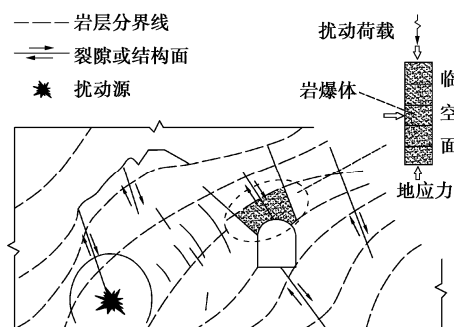


图 1 冲击扰动诱发滑移型岩爆简化示意图

Fig. 1 Simplified schematic diagram of slip-type rock bursts induced by impact disturbance

### 1.2 试验模型

根据图 1 中简化的块体模型,采用垂直叠加的红砂岩块进行滑移型岩爆的模拟试验研究,如图 2 所示。单个红砂岩块尺寸为 160 mm×125 mm×125 mm,质量为 6.2 kg,纵波速度为 3800 m/s。5 个红砂岩块垂直叠加,从上至下编号为 1~5,取#3 岩块为工作岩块(岩爆体)。岩块间的接触表面没有进行特殊的抛光打磨处理,试块之间接触紧密以保证岩块的整体稳定性。为了方便采用数字图像相关法进行图片处理,在岩块 3 上标记两个标定点。

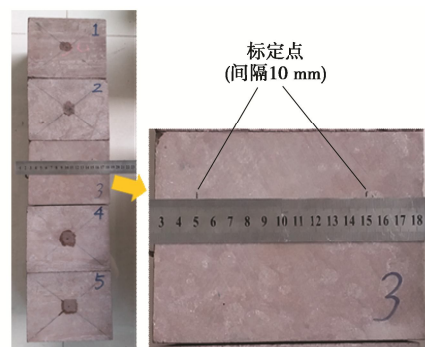


图 2 红砂岩试验模型

Fig. 2 Samples of red sandstone

### 1.3 试验装置

试验采用课题组自主研发的“新型块系岩体动态特性测试试验系统”<sup>[22]</sup>,滑移型岩爆模拟试验方案及装置图片如图 3 所示。试验装置由工作台、控制加载装置以及测量系统 3 部分组成。

### 1.4 加载方法

竖向冲击扰动由安装在顶部的电动式激振器进行加载。电动式激振器可以将电能转换为冲击能,对试件提供精确可控的激振力,振幅可达 1000 N,通过加



载延时控制系统精确控制冲击加载起始时间, 能够实现 0~200 ms 任意时间间隔的精确调节。

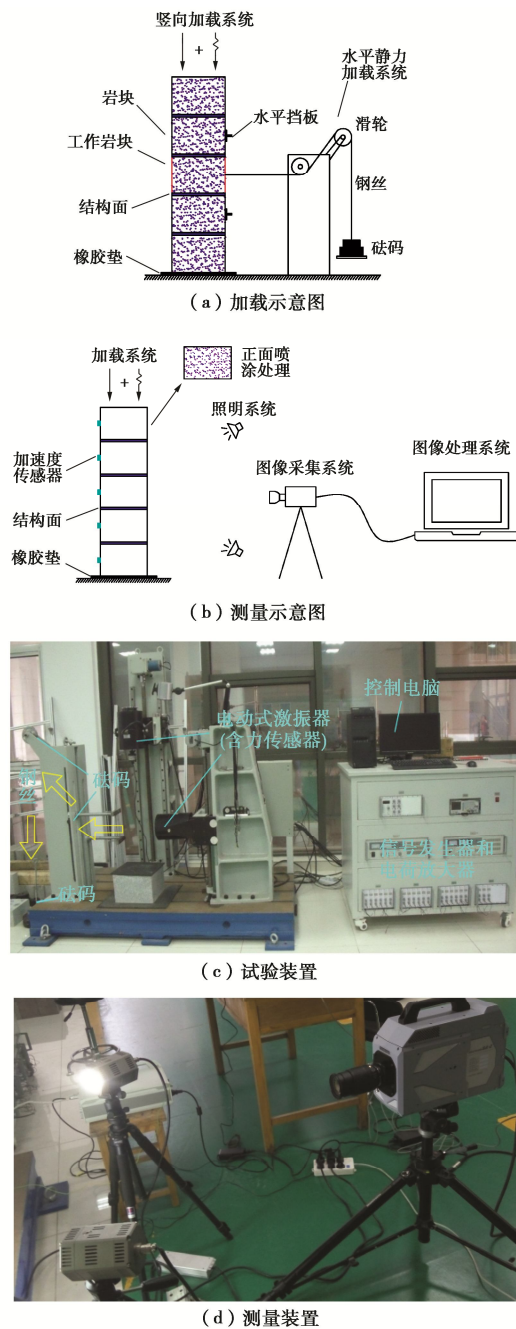


图 3 模拟试验方案

Fig. 3 Plan of simulation experiment

水平方向上将一根钢丝连接于工作岩块上, 钢丝的另一端穿过滑轮组与砝码盘相连, 通过改变砝码的重量, 实现水平拉力大小的调节, 用来模拟结构面上不同大小的初始剪切力。用水平挡限制工作岩块相邻的岩块 2 和岩块 4 的水平运动。

### 1.5 测量方法

冲击扰动荷载由激振器内置的力传感器进行记录, 力传感器采用长沙 NOS 轮辐式力传感器, 量程为 0~1500 N。

所有岩块的竖向位移以及工作岩块的水平位移均由 Photron FASTCAM SA-Z 高清摄影机进行记录, 它的最高拍摄帧率可达 20000 fps, 最高分辨率可达 1024×1024 pixel。为方便像素点捕捉, 采用 LED 强光灯进行照明。实验中高清摄影机帧率设置为 1000 fps, 分辨率设置为 1024×512 pixel。高速摄像机每隔 1 ms 记录一张块体模型的高清图像。试验结束后, 将高清图像导入数字图像相关 (DIC) 计算软件作后期处理, 可得到整个块体模型的位移场。数字图像相关法通过对比试样变形前后两幅图像, 采用相关计算来获得试样表面的位移场。该方法能够全场测量, 对环境要求宽松, 测量精度高。

## 2 试验结果

### 2.1 剪切强度

为测量岩块的水平剪切强度, 在不施加竖向冲击力条件下, 通过累加砝码的方式逐步增大水平拉力, 观察工作岩块的水平运动, 直至系统失稳, 记录此时水平拉力值, 即为结构面剪切强度。为验证测量结果的可重复性, 试验重复 3 次取平均值。通过 3 次剪切试验获得剪切强度的平均值为 189.75 N。

为了表征工作岩块初始剪切力水平, 定义初始剪切力比  $\beta$  为水平拉力和剪切强度的比值,

$$\beta = \frac{T}{F_p}, \quad (1)$$

式中,  $T$ ,  $F_p$  为水平拉力和剪切强度。

### 2.2 竖向位移响应

电动式激振器内含力传感器, 可以精确记录冲击力时程曲线, 记为  $p(t)$ , 通过对力时程曲线积分可以得到冲击的冲量  $I_m$ 。假设冲击荷载的作用时间很短, 岩块尚来不及产生很大的位移, 在瞬时冲量荷载作用下, 系统从外场源获得能量, 冲击能量和冲量存在下列换算关系:

$$W = \frac{1}{2m} \left| \int_0^\infty p(t) dt \right|^2 = \frac{I_m^2}{2m}, \quad (2)$$

式中,  $W$  为冲击能量,  $m$  为岩块质量,  $t$  为时间。结合冲击力时程曲线及式 (2) 可计算得到每次试验对应的冲击扰动能量。

不同冲击能量条件下, 各岩块竖向位移时程曲线如图 4 (a) 所示。由图 4 (a) 可知, 在施加竖向冲击扰动荷载后, 冲击应力波在岩块系统中传播, 各岩块产生明显的竖向振动。冲击扰动使得岩块首先产生压缩位移, 随后变成拉伸位移。各个岩块的竖向振动并不协调, 即岩块间存在相对位移, 如图 4 (b) 所示。当岩块间的相对位移处于拉伸状态时, 岩块结构面的

正应力减小, 从而导致摩擦力降低, 即产生超低摩擦现象。

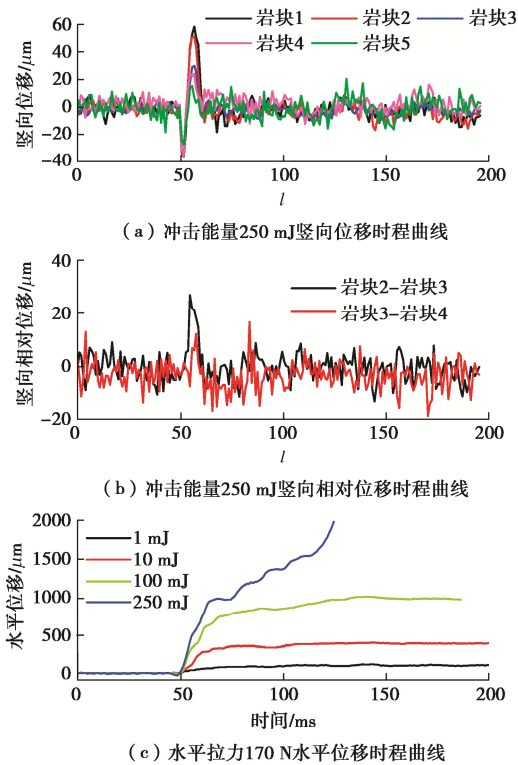


图4 岩块位移时程曲线

Fig. 4 Time-history curves of displacement of rock blocks

2.3 水平位移响应

由 2.2 节可知, 沿结构面法向的相对拉伸位移将导致结构面摩擦力的减小。一旦摩擦力减小低于结构面剪切力(水平拉力), 工作岩块将沿结构面开始水平滑移, 水平位移时程曲线如图 4 (c) 所示, 竖向振动停止后工作岩块 3 种最终状态如图 5 所示。

图 4 (c) 中当冲击能量为 1 mJ 时, 工作岩块并没有产生明显的水平位移, 对应的状态如图 5 (a) 所示。说明在这种情况下, 受竖向冲击扰动影响而降低后的摩擦力仍然大于工作岩块所受水平拉力。

图 4 (c) 中当冲击能量为 10 mJ 和 100 mJ 时, 工作岩块在竖向冲击扰动施加后开始沿水平方向滑动, 此时降低后的摩擦力小于工作岩块所受水平拉力。在冲击扰动荷载施加完毕后, 岩块的竖向振动逐渐停止, 工作岩块的动摩擦力  $F_d$  大于水平拉力  $T$ , 工作岩块将在动摩擦力作用下逐渐停止滑移, 产生残余位移, 如图 5 (b) 所示。冲击能量为 10 mJ 和 100 mJ 时, 工作岩块在 170 N 水平拉力作用下产生了 390  $\mu\text{m}$  和 970  $\mu\text{m}$  残余位移。

图 4 (c) 中当冲击能量为 250 mJ 时, 岩块的竖向振动停止后工作岩块仍持续滑移。说明此时结构面动摩擦力  $F_d$  小于水平拉力  $T$ , 由于存在剪应力差

$T - F_d$ , 工作岩块将会一直沿水平方向滑移直至岩块系统崩塌。在试验过程中, 为了安全考虑, 砝码盘限定了高度, 如图 3 (a) 所示。因此在图 5 (c) 中由于砝码盘落地后, 工作岩块水平拉力消失, 随即水平滑移停止, 产生残余位移。而在实际工程中, 岩爆体将在剪切力作用下产生自持续的滑移运动, 直至岩块系统崩塌, 发生滑移型岩爆。

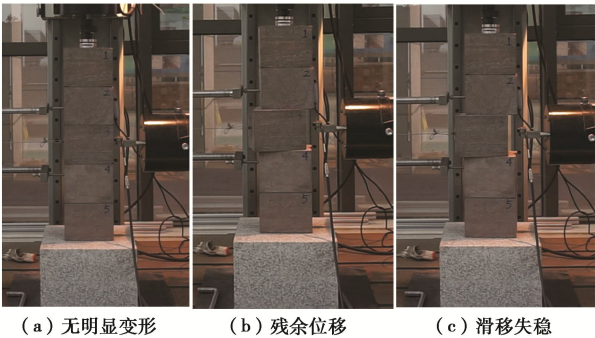


图5 工作岩块水平滑移运动 3 种状态

Fig. 5 Three states of horizontal sliding motion of working block

2.4 残余位移

图 4 (c) 中, 残余位移大小能反映冲击扰动下水水平拉力克服摩擦力做功的大小。图 6 为不同水平拉力作用下工作岩块水平运动残余位移与冲击能量之间的关系。当水平拉力一定时, 随着冲击能量的增加, 工作岩块产生的残余位移量不断增加, 说明超低摩擦效应变得更加显著。这种残余位移随冲击能量增加效应在  $\beta$  值较大时尤其明显。当  $T = 180 \text{ N}$  ( $\beta = 0.95$ ) 时, 仅 5 mJ 扰动能量诱发工作岩块产生 330  $\mu\text{m}$  残余位移, 10 mJ 扰动能量则能诱发工作岩块发生滑移失稳。

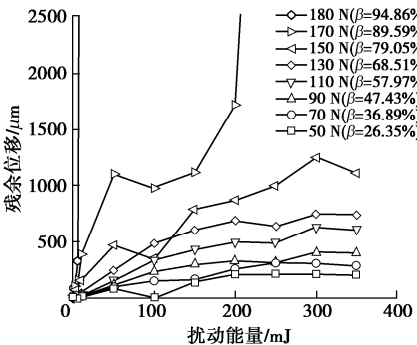


图6 残余位移与冲击能量之间关系

Fig. 6 Relationship between residual displacement and impact energy

2.5 临界能量条件

由 2.3 节可知, 受一定水平拉力作用下, 工作岩块最终状态可以分为 3 种(图 5): ①没有明显的残余位移, 可视为仅产生弹性变形; ②岩块开始滑移, 但并不会一直持续下去, 最后形成显著的残余位移; ③

岩块的滑移水平拉力作用下一直持续下去导致系统失稳破坏。为了表征这 3 种最终状态的临界能量条件, 参照 Kurlenya 等<sup>[23]</sup>根据岩块震动和频谱曲线总结出的深部块系岩体摆型波与准共振现象出现的无量纲能量条件, 引入无量纲系数  $k$ ,

$$k = \frac{W}{mC_p^2}, \quad (3)$$

式中,  $W$  为外部冲击扰动的作用能量, 其值取决于扰动源附近地质块体动能,  $C_p$  为岩块纵波速度。

经过多组试验, 不同水平拉力作用下, 岩块开始滑移以及滑移失稳时冲击能量对应的  $k$  如图 7 所示。图 7 中 3 个区域分别代表工作岩块受竖向扰动后的 3 种最终状态。当  $\beta$  值较小时, 岩块仅能产生弹性变形或者残余位移, 不会发生滑移失稳, 产生残余位移的临界能量值随着  $\beta$  的增大而减小。当  $\beta$  较大时, 足够大的扰动能量将使得岩块发生滑移失稳, 其临界能量值随着  $\beta$  的增大而减小。当  $\beta$  接近 1 时, 极小的能量也能诱发岩块滑移失稳, 其临界能量值随着  $\beta$  的增大急剧减小。

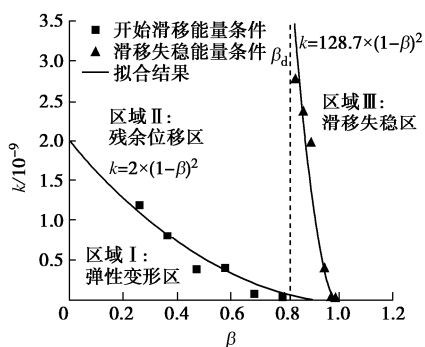


图 7 岩块不同最终状态的临界能量条件

Fig. 7 Critical energy conditions of different final states of rock blocks

根据试验结果, 拟合得到工作岩块开始滑移和滑移失稳能量条件可以分别表示为

$$k = \begin{cases} 2 \times (1 - \beta)^2 \times 10^{-9} \\ 128.7 \times (1 - \beta)^2 \times 10^{-9} \end{cases}. \quad (4)$$

式 (4) 反应了冲击扰动作用下滑移型岩爆发生能量条件与岩块初始应力状态之间的定量关系, 即无量纲参数  $k$  与  $1 - \beta$  的平方成正比。

Kurlenya 等<sup>[23]</sup>认为, 随着冲击能量增大, 当  $k \geq (1 \sim 4) \times 10^{-11}$  时, 摆型波开始形成, 当  $k \geq (1 \sim 4) \times 10^{-9}$  时整个岩块系统进入准共振状态。满足此条件, 地质块体间超低摩擦开始起主要作用, 从而使得岩块间的脱离变得容易。Kurlenya 等<sup>[23]</sup>没有考虑结构面剪切力的作用, 而仅研究了式 (4) 中  $\beta = 0$  的情况。式 (4) 中取  $\beta = 0$  的计算结果和 Kurlenya 等<sup>[23]</sup>通过现场观测

总结经验结果一致, 验证了式 (4) 的合理性。

### 3 滑移型岩爆机理探讨

在外部冲击扰动作用下, 块系岩体沿应力波传播方向振动, 各岩块的振动并不协调, 与应力波传播方向垂直的结构面两侧岩块存在相对位移。当相对位移处于拉伸向时, 结构面正应力的减小导致摩擦力下降。当竖向扰动能量足够大, 能够使得结构面摩擦力降低到小于初始剪切力, 工作岩块开始沿结构面滑移。

工作岩块沿结构面的滑移运动是否可以一直持续下去取决于剪切力  $T$  和动摩擦力  $F_d$  的大小。当  $T < F_d$ , 工作岩块将在摩擦力作用下停止运动, 产生残余位移。显然, 当  $T \geq F_d$  时, 工作岩块能一直持续滑移下去, 发生滑移型岩爆。因此, 块系岩体要发生滑移型岩爆, 需要满足 3 个条件:

(1) 首先, 岩体中需要存在软弱结构面, 即存在滑移破坏的可能性, 这是滑移型岩爆的内因。

(2) 然后, 结构面上的应力条件需要接近临界状态, 即  $T \geq F_d$  或  $\beta \geq \beta_d = F_d / F_p$ 。这可视为滑移型岩爆的外因。

(3) 外部冲击扰动能量要足够大, 使得扰动应力波衰减后结构面仍有足够小的动摩擦力  $F_d$ , 即需要满足  $k \geq 128.7 \times (1 - \beta)^2 \times 10^{-9}$ 。这是滑移型岩爆的诱因。

### 4 结 论

针对深部岩体工程中亟待解决的滑移型岩爆问题, 利用研发的试验系统, 模拟了冲击扰动下块系岩体滑移型岩爆过程, 并从内因、外因和诱因 3 方面探讨了岩爆发生机理。

(1) 外部冲击扰动应力波在块系岩体中传播, 使得与应力波传播方向垂直的结构面两侧岩块存在相对拉伸位移, 造成结构面正应力的减小导致摩擦力下降, 产生超低摩擦现象。当水平拉力一定, 随着冲击能量的增加, 工作岩块产生的残余位移量不断增加, 说明超低摩擦效应变得更加显著。一旦结构面摩擦力减小到小于结构面剪切力, 岩块开始滑移。如果结构面最终的动摩擦力仍然小于剪切力, 岩块将持续滑移导致块系岩体失稳崩塌, 发生滑移型岩爆。

(2) 冲击扰动诱发的岩块间的滑移运动与岩块初始剪切应力水平密切相关。随着水平剪切力的增大, 发生滑移型岩爆的所需能量减小。当岩块处于亚临界平衡状态时, 极其微弱的扰动即可诱发较大的岩块间残余位移, 甚至发生滑移型岩爆。

(3) 引入一个无量纲能量参数  $k$  来表征动力扰动

诱发滑移型岩爆的临界能量条件,并给出了该能量参数与结构面初始应力状态的定量关系,无量纲参数  $k$  与  $1-\beta$  的平方成正比。

(4) 滑移型岩爆产生需要满足 3 个条件: 内因方面, 工程岩体中需存在宏观软弱结构面; 外因方面, 结构面上的应力条件应接近临界状态, 一般来说, 剪切力应大于结构面动摩擦力; 诱因方面, 动力扰动应使得结构面摩擦力降低到小于初始剪切力。

## 参考文献:

- [1] 冯夏庭. 岩爆孕育过程的机制、预警与动态调控[M]. 北京: 科学出版社, 2013. (FENG Xia-ting. The Mechanism of Rockburst Gestation Process, Early Warning and Dynamic Regulation[M]. Beijing: Science Press, 2013. (in Chinese))
- [2] 张镜剑, 傅冰骏. 岩爆及其判据和防治[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(10): 2034 - 2042. (ZHANG Jing-jian, FU Bing-jun. Rockburst and its criterion and prevention[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(10): 2034 - 2042. (in Chinese))
- [3] 蔡美峰, 冀东, 郭奇峰. 基于地应力现场实测与开采扰动能量积聚理论的岩爆预测研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(10): 1973 - 1980. (CAI Mei-feng, JI Dong, GUO Qi-feng. Research on rockburst prediction based on in-situ stress measurement and mining disturbance energy accumulation theory[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, 32(10): 1973 - 1980. (in Chinese))
- [4] 姜耀东, 赵毅鑫. 我国煤矿冲击地压的研究现状: 机制、预警与控制[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, 34(11): 2188 - 2204. (JIANG Yao-dong, ZHAO Yi-xin. Research status of coal mine rock burst in China: mechanism, early warning and control[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, 34(11): 2188 - 2204. (in Chinese))
- [5] 钱七虎. 岩爆、冲击地压的定义、机制、分类及其定量预测模型[J]. 岩土力学, 2014(1): 1 - 6. (QIAN Qi-hu. Definition, mechanism, classification and quantitative prediction model of rock burst and rock burst[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014(1): 1 - 6. (in Chinese))
- [6] RYDER J A. Excess shear stress in the assessment of geologically hazardous situations[J]. Journal of the Southern African Institute of Mining and Metallurgy, 1988, 88(1): 27 - 39.
- [7] 周辉, 孟凡震, 张传庆, 等. 结构面剪切破坏特性及其在滑移型岩爆研究中的应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, 34(9): 1729 - 1738. (ZHOU Hui, MENG Fan-zhen, ZHANG Chuan-qing, et al. Characteristics of shear failure of structural plane and slip rockburst[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, 34(9): 1729 - 1738. (in Chinese))
- [8] 周辉, 孟凡震, 张传庆, 等. 深埋硬岩隧洞岩爆的结构面作用机制分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, 34(4): 720 - 727. (ZHOU Hui, MENG Fan-zhen, ZHANG Chuan-qing, et al. Shear failure characteristics of structural plane and its application in the study of sliding rockburst[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, 34(4): 720 - 727. (in Chinese))
- [9] 陈宗基. 岩爆的工程实录, 理论与控制[J]. 岩石力学与工程学报, 1987, 6(1): 1 - 18. (CHEN Zong-ji. Engineering record of rockburst, theory and control[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1987, 6(1): 1 - 18. (in Chinese))
- [10] WHYATT J K, BOARD M P. Strain softening model for representing shear failure in continuous rock masses[C]// Proc 2nd International Symposium on Rockbursts and Seismicity in Mines, 1991, Minneapolis.
- [11] KAISER P K. Canadian Rockburst Support Handbook: 1996[M]. Sudbury: Geomechanics Research Centre, 1996.
- [12] 何满潮, 刘冬桥, 宫伟力, 等. 冲击岩爆试验系统研发及试验[J]. 岩石力学与工程学报, 2014(9): 1729 - 1739. (HE Man-chao, LIU Dong-qiao, GONG Wei-li, et al. Development and test of impact rock burst test system[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014(9): 1729 - 1739. (in Chinese))
- [13] 李夕兵, 宫凤强, 杜坤, 等. 高应力岩体动力扰动下发生岩爆的试验研究进展报告[J]. 科技创新导报, 2016(15): 173. (LI Xi-bing, GONG Feng-qiang, DU Kun, et al. Progress report of experimental research on rockburst under dynamic stress of high stress rock mass[J]. Science and Technology Innovation Guide, 2016(15): 173. (in Chinese))
- [14] 苏国韶, 胡李华, 冯夏庭, 等. 低频周期扰动荷载与静载联合作用下岩爆过程的真三轴试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2016(7): 1309 - 1322. (SU Guo-shao, HU Li-hua, FENG Xia-ting, et al. True triaxial test study on rock burst process under the combined action of low frequency periodic disturbance load and static load[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016(7): 1309 - 1322. (in Chinese))
- [15] 朱万成, 左宇军, 尚世明, 等. 动态扰动触发深部巷道发生失稳破裂的数值模拟[J]. 岩石力学与工程学报, 2007(5):



- 915 - 921. (ZHU Wan-cheng, ZUO Yu-jun, SHANG Shi-ming, et al. Numerical simulation of instability and cracking in deep roadways triggered by dynamic disturbance[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007(5): 915 - 921. (in Chinese))
- [16] 潘一山, 章梦涛, 李国臻. 稳定性动力准则的圆形洞室岩爆分析[J]. 岩土工程学报, 1993(5): 59 - 66. (PAN Yi-shan, ZHANG Meng-tao, LI Guo-zhen. Rockburst analysis of circular caverns with dynamic stability criterion[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1993(5): 59 - 66. (in Chinese))
- [17] 宫凤强, 罗 勇, 司雪峰, 等. 深部圆形隧洞板裂屈曲岩爆的模拟试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, 36(7): 1634 - 1648. (GONG Feng-qiang, LUO Yong, SI Xue-feng, et al. Simulation test study on slab buckling rock burst of deep circular tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, 36(7): 1634 - 1648. (in Chinese))
- [18] 何满潮, 赵 菲, 杜 帅, 等. 不同卸载速率下岩爆破坏特征试验分析[J]. 岩土力学, 2014, 35(10): 2737 - 2747. (HE Man-chao, ZHAO Fei, DU Shuai, et al. Experimental analysis of rockburst failure characteristics under different unloading rates[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, 35(10): 2737 - 2747. (in Chinese))
- [19] 周小平, 钱七虎. 深部裂隙岩体岩爆定量预测模型[C]//新观点新学说学术沙龙文集 51: 岩爆机理探索, 2010, 北京. (ZHOU Xiao-ping, QIAN Qi-hu. Quantitative prediction model of rock burst in deep fractured rock mass[C]//New Perspectives and New Doctrine Academic Salon Collection 51: Exploration of Rock Burst Mechanism, 2010, Beijing. (in Chinese))
- [20] MA G W, AN X M, WANG M Y. Analytical study of dynamic friction mechanism in blocky rock systems[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2009, 46(5): 946 - 951.
- [21] KURLENYA M V, OPARIN V N. Problems of nonlinear geomechanics. part II[J]. Journal of Mining Science, 2000, 36(4): 305 - 326.
- [22] 李 杰, 周益春, 蒋海明, 等. 非线性摆型波问题的提出及科研仪器研制[J]. 湘潭大学自然科学学报, 2017, 39(4): 22 - 28. (LI Jie, ZHOU Yi-chun, JIANG Hai-ming, et al. Proposal of nonlinear pendulum wave problem and research instrument development[J]. Journal of Natural Science of Xiangtan University, 2017, 39(4): 22 - 28. (in Chinese))
- [23] KURLENYA M V, OPARIN V N, VOSTRIKOV V I, et al. Pendulum waves Part III: data of on-site observations[J]. Journal of Mining Science, 1996, 32(5): 341 - 361.

## 黄土力学的理论与实践专题学术研讨会在西安成功召开

由中国土木工程学会土力学及岩土工程分会与中国工程建设标准化协会湿陷性黄土专业委员会联合主办, 西安理工大学等单位承办的“黄土力学的理论与实践专题学术研讨会”于2020年11月20日—22日在西安成功召开。参会单位共120个, 参会学者652位。

会议组织学术报告98个, 其中院士报告2个, 特邀报告24个, 分会场报告72个。邓铭江院士做了题为“中国西北“水三线”空间格局与区域协调发展”的报告, 彭建兵院士做了题为“宜居黄河科学愿景”的报告。会议以“一带一路”重大工程建设中的黄土力学理论与实践的关键科学问题和工程技术问题为中心议题进行了广泛深入交流。在黄土的基本性质、测试技

术、本构模型、地基处理、基坑支护、桩基工程、地下工程、边坡工程、环境工程和数值分析以及其它特殊土等方面, 与会专家提供了最新研究成果, 拓展了与会者的学术视野, 将有力地促进黄土力学理论与实践的发展和创新。

本次会议共收到全国60多个单位提交的169篇学术论文。

会议采用线上线下同时进行, 全程线上免费直播, 盛况空前。会议组织和大会报告得到与会专家的高度评价和盛赞, 取得了圆满成功, 既是黄土力学的第一次盛会, 也是名副其实的学术盛宴。

会议期间, 非饱和土与特殊土专委会举行了工作会议, 共有92名专委会委员出席会议。

(西安理工大学党发宁教授和王丽琴副教授、陆军勤务学院方祥位教授联合供稿)

DOI: 10.11779/CJGE202012008

# 高孔隙率砂岩中破坏模式演化的多尺度分析

吴焕然<sup>1, 2, 3</sup>, 刘汉龙<sup>1, 2</sup>, 赵吉东<sup>3</sup>, 肖 杨<sup>1, 2</sup>

(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. 香港科技大学土木及环境工程学系, 香港)

**摘 要:** 高孔隙率砂岩是油气藏、地下水等的重要储层, 对其在不同加载条件下破坏模式演化的研究具有重要意义。采用有限元与离散元耦合的分层多尺度模拟方法, 对同一种高孔隙率砂岩材料在(排水)双轴压缩试验、钻孔稳定性问题、水岩耦合问题等典型岩土工程边值问题中, 破坏模式的演化进行了对比研究。研究表明, 高孔隙率砂岩在不同加载条件下可以产生压缩带、含剪切变形带等具有显著不同几何特征的破坏模式; 受应力集中、边界条件、孔隙压力变化等因素的影响, 不同破坏模式之间可能发生演化, 在边值问题中产生复杂的破坏形式; 有效平均应力增加可能导致破坏模式从含剪切变形带演化为压缩带, 反之, 有效平均应力降低也可能导致从压缩带向剪切带的演化。

**关键词:** 高孔隙率; 砂岩; 压缩带; 剪切带; 模式演化; 平均应力; 多尺度

中图分类号: TU411

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)12-2222-08

**作者简介:** 吴焕然(1990—), 男, 助理研究员, 博士, 主要从事颗粒岩土材料多尺度模拟方面的研究。E-mail: hwucqu@163.com。

## Multiscale analyses of failure pattern transition in high-porosity sandstones

WU Huan-ran<sup>1, 2, 3</sup>, LIU Han-long<sup>1, 2</sup>, ZHAO Ji-dong<sup>3</sup>, XIAO Yang<sup>1, 2</sup>

(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. Department of Civil and Environmental Engineering,

Hong Kong University of Science and Technology, Hong Kong, China)

**Abstract:** High-porosity sandstones are important host rocks for hydrocarbon and groundwater reservoirs. It is of significance to investigate their failure pattern transitions under different loading conditions. A hierarchical multiscale modeling approach is employed, coupling the finite element method and the discrete element method, to compare and analyze the failure pattern transition in typical geotechnical boundary value problems, e.g., (drained) biaxial compression tests, borehole stability problems, hydro-mechanical problems, etc. The failure patterns with distinct geometric features, including pure compaction band and shear-involved deformation band, are formed under different loading conditions. The transitions between different patterns, due to stress concentration, boundary conditions, pore pressure, etc., complicate the failure patterns in boundary value problems. The increase in the effective mean stress tends to transit the shear-involved band deformation to the compaction band one and the decrease tends to cause the transition from the compaction band deformation to the shear-involved band one.

**Key words:** high porosity; sandstone; compaction band; shear band; pattern transition; mean stress; multiscale

## 0 引 言

高孔隙率砂岩是油气藏、地下水、CO<sub>2</sub>地质封存等的重要储层, 对其在不同应力条件下变形破坏模式的研究具有重要意义。研究表明, 在三轴压缩试验中, 高孔隙率砂岩(孔隙率超过13%)在低围压下呈剪切破坏模式, 随着围压升高逐步向压缩破坏模式转变, 此过程伴随着变形带与最大主应力方向夹角的逐步增大<sup>[1-4]</sup>。研究者针对这一现象, 开展了许多理论及数值模拟研究, 解释围压与变形带角度之间的关系<sup>[5-7]</sup>。同时, 基于微观力学的离散元(DEM)模型, 可以在刻

画变形带角度随围压变化的同时, 对不同类型变形带产生的微观机理进行直观的分析<sup>[8-9]</sup>。

钻孔是油气藏开采、地下空间利用等工程活动中的常用手段, 对其稳定性的研究是岩土工程和石油工程领域的一个经典课题<sup>[10-11]</sup>。传统上, 有限元方法(FEM)被广泛用于钻孔稳定性的分析<sup>[12-13]</sup>; 近年来,

**基金项目:** 国家自然科学基金项目(51922024, 51679207); 香港研究资助局项目(GRF 16210017)

**收稿日期:** 2020-04-29

**\*通信作者:** (E-mail: hhuxyanson@163.com)

出于对微观破坏机理的关注, DEM 也常被用于不同钻孔破坏类型的数值分析<sup>[14-16]</sup>。特别值得一提的是, 为研究钻孔的破坏机理, Haimson 等对花岗岩、灰岩与砂岩等开展了一系列的钻孔模型试验, 对不同类型岩石中由膨胀、剪切、压缩等机理控制的钻孔破坏进行了系统的试验研究<sup>[17-19]</sup>。

需要指出, 即使是在试验条件受到良好控制的单元试验(如三轴压缩试验)中, 试样中也可能出现由材料性质的不均匀或应力的不均匀分布等导致的复杂破坏模式<sup>[20]</sup>。Dresen 等<sup>[21]</sup>在对高孔隙率砂岩的钻孔试验中, 通过某试样的显微照片也观察到了破坏机理随应力条件演化的现象。考虑到高孔隙率砂岩的储层属性, 在对其饱和试样进行加载的过程中, 孔隙液体压力的变化也可能通过影响有效围压而导致破坏模式的演化<sup>[22]</sup>。然而, 现有研究多重视对复杂破坏模式的宏观分类, 强调边界条件、应力状态、材料性质等因素对试样整体破坏模式的影响; 对同一试样中破坏模式随加载过程而演化的现象尚缺乏足够的研究。

事实上, 针对高孔隙率砂岩在双轴压缩试验、钻孔稳定性问题、水岩耦合问题等不同边值问题中, 不同类型变形带的产生、发展及其微观机理, 笔者已经通过采用一种基于有限元与离散元分层耦合(FEM×DEM)的多尺度模拟方法进行了系统性的研究<sup>[22-25]</sup>。以此为基础, 本文着眼同一种高孔隙率砂岩材料, 对其在不同边值问题中变形带演化特征的共性与不同进行针对性的对比分析, 讨论边值问题中复杂破坏模式的可能成因。本文将首先简要介绍基于 FEM×DEM 的高孔隙率砂岩多尺度模拟方法; 继而通过双轴压缩试验呈现高孔隙率砂岩中具备显著几何特征的两种典型破坏模式; 随后通过钻孔稳定性问题与水岩耦合问题的典型算例, 展现两种典型破坏模式间随加载过程发生的相互演化; 最后通过对不同边值问题中材料应力路径的对比分析, 探讨模式演化中的控制因素。

## 1 高孔隙率砂岩多尺度模拟方法

### 1.1 FEM×DEM 多尺度模拟方法

有限元与离散元分层耦合(FEM×DEM)的多尺度模拟方法, 通过有限元方法求解宏观尺度的边值问题; 在有限元网格的每个高斯积分点上附着一个由离散颗粒组成的代表性单元体(RVE), 以该高斯点的变形梯度作为边界条件, 通过离散元计算, 获取材料的应力信息并反馈给有限元, 以此取代传统有限元方法中的唯象本构模型。同时, 将基于 RVE 中颗粒接触的均化应力视作有效应力, 利用著名的  $u-p$  公式与有效应力原理, 本方法亦可以扩展至水岩耦合问题。有关

该方法的详细公式及算法可以参考文献[23, 26~28], 在此不做赘述。

岩土工程中常见的砂土、砂岩等均为颗粒材料, 人们广泛采用基于微观力学的离散元模型研究其宏观力学特征的微观机理<sup>[29-31]</sup>。然而, 采用离散元方法如实的模拟颗粒材料, 需要极大的颗粒数量, 即意味着需要极大的计算资源; 同时离散元方法在大尺度试样的制备和边界条件的施加等方面也面临着一定的问题。FEM×DEM 多尺度模拟方法在微观尺度上采用基于微观力学的离散元模型, 尊重颗粒材料的离散属性; 在宏观尺度上采用有限元模型, 便于初始状态的准备与边界条件的施加, 可以方便地应用于岩土工程边值问题, 提供跨尺度的分析视角; 采用包含几百个颗粒(二维情况)的 RVE, 即可较好的表征材料的力学属性, 通过并行计算同时求解多个 RVE, 极大的提高了计算效率。

### 1.2 高孔隙率颗粒砂岩的 RVE

在 FEM×DEM 多尺度模拟方法中, 通过离散元计算直接建立颗粒材料的本构关系, 此过程中 RVE 作为真实材料的数值“替身”, 接受微观加载、输出应力信息。因此, 构建恰当的 RVE 在多尺度模拟中至关重要。同时, 考虑到离散元模型可以反映颗粒材料对应力历史与应力路径等的敏感性, RVE 在构建完成后, 即可作为真实材料的数值“替身”, 应用于各种类型的边值问题中, 分析该种材料在不同岩土工程问题中的力学表现。

本文以高孔隙率颗粒砂岩为研究对象, 采用移除特定颗粒的方法形成高孔隙率结构, 并在移除颗粒前在颗粒间施加胶结, 以保持结构的稳定。为保持模型的简洁性, 在颗粒间采用线性接触模型, 即粒间法向与切向接触刚度分别为  $k_n = E_c \times \frac{2r_1 r_2}{r_1 + r_2}$  与  $k_t = \nu_c k_n$ , 其中,  $r_1, r_2$  为 2 个颗粒的半径,  $E_c, \nu_c$  为接触参数; 粒间胶结采用点胶结模型, 通过最大拉力  $F_n^{\max} = c \min(r_1, r_2)^2$  与最大切向力  $F_t^{\max} = c \min(r_1, r_2) + F_n \tan(\phi)$  控制胶结的破坏, 其中,  $c$  为胶结强度参数,  $\phi$  为内摩擦角; 在任一阈值达到后, 胶结即发生破坏, 之后的颗粒间接触由库伦摩擦力控制, 即  $F_t \leq F_n \tan(\phi)$ 。高孔隙率 RVE 的详细制备流程与接触模型等可以参考文献[22~24]。

图 1 绘制了本研究所采用的高孔隙率 RVE, 其中红蓝短线表示颗粒间的法向接触力, 红色表示压力而蓝色表示拉力, 其粗细与力的大小成正比, 类似的 RVE 结构在文献[22, 24, 32]中均有采用。该 RVE 中颗粒半径在 0.2~0.3 mm 线性分布, 孔隙率为 0.326。

通过模型参数校准,采用  $E_c=950\text{ GPa}$ ,  $\nu_c=1.0$ ,  $c=6.8\text{ GPa}$ ,  $\phi=35^\circ$ , 其单轴压缩强度为  $24.9\text{ MPa}$ , 杨氏模型为  $11.0\text{ GPa}$ , 符合发育压缩带的典型高孔隙率砂岩的力学特征<sup>[19, 33]</sup>。该高孔隙率 RVE 将被用于双轴压缩试验、钻孔稳定性分析及水岩耦合问题的多尺度模拟,探究同一种材料在不同边值问题中破坏模式的演化规律。

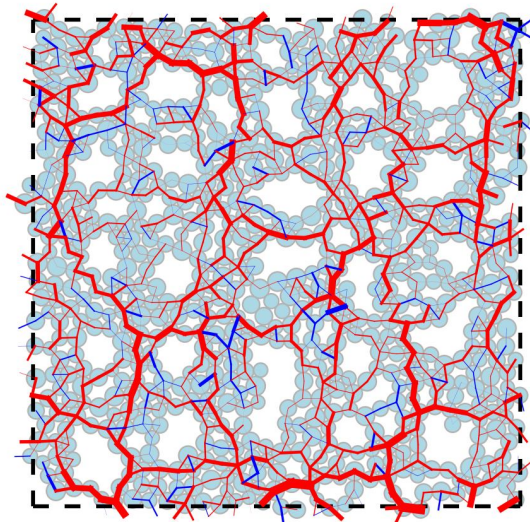


图 1 高孔隙率砂岩 RVE 的微观结构<sup>[22]</sup>

Fig. 1 Microstructure of RVEs for high-porosity sandstones

## 2 双轴压缩试验中破坏模式的演化

双轴压缩试验是岩土工程中的经典试验条件,本研究首先采用双轴压缩试验,呈现高孔隙率砂岩中具备显著几何特征的两种典型破坏模式。本节的模拟中只包含颗粒系统,等效于水岩耦合问题中的排水条件。有限元网格及边界条件采用与文献[22, 32]中类似的方案(如图 2 所示),试样尺寸为  $50\text{ mm}\times 80\text{ mm}$ ,划分为  $12\times 20$  个 8 节点矩形单元,每个单元具有 4 个高斯积分点;试样上下边界为光滑边界条件,底边中点固定;在双轴压缩试验过程中,顶部边界以恒定速率向下移动,左右边界上围压保持不变。图 2 中两个黑色十字标示了预置的具有较低胶结强度(0.8 倍正常值,即  $c=5.44\text{ GPa}$ )的软弱点,以诱发变形带的产生。

高孔隙率砂岩破坏模式随围压增加从剪切带向压缩带演化的现象已经为人们所熟知。Tembe 等<sup>[2]</sup>研究了 Diemelstadt 砂岩随着围压增加,破坏模式从膨胀剪切带逐步演化为压缩剪切带、高角度剪切带及压缩带的过程。Wu 等<sup>[32]</sup>通过多尺度模拟研究了从膨胀带到剪切带及压缩带的全谱系变形带。本文以  $20\text{ MPa}$  与  $40\text{ MPa}$  两个围压为例,展示变形带与最大主应力  $\sigma_1$  方向夹角随围压增大而增大的现象。图 3 画出了两个算例在 2% 轴向应变时的归一化胶结破坏数  $N$ 。可以看出,围压为  $20\text{ MPa}$  时,变形带与  $\sigma_1$  呈  $55^\circ$  夹角,该

变形带按 Wu 等<sup>[32]</sup>基于微观变形特征的分类应属于剪切强化的压缩带,而按照 Tembe 等<sup>[2]</sup>基于变形带角度的分类则应属于高角度剪切带。围压为  $40\text{ MPa}$  时,变形带呈水平状,与  $\sigma_1$  夹角为  $90^\circ$ ,在两种分类体系中均属于纯压缩带。

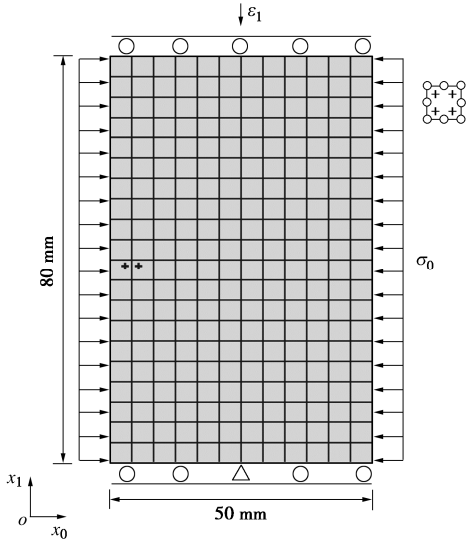


图 2 双轴压缩试验的有限元网格及边界条件

Fig. 2 Mesh discretization and boundary conditions for biaxial compression tests

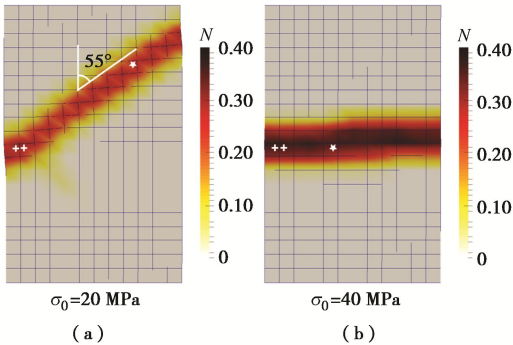


图 3 双轴压缩试验中砂岩破坏模式随围压的演化

Fig. 3 Evolution of failure mode with confining pressure in biaxial compression tests

本文讨论的围压范围较小,变形带类型跨度不大,为便于对变形带演化现象进行直观的描述,采用基于变形带角度的定性分类方式,将与  $\sigma_1$  方向夹角接近  $90^\circ$  的变形带称为压缩带,角度显著小于  $90^\circ$  的统称为含剪切变形带。随着围压增加,在双轴压缩试验中破坏模式从含剪切变形带向压缩带演化。下文将通过对比图 3 中不同变形带内典型 RVE(白星)的应力路径,对破坏模式产生差异的原因进行分析。

## 3 钻孔稳定性问题中破坏模式的演化

高孔隙率砂岩是油气藏、地下水等的重要储层,相关工程开展过程中涉及钻孔问题,分析钻孔的稳定性至关重要。Haimson<sup>[17]</sup>对高孔隙率砂岩中的钻孔崩



落问题进行了分析, 指出剪切带与压缩带是其中两种重要的破坏模式。Wu 等<sup>[24]</sup>对高孔隙率砂岩中钻孔周围发育的剪切带与压缩带进行了多尺度分析, 提出了剪切带破坏模式、压缩带破坏模式和两者兼具的混合破坏模式。在此, 将通过一个钻孔周围变形带演化的算例, 展现钻孔周围破坏模式的复杂性。为加快计算速度, 依据问题的对称性, 选取半空间进行分析, 有限元网格划分及边界条件的施加如图 4 (b) 所示。以内边界上的支撑应力 ( $\sigma_{10}$ ,  $\sigma_{11}$ ) 代替钻孔内的原岩, 并通过逐步降低支撑力来模拟钻孔的过程。初始状态  $\sigma_1 = \sigma_{11} = 40$  MPa,  $\sigma_0 = \sigma_{10} = 20$  MPa; 支撑力的降低采用一种简单的应力路径, 如图 4 (a) 所示, 同时  $\sigma_0$ ,  $\sigma_1$  保持不变。鉴于岩土材料力学行为对应力路径的敏感性, 卸荷路径将影响钻孔周围的破坏模式, 系统性的分析参见文献[24]。需要指出, 本研究中的分析均为准静态分析, 不涉及动态过程, 此处的  $T$  为加载步数而非实际时间。

随着支撑力的降低, 钻孔周围出现由钻孔壁向远端发展的破坏区。钻孔壁附近 (图 5 中点 A 处) 首先形成剪切破坏区; 随着支撑力的进一步降低, 在剪切破坏区的尖端发展出了压缩带破坏模式。图 5 (a) 展示了  $T = 24$  时的破坏模式, 靠近钻孔壁的“V”形破坏区为剪切破坏区, 而远离钻孔壁的破坏区与  $\sigma_1$  接近垂直, 为压缩破坏区。图 5 (c) 所示的颗粒平均转动角  $\theta$  可以支撑这一观点, “V”形破坏区的两臂呈现出方向相反的颗粒转动, 符合共轭剪切带的特征; 而由“V”形尖端延伸出的破坏区中无明显的颗粒转动, 符合压缩带的特征。内壁支撑力减为 0 的最终状态如图 5 (b), (d) 所示, 各变形带进一步发展, 呈现出两条清晰的共轭剪切带和一条压缩带。破坏模式从剪切破坏向压缩破坏演化的内在机理将在下文通过图 5 (a) 中 A, B, C 点的应力路径进行详细分析。

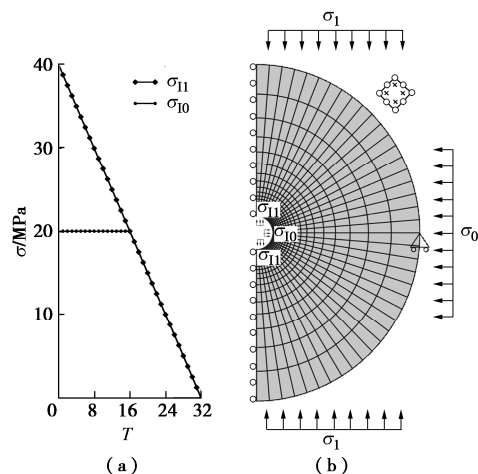


图 4 钻孔问题的有限元网格及边界条件

Fig. 4 Finite mesh and boundary conditions for borehole stability problem

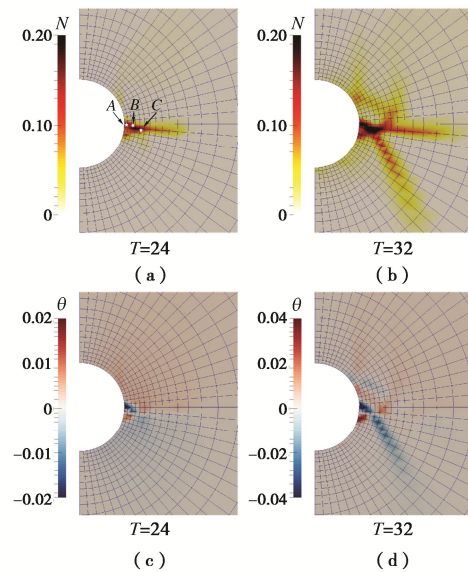


图 5 钻孔稳定性问题中高孔隙率砂岩破坏模式的演化

Fig. 5 Evolution of failure mode around a borehole in high-porosity sandstones

## 4 水岩耦合问题中破坏模式的演化

作为重要的储层岩石, 高孔隙率砂岩中岩石与流体的耦合过程对破坏模式的影响值得注意。本文中的水岩耦合问题采用与双轴压缩问题相同的试样及网格 (图 6), 网格中的每个单元含有 8 个位移节点与 4 个孔压节点。试样的上下边界为粗糙边界, 限制水平位移, 类似于试验中润滑不畅的加载板。试样四周均为不排水边界条件, 但试样内为局部排水条件。图 7, 8 分别呈现了总围压 30 MPa 情况下, 试样的宏观力学响应及破坏模式的演化。从图 7 可以看出, 在不排水双轴压缩试验中, 一个显著的特征是孔压  $p$  随轴向应变的增加逐渐升高并趋于稳定, 从而引起有效围压 ( $\sigma'_0 = \sigma_0 - p$ ) 的降低, 影响破坏模式的发展。基于宏观响应特征及局部变量的分布图, 可以将试样的变形破坏过程粗略地分为 3 个阶段: ① I 弹性阶段; ② II 压缩带阶段; ③ III 含剪切变形带阶段。II, III 阶段试样的典型破坏模式如图 8 所示: 阶段 II 以压缩带为主导, 在试样顶底两端均出现了与  $\sigma_1$  方向垂直的压缩带; 随着孔压的进一步积累, 阶段 III 演化为受含剪切变形带控制的破坏模式。下文将通过对典型 RVE (图 8 中 D, E 点) 有效应力路径的分析, 揭示破坏模式演化的机理。

## 5 平均应力在模式演化中的控制作用

前述三节展示了高孔隙率砂岩在双轴压缩试验、钻孔问题与水岩耦合问题中破坏模式的演化。在双轴压缩试验中, 随着围压的增加破坏模式从含剪切变形

带演化为压缩带；在钻孔问题中，随着钻孔内壁支撑力的降低，试样首先表现出剪切破坏的特征，进而演化为压缩破坏模式；在水岩耦合问题中，则首先表现出压缩带的破坏模式，随着轴向加载逐渐演化为含剪切变形带。人们对三轴压缩试验中破坏模式的研究较为充分，通过将不同围压下试样发生破坏时的应力状态绘制在由（有效）平均应力  $P$  和偏应力  $Q$  组成的应力平面上，发现破坏模式随围压增加由剪切主导向压缩主导的演化过程中伴随着  $P$  的增加<sup>[2-3]</sup>。同时，通过对变形带内 RVE 在  $P-Q$  平面上应力路径的分析，可以有效的解释不同破坏模式的产生<sup>[22, 24]</sup>。本节将通过对不同边值问题中变形带内 RVE 应力路径的对比分析，探究不同边值问题中应力路径的特点及其对破坏模式的影响。

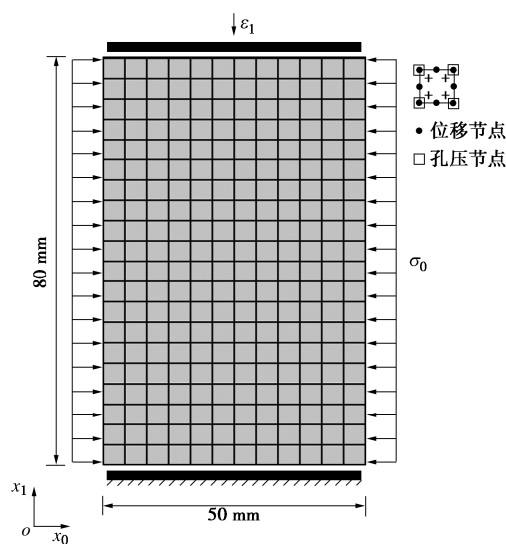


图 6 水岩耦合问题的有限元网格及边界条件

Fig. 6 Finite mesh and boundary conditions for hydro-mechanical problem

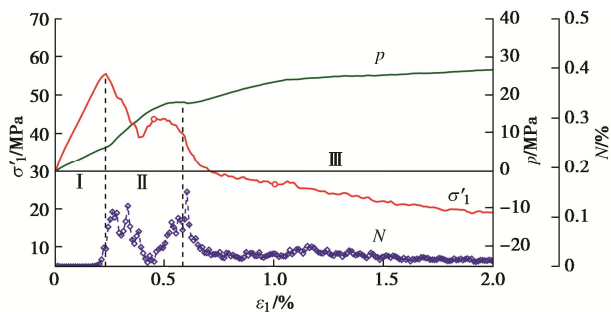


图 7 水岩耦合问题中有效轴向应力  $\sigma'_1$ 、孔压  $p$ 、归一化胶结破坏数  $N$  随轴向应变  $\varepsilon_1$  的演化

Fig. 7 Evolution of effective axial stress  $\sigma'_1$ , pore pressure  $p$ , normalized debonding number  $N$  with axial strain  $\varepsilon_1$  in hydro-mechanical problem of high-porosity sandstones

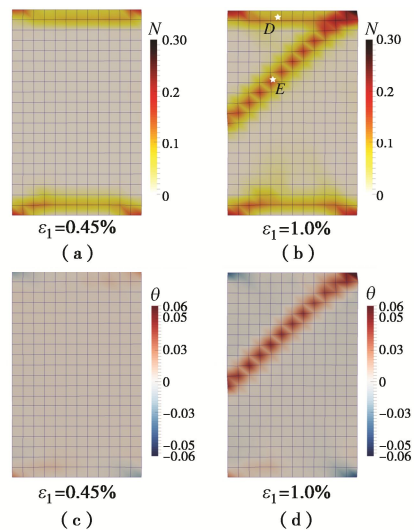


图 8 水岩耦合问题中高孔隙率砂岩破坏模式的演化

Fig. 8 Evolution of failure mode in hydro-mechanical problem of high-porosity sandstones

图 9 绘制了围压为 20, 40 MPa 的两个（排水）双轴压缩试验中变形带内典型 RVE（位置见图 3）在  $P-Q$  空间中的应力路径（截取至破坏发生后，其中实心三角为起点，空心三角为终点）。如图所示，双轴压缩试样在初始状态时， $Q$  接近于 0，随着轴向加载增加， $P$ ,  $Q$  成比例增加至发生破坏，随后  $P$ ,  $Q$  开始降低。通过 DEM 程序对初始状态 RVE 开展双轴压缩试验所得的屈服应力如图中红色圆圈和方块所示，其中圆圈表示在多尺度双轴压缩试验中发育含剪切破坏，方块表示发育压缩破坏。基于有限的多尺度试验，发现破坏模式的转变发生在围压 20~30 MPa。观察 RVE 的屈服应力可以发现，屈服状态的  $Q$  随围压增加呈先增加后降低的趋势；而  $P$  则呈现出单调增加的趋势，即随围压增加，破坏模式由含剪切破坏向压缩破坏的转变可以通过  $P$  值的增加来解释。

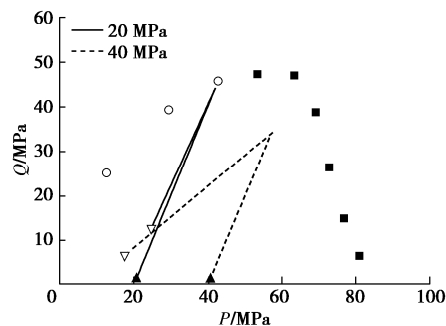


图 9 双轴压缩试验中代表性 RVE 的应力路径

Fig. 9 Stress paths for typical RVEs in biaxial compression tests

图 10 绘制了钻孔问题中 3 个典型 RVE（位置见图 5）的应力路径。其中  $A$  点的应力路径与（排水）双轴压缩试验的应力路径类似， $P$ ,  $Q$  成比例增加至

发生破坏;  $B$ 、 $C$  点的应力路径则随位置远离孔壁而逐渐向右偏移, 其主要原因是钻孔导致的应力集中与破坏区尖端应力集中的共同作用。Wu 等<sup>[24]</sup>对钻孔周围的应力集中进行了计算, 指出破坏发生前  $Q$  应力集中随与孔壁距离增加的衰减较  $P$  更快; 通过对压缩带尖端应力集中的分析, 指出破坏发生后  $P$  的应力集中区域呈哑铃状而  $Q$  的应力集中区域呈蝴蝶状。此例中共轭剪切带引起的应力集中与压缩带类似, 即应力集中会导致在共轭剪切带尖端形成更大的  $P$ , 引起应力路径向右偏移, 致使  $C$  点发生破坏前的  $P$  已经超过 60 MPa, 控制了破坏模式从剪切破坏向压缩破坏的演化。

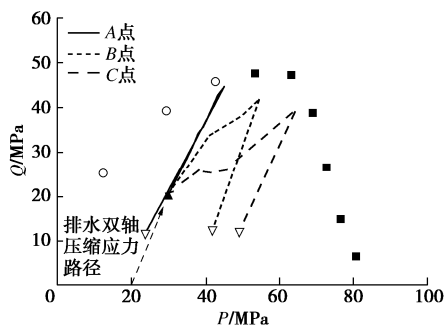


图 10 钻孔问题中代表性 RVE 的应力路径

Fig. 10 Stress paths for typical RVEs in borehole stability problem

图 11 绘制了水岩耦合问题中压缩带与含剪切变形带内典型 RVE (位置见图 8) 的应力路径。值得注意的是, 在不排水双轴压缩试验中, 孔隙水压力随着轴向加载逐渐升高, 导致有效围压逐渐降低, 在阶段 I 结束时, 孔压已接近 10 MPa, 即有效围压接近 20 MPa。按照图 9 中对排水试样的分析, 破坏模式应为含剪切变形带, 但在该饱和不排水算例中却首先表现出了压缩带破坏模式。根据典型 RVE 应力路径分析可知, 在靠近粗糙边界处, 横向约束引起的  $P$  的升高超过了孔隙水压力引起的  $P$  的降低, 二者的综合作用导致了  $D$  点的破坏前应力路径相较排水双轴压缩应力路径向右偏移, 即表现出更大的  $P$ , 控制了粗糙边界处压缩带的形成。而在远离边界处的  $E$  点, 则主要受孔隙水压力影响, 相较排水双轴压缩应力路径向左偏移, 即表现出较小的  $P$ , 阻碍了压缩带的进一步发展, 控制了破坏模式从压缩带向含剪切变形带的演化。

为直观的展示压缩带与含剪切变形带在微观变形特征上的差异, 图 12 绘制了水岩耦合问题中  $D$ 、 $E$  点在最终状态  $\varepsilon_1 = 2.0\%$  时的 RVE 结构。可以看出  $D$  点与  $E$  点的 RVE 结构存在显著不同:  $D$  点以纵向压缩为主, 符合压缩带的变形特征;  $E$  点则表现出了一定程度的旋转与剪切, 主要由变形带内的剪切变形所导致。

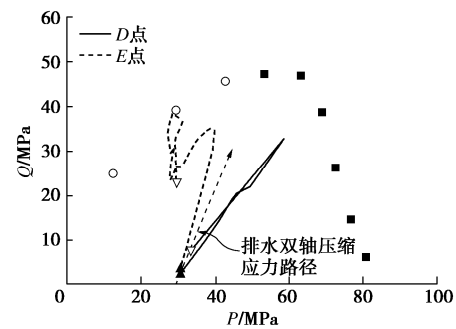


图 11 水岩耦合问题中代表性 RVE 的应力路径

Fig. 11 Stress paths for typical RVEs in hydro-mechanical problem

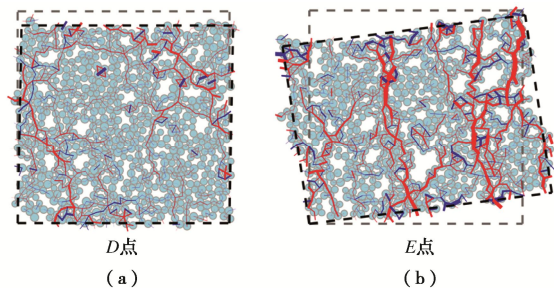


图 12 水岩耦合问题中代表性 RVE 的最终状态

Fig. 12 Final states of typical RVEs in hydro-mechanical problem

## 6 结 论

本文采用 FEM×DEM 多尺度研究方法, 对高孔隙率砂岩在(排水)双轴压缩问题、钻孔稳定性问题、水岩耦合问题等岩土工程代表性边值问题进行研究, 重点对同一材料在不同边值问题中破坏模式的演化进行了对比分析, 指出在不同边值问题中, RVE 的应力路径可能受多方面因素影响, 相较典型的双轴压缩应力路径产生偏移, 控制了破坏模式的演化。

(1) 高孔隙率砂岩在不同加载条件下可以产生包括压缩带、含剪切变形带等在内的不同破坏模式, 两者呈现出截然不同的几何特征, 压缩带与最大主应力呈近  $90^\circ$  夹角, 而含剪切变形带与最大主应力的夹角则显著小于  $90^\circ$ 。

(2) 在岩土工程边值问题中, 受应力集中、边界条件约束、孔隙水压力变化等因素的影响, 材料所经历的应力路径可能较典型轴向(双轴、三轴)压缩试验的应力路径产生向右或向左偏移的现象, 即产生(有效)平均应力的增加或降低。

(3) 有效平均应力增加可以导致破坏模式从含剪切变形带演化为压缩带, 有效平均应力降低也可以导致破坏模式从压缩带演化为含剪切变形带。破坏模式随加载条件的演化是边值问题中复杂破坏模式形成的可能原因。



## 参考文献:

- [1] WONG T F, DAVID C, ZHU W. The transition from brittle faulting to cataclastic flow in porous sandstones: mechanical deformation[J]. *Journal of Geophysical Research*, 1997, **102**(B2): 3009 – 3025.
- [2] TEMBE S, BAUD P, WONG T F. Stress conditions for the propagation of discrete compaction bands in porous sandstone[J]. *Journal of Geophysical Research*, 2008, **113**: B09409.
- [3] BAUD P, KLEIN E, WONG T F. Compaction localization in porous sandstones: apatial evolution of damage and acoustic emission activity[J]. *Journal of Structural Geology*, 2004, **26**(4): 603 – 624.
- [4] BÉSUELLE P, DESRUES J, RAYNAUD S. Experimental characterisation of the localisation phenomenon inside a Vosges sandstone in a triaxial cell[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2000, **37**(8): 1223 – 1237.
- [5] DAS A, TENGATTINI A, NGUYEN G D, et al. A thermomechanical constitutive model for cemented granular materials with quantifiable internal variables Part II: validation and localization analysis[J]. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 2014, **70**(1): 382 – 405.
- [6] AYDIN A, BORJA R I, EICHHUBL P. Geological and mathematical framework for failure modes in granular rock[J]. *Journal of Structural Geology*, 2006, **28**(1): 83 – 98.
- [7] ISSEN K A, RUDNICKI J W. Conditions for compaction bands in porous rock[J]. *Journal of Geophysical Research*, 2000, **105**(B9): 21529 – 21536.
- [8] MARKETOS G, BOLTON M D. Compaction bands simulated in discrete element models[J]. *Journal of Structural Geology*, 2009, **31**(5): 479 – 490.
- [9] DATTOLA G, DI PRISCO C, REDAELLI I, et al. A distinct element method numerical investigation of compaction processes in highly porous cemented granular materials[J]. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2014, **38**(11): 1101 – 1130.
- [10] VARDOULAKIS I G, SULEM J, GUENOT A. Borehole instabilities as bifurcation phenomena[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and*, 1988, **25**(3): 159 – 170.
- [11] 邵保平, 赵阳升, 张昌锁, 等. 高温高压下花岗岩中钻孔变形规律实验研究[J]. *岩土工程学报*, 2010, **32**(2): 253 – 258. (XI Bao-ping, ZHAO Yang-sheng, ZHANG Chang-suo, et al. Drilling deformation in granite under high temperatures and stresses[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2010, **32**(2): 253 – 258. (in Chinese))
- [12] PAPANASTASIOU P C, VARDOULAKIS I G. Numerical treatment of progressive localization in relation to borehole stability[J]. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 1992, **16**(6): 389 – 424.
- [13] PARDOEN B, LEVASSEUR S, COLLIN F. Using local second gradient model and shear strain localisation to model the excavation damaged zone in unsaturated claystone[J]. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 2015, **48**(2): 691 – 714.
- [14] RAHMATI H, NOURI A, CHAN D, et al. Simulation of drilling-induced compaction bands using discrete element method[J]. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2014, **38**(1): 37 – 50.
- [15] LEE H, MOON T, HAIMSON B C. Borehole breakouts induced in arkosic sandstones and a discrete element analysis[J]. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 2016, **49**(4): 1369 – 1388.
- [16] DUAN K, KWOK C Y. Evolution of stress-induced borehole breakout in inherently anisotropic rock: insights from discrete element modeling[J]. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 2016, **121**(4): 2361 – 2381.
- [17] HAIMSON B C. Micromechanisms of borehole instability leading to breakouts in rocks[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2007, **44**(2): 157 – 173.
- [18] LEE M, HAIMSON B C. Laboratory study of borehole breakouts in Lac du Bonnet granite: a case of extensile failure mechanism[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and*, 1993, **30**(7): 1039 – 1045.
- [19] HAIMSON B C, LEE H. Borehole breakouts and compaction bands in two high-porosity sandstones[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2004, **41**(2): 287 – 301.
- [20] BAUD P, REUSCHLÉ T, JI Y, et al. Mechanical compaction and strain localization in Bleurswiller sandstone[J]. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 2015, **120**(9): 6501 – 6522.
- [21] DRESEN G, STANCHITS S, RYBACKI E. Borehole breakout evolution through acoustic emission location

- analysis[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2010, **47**(3): 426 – 435.
- [22] WU H, ZHAO J, GUO N. Multiscale modeling of compaction bands in saturated high-porosity sandstones[J]. *Engineering Geology*, 2019, **261**: 105282.
- [23] WU H, GUO N, ZHAO J. Multiscale modeling and analysis of compaction bands in high-porosity sandstones[J]. *Acta Geotechnica*, 2018, **13**(3): 575 – 599.
- [24] WU H, ZHAO J, GUO N. Multiscale insights into borehole instabilities in high-porosity sandstones[J]. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 2018, **123**(5): 3450 – 3473.
- [25] WU H, PAPAOGLOU A, VIGGIANI G, et al. Compaction bands in tuffeau de maasticht: insights from X-ray tomography and multiscale modeling[J]. *Acta Geotechnica*, 2020, **15**(1): 39 – 55.
- [26] GUO N, ZHAO J. A coupled FEM/DEM approach for hierarchical multiscale modelling of granular media[J]. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 2014, **99**(11): 789 – 818.
- [27] GUO N, ZHAO J. 3D multiscale modeling of strain localization in granular media[J]. *Computers and Geotechnics*, 2016, **80**: 360 – 372.
- [28] GUO N, ZHAO J. Parallel hierarchical multiscale modelling of hydro-mechanical problems for saturated granular soils[J]. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 2016, **305**(9): 768 – 785.
- [29] 蒋明镜. 现代土力学研究的新视野——宏微观土力学[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))
- [30] 蒋明镜, 石安宁, 刘俊, 等. 结构性砂土力学特性三维离散元分析[J]. *岩土工程学报*, 2019, **41**(增刊 2): 1 – 4. (JIANG Ming-jing, SHI An-ning, LIU Jun, et al. Three-dimensional distinct element analysis of mechanical properties of structured sands[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2019, **41**(S2): 1 – 4. (in Chinese))
- [31] 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))
- [32] WU H, ZHAO J, LIANG W. The Signature of deformation bands in porous sandstones[J]. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 2020.
- [33] HAIMSON B C, KOVACICH J. Borehole instability in high-porosity Berea sandstone and factors affecting dimensions and shape of fracture-like breakouts[J]. *Engineering Geology*, 2003, **69**(3/4): 219 – 231.

DOI: 10.11779/CJGE202012009

# 富水砂层冻结壁形成过程声场响应特征研究

张基伟<sup>1,2,3</sup>, 刘书杰<sup>\*1,2,3,4</sup>, 张松<sup>1,2,3,5</sup>, 李方政<sup>1,2,3</sup>, 韩玉福<sup>1,2,3</sup>, 王磊<sup>1,2,3</sup>

(1. 煤炭科学研究总院建井研究分院, 北京 100013; 2. 北京中煤矿山工程有限公司, 北京 100013; 3. 天地科技股份有限公司, 北京 100013; 4. 北京科技大学土木与资源工程学院, 北京 100083; 5. 石家庄铁道大学土木工程学院, 河北 石家庄 050043)

**摘要:** 为了掌握富水砂层冻结壁形成过程超声波响应特征, 利用 NM-4A 型非金属声波检测仪对广州地铁三号线北延段冻结段-16 m 层位进行超声波检测。基于此, 根据孔隙介质热传导与压力声学理论, 提出了人工冻结壁热-声耦合数值模拟方法。获得了富水砂层冻结过程中温度场-声场的演化特征与声学特征值变化规律。掌握了不同冻结锋面位置、孔间未交圈距离与波速之间的定量关系。总结了热-声耦合模型在冻结施工中的应用思路与流程。①应用热-声耦合数值模拟方法求解出  $J_1$ - $J_2$  检测孔间的波速准确率为 89.7%~96.97%; ②超声波由冻土向未冻土的传播过程中反射与折射现象非常明显, 根据声波理论计算出  $J_1$ - $J_2$  检测孔间声波平均反射系数为 0.278、折射系数为 1.278; ③冻结早期在未冻土-冻土交界面附近出现明显的声压增高区域, 声压场分布不均匀, 且声线发生偏移。冻结后期无声压集中现象且声压场分布较均匀; ④冻结壁发育过程中, 波速随着冻结时间的增加而增加, 而峰值声压、声强均随着冻结时间增加呈先减小后增加的趋势; ⑤冻结锋面位置、冻结孔间未交圈距离均与波速之间呈非线性单调递增趋势, 满足二次函数关系, 相关性很好; ⑥总结了热-声耦合模型应用思路与流程, 可实现冻结壁发育状况的“早期预报、过程监测、效果评价”。  
**关键词:** 热-声耦合; 热传导; 峰值声压; 声强; 冻结锋面

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)12-2230-10

**作者简介:** 张基伟(1988—), 男, 副研究员, 博士, 主要从事地下工程特殊施工方法的科研工作。E-mail: 357102668@qq.com。

## Response characteristics of sound fields of stratum frozen wall of water-rich sand during developing process

ZHANG Ji-wei<sup>1,2,3</sup>, LIU Shu-jie<sup>\*1,2,3,4</sup>, ZHANG Song<sup>1,2,3,5</sup>, LI Fang-zheng<sup>1,2,3</sup>, HAN Yu-fu<sup>1,2,3</sup>, WANG Lei<sup>1,2,3</sup>

(1. Shaft Branch of China Coal Research Institute, Beijing 100013, China; 2. Beijing China Coal Mining Engineering Co., Ltd., Beijing 100013, China; 3. Tian Di Science & Technology Co., Ltd., Beijing 100013, China; 4. School of Resources & Civil Engineering, University of Science and Technology Beijing, Beijing 100083, China; 5. School of Civil Engineering, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang 050043, China)

**Abstract:** The ultrasonic tests on artificial frozen wall of water-rich sand stratum at depth of 16 m in Guangzhou Metro Line 3 are conducted by using NM-4A nonmetal ultrasonic test meter to study the response characteristics of sound fields during developing process of frozen wall. A thermoacoustic coupling numerical simulation method is proposed based on the heat conduction and pressure acoustic theory. The variation rule of temperature-sound field and acoustic characteristic value are obtained. The relationship among freezing front, unclosed distance and wave velocity is grasped. The application process of the thermoacoustic coupling model is summarized. The results are as follows: (1) The accuracy range of wave velocity is 89.7% to 96.97% between  $J_1$  and  $J_2$  holes by the numerical model. (2) The reflection and refraction are obvious when ultrasonic waves transmit from unfrozen soil to frozen soil. The average reflection and refraction coefficients are 0.278 and 1.278 between  $J_1$  and  $J_2$  holes. (3) The concentration area of acoustic pressure appears near the interface between unfrozen and frozen soils, and the sound field is inhomogeneous during early freezing period. Conversely, the sound field is homogeneous, and there is no pressure concentration area. (4) The wave velocity increases with the increasing freezing time, while both the acoustic pressure and the sound intensity increase first, then decrease as the freezing time increases. (5) Both the freezing front and the unclosed distance increase with the increasing wave velocity, and they meet quadratic function relations, indicating that the correlation is very good. (6) The application process of the thermoacoustic coupling model is summarized, which can achieve good effect

**基金项目:** 国家自然科学基金青年基金项目(51804157); 国家自然科学基金项目(51774183); 十三五国家重点研发计划(2016YFC0600904)  
**收稿日期:** 2020-02-20  
**\*通信作者** (E-mail: 125701782@qq.com)

on developing evaluation of frozen wall.

**Key words:** thermoacoustic coupling; heat conduction; absolute acoustic pressure; sound intensity; freezing front

## 0 引 言

人工冻结法是利用人工制冷技术, 将待建结构周围地层冻结为连续封闭冻土体的特殊地层加固方法。该工法具有隔绝地下水、增加土体强度、提高稳定性、无污染等优势, 已经被广泛应用于矿井建设、地铁建设、基坑及综合管廊建设中<sup>[1-3]</sup>。但是文献<sup>[4, 5]</sup>均指出人工冻结法在流速较大的富水砂层中应用时, 往往会出现冻结壁不交圈、冻结壁发展过慢等现象, 容易造成重大安全事故。因此掌握冻结壁发育状况对人工冻结法安全性施工具有重要意义。

目前, 广泛应用的冻结壁发育状况检测方法包括图乘法<sup>[6]</sup>、经验公式法<sup>[6]</sup>、数值模拟法<sup>[7]</sup>等。然而, 以上 3 种方法均基于测温孔内实时温度监测结果, 在距测温孔较远位置冻结壁发育状况判断中往往会忽略局部冻结壁开窗、强度不足等关键信息, 在一定程度上增加了该工法在高渗透性富水砂层中应用风险。近年来, 为了整体掌握冻结壁发育状况, 宋雷等<sup>[8]</sup>提出了地质雷达探测冻结壁发育状况方法。但该方法探测深度较小 (3~30 m), 结果受到冻结管 (材质一般为无缝钢管) 的干扰非常大。

超声波检测技术是通过测定超声透射岩土后的声学信号变化来间接地反映岩土体的物理力学参数、应力状态特征。目前已被广泛应用于工程岩土分类分级、岩土体物理力学性质测定等领域中, 具有灵敏度高、检测周期短、受金属影响较低等优点<sup>[9]</sup>。自 20 世纪 70 年代, 国内外学者长期致力于建立波速与冻土物理力学性质相关关系, 将超声波应用于冻土物理力学性质室内测定中。Kurfurst 等<sup>[10]</sup>提出了超声波声学参数可以反映冻土物理力学性质。Nakano 等<sup>[11]</sup>通过试验发现冻结砂土和粉土的波速与温度之间符合指数关系。Thimus 等<sup>[12]</sup>提出利用声波法测定超固结粘土中未冻水含量的方法。Martin 等<sup>[13]</sup>建立了冻土声学参数与物理力学性质之间的关系, 并利用超声波技术评价未冻水含量和冻土的弹性常数。国内学者<sup>[14-17]</sup>利用室内试验掌握了不同负温、含水量、密度的声学参数与冻土抗压、抗拉强度、弹模与纵、横波速、振幅衰减及动弹模之间的关系。为超声波检测冻土物理力学性质奠定了坚实的理论基础。

但是, 以上室内试验成果只能对比不同负温等级养护条件下的冻土声学参数差异, 不能反应超声波在冻土温度梯度场中的传播规律与演化特征。当在人工冻结壁形成过程中进行超声波检测时, 声波相当于在温度梯度场中传播。由“费马原理”可知<sup>[18]</sup>, 温度的

不均匀分布会导致声波发生“折射效应”, 进而导致声学参数随着温度梯度的变化而发生时空演变。可见, 目前缺乏对超声波在冻土温度梯度场中的传播规律与演化特征的相关研究工作, 制约了超声波法应用于人工冻结壁发育状况判定中的应用。

本文基于对广州地铁三号线北延伸段富水砂层冻结壁超声波原位检测结果, 建立了热-声间接耦合数值计算方法。利用该方法对实际工程冻结过程中温度场、声场的演化特征与声学特征值变化规律进行分析。基于该数值模型讨论不同冻结锋面位置、冻结孔间未交圈距离的声学参数响应特征。总结出利用声-热耦合模型判定施工现场冻结壁发育状况的思路及应用流程。揭示了超声波在冻土温度梯度场中的传播规律与演化特征, 为超声波法评价富水砂层冻结壁发育状况研究工作提供参考。

## 1 工程概况与超声波原位检测

### 1.1 工程概况

广州市轨道交通三号线北延段机场南站—机场北站区间约 58.80 m, 局部曲线段采用冻结法加固施工。设计冻结段隧道拱顶覆土厚度 7.63~8.08 m, 地下水位埋深约 1.0 m, 暗挖隧道宽 12.6 m, 高 8.82 m, 断面面积达 90.273 m<sup>2</sup>, 底板埋深约为 16.0 m。为了尽量控制冻胀融沉, 减小冻结体量, 采用垂直+分段保温冻结方法 (图 1)。其中埋深 14.0~20.1 m 的细砂层厚度大, 水量丰富, 为富水砂层。A 排—B 排设计孔、排间距 1800 mm, C 排—D 排设计孔、排间距 2250 mm, 设计积极冻结时间 60 d。

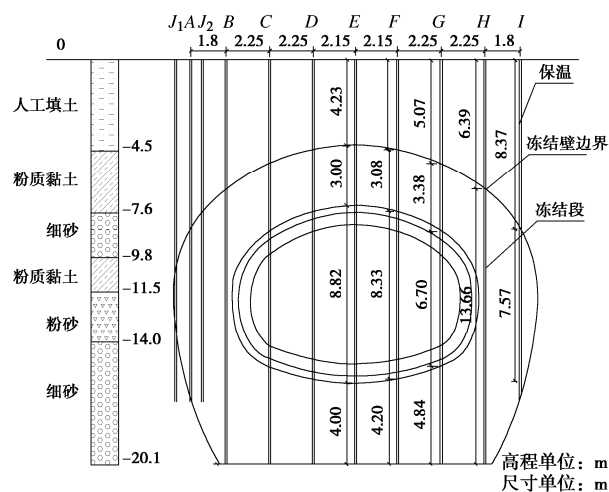


图 1 地层柱状及冻结孔布置立面图

Fig. 1 Elevation of stratigraphic columns and arrangement of freezing holes

1.2 超声波检测孔布置

超声波声测孔布置在 A 排冻结孔附近, 故本文选取 A 排—C 排冻结孔分析。如图 2 所示, 由于现场施工条件限制, A 排垂直冻结孔间距为 1.8~1.96 m。 $Y_6$ — $Y_{11}$  为防止冷量不足而在 A, B 排之间补加的冻结孔。在原测温孔  $T_8$  附近设两个超声波检测孔  $J_1, J_2$ 。其中  $J_1$ — $T_8$  测管间距为 1360 mm, 平行 A 排冻结孔轴线方向布置, 旨在测量不同负温等级下冻土超声波波速。 $J_1$ — $J_2$  测管间距为 1470 mm, 垂直轴线布置在  $A_{25}$ — $A_{26}$  冻结孔之间。旨在测量冻土温度梯度场条件下不同冻结锋面位置的超声波波速。利用 NM-4A 非金属超声波探测装置分别在不同冻结时期进行现场超声波检测(其中  $J_1$ — $J_2$  孔间超声波仅在积极冻结期 60 d 内测量)。

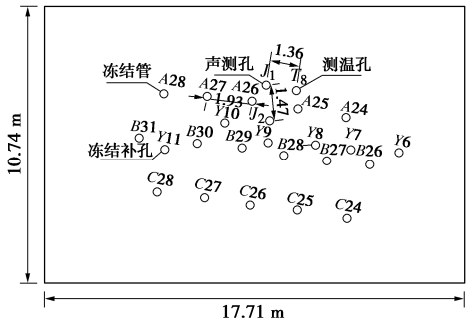


图 2 冻结孔、检测孔平面布置图 (局部)

Fig. 2 Plane layout of freezing and detection holes

1.3 超声波检测参数与结果

在超声波测试前需要利用十字交叉法标定超声波检测仪从发射至接收仪器系统产生的系统延迟时间  $\tau_0$ 。发射电压选用 1000 V, 采样周期选择 1.6  $\mu$ s。将超声波发射与接收探头分别放入两检测孔  $J_1, J_2$  或  $J_1, T_8$  中, 下放至目标层位 -16 m, 保证发射与接收探头在同一水平上, 盐水作为耦合剂。

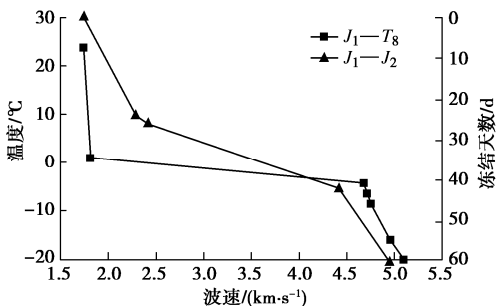


图 3  $J_1$ — $J_2$  孔间与  $J_1$ — $T_8$  孔间波速变化曲线

Fig. 3 Variation of wave velocities of holes  $J_1$ — $J_2$  and  $J_1$ — $T_8$

现场超声波检测结果如图 3 所示, 垂直于 A 排冻结孔轴线方向布置的  $J_1$ — $J_2$  孔波速-冻结天数变化趋势与平行于轴线方向布置的  $J_1$ — $T_8$  孔波速-温度趋势

基本一致, 均为缓慢增加→急剧增加→缓慢增加, 但是波速值差异较大。

其中  $J_1$ — $J_2$  孔间富水砂土相当于单向冻结模式(冻结壁由冻土侧( $J_2$  孔)向未冻土侧( $J_1$  孔)不断发展), 温度梯度非常明显。在积极冻结前期(0~30 d),  $J_1$ — $J_2$  孔间呈冻土区域小于未冻土区域的特点, 故当声波在未冻水分降低中传播时反射、折射现象非常显著, 波速上升幅度较小。积极冻结中期(30~42 d)冻结壁逐渐靠近  $J_1$  孔, 此时孔间冻土区域大于未冻土区。故  $J_1$ — $J_2$  孔间平均温度下降幅度较大, 大量冰颗粒的增加使冻土弹性性能增强, 波速增加梯度较高。积极冻结后期(42~60 d)  $J_1$ — $J_2$  孔间温度梯度减小, 基本可视为冻土, 平均温度低于 -5℃, 故两孔之间弹性模量、抗压、抗折强度上升梯度下降, 波速值上升趋势趋于缓慢。

$J_1$ — $T_8$  孔间相当于恒温养护模式(距离较近的  $J_1$ — $T_8$  孔间土体温度基本相同), 孔间的温度梯度可忽略不计。根据 Fermat 原理<sup>[18]</sup>, 超声波在等温场中一定是按照检测孔间传播时间最短的路径传播, 基本不会发生折射效应。在孔间土体温度为 0℃ 以上时, 未冻土波速值上升幅度非常小, 基本保持不变。孔间冻土温度为 0~-5℃, 土体波速随温度降低而急剧上升, 其原因为达到结冰温度后, 土颗粒中部分水变为冰晶, 充填砂粒之间的孔隙使颗粒之间胶结在一起, 形成连续的整体。同时该时期内未冻土至冻土过程中弹性模量、抗压、抗折强度均急剧升高。孔间冻土温度为 -5℃~-20℃, 弹性模量、抗压、抗折强度上升梯度下降, 波速值上升趋势趋于缓慢, 与国内外学者室内试验趋势基本一致<sup>[11-17]</sup>。

由以上分析可知, 由于受到“折射效应”的影响, 声波在冻土温度梯度场中传播与恒温养护冻土中传播规律存在较大差异。证明了恒温养护冻土相关试验成果不能准确反应超声波在冻土温度梯度场中的传播规律与演化特征的结论。

2 人工冻结壁热-声耦合数值模拟方法

2.1 基本假设

含水人工冻土是由土骨架, 冰晶体和未冻水共同组成的多孔介质土体, 具有多个声阻抗区域。与此同时, 由于人工冻结过程中温度场实时变化导致温度梯度场中声阻抗区位置与面积不断改变。由此可见, 人工冻土温度场-声场耦合问题是一个非常复杂的多场耦合计算问题, 本研究涉及的物理量进行如下假设:

(1) 土体是连续、均匀、各向同性的饱和孔隙介质, 孔隙间相互连通, 满足 Whitaker 连续型假设<sup>[19]</sup>。

声波不受土体粒径不同、介质突变而发生折射现象。

(2) 相比于相变潜热忽略水分迁移引起的对流传热、导热通量变化, 且不考虑渗流作用。

(3) 水冰相变仅在 $[T_m, 0]$ 范围内发生相变,  $T_m$ 为土体结冰点的温度。

(4) 设计冻结壁边界以外视为无限大区域且模型边界对超声波检测无反射影响。

(5) 热量与声波均在同一标高延径向传递, 忽略热量轴向传递, 即可将检测水平简化为二维模型。

2.2 控制方程

根据孔隙介质的热传导原理, 均质各向同性体遵循导热方程可由下式表示:

$$\left. \begin{aligned} d_z \rho C_p \left( \frac{\partial T}{\partial t} + \mathbf{u} \cdot \nabla T \right) + \nabla \cdot \mathbf{q} + \nabla \cdot \mathbf{q}_r &= d_z Q, \\ \mathbf{q} &= -d_z k \nabla T. \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中  $\rho$  为介质密度 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ );  $C_p$  为等效体积热容 ( $\text{kJ}/(\text{kg}\cdot\text{K})$ );  $T$  为表面温度 ( $^{\circ}\text{C}$ );  $\mathbf{u}$  为节点平移运动的速度矢量 ( $\text{m}/\text{s}$ );  $\mathbf{q}$  为热传导的热通量 ( $\text{W}/\text{m}^2$ );  $\mathbf{q}_r$  为热辐射的热通量 ( $\text{W}/\text{m}^2$ );  $Q$  为热源 ( $\text{W}/\text{m}^3$ );  $k$  为等效导热系数 ( $\text{W}/(\text{m}\cdot\text{K})$ )。冻结过程中不考虑辐射换热, 故  $\mathbf{q}_r$  项取为 0; 将超声波-16 m 检测层位的温度场问题简化为平面二维模型,  $d_z$  取 1 mm。

式 (1) 中由于利用 Comsol 软件自带的相变材料模拟水→冰的相变, 将模型等效体积分为水→冰的相变体积分数与土体骨架体积分数两部分, 则  $C_p$  与相变材料的密度  $\rho_x$ 、热容  $C_x$ 、导热系数  $k_x$  分别为

$$C_p = \theta_g \rho_g C_g + \theta_x \rho_x C_x, \quad (2)$$

$$\rho_x = \theta_w \rho_w + \theta_i \rho_i, \quad (3)$$

$$C_x = \frac{1}{\rho_x} (\theta_w \rho_w C_w + \theta_i \rho_i C_i) + \frac{\partial \alpha_m}{\partial T}, \quad (4)$$

其中,

$$\left. \begin{aligned} \alpha_m &= \frac{1}{2} \frac{\theta_i \rho_i - \theta_w \rho_w}{\theta_i \rho_i + \theta_w \rho_w}, \\ k_x &= \theta_w k_w + \theta_i k_i. \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

式中  $\theta_g, \theta_w, \theta_i$  分别为土体骨架、水、冰的体积分数;  $\rho_g, \rho_w, \rho_i, \rho_x$  分别为土体骨架、水、冰、相变材料的密度 ( $\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$ );  $C_g, C_x, C_w, C_i$  分别为土体骨架、相变材料、水、冰的热容 ( $\text{kJ}/(\text{kg}\cdot\text{K})$ );  $k_w, k_i, k_x$  分别为水、冰、相变材料的导热系数 ( $\text{W}/(\text{m}\cdot\text{K})$ )。其中相变温度为  $0^{\circ}\text{C}$ , 水→冰的转变间隔为 10 K, 相变潜热为 333 kJ/kg。

根据压力声学理论<sup>[20]</sup>, 声波在无损介质中的波动方程可由下式表示:

$$\frac{1}{\rho c^2} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} + \nabla \cdot \left( -\frac{1}{\rho} (\nabla \rho - q_d) \right) = Q_m. \quad (6)$$

式中  $c$  为声波在介质中的传播速度 ( $\text{km}/\text{s}$ );  $p$  为自变量声压 ( $\text{Pa}$ );  $t$  为时间 ( $\mu\text{s}$ );  $q_d$  为偶极子声源 ( $\text{N}/\text{m}^3$ );  $Q_m$  为单极子声源 ( $1/\text{s}^2$ )。

2.3 热-声耦合模拟方法

首先, 利用式 (1) 进行人工冻结热力学分析, 获得不同冻结阶段的温度场。其次, 将本文中  $J_1-T_8$  孔间测得不同冻结时期无温度梯度冻土的波速与温度非线性关系  $c(T, t)$  代入下式获得不同冻结时刻声阻抗场:

$$\frac{\partial Z}{\partial t} = \frac{\partial c(T, t)}{\partial t} \cdot \rho, \quad (7)$$

式中,  $Z$  为介质声阻抗 ( $\text{N}\cdot\text{s}/\text{m}^3$ ),  $c(T, t)$  为恒温冻结模式冻土波速与温度之间非线性关系式。

利用 PDE 自定义模块导入不同冻结时期声阻抗场作为声场分析的初始条件。设置声学边界条件, 设置偶极子声源  $q_d$ , 利用波动方程 (6) 进行声压场的时域瞬态计算。最终, 可获得不同冻结时期声压场分布。

2.4 热-声参数选取与边界条件

(1) 热物理参数选取与温度场边界条件

数值模型根据对-16 m 冻结细砂土层位进行二维简化处理, 考虑到热力学、声学边界条件求解域长×宽=17710 mm×10740 mm。冻结孔、检测孔位布置如图 2 所示。模拟冻结时间为 100 d。土体骨架、水、冰的热物理参数如表 1 所示。

表 1 热物理参数

Table 1 Thermophysical parameters

名称	密度 /( $\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$ )	导热系数 /( $\text{W}/\text{m}\cdot\text{K}$ )	热容 $\text{kJ}/(\text{kg}\cdot\text{K})$
-30℃	1870	1.785	1.386
土体骨	-1℃	1870	1.785
架温度	0℃	1870	1.56
	18℃	1870	0.86
			2.102
水	1000	1.56	4.2
冰	910	2.24	2.1

根据现场实测, 设置模型土体初始温度为  $23.8^{\circ}\text{C}$ 。所有冻结管外壁温度荷载近似为实测盐水温度 (表 2)。模型 4 个边界不受边界以外土体传热影响, 等于土体初始温度。

表 2 盐水温度

Table 2 Brine temperatures

时间/d	温度/℃	时间/d	温度/℃
0	8	20	-25
2	-5	30	-27
5	-12	42	-28
10	-18	60	-28
15	-20	70	-22

(2) 波速-温度关系表达式

根据  $J_1$ — $T_8$  检测孔测得的现场土体波速-温度的非线性关系 (图 3) 可以利用线性函数分段拟合:

$$c = \begin{cases} -0.0031T + 1.81425 & (24^\circ\text{C} \leq T \leq 1^\circ\text{C}) \\ -0.5403T + 2.38372 & (1^\circ\text{C} < T \leq -4.25^\circ\text{C}) \\ -0.02635T + 4.54634 & (-4.25^\circ\text{C} < T < -21^\circ\text{C}) \end{cases} \quad (8)$$

相关系数分别为 1, 1 和 0.992, 可准确应用于声阻抗场计算。

(3) 声学相关参数选取与边界条件

由于现场应用 KON-HNQ-100 纵向换能器进行超声波检测, 故声源激励源  $q_d$  选用柱面波辐射, 为了符合实际检测所用的超声脉冲波且便于分析, 选取单频雷克子波作为声源函数, 其函数表达式为

$$S(t) = 2e^{-\frac{t-T_0}{T_0/2}} \sin(2\pi f_0 t) \quad , \quad (9)$$

式中,  $t$  为声时 ( $\mu\text{s}$ ),  $f_0$  为声源中心频率 ( $\text{kHz}$ ),  $T_0$  为周期 ( $\mu\text{s}$ )。根据现场超声波检测参数选取声源中心频率  $f_0$  为 50 kHz, 则  $T_0$  为 20  $\mu\text{s}$ 。

由于外边界土体基本对声场无反射作用, 故选取辐射边界模拟超声波在无限大区域内的传播, 消除边界效应。声场分析中单元网格大小由声源决定, 在有意义的波长内含有不少于 6~8 个的空间步长可以满足计算精度, 本文选取网格最大尺寸小于 4 mm。计算时间步长与声源周期有关, 本文选取  $T_0/10$ , 计算时间范围  $100 \times T_0$ 。

3 温度场-声场数值模拟结果分析

3.1 温度场演化规律

提取测温孔  $J_1$ ,  $J_2$ ,  $T_8$  所在位置不同时间的温度数据, 将模拟结果与现场实测结果进行比较。如图 4 所示, 模拟温度数据与实测温度随时间的变化曲线虽在个别区段有较小偏差, 但发展趋势一致。故认为本研究所选岩土热物理性质参数合理, 温度计算结果可有效反应工程实际情况。

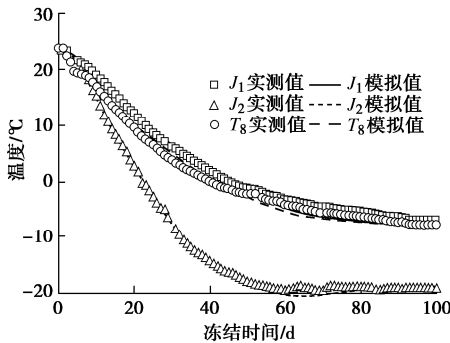


图 4 检测孔模拟结果与实测结果对比

Fig. 4 Comparison between simulated and measured results

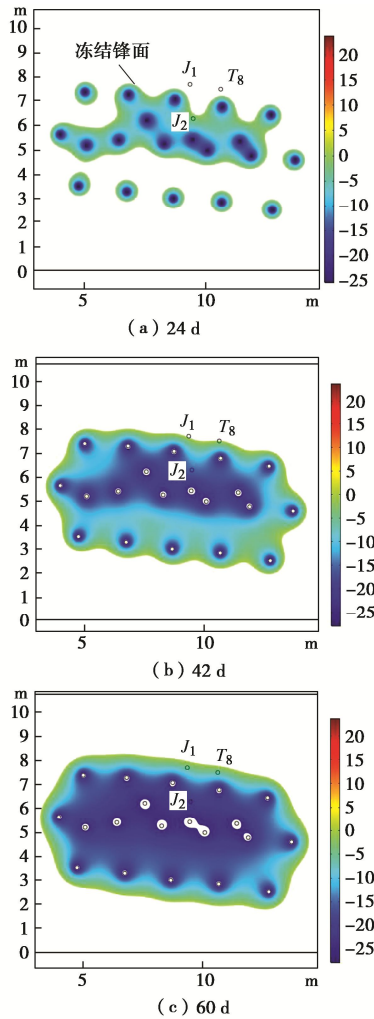


图 5 不同冻结时刻温度场分布云图

Fig. 5 Temperature fields at different freezing time

如图 5 所示, 根据室内试验结果, 以结冰温度  $-0.2^\circ\text{C}$  为界, 判定冻结锋面位置。随着冻结时间的推移, 冻结锋面不断扩展, 冻结 20~30 d 内  $J_1$ — $J_2$  检测孔之间土体由未冻土转变为局部冻土, 冻结 42 d 冻结锋面基本到达  $J_1$  附近。冻结 60~100 d  $J_1$ — $J_2$  测管之间冻土温度梯度逐渐减小。证明  $J_1$ — $J_2$  检测孔之间可视为单向冻结养护模式冻土。 $J_1$ — $T_8$  检测孔之间温度基本一致, 无温度梯度, 可视为恒温冻结模式冻土。

3.2 不同冻结时期波速响应特征

由以上声压场分析可见, 冻结区内声压扩展面积远大于未冻区, 其原因为冻结区内声波传播速度远大于未冻结区。本文利用互相关函数法求解平均波速, 其前提为发射、接收超声波换能器同轴线、同检测平面<sup>[21]</sup>。发射信号  $x(t)$ 、接收信号  $y(t)$  峰值位置所对应的时间位移  $\tau$  即为信号在该系统中的传递时间, 相关运算如下式所示, 该方法具有一定的去噪能力:

$$R_{xy}(\tau) = \frac{1}{N} \int_0^T x(t)y(t+\tau)dt \quad , \quad (10)$$

式中,  $N$  为激励脉冲波形中正弦波的数量,  $T$  为接收超



声波声时 ( $\mu\text{s}$ ),  $\tau$  为时间位移。

将数值模拟计算出不同冻结时间 (12, 24, 28, 32, 36, 40, 42, 52, 60 d)  $J_1$ — $J_2$  检测孔间平均波速结果与现场检测结果进行比较 (图 6)。

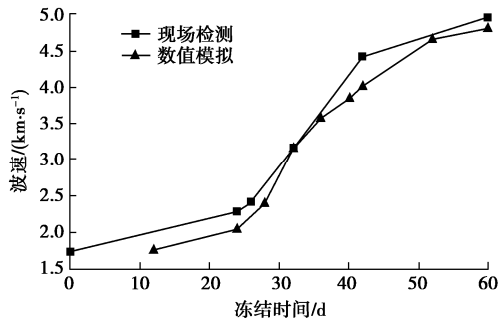


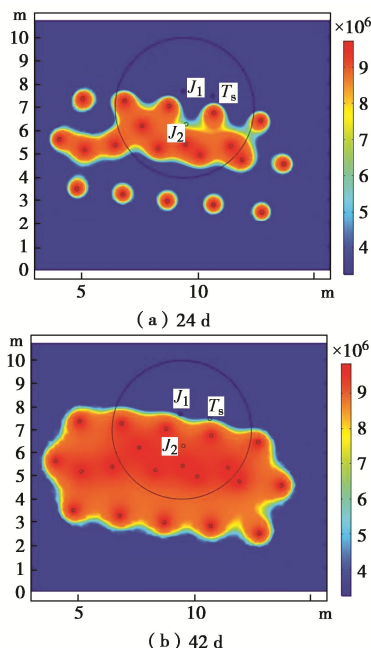
图 6  $J_1$ — $J_2$  检测孔间波速模拟结果与实测结果对比

Fig. 6 Comparison between simulated and measured results of wave velocity of hole  $J_1$ — $J_2$

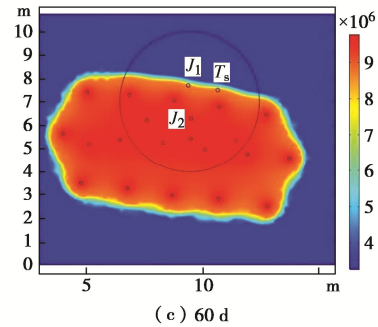
如图 6 所示, 现场实测的  $J_1$ — $J_2$  检测孔波速与数值模拟均随着冻结时间增加呈缓慢增加→急剧增加→缓慢增加的趋势。总体而言, 冻结后期模拟精度高于冻结前期。 $J_1$ — $J_2$  检测孔波速计算准确率在 89.7%~96.97% 范围内, 基本满足工程精度。证明本文所选声学参数合理, 热—声耦合模拟结果可有效反应工程实际超声波检测情况。

### 3.3 声阻抗场演化规律

如图 7 所示, 不同冻结时期声阻抗在  $3.3 \times 10^6 \sim 9.4 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{s}/\text{m}^3$  范围内。其中  $T > 0^\circ\text{C}$  的未冻土区声阻抗值范围为  $3.3 \times 10^6 \sim 4.6 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{s}/\text{m}^3$ ,  $T < 0^\circ\text{C}$  (局部冻土和冻土) 区域内声阻抗值范围为  $4.6 \times 10^6 \sim 9.4 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{s}/\text{m}^3$ 。温度为  $0^\circ\text{C} \sim -4^\circ\text{C}$  范围内声阻抗值变化梯度较大, 为  $4.6 \times 10^6 \sim 8 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{s}/\text{m}^3$ 。原因为该区域内含未冻土→局部冻土→冻土三类声阻抗差异较大的土体。



(b) 42 d



(c) 60 d

图 7 不同冻结时刻声阻抗场分布云图

Fig. 7 Acoustic impedance fields at different freezing time

由于  $0^\circ\text{C} \sim -4^\circ\text{C}$  范围内的声阻抗值变化梯度较大, 声波在局部冻土内部传播过程中会在冻结锋面附近发生反射和折射现象。根据声波理论可知<sup>[25]</sup>, 声波垂直入射的反射系数  $r_\varphi$  与折射系数  $t_\varphi$  可以通过两种介质的声阻抗进行计算:

$$|r_\varphi| = \left| \frac{Z_2 - Z_1}{Z_2 + Z_1} \right| = \left| \frac{\rho_2 c_2 - \rho_1 c_1}{\rho_2 c_2 + \rho_1 c_1} \right|, \quad (11)$$

$$|t_\varphi| = \left( \frac{\rho_1}{\rho_2} \right) \left| \frac{2\rho_2 c_2}{\rho_2 c_2 + \rho_1 c_1} \right|, \quad (12)$$

式中,  $Z_1$ ,  $Z_2$  分别为未冻土区与冻土区平均声阻抗, ( $\text{N} \cdot \text{s}/\text{m}^3$ ),  $\rho_1$ ,  $\rho_2$  分别为未冻土区与冻土区平均密度, ( $\text{kg}/\text{m}^3$ ),  $c_1$ ,  $c_2$  分别为未冻土区与冻土区平均波速 ( $\text{km}/\text{s}$ )。

将未冻区 ( $T > 0^\circ\text{C}$ ) 内平均声阻抗值  $3.95 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{s}/\text{m}^3$  与冻土区 ( $T < -0.2^\circ\text{C}$ ) 内平均声阻抗值  $7 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{s}/\text{m}^3$  代入公式内, 求得  $J_1$ — $J_2$  检测孔之间平均  $r_\varphi$ ,  $t_\varphi$  分别为 0.278, 1.278。可见, 超声波由冻土向未冻土的传播过程中反射与折射现象较明显, 阻碍了声波在检测孔间的传递。

### 3.4 声压场演化规律

以不同冻结时间 24, 60 d 为例, 设置声波激励源, 得到各个冻结时间不同声时 (400, 500, 600  $\mu\text{s}$ ) 的声压场分布云图。

如图 8 所示, 冻结 24, 60 d 在相同声时的声压场分布有以下区别:

(1) 冻结 24 d 相比于冻结 60 d 在  $J_1$ ,  $J_2$  检测孔之间的未冻土—冻土交界面附近出现明显的声压增高区域。其原因为冻结 24 d,  $J_1$ ,  $J_2$  检测孔之间大部分为未冻土, 未冻土相比于冻土在声学性质上较“软”, 使得入射波质点在冻结锋面附近会产生非弹性碰撞<sup>[25]</sup>, 此类碰撞会产生明显的折射、反射现象, 声压等值线向温度较低的方向弯曲。在此过程中, 反射声波与入射声波相互叠加造成声压在冻结锋面附近的声压增高, 声压值基本等于同一声时 60 d 的两倍。冻结 60 d,  $J_1$ ,  $J_2$  检测孔之间已经完全形成冻土, 且温度梯度

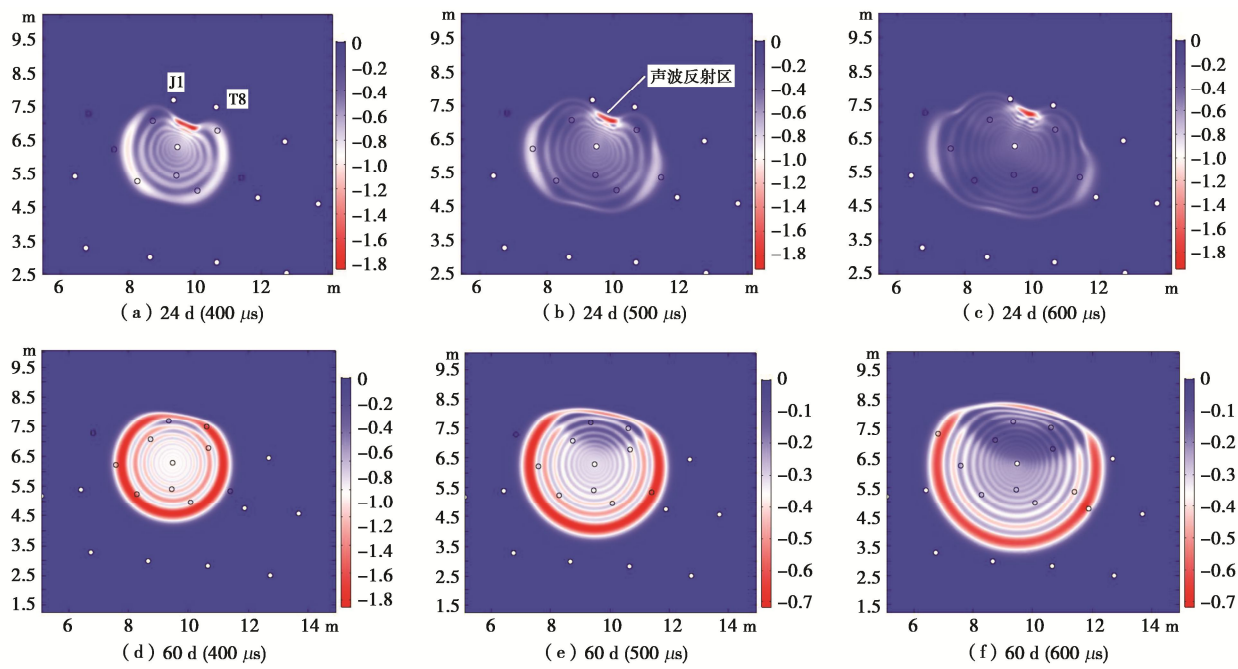


图 8 不同冻结时刻声场分布云图

Fig. 8 Sound fields at different freezing time

较小，故基本不出现声波折射现象。

(2) 冻结 24 d 相比于冻结 60 d 声压场分布不均匀，且声线（声压等值线法线方向）发生偏移。该现象符合 Fermat 声波在温度场中的传播路径选择遵从捷线理论。声波在温度梯度场中传播时，温度的不均匀会导致声速改变，声速的不均匀分布又会改变声线的方向。冻结 24 d 时，声线沿温度梯度最大的方向传播即冻结孔主面方向传播远快于界面方向传播，故在 600 μs 时冻结孔主面方向的声波传播至到达 J<sub>1</sub> 孔，而界面方向声波仍然停滞在声波反射区内，最终在冻结前期形成不均匀的声压场分布。随着冻结壁不断发展至 60 d 时，冻结孔界面的冻土温度不断降低，温度梯度降低，声波折射效应不明显。声线沿冻结孔主面方向偏移程度逐渐减小，故在该期间声压场分布较均匀。

3.5 不同冻结时期声场特征值响应特征

声场特征值主要包括峰值声压、声强，其中峰值声压是指某一点于某一瞬时在超声场中的压强与同一点不存在超声波作用时的静态压强差。声强是指超声波在介质中传播时，其传播方向上单位截面中单位时间通过的声能<sup>[25]</sup>：

$$I = \frac{P_t^2}{\rho c}$$

(13)

式中， $I$  为声强值 ( $\text{W}/\text{m}^2$ )， $P_t$  为不同冻结时间峰值声压（接收波声压曲线中最大值）(Pa)， $\rho$  为介质密度 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )， $c$  为不同冻结时间到达接收孔的声速 ( $\text{km}/\text{s}$ )。

如图 9 所示，峰值声压、声强两个声学参数均随

着冻结时间增加呈先减小后增加的趋势。积极冻结前期 (0~30 d) 时，J<sub>1</sub>，J<sub>2</sub> 检测孔间冻结壁逐渐发育导致声阻抗梯度增加，未冻土-冻土界面产生散乱反射引起超声波衰减的现象。而该时期内波速增加幅度较小，导致其增加峰值声压作用远小于折射产生的峰值声压减小作用。积极冻结中后期 (30~60 d)，声速上升梯度增加导致折射的减小峰值声压、声强作用逐渐减小，表现为峰值声压、声强逐渐增加。

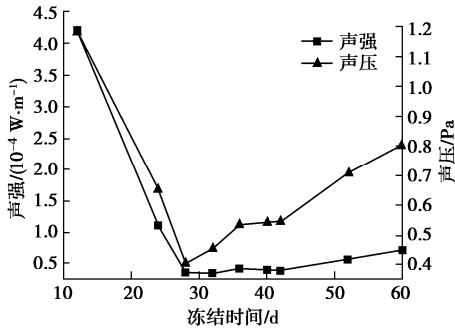


图 9 不同冻结时间声压、声强变化曲线

Fig. 9 Variation of acoustic pressure and sound intensity at different freezing time

4 热-声耦合模型应用思路

由以上分析可知，本文提出的热-声耦合数值模拟方法可有效反应工程实际温度及超声波检测结果。超声波场声学特征值变化规律为：波速随着冻结时间的增加而增加，而峰值声压、声强均随着冻结时间增加呈先减小后增加的趋势。可见，只有波速可作为判

断冻结壁发育状况的敏感声学参数。

#### 4.1 冻结锋面位置与波速关系

在数值模型中测量  $J_1$ — $J_2$  检测孔之间冻结锋面 ( $-0.2^\circ\text{C}$  等温线位置) 与  $J_2$  距离。如图 10 所示, 随着冻结锋面的不断发展, 波速与冻结锋面位置呈非线性单调递增趋势, 可利用二次函数拟合。相关系数值达到了 0.983, 可见冻结锋面位置与波速的相关性很强。证明利用超声波波速可以推算出两检测孔之间冻结锋面位置。

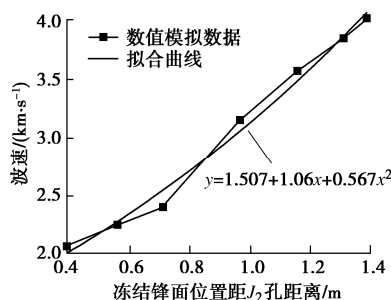


图 10 不同冻结锋面位置波速变化曲线

Fig. 10 Variation of wave velocity at different freezing fronts

#### 4.2 冻结孔间未交圈距离与波速关系

定量计算冻结孔间未交圈距离是冻结壁发育状况评价理论长期未解决的难题之一。基于本文数值模型,将声波激励源设置在图 2 中  $A_{26}$  冻结孔作为发射孔,  $A_{25}$  冻结孔作为接收孔,模拟  $A_{25}$ ,  $A_{26}$  两冻结孔交圈过程中的未交圈距离与波速之间的关系。

如图 11 所示, 未交圈距离与波速之间呈非线性单调递增趋势, 未交圈距离  $L > 0.961$  的斜率远小于  $L < 0.961$  的斜率。其原因为  $L > 0.961$  时, 两冻结孔间未冻土区域占  $A_{25}$ ,  $A_{26}$  孔间距一半以上, 声波在未冻土内传播速度远小于冻土 (图 3)。未交圈距离与波速关系可利用二次函数拟合。相关系数值达到了 0.983, 可见二者相关性很强。证明利用超声波波速可以推算出两冻结孔间未交圈距离。

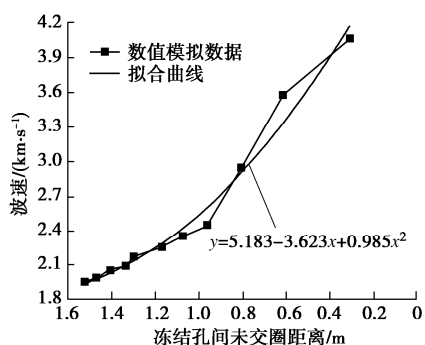


图 11 冻结孔间未交圈距离波速变化曲线

Fig. 11 Variation of wave velocity at different unclosed distances between two freezing holes

### 4.3 热-声耦合模型应用思路

富水砂层两孔冻结模型如图 12 所示,  $A, B$  为冻结孔,  $C, D$  为温度和超声检测孔。总结热—声耦合模型应用思路如下:

(1) 冻结施工准备阶段, 进行两孔冻结模型实验(图 12)。利用  $C-D$  检测孔获得如式 (8) 中所列出的土体波速与温度回归公式。室内测试冻土热物理参数。

(2) 冻结孔钻孔施工后, 立即根据冻结孔实际偏斜情况建立热-声耦合数值模型。

(3) 在冻结施工前期, 利用实测测温孔数据变化对温度场数值模型进行优化, 获得准确的热-声耦合预测模型。利用热-声耦合模型可获得正常冻结壁发育状况下冻结区域任意位置与时间的冻结锋面、未交圈距离与计算波速之间定量关系。

(4) 在冻结施工过程中, 现场定期对任意两孔间(冻结孔间、冻结孔-检测孔)进行超声波测试。将现场检测波速代入冻结锋面位置、未交圈距离与计算波速之间定量关系表达式中。推算该时期孔间冻结锋面位置  $h_1$  或未交圈距离  $h_2$ 。据此分析冻结壁厚度和冻结孔间未交圈距离, 结合测温孔数据综合判断出冻结壁发育状况。当出现冻结锋面位置、未交圈距离异常时, 及时分析孔间出现的问题, 合理地选取补冻结孔、降低盐水温度、注浆堵水等工程对策。

(5) 在冻结施工验收阶段, 现场可对距离测温孔较远区域的冻结孔间(如  $A-B$ ) 进行逐孔排查检测, 评价任意两孔间是否仍然存在由于地层渗流等因素造成冻结壁局部“开窗”现象。结合现场测温数据、泄压孔压力数据、钻孔取芯情况, 综合评价冻结效果。

综上, 热-声耦合数值模拟方法可作为评价富水砂层冻结壁发育状况的手段之一, 可实现冻结壁发育状况的“早期预报、过程监测、效果评价”。

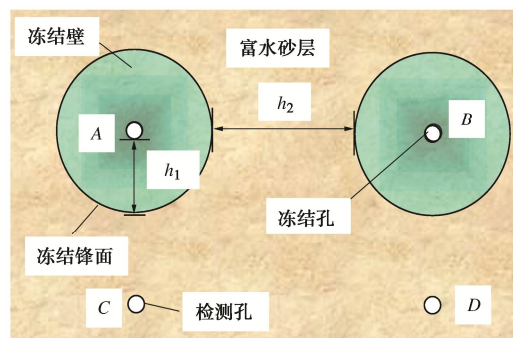


图 12 富水砂层两孔间冻结壁发育模型

Fig. 12 Development model for frozen wall between two holes of water-rich sand stratum

## 5 结 论

本文基于对广州地铁三号线北延伸段第二冻结段富水砂层冻结壁超声波原位检测结果,提出了热-声间接耦合数值计算方法。利用该方法对实际工程冻结过程中温度场、超声场的演化特征与声学特征值变化规律进行了研究。

(1) 现场超声波检测结果可知,声波在温度梯度较大的单向冻结土体中传播时反射、折射现象非常显著。无法应用恒温养护冻土相关试验成果反应声波在冻土温度梯度场中的传播规律与演化特征。

(2) 根据孔隙介质的热传导原理与压力声学理论,基于  $J_1-T_8$  检测孔测得的波速-温度关系表达式,提出了热-声耦合数值模拟方法,应用现场原位测试结果证明该方法计算结果较准确,  $J_1-J_2$  检测孔波速计算准确率在 89.7%~96.97%。

(3) 超声波由冻土向未冻土的传播过程中反射与折射现象非常明显,根据声波理论计算出  $J_1-J_2$  检测孔间声波平均反射系数为 0.278、折射系数为 1.278。

(4) 冻结早期在未冻土-冻土交界面附近出现明显的声压增高区域。声压场分布不均匀,且声线发生偏移。冻结后期声压场分布较均匀,无声压集中现象。

(5) 冻结壁发育过程中,波速随着冻结时间的增加而增加,而峰值声压、声强均随着冻结时间增加呈先减小后增加的趋势。

(6) 冻结锋面位置、孔间未交圈距离均与波速之间呈非线性单调递增趋势,满足二次函数关系,相关性很好。据此提出了热-声耦合模型应用思路,可实现冻结壁发育状况的“早期预报、过程监测、效果评价”。

## 参考文献:

- [1] ARMAGHANI D J, AMIN M F M, YAGIZ S, et al. Prediction of the uniaxial compressive strength of sandstone using various modeling techniques[J]. *Int J Rock Mech Mining Sci* 2016, **85**: 174 - 186.
- [2] VITEL M, ROUABHI A, TIJANI M, et al. Thermo-hydraulic modeling of artificial ground freezing: application to an underground mine in fractured sandstone[J]. *Computers and Geotechnics*, 2016, **75**: 80 - 92.
- [3] 杨 平, 陈 瑾, 张尚贵, 等. 软弱地层联络通道冻结法施工温度及位移场全程实测研究[J]. *岩土工程学报*, 2017, **39**(12): 2226 - 2234. (YANG Ping, CHEN Jin, ZHANG Shang-gui, et al. Whole range monitoring for temperature and displacement fields of cross passage in soft soils by AGF[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2017, **39**(12): 2226 - 2234. (in Chinese))
- [4] 张基伟, 刘志强, 单仁亮, 等. 复杂地层井筒冻结壁异常状况监测技术研究现状与展望[J]. *煤炭科学技术*, 2019, **47**(1): 103 - 109. (ZHANG Ji-wei, LIU Zhi-qiang, SHAN Ren-liang, et al. Review and prospect of abnormal condition of shaft frozen wall monitoring technique in complex formation condition[J]. *Coal science and technology*, 2019, **47**(1): 103 - 109. (in Chinese))
- [5] ALZOUBI M A, MADISEH A, HASSANI F P, et al. Heat transfer analysis in artificial ground freezing under high seepage: validation and heatlines visualization[J]. *International Journal of Thermal Sciences*, 2019, **139**: 232 - 245.
- [6] 胡向东. 直线形单排管冻土帷幕平均温度计算方法[J]. *冰川冻土*, 2010, **32**(4): 142 - 149. (HU Xiang-dong. Average temperature calculation for the straight single-row-pipe frozen soil wall[J]. *Journal of Glaciology and Geocryology*, 2010, **32**(4): 142 - 149. (in Chinese))
- [7] 蔡海兵, 程 桦, 姚直书, 等. 基于冻土正交各向异性冻胀变形的隧道冻结期地层位移数值分析[J]. *岩石力学与工程学报*, 2015, **34**(8): 1667 - 1676. (CAI Hai-bing, CHENG Hua, YAO Zhi-shu, et al. Numerical analysis of ground displacement due to orthotropic frost heave of frozen soil in freezing period of tunnel[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2015, **34**(8): 1667 - 1676. (in Chinese))
- [8] 宋 雷, 张小俊, 杨维好, 等. 人工冻结工程地质雷达模型试验研究[J]. *岩土工程学报*, 2012(1): 115 - 122. (SONG Lei, ZHANG Xiao-jun, YANG Wei-hao, et al. Experimental study on GPR model for artificial freezing projects[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 2012(1): 115 - 122. (in Chinese))
- [9] 赵建铎, 周崇良. 声波透射法检测对桩基质量的分析与判别[J]. *岩土工程技术*, 2012, **26**(4): 200 - 203. (ZHAO Jian-hua, ZHOU Chong-liang. Waves penetrating tests of the quality analysis and discretion in pile foundation[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2012, **26**(4): 200 - 203. (in Chinese))
- [10] KURFURST P J. Ultrasonic wave measurements on frozen soils at permafrost temperatures[J]. *Canadian Journal of Earth Sciences*, 1976, **13**(11): 1571 - 1576.
- [11] NAKANO Y, MARTIN A J, SMITH M. Ultrasonic velocities



- of the dilatational and shear waves in frozen soils[J]. Water Resources Research, 1972, **8**(4): 1024 - 1030.
- [12] THIMUS J Fr, J Aguirre-Puente, FR Cohen-Tenoudji. Determination of unfrozen water content of an over consolidated clay down to  $-160\text{ }^{\circ}\text{C}$  by sonic approaches—Comparison with classical methods[C]// International Symposium on Ground Freezing, 1991, Rotterdam.
- [13] MARTIN Christ, PARK Jun-Boum. Ultrasonic technique as tool for determining physical and mechanical properties of frozen soils[J]. Cold Regions Science and Technology, 2009, **3**(58): 136 - 142.
- [14] LI Dong-qing, XING H, FENG M, et al. The impact of unfrozen water content on ultrasonic wave velocity in frozen soils[J]. Procedia Engineering, 2016, **143**(1): 1210 - 1217.
- [15] WAND D Y, ZHU Y L, MA W, et al. Application of ultrasonic technology for physical-mechanical properties of frozen soils[J]. Cold Regions Science and Technology, 2006, **44**(1): 12 - 19.
- [16] 杨平, 李强, 郁楚侯. 人工冻土声波参数实验研究[J]. 冰川冻土, 1997, **19**(2): 149 - 153. (YANG Ping, LI Qiang, YU Chu-hou. An experimental study on the acoustic wave parameters of artificial frozen soil[J]. Journal of Glaciology and Geocryology, 1997, **19**(2): 149 - 153. (in Chinese))
- [17] 黄星, 李东庆, 明锋, 等. 冻结粉质黏土声学特性与物理力学性质试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, **34**(7): 1489 - 1496. (HUANG Xing, LI Dong-qing, MING Feng, et al. Experimental study on acoustic characteristics and physical-mechanical properties off frozen slity clay[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, **34**(7): 1489 - 1496. (in Chinese))
- [18] 李言钦, 姬会东, 周俊杰, 等. 声波法测量炉内温度场有限元模拟研究[J]. 动力工程学报, 2014, **34**(11): 837 - 842, 866. (LI Yan-qin, JI Hui-dong, ZHOU Jun-jie, et al. Finite element simulation on acoustic measurement of the in-furnace temperature field[J]. Journal of Chinese Society of Power Engineering, 2014, **34**(11): 837 - 842, 866. (in Chinese))
- [19] 邹大鹏, 吴百海, 卢博, 等. 温度对水饱和孔隙介质压缩波速度的影响[J]. 声学技术, 2008(4): 492 - 496. (ZOU WU Da-peng, HU Bai-hai, LU Bo, et al. Thermal effect on compressional speed of water-saturated porous medium[J]. Technical Acoustics, 2008(4): 492 - 496. (in Chinese))
- [20] 杜功焕, 朱哲民, 龚秀芬. 声学基础[M]. 南京: 南京大学出版社, 2001. (DU Gong-huan, ZHU Zhe-min, GONG Xiu-fen. Basic of Acoustics[M]. Nanjing: Nanjing University Press, 2001. (in Chinese))

## 新书介绍:《工程艺术大师:卡尔·太沙基》

《工程艺术大师:卡尔·太沙基》一书由同济大学出版社于2020年5月出版。该书由同济大学朱合华教授等译著,由同济大学杨林德教授译校。原书由国际著名岩石力学专家理查德·E.古德曼先生编著。

本书介绍了太沙基先生的生平事迹,真实可靠地反映了太沙基的生活,既是一部记录作品,也是一部文学作品。书中分时期记录了卡尔·太沙基的生平,涉及了他的日记、信件、手稿、出版的论文书籍,还有一些便条、草图、工作手册、备忘录、剪报等。书中内容生动、真实地展示了卡尔创立土力学的初衷和设想,体现了卡尔谨慎、敬畏、恭敬、精进、纯朴、广大和包容的品格,展现了卡尔一生中,无论人生在怎样的境地、遭受怎样的质疑,都能够执着于自己的研究、工作专注且逻辑缜密的精神品质。

全书分为十九章,分别是第1章 1883—1906:天才的童

年,第2章 1906—1912:在欧洲工作,第3章 1912:在美国的雄心抱负,第4章 1912—1915:从人生低谷到战争,第5章 1915—1918:重归学术,第6章 1918—1923:土力学诞生,第7章 1922—1925:在土耳其发展,第8章 1925—1929:在美国的成就和赞誉,第9章 1929—1935:在奥地利的学术巅峰,第10章 20世纪30年代中期:在欧洲对生活愈益不满,第11章 1935—1936:在柏林和剑桥的两个巅峰,第12章 1936—1937:人生低谷——土力学受到质疑,第13章 1937—1938:逃离维也纳去国外做咨询,第14章 战争年代:观察法的发展,第15章 20世纪40年代及以后:目不暇接的美国生活,第16章 哈佛、印度和巴西,第17章 冷战政治与专家法庭证词,第18章 加拿大不列颠哥伦比亚省的挑战,第19章 最后的拼搏。

(明经平)

DOI: 10.11779/CJGE202012010

# 三层三跨框架式地铁地下车站结构抗震性能水平研究

杨靖<sup>1</sup>, 云龙<sup>2</sup>, 庄海洋<sup>\*1</sup>, 任佳伟<sup>1</sup>, 陈文斌<sup>1</sup>

(1. 南京工业大学岩土工程研究所, 江苏 南京 210009; 2. 核工业北京地质研究院, 北京 100029)

**摘要:** 根据相关规范规定, 设计出 6 种不同的场地类别, 并考虑地下连续墙和输入地震动强度的影响, 分析了三层三跨框架式地铁地下车站结构的地震损伤特性、破坏过程及抗震性能水平。结果表明: 在结构层间位移角幅值接近时, 二类场地条件下结构的地震损伤程度最轻, 四类场地条件下地震损伤最为严重; 在大震且场地条件较差时, 主体结构在输入地震动峰值过后的一段时间内将处于严重破坏状态, 随后才进入可能的完全破坏状态; 基于计算结果, 建立了该类型地铁地下车站结构层间位移角与结构-土体刚度比  $R$  的预测公式; 通过对比地下结构不同损伤破坏程度与对应的结构层间位移角的关系, 给出了地铁地下结构地震完全破坏的判别标准, 并初步给出了不同场地类别下该类地下结构基于层间位移角的抗震性能水平划分及其地震破坏物理描述。

**关键词:** 地铁地下车站结构; 场地类别; 结构-土体刚度比; 层间位移角; 抗震性能水平

中图分类号: TU354; TU317.1

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)12-2240-09

**作者简介:** 杨靖(1996—), 博士研究生, 主要从事工程振动与地下结构抗震研究。E-mail: yangjing9607@126.com。

## Seismic performance levels of frame-type subway underground station with three layers and three spans

YANG Jing<sup>1</sup>, YUN Long<sup>2</sup>, ZHUANG Hai-yang<sup>1</sup>, REN Jia-wei<sup>1</sup>, CHEN Wen-bin<sup>1</sup>

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Nanjing Tech University, Nanjing 210009, China; 2. Beijing Research Institute of Uranium Geology, Beijing 100029, China)

**Abstract:** According to the rules in the seismic code of China, six different site classifications are designed and expanded. Considering the effects of diaphragm walls and input ground motion intensity, the dynamic damage characteristics, failure process and seismic performance of subway underground stations with three layers and three spans are studied. The numerical results show that when the magnitude of the interlayer displacement angle is close, the damage degree of the structure is the smallest under the condition of the second-class site and the most serious under that of the fourth-class site. In case of large earthquake and poor site conditions, the structure is in a state of serious damage for a period of time after the peak value of input ground motion, and then it enters into a state of possible total destruction. Based on the calculated results, the prediction formulas for the interlayer displacement angles and the structure-site stiffness ratio of the subway underground station structure are established. Finally, according to the relationship between the seismic damage state and the interlayer displacement angles, the seismic performance of subway underground stations is divided into five levels and described.

**Key words:** subway underground station; site classification; stiffness ratio of structure to soil foundation; interlayer displacement angle; seismic performance

## 0 引言

通常认为, 地下结构由于受到周围土层的约束, 其抗震安全性能远远高于地上结构, 但 1995 年日本阪神大地震以及近年来地震中地下结构的震害给世人敲响了警钟<sup>[1-3]</sup>, 地下结构远没有想象中那么安全。已有的地下结构抗震研究表明<sup>[4-5]</sup>, 地下结构的地震变形明显区别于地上结构, 其地震反应主要取决于结构周围土层的地震大变形, 而不是本身所受到的惯性力, 由此可见地下结构周围场地条件对地下结构的地震反应

特征及破坏程度有着重要的影响。

鉴于此, 场地条件因素在地铁地下结构抗震性能水平研究中就显得尤为重要, 但目前针对不同场地类别条件下地铁地下车站结构地震反应的研究还相对较少, 庄海洋等<sup>[6]</sup>研究了两层三跨框架式地铁车站在规

**基金项目:** 国家自然科学基金面上项目 (51778290, 51978333); 中国地震局地球物理研究所基本科研业务费专项资助项目 (DQJB20R13)

收稿日期: 2020-03-04

\*通信作者 (E-mail: zhuang7802@163.com)

范规定的不同场地类别条件下地铁地下车站结构的地震反应, 初步给出了基于层间位移角的抗震性能水平划分。随着城市地铁网络的不断完善, 线网之间的换乘车站越来越多, 因此三层三跨框架式地铁地下车站结构被越来越多的采用。陈国兴等<sup>[7]</sup>、左熹等<sup>[8]</sup>开展了近远场地震动作用下三层三跨式地铁车站结构地基液化效应的振动台试验, 探究了三层三跨式地铁地下车站结构在液化场地的地震反应。然而目前还未有研究针对三层三跨框架式地铁车站结构给出基于层间位移角在不同场地类别条件下的抗震性能水平划分。

综上所述, 本文以某三层三跨式地铁地下车站结构为研究对象, 以南京某地铁沿线实际工程场地地层为背景, 设计扩展出 6 种场地, 通过 ABAQUS 有限元分析软件建立了土-地下连续墙-地下车站结构静动力耦合非线性相互作用体系有限元模型, 分析了不同场地条件下结构-土体刚度比  $R$  与结构层间位移角之间的关系, 以及研究了不同场地类别条件下结构地震破坏过程, 并在此基础上探究了结构不同地震损伤破坏程度与对应的结构层间位移角之间的关系, 最后给出了该地铁地下车站结构基于层间位移角的抗震性能水平划分和地震破坏物理描述。

# 1 数值分析方法

## 1.1 不同场地条件的设定

参考《建筑抗震设计规范 GB50011—2010(2016 版)》根据土层等效剪切波速和场地覆盖层厚度将场地划分为四类, 目前很少有地下车站结构建于 I 类场地中, 因此本文以南京某地铁沿线地层为背景, 在 II、III、IV 类场地条件的基础上, 通过改变土体覆盖层厚度和等效剪切波速, 进一步扩展出 6 种工程场地类别。表 1 给出了上述六种工程场地的具体信息。表 2 以 III<sup>1</sup> 为例, 给出了土体的相关参数, 扩展出来的场地也是基于此表来设计。表 1 中结构-土体刚度比  $R$  计算方法详见文献[6]。

表 1 不同场地类别划分

Table 1 Different site classifications designed in this study					
场地类别	亚类	覆盖厚度 $d/\text{m}$	等效剪切波速 $V_{\text{se}}/(\text{m}\cdot\text{s}^{-1})$	结构-土体刚度比 $R$	场地划分标准
II	II <sup>1</sup>	51.5	300	2.67	$d\geq 5$ 且 $250<V_{\text{se}}\leq 500$
	III <sup>1</sup>	51.5	250	3.20	$d> 50$ 且 $150<V_{\text{se}}\leq 250$
III	III <sup>2</sup>	51.5	200	4.00	
	III <sup>3</sup>	51.5	150	5.33	
IV	IV <sup>1</sup>	80.0	125	6.40	$d\geq 80$ 且
	IV <sup>2</sup>	80.0	100	8.00	$V_{\text{se}}\leq 150$

表 2 III<sup>1</sup> 类场地条件

Table 2 Site conditions of site classification III <sup>1</sup>					
土层编号	土性	重度 $/( \text{kN}\cdot\text{cm}^{-3} )$	弹模 $/\text{MPa}$	层厚 $/\text{m}$	剪切波速 $/( \text{m}\cdot\text{s}^{-1} )$
1	素填土	18.4	3.5	3.0	200
2	黏土	19.0	8.0	4.0	225
3	黏土	20.5	10.0	4.5	250
4	黏土	19.4	14.5	4.0	275
5	砂土	19.4	12.0	4.0	300
6	砂土	19.4	12.0	4.0	325
7	砂土	20.9	14.5	4.0	350
8	砂土	20.9	27.7	4.0	375
9	砂土	21.2	27.8	4.0	400
10	砂土	21.2	33.0	4.0	425
11	砂土	18.9	33.0	4.0	450
12	老黏土	18.9	33.0	4.0	475
13	老黏土	18.9	35.0	4.0	490
14	老黏土	20.5	35.0	4.0	600
15	老黏土	20.5	35.0	4.0	700
16	老黏土	20.5	35.0	4.0	800
17	软土	20.5	40.0	4.0	900
18	软土	19.3	40.0	8.0	1000
19	软土	19.3	45.0	4.5	1000

注: 动泊松比为 0.49。

## 1.2 地铁地下车站结构概况

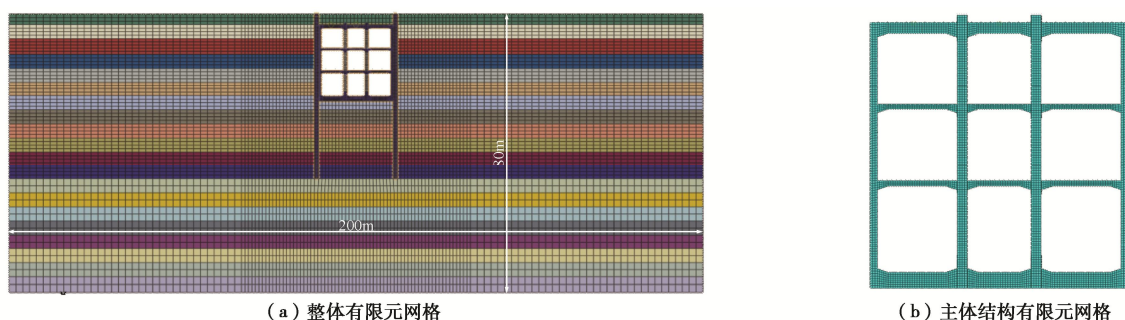
本文所研究的三层三跨框架式地铁车站结构的横断面结构特征和具体尺寸详见文献[9]。车站结构横断面的宽度为 21.5 m, 车站整体高度为 22.06 m。车站结构的顶板和底板的厚度分别为 0.9, 1.3 m。上方中板的厚度为 0.4 m, 下方的中板厚度 0.45 m。结构的侧墙宽度为 0.6 m。原型车站结构的中柱直径 0.8 m, 纵向中柱之间的间距为 8 m。顶板、中板和底板在与中柱连接的部位都设计有尺寸不等的纵梁, 同时, 在侧墙与结构各板连接的部位都有加腋处理。车站结构采用 C30 混凝土和 HPB325 钢筋。地连墙与主体结构之间采用叠合墙的连接形式, 即地连墙与结构侧墙之间采用绑定连接。

## 1.3 土与钢筋混凝土材料动力本构模型

土体的非线性动本构模型采用庄海洋等<sup>[10-11]</sup>建立的软土记忆性黏塑性嵌套本构模型, 该本构模型已通过动三轴试验验证了可行性, 并与常用的等效线性本构模型对自由场地震反应的分析结果进行了对比分析, 验证了该本构模型的可靠性和优越性<sup>[11]</sup>。

地铁车站结构所用的混凝土强度为 C30, 混凝土动力本构模型采用 Lee 等<sup>[12]</sup>提出的黏塑性动力损伤模型, 该模型基于混凝土的断裂能原理, 在 Lubiner 等<sup>[13]</sup>提出的塑性损伤模型的基础上进行改进, 分别采用两个损伤变量来描述混凝土受拉和受压破坏时的刚度衰减规律, 并采用多个硬化变量来修正模型中的屈服函数, 建立了混凝土在循环荷载作用下的动力塑性损伤本构模型。Lee 利用该模型对循环荷载下混凝土的损





(a) 整体有限元网格

(b) 主体结构有限元网格

图 1 土-地下结构相互作用体系有限元网格划分

Fig. 1 Finite elements of soil-underground structure interaction system

伤力学行为进行了预测,并与已有的试验结果进行了对比,验证了该模型使用损伤变量对循环荷载作用下混凝土塑性损伤过程模拟的准确性和正确性。C30 混凝土对应的该模型参数见文献[10]。混凝土里的钢筋采用弹性模型模拟,弹性模量为 210 GPa。本文不考虑钢筋与混凝土间的分离与滑移。

#### 1.4 有限元分析模型

本文为了权衡网格大小及类型对计算精度及效率的影响,对模型中场地和车站结构采用四节点平面应变缩减积分单元模拟。把地铁车站结构等效为平面应变问题时采用等刚度折减弹性模量的方法来考虑以平面应变单元模拟三维的中柱带来的影响,将圆形中柱等效为沿地铁车站长轴方向 0.8 m 厚的连续纵墙。钢筋采用植入混凝土的杆单元模拟,等效后的钢筋弹性模量为  $E=1.2 \times 10^6$  MPa。根据楼梦麟等<sup>[14]</sup>的研究,地基侧向对地下结构模型动力反应的不利影响在  $B/b \geq 5$  时可以不予考虑,其中  $B$  是整个有限元模型地基的宽度,  $b$  是地下结构模型的宽度。为了尽可能的消除人工边界对地铁车站结构的影响,将地基的计算宽度取 200 m,即地基的宽度为地铁车站结构宽度的 10 倍。土与地铁车站结构模型的网格划分如图 1(a) 所示,地铁车站结构的细部网格划分如图 1(b) 所示。

土体与车站结构之间的法向接触采用“硬”接触,即认为当土体与地下结构之间出现拉应力时即产生分离。切向接触服从库伦摩擦定律,即当接触面上剪应力大于它们之间的摩擦力时,土体将与地下结构之间产生切向滑动。本文土体与结构间的接触面摩擦系数取 0.4,有限元模型边界条件采用静动力耦合处理技术,详见文献[9]。

#### 1.5 输入地震动

本文选取 Kobe 波、什邡八角波以及卧龙波作为输入地震动,3 条地震动的时程及对应的加速度反应谱见文献[15]。从理论上讲,就地下结构的地震反应而言,应从基岩表面或假设的基岩表面输入地震动,本文中选择的 Kobe 波,卧龙波和什邡八角波可近似视为近场基岩波,适合作为基岩地震动来考虑土体与

地下结构之间的动力相互作用。

此外,地震动频率也是影响地下结构地震反应的重要因素,根据文献[16]对于地震动的分类:①  $PGA/PGV > 1.2$ ,属于高频波;②  $0.8 < PGA/PGV < 1.2$ ,属于中频波;③  $PGA/PGV < 0.8$ ,属于低频波。本文中卧龙波  $PGA/PGV=1.88$ ,属于高频波;Kobe 波  $PGA/PGV=0.918$ ,属于中频波;什邡八角波  $PGA/PGV=0.508$ ,属于低频波。故本文所选地震动覆盖高、中、低 3 个频率。

在水平基岩输入地震动时,把地震动的峰值加速度分别调整为 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g 和 0.5g,地震动从模型地基底部水平向输入。鉴于基岩输入 Kobe 波时结构的地震反应最为强烈,同时输入另外两种波时得到的规律与 Kobe 波一致,因此本文以输入 Kobe 波的计算结果为主要分析对象。

## 2 结构层间位移角分析

图 2 给出了输入地震动为 Kobe 波时,不同输入地震动强度下,车站结构层间位移角和结构-土体刚度比  $R$  之间的关系。根据《地下结构抗震设计标准 GB/T51336—2018》中表 6.9.1 的规定,3 层及 3 层以上地下结构弹性层间位移角限值取 1/1000,弹塑性层间位移角限值取 1/250。从图 2 中可以发现本文中所有计算工况的结构最大层间位移角均已超过规范规定的弹性层间位移角限值 1/1000;在输入峰值加速度为 0.3g 且场地条件较差 ( $R \geq 5.33$ ) 以及在输入峰值加速度为 0.4g, 0.5g 时,结构最大层间位移角均已超过规范规定的弹塑性层间位移角限值 1/250。

总体来看,在输入峰值加速度  $PGA \leq 0.3g$  且结构-土体刚度比  $R \leq 5.33$  时,结构层间位移角随刚度比的增加而增加。但是,当刚度比继续增加时,出现了层间位移角减小的现象,主要原因是从场地 III<sup>3</sup> 变化到 IV<sup>1</sup> 时,场地的土层厚度也发生了变化,其对地下车站结构的地震反应也产生了影响。总体上来看,在 IV 类场地条件下车站结构的层间位移角与刚度比之间的相关性不如其它类别的场地。同时,当输入峰值加速度

为 0.4g 和 0.5g 时, 车站结构的层间位移角与刚度比之间的相关性更差, 主要原因应与强震下地下结构底部土层的复杂强非线性地震反应特征有关。上述现象还需对场地土层非线性地震反应做进一步分析。

虽然层间位移角不是一直随结构-土体刚度比的增大而保持一直增加, 但总体上是呈增长的趋势, 因此图 2 首先给出了结构-土体刚度比与结构层间位移角之间的线性拟合结果。可以发现, 当输入峰值加速度为 0.1g 和 0.2g 时, 它们之间的关系可以近似采用线性拟合; 但时, 在输入峰值加速度为 0.3g 及更大时, 采用线性拟合的效果非常差。鉴于此, 图 3 给出了 Kobe 波作用下, 输入峰值加速度为 0.3g, 0.4g, 0.5g 时结构层间位移角幅值与刚度比  $R$  之间的关系。可以发现采用抛物线预测公式<sup>[6]</sup>可以较好的预估中震及大震时 (峰值加速度  $\geq 0.3g$ ) 在不同刚度比  $R$  下该结构的层间位移角幅值。

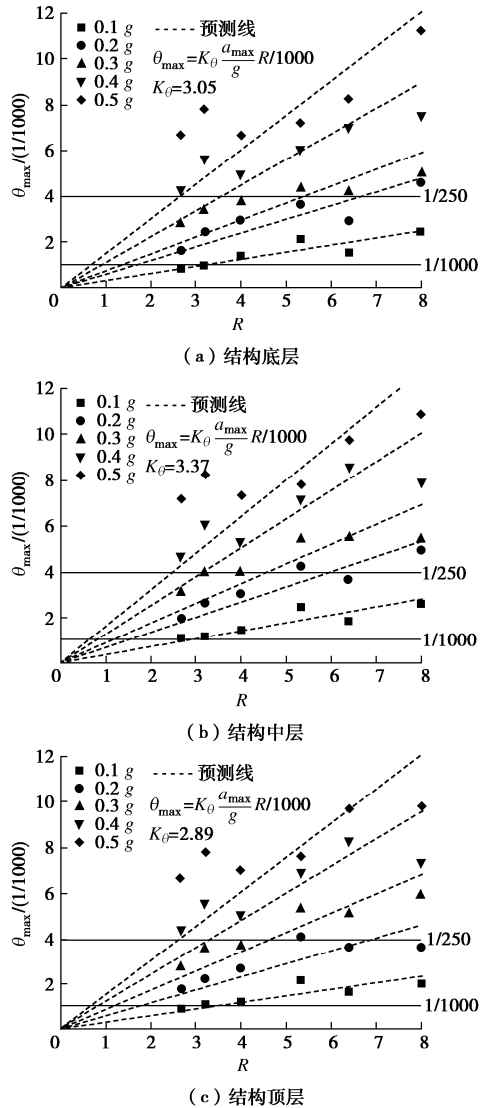


图 2 车站结构层间位移角与结构-土体刚度比  $R$  之间的关系  
Fig. 2 Relationship and fitting between interlayer displacement angles and structure-soil stiffness ratio  $R$

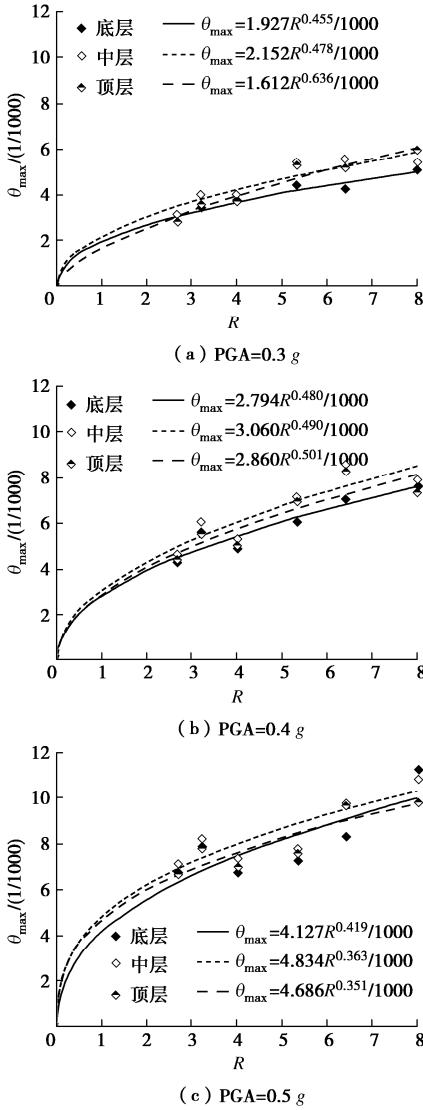


图 3 输入峰值加速度较大时车站结构层间位移角与结构-土体刚度比  $R$  之间的关系

Fig. 3 Relationship and fitting between interlayer displacement angles and structure-soil stiffness ratio  $R$  with input larger PGA

综上所述, 相较于两层三跨框架式地铁地下车站结构<sup>[6]</sup>, 三层三跨框架式结构层间位移角幅值与结构-土体刚度比关系的变化规律基本一致。

### 3 抗震性能水平划分

#### 3.1 层间位移角与地震损伤过程

图 4 给出了 Kobe 波输入峰值加速度为 0.5g 时 IV<sup>1</sup> 场地的地铁车站地震破坏过程 (受拉损伤云图 DAMAGET 接近 1 时代表混凝土发生完全受拉开裂破坏), 图 5 给出了车站结构地震损伤过程与输入加速度时程的对比。结合图 4, 5, 本文分析了车站结构层间位移角、地震损伤程度和输入地震动加载时刻之间的对应关系。

在输入地震动加载到 5.03 s 时, 结构轻微受拉损

伤破坏开始出现在顶板与侧墙连接处,可以认为此前结构基本处于完全弹性工作状态,此时结构的最大层间位移角幅值为 0.842/1000;当加载到 5.35 s 时,结构底板与结构侧墙连接处开始出现受拉损伤,顶层与底层中柱柱顶及柱底开始出现较为明显的受拉损伤,且柱顶的受拉损伤程度相比同柱的柱底更为严重,中板的各跨端部也逐步呈现出受拉损伤,且上层中板较下层中板损伤严重,结构顶板与结构侧墙连接处的受拉损伤破坏进一步加重,鉴于各个部位的受拉损伤程度都较轻且发生在结构构件横截面的表层,可以认为此时结构发生了轻微破坏,此时结构的最大层间位移角幅值为 2/1000。造成结构受拉损伤首先出现在结构顶底板与结构侧墙连接处的主要原因是地连墙的存在,已有的数值模拟研究表明<sup>[17]</sup>,地下地铁车站地连墙与结构侧墙的叠合作用会明显提高结构的抗侧移刚度,但同时会明显改变结构顶底板与结构侧墙连接处的动力变形,进一步导致该连接处的地震受拉损伤较无地连墙时更早出现并且破坏更为严重。

在输入地震动加载到 5.53 s 时,此时已接近 Kobe 波的峰值加速度,所以结构整体受拉损伤程度急剧增加,结构顶底板与结构侧墙的连接处受拉损伤程度增加尤为明显,在结构顶板左端部已经形成了贯穿横截面的受拉损伤破坏;结构顶底层中柱的端部及结构中板各跨端部的受拉损伤加重,同时结构中层中柱的柱

顶及柱底也开始出现受拉损伤破坏,但损伤程度明显轻于顶底层中柱;结构底层右侧墙受拉损伤也开始发展,鉴于结构内部的主要连接部位还未发生完全贯穿截面的受拉破坏,可以认为此时结构发生了中度破坏,此时结构的最大层间位移角幅值为 6.97/1000。

当继续加载至 6.49 s,此时刚过输入地震动峰值,结构顶底板与结构侧墙连接处以及上层中板各跨端部均已形成了贯穿横截面的受拉损伤,下层中板各跨端部、顶层与底层中柱受拉损伤进一步加重;与此同时,底层右侧墙已形成大面积贯穿横截面的受拉损伤破坏,即可以认为此时结构的主要连接部位已发展成塑性铰连接,可以认为这个时刻的结构破坏已经为严重破坏,此时结构的上层和中层层间位移角继续增大,最大层间位移角幅值为 7.27/1000。但是,结构底层的层间位移角出现减小的现象,表明此时车站结构底层可能已失去继续承载的能力。

当输入地震动加载至 9 s 时,图 4 (e) 显示结构受拉破坏已经分布于整个车站结构,已经不仅仅是分布于各个连接部位。底层侧墙的受拉破坏已经与结构底板与侧墙连接部位的受拉破坏发展成连续性破坏,顶层与底层中柱受拉损伤已经从柱顶贯穿至柱底且柱体内部损伤破坏严重。根据计算结果,在前面几个时刻对应的结构受压损伤都较轻微。但是,当输入地震动加载至 9 s 时图 4 (f) 给出的车站结构受压损伤也

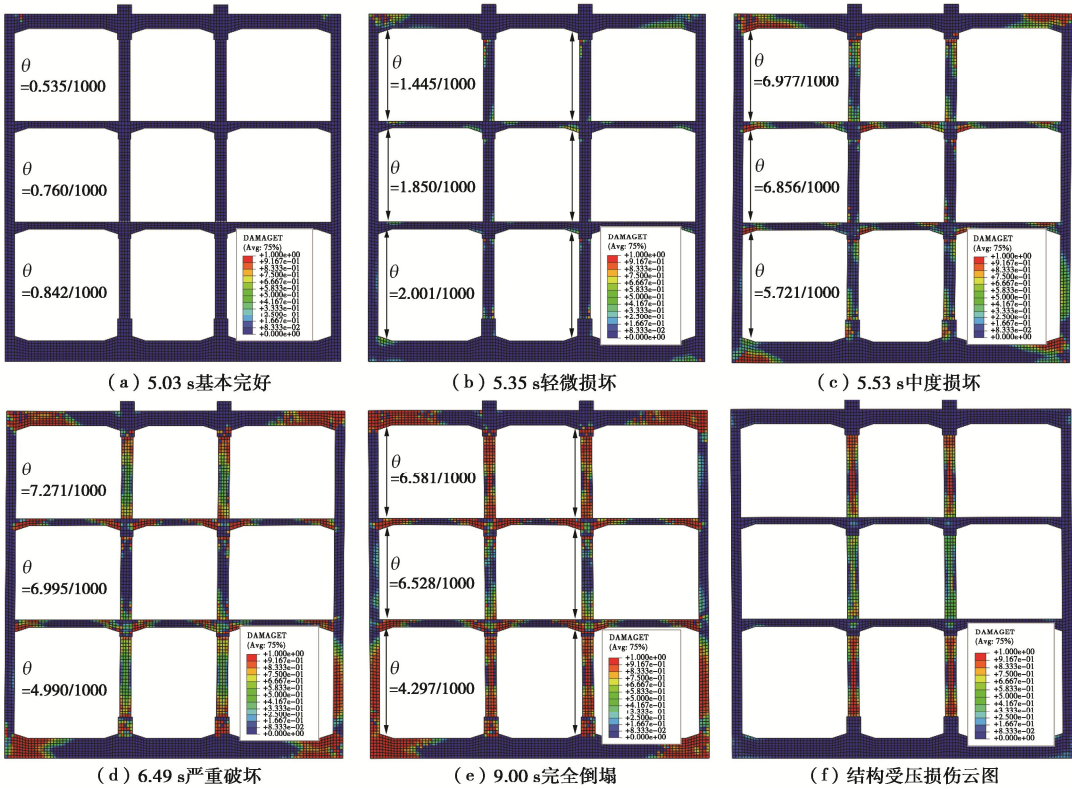


图 4 输入峰值加速度为 0.5g 时 IV<sup>1</sup> 场地的地铁车站的破坏过程

Fig. 4 Failure process of subway station structure at Site IV<sup>1</sup> with input PGA of 0.5g



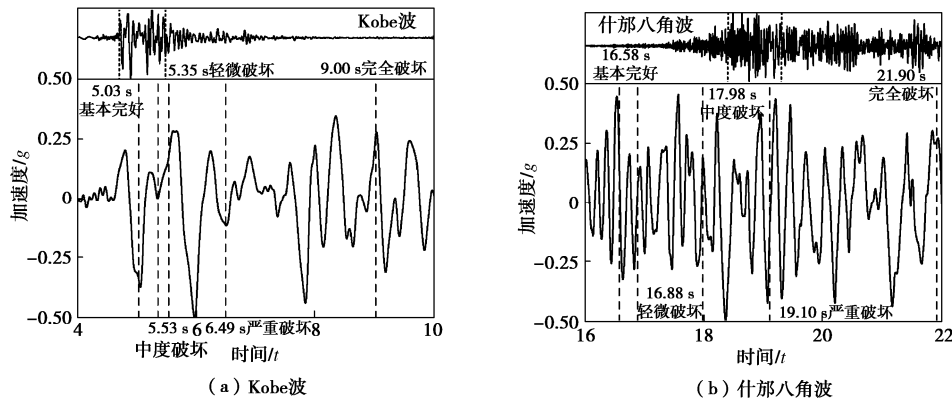


图 5 车站结构破坏过程与输入地震动时程对应关系 (IV¹-0.5g)

Fig. 5 Correspondence between failure process of station structure and time history of input ground motion (IV¹-0.5g)

变得非常严重,主要表现为上层中柱和下层中柱的完全受压破坏。限于有限元计算方法在分析结构倒塌上的缺陷,虽然计算中未能直观体现结构的倒塌破坏现象,但是根据此时结构严重的受拉受压损伤破坏,可以认为此时的结构可能已经发生完全倒塌。同时发现,此时刻的结构各层的层间位移角幅值较前一时刻有明显的减小。上述结果再次表明,在地震过程中地下结构在发生严重破坏后,其进一步的地震破坏程度加重已经与其层间位移角幅值无直接关系,主要应与结构进入完全塑性工作状态后材料强度弱化严重有关。

综上所述,可以认为在地下结构非线性地震反应时程分析过程中,当车站结构层间位移角一直能够增长时,表明地下结构还未完全破坏,一旦出现层间位移角减小且结构地震损伤同时加重的现象,可以认为此时的地下车站结构已发生完全破坏。

从图 5 中进一步可以发现,IV¹ 场地在输入峰值加速度为 0.5g 时,无论输入地震动是 Kobe 波还是什邡八角波,地铁地下车站结构的破坏过程都极其迅速,整个破坏过程集中在输入地震动峰值加速度的前后时间。从基本完好发展至完全破坏的过程历时约在 5 s 左右,并且在地震动峰值过后即发生严重破坏。即大震下地铁地下车站结构处于弹性工作状态的时间极其短暂,在地震动峰值过后,结构主体基本上就开始进入完全弹塑性工作状态直至完全破坏。从地下车站钢筋混凝土结构的配筋率与地面钢筋混凝土结构的对比来看,理论上地下车站结构的延性要优于地面结构,但是在短暂的破坏过程中,很显然地下结构的延性优势没有充分发挥出来,主要原因是地下结构的地震破坏主要是受周围土层地震大变形引起的,地下结构在地震过程中受到了周围土层的控制与约束作用。

### 3.2 场地类别与地震损伤的关系

根据以往对两层地下车站结构的抗震性能水平研究<sup>[6]</sup>,场地类别对层间位移角与结构地震损伤的关系影响不大。但是,对本文的三层三跨地铁车站结构而

言,在相同的层间位移角情况下,结构的地震损伤相差较大,因此图 6 (e) 给出了输入 Kobe 波下 4 种工况地铁地下车站结构层间位移角幅值对比。在输入峰值加速度为 0.3g 时,III³ 和 IV¹ 场地结构层间位移角幅值几乎一致,输入峰值加速度同为 0.3g 时的 II¹ 场地结构层间位移角幅值最小。在输入峰值加速度为 0.3g 时 III³ 和 IV¹ 场地,以及在输入峰值加速度为 0.4g 时 II¹ 场地,结构底层层间位移角幅值接近,但输入峰值加速度为 0.4g 的 II¹ 场地结构中层及顶层层间位移角幅值要小。图 6 (b), (c) 中对比对应的结构受拉损伤云图可以发现,即使两个工况下结构层间位移角幅值几乎一致,IV¹ 场地结构受拉损伤程度明显重于 III³ 场地,尤其是顶底层中柱及底层侧墙,该工况下顶底层中柱受拉损伤已向柱中部发展,且底层侧墙已出现大面积受拉损伤。进一步对比图 6 (b), (d), III³ 跟 II¹ 场地的受拉损伤程度几乎一致,但此时 II¹ 场地的输入峰值加速度是 0.4g,且两个工况下除了结构底层层间位移角幅值接近外,II¹ 场地的结构中层及顶层层间位移角幅值都要更小。再对输入峰值加速度均为 0.3g 时的 II¹, III³ 及 IV¹ 场地下结构受拉损伤(图 6 (a), (b), (c)) 进行对比不难发现,II¹ 场地下结构受拉损伤最轻且结构层间位移角幅值最小,该工况下除了结构顶层右中柱柱顶发生贯穿横截面的受拉破坏,几乎没有明显的贯穿截面的破坏。

综上所述,在相同输入峰值加速度的情况下,场地条件越好,地铁地下车站结构层间位移角幅值往往会越小并且结构损伤破坏程度也会越低。层间位移角限值指标虽然在结构的抗震分析中起到了重要作用,但是针对有着复杂场地条件的地下结构,如果不去综合考虑不同场地条件带来的影响,那么仅采用层间位移角限值单一指标判断多层地下结构的抗震性能水平肯定是不合理的。主要原因在于,多层地下结构的地震反应主要受制于结构周围土体的变形特征,所以场地条件的好坏直接关系到地下结构的损伤破坏程度。

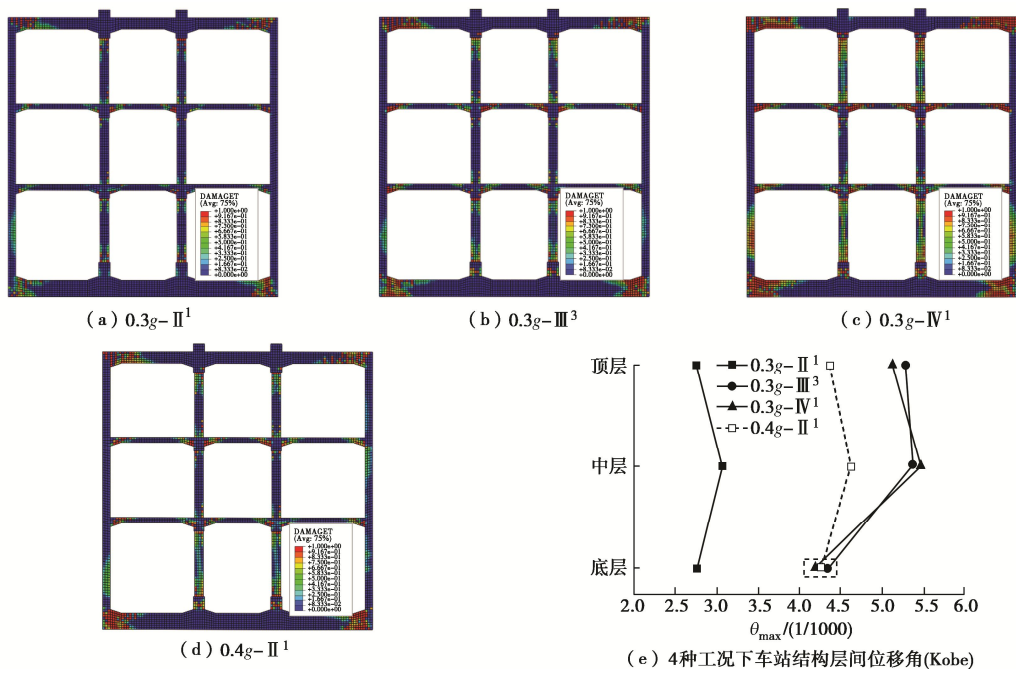


图 6 4 种工况下地下车站结构的受拉损伤云图及层间位移角对比 (Kobe)

Fig. 6 Seismic damages and interlayer displacement angles of subway underground station structure under four working conditions (Kobe)

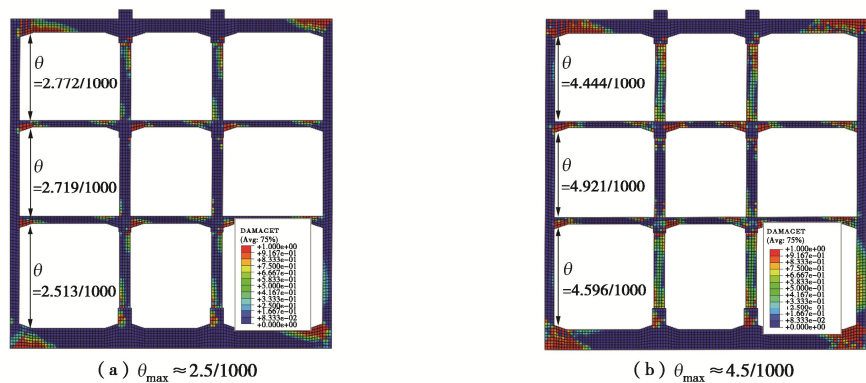


图 7 结构层间位移角为 2.5/1000 及 4.5/1000 时结构典型受拉损伤云图 (III<sup>3</sup> 场地)

Fig. 7 Typical cloud diagram of tensile damage of structures at interlayer displacement angles of 2.5/1000 and 4.5/1000 (III<sup>3</sup>)

3.3 抗震性能水平与地震破坏物理描述

作为图 4 的补充,图 7 给出了III<sup>3</sup>场地下结构层间位移角幅值在 2.5/1000、4.5/1000 左右时结构的受拉损伤云图(限于篇幅,只给出具有代表意义的典型云图)。根据云图中结构受拉损伤程度及分布位置可以判断图 7(a)结构中柱的地震损伤较轻,顶板和底板的损伤较重,但贯穿整个构件截面的损伤位置不多,可以认为结构已经进入中度破坏状态;图 7(b)显示结构的顶板和底板端部出现贯穿整个截面的损伤,上层中柱顶和下层中柱底也都出现贯穿截面的受拉损伤,可判断结构已进入严重破坏状态。

此外,本文有限元模型中钢筋采用的是弹性模型,并未考虑钢筋的塑性性能,所有计算工况均未输出钢筋的塑性应变,主要以混凝土的受拉损伤因子作为评价指标。根据 ABAQUS 软件中混凝土受压损伤因子的定义,其与混凝土受拉开裂应变是一一对应的。因基于连续介质力学的有限元法无法给出具体的裂缝宽

度,因此本文中是以等效的混凝土受拉开裂应变对应的损伤因子来判断混凝土的受拉破坏程度,当受拉损伤因子大于 0,混凝土已经出现受拉损伤,当其值接近于 1 时,混凝土将完全发生开裂破坏

根据上述对车站结构层间位移角幅值、场地类别和地震破坏特征的分析,综合考虑不同场地条件和不同输入加速度峰值条件下的破坏过程,根据不同破坏程度下结构对应的层间位移角幅值,将三层三跨地铁地下结构的抗震性能水平划分为基本完好、轻微破坏、中度破坏、严重破坏和完全破坏 5 类,给出了三类场地下各个性能水平的层间位移角限值指标,见表 3。根据《地下结构抗震设计标准 GB/T51336—2018》地下结构的抗震性能要求等级划分,地下结构性能要求被划分为四级:性能要求 I,与本文基本完好相对应;性能要求 II,与本文轻微破坏相对应;性能要求 III,与本文中度破坏相对应;性能要求 IV,与本文严重破坏与完全破坏相对应。就层间位移角限值而言,根据

表 3 水平向地震作用下地铁地下车站结构抗震性能水平划分及其物理描述

Table 3 Seismic performance levels of subway underground station structure and their description

性能水平	层间位移角限值			性能水平描述
	二类场地	三类场地	四类场地	
基本完好	$\theta_{\max} \leq \frac{1.2}{1000}$	$\theta_{\max} \leq \frac{1.0}{1000}$	$\theta_{\max} \leq \frac{0.8}{1000}$	结构处于完全弹性工作状态, 基本未发生地震损伤, 结构在地震过程中及震后完好无损, 无需震后修复。
轻微破坏	$\frac{1.2}{1000} < \theta_{\max} \leq \frac{2.5}{1000}$	$\frac{1.0}{1000} < \theta_{\max} \leq \frac{2.3}{1000}$	$\frac{0.8}{1000} < \theta_{\max} \leq \frac{2.0}{1000}$	结构主体基本处于弹性工作状态, 结构顶底板与结构侧墙连接部位以及结构中柱、中板等抗震薄弱部位进入塑性工作状态, 出现局部破坏。结构主体在震后基本完好, 只需对结构顶底板与结构侧墙连接部位以及中柱、中板经过简单加固修复即能恢复正常使用。
中度破坏	$\frac{2.5}{1000} < \theta_{\max} \leq \frac{4.5}{1000}$	$\frac{2.3}{1000} < \theta_{\max} \leq \frac{4.0}{1000}$	$\frac{2.0}{1000} < \theta_{\max} \leq \frac{3.5}{1000}$	结构主体进入弹塑性工作状态, 结构顶底板与结构侧墙连接部位以及中柱、中板端部破坏较重, 但结构主体较为完好。震后需对结构中板、中柱进行必要的加固, 对结构顶底板与结构侧墙连接处进行加固及防水处理才可恢复正常使用。
严重破坏	$\frac{4.5}{1000} < \theta_{\max} \leq \frac{6.5}{1000}$	$\frac{4.0}{1000} < \theta_{\max} \leq \frac{6.0}{1000}$	$\frac{3.5}{1000} < \theta_{\max} \leq \frac{5.0}{1000}$	结构完全进入弹塑性工作状态, 结构各个主要连接部位破坏严重, 贯穿整个截面。结构顶底层中柱破坏严重丧失主要承载能力。震后有必要对顶底层中柱进行完全加固甚至托换处理; 必须对结构主体的各个连接部位进行完全加固处理, 需对结构顶底板与结构侧墙连接部位进行防水堵漏处理。
完全破坏	$\theta_{\max} > \frac{7.0}{1000}$	$\theta_{\max} > \frac{6.5}{1000}$	$\theta_{\max} > \frac{6.0}{1000}$	震后整个车站结构都遭受到了严重破坏, 尤其车站结构中柱地震受压破坏严重, 完全丧失承载能力。

规范中规定, 三层及三层以上结构弹性层间位移角限值为 1/1000, 弹塑性层间位移角限值为 1/250; 该限值水平与本文中提出的三类场地限值水平基本一致, 而二类场地略大于该限值, 四类场地略小于该限值。根据表 3 中限值进一步说明场地条件越差, 在同一抗震性能水平下, 其层间位移角限值指标也越小。

4 结    论

本文通过建立土-三层三跨式地铁地下车站结构非线性动力相互作用的有限元计算模型, 分析了场地条件及输入地震动峰值加速度对该车站结构非线性地震反应的影响规律, 探明其抗震性能水平及其地震破坏过程, 得出了以下 5 点结论。

(1) 地铁地下车站结构层间位移角幅值拟合结果表明: 不同输入地震动强度下, 三层三跨框架式地铁地下车站结构的层间位移角幅值均可用函数基于结构-土体刚度比  $R$  近似预估。

(2) 地铁地下结构的严重地震破坏明显滞后于输入地震动的峰值加速度对应时刻, 再次验证地下结构

严重地震破坏不是其惯性力控制, 而是受制于周围土体大变形。

(3) 在进行地铁地下车站结构非线性地震反应的时程分析时, 当出现地下结构的层间位移角减小而地震损伤反而增大的结果时, 可认为地下结构已发生完全破坏, 可以此作为该结构地震完全破坏的判别标准。

(4) 在不同场地条件下, 在层间位移角幅值接近时, 地铁地下车站结构地震损伤程度并不相同, 二类场地条件下损伤程度最轻, 四类场地最重。不同场地条件下, 土-结构动力相互作用很大程度上影响了层间位移角幅值与地震损伤之间的关系。

(5) 本文初步给出了水平地震作用下考虑场地类别的三层三跨框架式地铁地下车站结构在二类、三类及四类场地条件下抗震性能水平划分与地震破坏程度的物理描述, 初步划分为基本完好、轻微破坏、中度破坏、严重破坏及完全破坏五个抗震性能水平。

参考文献:

[1] 杜修力, 李  洋, 许成顺, 等. 1995 年日本阪神地震大开地



- 铁车站震害原因及成灾机理分析研究进展[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(2): 223 - 236. (DU Xiu-li, LI Yang, XU Cheng-shun, et al. Review on damage causes and disaster mechanism of Daikai subway station during 1995 Osaka-Kobe Earthquake[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(2): 223 - 236. (in Chinese))
- [2] 曹振中, 候龙清, 袁晓铭, 等. 汶川 8.0 级地震液化震害及特征[J]. 岩土力学, 2010, **31**(11): 3449 - 3555. (CAO Zhen-zhong, HOU Long-qing, YUAN Xiao-ming, et al. Characteristics of liquefaction-induced damages during Wenchuan Ms 8.0 earthquake[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(11): 3449 - 3555. (in Chinese))
- [3] 陈龙伟, 袁晓铭, 孙 锐. 2011 年新西蘭  $M_w6.3$  地震液化及岩土震害述评[J]. 世界地震工程, 2013, **29**(3): 1 - 9. (CHEN Long-wei, YUAN Xxiao-ming, SUN Rui. Review of liquefaction phenomena and geotechnical damage in the 2011 New Zealand  $M_w6.3$  earthquake[J]. World Earthquake Engineering, 2013, **29**(3): 1 - 9. (in Chinese))
- [4] CHEN R R, TAIEBAT M, WANG R, et al. Effects of layered liquefiable deposits on the seismic response of an underground structure[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2018, **113**: 124 - 135.
- [5] CHEN Z Y, LI W Y, YANG L D. Simplified seismic design method for shanghai underground structures in soft soils[J]. Indian Geotechnical Journal, 2014, **44**(2): 149 - 155.
- [6] 庄海洋, 任佳伟, 王 瑞, 等. 两层三跨框架式地铁地下车站结构弹塑性工作状态与抗震性能水平研究[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(1): 131 - 138. (ZHUANG Haiyang, REN Jiawei, WANG Rui, et al. Elasto-plastic working states and seismic performance levels of frame-type subway underground station having two layers and three spans[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(1): 131 - 138. (in Chinese))
- [7] 陈国兴, 左 熹, 王志华, 等. 近远场地震作用下液化地基上地铁车站结构动力损伤特性的振动台试验[J]. 土木工程学报, 2010, **43**(12): 120 - 126. (CHEN Guo-xing, ZUO Xi, WANG Zhi-hua, et al. Large scale shaking table test study of the dynamic damage behavior of subway station structures in large scale shaking table test study of the dynamic damage behavior of subway station structures in liquefiable foundation under near-fault and far-field ground motions[J]. China Civil Engineering Journal, 2010, **43**(12): 120 - 126. (in Chinese))
- [8] 左 熹, 陈国兴, 王志华, 等. 近远场地震动作用下地铁车站结构地基液化效应的振动台试验[J]. 岩土力学, 2010, **31**(12): 3733 - 3740. (ZUO Xi, CHEN Guo-xing, WANG Zhi-hua, et al. Shaking table test on ground liquefaction effect of soil-metro station structure under near-and-far field ground motions[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(12): 3733 - 3740. (in Chinese))
- [9] 任佳伟. 典型地铁地下车站结构的抗震性能水平[D]. 南京: 南京工业大学, 2019. (REN Jia-wei. Seismic Performance Level of Typical Underground Station Structures[D]. Nanjing: Nanjing Tech University, 2019. (in Chinese))
- [10] ZHUANG Hai-yang, HU Zhong-hua, CHEN Guo-xing. Numerical modeling on the seismic responses of a large underground structure in soft ground[J]. Journal of Vibroengineering, 2015, **17**(2): 802 - 815.
- [11] 庄海洋. 土-地下结构非线性动力相互作用及其大型振动台试验研究[D]. 南京: 南京工业大学, 2006. (ZHUANG Hai-yang. Study on Nonlinear Dynamic Soil-Underground Structure Interaction and its Large-Size Shaking Table Test[D]. Nanjing: Nanjing Tech University, 2006. (in Chinese))
- [12] LEE Jeeho, FENVES Gregory L. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1998(4): 892 - 900.
- [13] LUBLINER J, OLIVER J, OLLER S, et al. A plastic-damage model for concrete[J]. International Journal of Solids and Structures, 1989, **25**(3): 299 - 326.
- [14] 楼梦麟, 王文剑, 朱 彤. 土-结构体系振动台模型试验中土层边界影响问题[J]. 地震工程与工程振动, 2000, **20**(2): 30 - 36. (LOU Menglin, WANG Wenjian, ZHU Tong. Soil lateral boundary effect in shaking table model test of soil-structure system[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2000, **20**(2): 30 - 36. (in Chinese))
- [15] ZHUANG Hai-yang, YANG Jing, CHEN Su, et al. Seismic performance of underground subway station structure considering connection modes and diaphragm wall[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2019, **127**: 105842.
- [16] TSO W, ZHU T, HEIDEBRECHT A. Engineering implication of ground motion A/V ratio[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1992, **11**(3): 133 - 144.
- [17] 王雪剑, 庄海洋, 陈国兴, 等. 地下连续墙对叠合墙式地铁车站结构地震反应的影响研究[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(8): 1435 - 1443. (WANG Xue-jian, ZHUANG Hai-yang, CHEN Guo-xing, et al. Effect of diaphragm wall on earthquake responses of an underground subway station[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(8): 1435 - 1443. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202012011

# CFRP 加固地铁车站结构中柱地震损伤评价研究

马超<sup>1</sup>, 王作虎<sup>1</sup>, 路德春<sup>2</sup>, 杜修力<sup>2</sup>

(1. 北京建筑大学北京未来城市设计高精尖创新中心, 北京 102616; 2. 北京工业大学城市与工程安全减灾教育部重点实验室, 北京 100124)

**摘要:** FRP (纤维增强复合材料) 能够在不显著改变钢筋混凝土柱侧向刚度的情况下, 改善柱子的侧向变形能力, 而地铁车站结构地震反应的强烈程度取决于土-结构相对刚度比, 因此采用 FRP 加固地铁车站结构中柱, 能够在不影响车站结构整体地震反应的情况下, 减小地震引起的中柱损伤。开展了 CFRP (碳纤维增强复合材料) 加固混凝土柱的抗震性能试验, 分析了 CFRP 对钢筋混凝土柱侧向刚度和变形能力的影响规律。采用试验结果验证了数值模型的合理性, 并研究了不同轴压下 CFRP 加固柱的侧向变形能力。采用三维非线性时域显式整体分析方法, 模拟获得了 CFRP 加固地铁车站结构的地震反应, 分析了地震作用过程中结构中柱的变形行为。基于改进的 Park-Ang 模型, 评价了加固柱与非加固柱的地震损伤程度。研究表明, 在地震 PGA 介于 0.3g~0.4g 时, 地铁车站结构下层加固柱在震后处于易修复或可修复状态, 而非加固柱处于难修复或不可修复状态。

**关键词:** 地铁车站; CFRP 加固; 地震反应; 抗震试验; 损伤评价

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)12-2249-08

**作者简介:** 马超(1986—), 男, 讲师, 博士, 主要从事岩土力学与城市地下结构防灾减灾等方面的教学与科研工作。

E-mail: machao@bucea.edu.cn。

## Seismic damage evaluation of CFRP-strengthened columns in subway stations

MA Chao<sup>1</sup>, WANG Zuo-hu<sup>1</sup>, LU De-chun<sup>2</sup>, DU Xiu-li<sup>2</sup>

(1. Beijing Advanced Innovation Center for Future Urban Design, Beijing University of Civil Engineering and Architecture, Beijing

102616, China; 2. Key Lab of Urban Security and Disaster Engineering, Ministry of Education, Beijing University of Technology, Beijing

100124, China)

**Abstract:** FRP, fiber reinforced plastics, can be used to improve the lateral deformation capacity of reinforced concrete columns without remarkably changing their lateral stiffness. The intensity of seismic response of subway stations depends on the relative stiffness between surrounding soils and structures. Therefore, when using the FRP-strengthened columns of subway stations, the damage of columns can be decreased, but the seismic response of overall structures will not be influenced. The experimental analysis is conducted to study the lateral stiffness and deformation capacity of reinforced concrete columns strengthened by CFRP, i.e., carbon fiber-reinforced plastics. The test results are used to verify the reasonability of numerical models, then the deformation properties of CFRP-strengthened columns under different axial forces are discussed using the verified models. The 3D nonlinear time-domain explicit integration algorithm is employed to simulate the seismic response of subway stations strengthened by CFRP, and the deformation behaviours of columns during earthquakes are analyzed. The earthquake-induced damages of non-strengthened and CFRP-strengthened columns are evaluated by the improved Park-Ang model. It is found that under the earthquakes with PGA of 0.3g~0.4g, the CFRP-strengthened columns in bottom storey are in the easily repairable or repairable states, but the non-strengthened columns are in the difficultly repairable or irreparable states.

**Key words:** subway station; CFRP strengthening; seismic performance; seismic test; damage evaluation

## 0 引言

地铁车站结构地震破坏机理表明, 车站结构的塌毁破坏, 是由于地震作用下结构中柱与侧墙的侧向变形能力不协调导致的<sup>[1-5]</sup>, 其根本原因在于中柱的侧向变形能力不足。地铁车站结构发生塌毁破坏后, 其修复与重建需要大量的时间与经济成本, 因此, 研究提

升地铁车站结构中柱侧向变形能力的技术, 改善地铁

**基金项目:** 国家自然科学基金项目 (51208294, 51778026); 北京市属高校活动经费项目 (X18147); 北京建筑大学金字塔人才培养工程 (JDYC20200311)

**收稿日期:** 2020-05-15

**\*通信作者** (E-mail: dechun@bjut.edu.cn)

车站结构整体抗震韧性,可以避免地铁车站结构在地震中发生不可修复的损伤破坏。

《地下结构抗震设计标准》<sup>[6]</sup>指出,地下结构抗震设计可以采用减隔震技术措施,以提高结构适应侧向变形的能力。目前关于改善地铁车站结构中柱抗震性能的主要技术措施,是在结构中柱顶、底端施加减隔震支座<sup>[7-11]</sup>,以减小传递至结构中柱的地震作用,进而减小中柱的地震反应。Mikami等<sup>[7]</sup>将柔性橡胶支座设置于地铁车站结构中柱与顶梁之间,结果显示,施加支座后中柱在地震中的剪力与弯矩显著减小。还毅等<sup>[8]</sup>将碟形弹簧和铅芯橡胶隔震支座应用于大开车站结构,研究结果表明,采用支座后结构在阪神地震作用时不会发生塌毁破坏。Chen等<sup>[9]</sup>在结构中柱底部施加自复位耗能装置,来改善地铁车站结构的抗震性能。Ma等<sup>[10]</sup>将滚动摩擦支座设置于大开车站中柱顶梁与中柱之间,避免了车站结构在地震中发生塌毁破坏,同时探讨了摩擦系数对结构地震反应的影响规律。Xu等<sup>[11]</sup>对比分析了隔震支座应用于地铁车站结构底部与结构中柱顶端时,结构整体反应的差异,研究结果表明,将隔震支座设置在中柱顶端能够更好地改善结构的整体抗震性能。此外,路德春等<sup>[12-13]</sup>研发了叠层夹芯柱,与普通混凝土柱相比,该柱的侧向变形能力极强,且竖向承载能力没有被明显削弱。采用叠层夹芯柱的地铁车站结构,在地震作用时,不会因中柱与侧墙变形能力不协调而发生损伤破坏。《地下结构抗震设计标准》<sup>[6]</sup>建议在强震区采用钢管混凝土柱,这种类型的柱子同样具有较强的侧向变形能力。目前鲜有关于既有地铁车站结构抗震加固的研究,且现有研究仅采用中柱的漂移比、剪力与弯矩,作为判断中柱地震反应的指标,未能对中柱在地震中的损伤程度及可修复能力进行评价。

FRP具有增加混凝土延性的优势,因而在混凝土结构抗震加固领域广泛<sup>[14]</sup>。地铁车站结构的地震反应受围岩土体的约束,结构在地震作用中的侧变形主要取决于围岩土体的相对刚度比<sup>[15-16]</sup>。采用FRP加固钢筋混凝土柱时,柱子侧向刚度改变不大<sup>[17]</sup>,即当采用FRP加固地下结构中柱时,不会导致结构整体地震反应的增强,但中柱延性的增加,可以提高中柱及结构适应水平变形的能力。因此,本文基于地铁车站结构中柱与侧墙变形能力不协调导致结构发生地震损伤破坏的认识,研究CFRP加固地铁车站的地震反应规律。首先采用试验结果验证了数值模型的合理性,继而采用三维非线性时域显式整体分析方法,研究了CFRP对改善地铁车站结构地震损伤破坏的有效性,同时对结构的损伤破坏程度与可修复性进行了评价。

## 1 CFRP加固柱试验研究

为研究CFRP对钢筋混凝土柱变形能力的改善效果,本文设计了一组截面边长450 mm的钢筋混凝土方柱(1个非加固柱、3个加固柱),开展柱子低周反复加载试验,试验所用构件的详细尺寸与配筋形式如图1所示,采用3层CFRP布对加固柱进行全包裹的加固形式,CFRP纤维方向平行于柱子断面。其中,采用C40混凝土浇筑混凝土,纵筋配筋率均为1.0%,配箍率均为0.5%,纵筋采用HRB400级钢筋,箍筋采用HPB300级钢筋。材性试验获得的各材料参数分别为:混凝土实测单轴抗压强度为51.65 MPa,HRB400钢筋屈服强度与极限强度分别为453, 609 MPa,HRB300钢筋屈服强度与极限强度分别为386, 452 MPa,单层CFRP布厚度为0.167 mm、抗拉强度为3461 MPa、延伸率为1.60%。

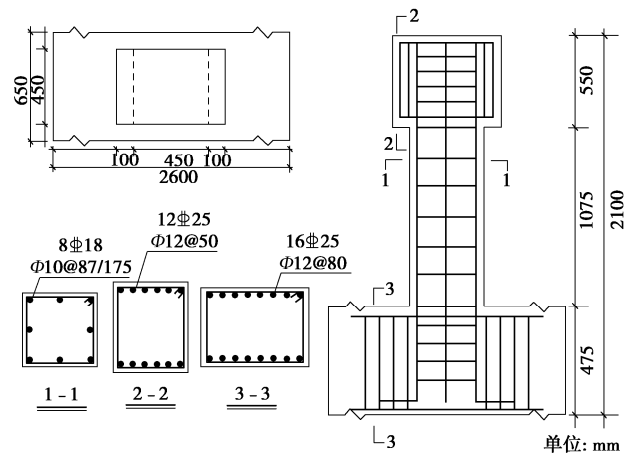


图1 混凝土柱尺寸与配筋

Fig. 1 Sketch of columns and rebars

模型试验的加载装置及加载机制如图2所示,试验加载中边界条件的设置:柱墩底部完全固定,先在顶部施加一定的轴向荷载 $N$ ,保持竖向荷载不变、限制柱顶旋转,在水平方向施加位移荷载 $\Delta$ 。试验采用逐级加载的加载模式。试验前,先根据混凝土和钢筋的屈服强度与CFRP的抗拉强度,计算出柱的屈服位移 $\delta_y$ ,试验中,按每级增加 $\delta_y/2$ ,每级循环3次,当监测到的水平荷载减小至峰值荷载的80%时,判定柱子失去承载力,停止加载并结束试验。试验中,非加固柱的轴压比为0.15,CFRP加固柱的轴压比分别为0.15, 0.30和0.45,获得的柱子在轴压比为0.15时的荷载-位移曲线如图3所示。

由图可知,随着位移加载量的增加,两柱的刚度逐渐退化,峰值荷载后,两柱的强度也逐步退化直至失去承载能力。两柱的初始刚度相当,非加固柱刚度和变形能力退化更为明显。CFRP加固柱的侧向变形

能力及延性系数提高分别提高 31%、20%。试验表明, CFRP 能够在保证钢筋混凝土柱侧向刚度不变的情况下, 显著提高柱子的侧向变形能力。

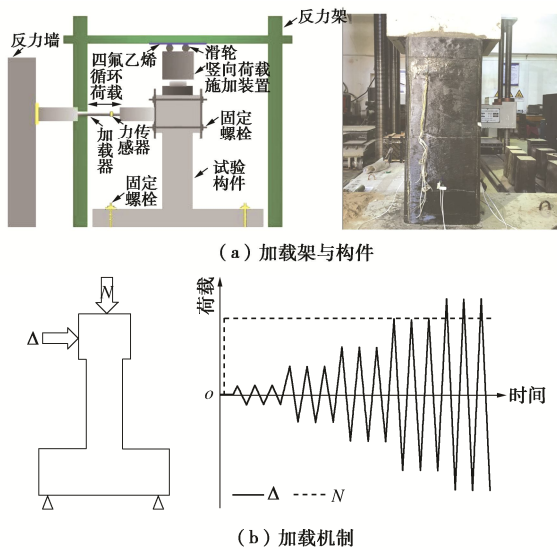


图 2 荷载条件及加载机制  
Fig. 2 Boundary and loading conditions

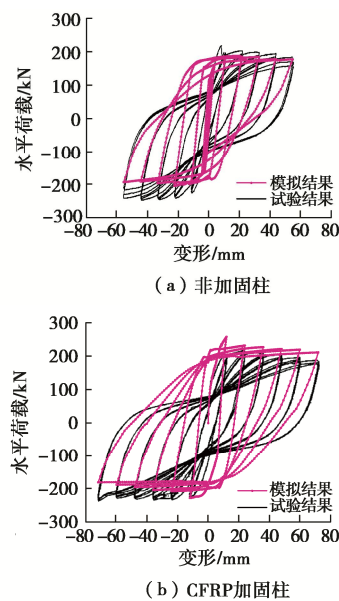


图 3 试验与模拟获得的荷载 - 位移曲线  
Fig. 3 Comparison of load-deformation curves obtained from tests and simulations

建立如图 4 所示的钢筋混凝土柱有限元模型, 模拟 CFRP 加固柱与非加固柱在试验荷载条件下的受力与变形行为。混凝土采用塑性损伤模型, 钢筋采用《混凝土结构设计规范》<sup>[18]</sup>规定的反复加载应力 - 应变关系, 如图 5 所示。图中,  $\varepsilon_a$  为再加载路径起点对应的应变,  $\sigma_a$ ,  $\varepsilon_b$  分别为再加载路径起点对应的应力和应变,  $E_s$  为钢筋的弹性模量,  $k$  为钢筋硬化段斜率。CFRP 采用纤维增强复合材料模型, 混凝土与 CFRP 之间采

用绑定接触, 不考虑两者之间的脱粘; 模拟过程中, 未考虑钢筋与混凝土之间的滑移。模拟中采用实测的各材料参数。

模拟结果如图 3 所示, 对比模拟结果与试验结果可知, 有限元模型能够用于模拟 CFRP 加固柱与非加固柱在加载过程中的变形行为, 尤其是柱子刚度与强度的退化行为。由于模拟中未考虑钢筋与混凝土之间的滑移, 模拟获得的荷载 - 位移曲线的捏拢效应并不明显。但准确地预测了混凝土柱受荷后的承载力和变形能力, 验证了有限元模拟的合理性, 可以用于模拟 CFRP 加固地铁车站结构的地震反应。

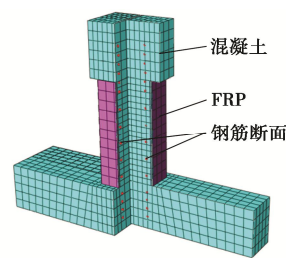


图 4 混凝土柱有限元模型  
Fig. 4 FEM model for concrete columns

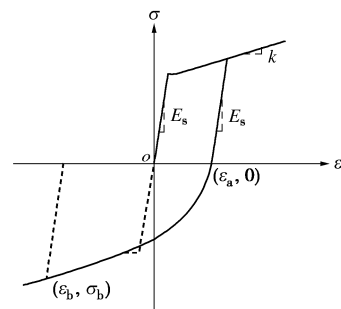


图 5 钢筋反复加载应力 - 应变曲线  
Fig. 5 Stress-strain curves of steel under cyclic loading

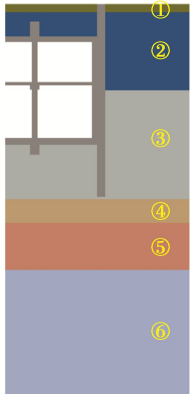
## 2 CFRP 加固地下结构地震反应模拟

以某地铁车站为例, 开展 CFRP 加固车站中柱改善结构抗震性能的研究。该车站埋深 4.10 m, 车站宽 22.70 m, 高 13.90 m, 侧墙厚度为 0.70 m, 顶、中、底板厚度分别为 0.70, 0.40, 0.90 m, 结构中柱断面尺寸为 0.70 m×1.10 m, 中柱在垂直于断面的方向净距为 8.00 m, 断面尺寸与配筋详见图 6。围岩土层信息如表 1 所示, 埋深 50 m 以下土层剪切波速大于 500 m/s, 可作为地震输入基岩面<sup>[6]</sup>。

由于该车站结构在横断面内为对称结构, 为了对比分析 CFRP 加固柱与非加固柱地震反应的差异, 仅对右排柱进行了加固, CFRP 的加固层数为 3 层。沿结构纵向选取三跨, 建立如图 7 所示的三维有限元模型, 考虑边界效应及场地条件, 确定的模型尺寸为 160

表 1 地层信息及相关参数

Table 1 Description of strata and corresponding material parameters

土层剖面	岩土类别	厚度 /m	重度 /(kN·m <sup>-3</sup> )	$\varphi$ /(°)	杨氏模量 /MPa	泊松比 $\nu$	黏聚力 /kPa
	①填土	1	17.0	25	216	0.35	20
	②粉质黏土 1	10	18.3	30	199	0.28	20
	③粉质黏土 2	14	17.4	25	276	0.30	19
	④粉质黏土 3	3	18.8	32	366	0.25	20
	⑤细砂	6	19.0	25	385	0.30	19
	⑥碎石	16	21.0	30	673	0.30	20

m×50 m×19 m，采用实体单元离散围岩土体及混凝土。采用桁架单元离散钢筋，采用膜单元离散 CFRP。

由于现场勘查和室内试验仪提供了如表 1 所示的土层参数，因而选用 Mohr-Coulomb 模型模拟围岩土体，采用塑性损伤本构模型模拟混凝土，采用纤维增强复合材料模型模拟 CFRP 布的行为。采用如图 5 所示的本构模型模拟钢筋行为，其中结构设计中柱选用 C50 混凝土，其他部位选用 C30 混凝土，实际模拟过程中采用规范<sup>[18]</sup>规定的材料参数，CFRP 的材料参数为试验获得的实际值。

2.1 中柱变形能力分析

首先，分析 CFRP 加固对车站结构中柱变形能力的影响。采用与第 1 节相同的边界条件，加载制度为单调加载，即在设定的轴压下推覆钢筋混凝土柱，直至柱子发生破坏。各柱的尺寸、材料参数、网格划分与图 7 所示的有限元模型一致。地震作用前，上层柱和下层柱的轴压分别为 7.6, 8.9 MPa，因此，图 8 给出了 CFRP 加固柱与非加固柱在相应轴压下的荷载 - 位移曲线，由图可知，CFRP 几乎不影响柱子的初始侧向刚度。相对而言，CFRP 明显改变了两柱在峰值荷载后的变形行为，当设定峰值荷载下降至 85%对应的变形，为柱子的侧向极限变形能力时，CFRP 显著提高了柱子的水平向变形能力。

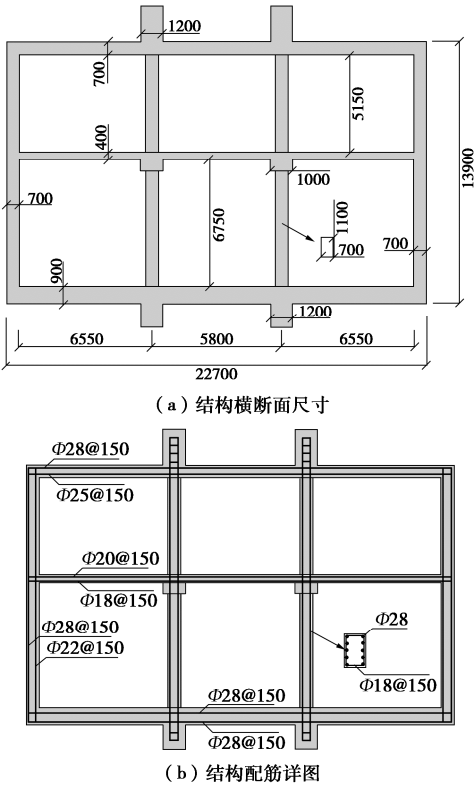


图 6 车站结构详细尺寸与配筋

Fig. 6 Sketch of subway station and rebars

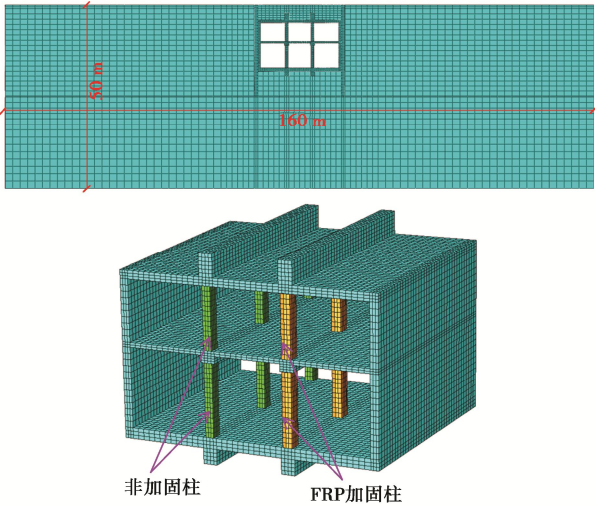


图 7 车站与土体有限元模型

Fig. 7 FEM model for subway station and surrounding soils

图 9 给出了不同轴压下 CFRP 加固对上、下层柱侧向变形能力的提高程度，由图可知，随着轴压的增加，CFRP 对柱子侧向变形能力的提高程度呈减小的



趋势。当上层柱和下层柱的轴压分别为 7.6, 8.9 MPa 时, 侧向变形能力的提高程度不低于 20%和 10%。

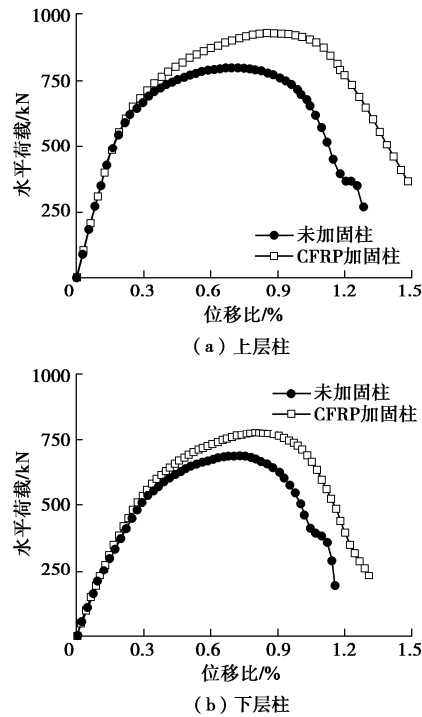


图 8 车站中柱荷载 - 位移曲线  
Fig. 8 Load-deformation curves of columns

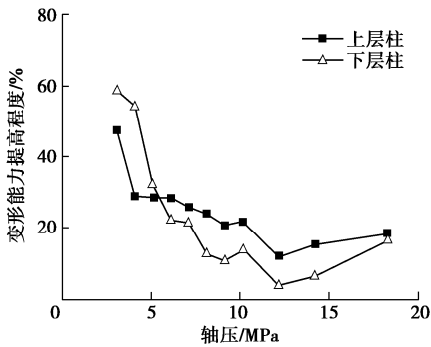


图 9 不同轴压下 CFRP 对柱变形能力的提高程度

Fig. 9 Increase ratio of deformation property of columns under different axial stresses

2.2 车站结构中柱地震反应

采用如图 10 所示的造成地下结构发生严重破坏的阪神、集集、汶川、熊本地震记录和一条人工地震记录, 模拟地铁车站结构的地震反应。采用黏弹性人工边界条件模拟无限域对计算区域的影响, 土与结构之间接触行为采用动力相互作用, 即法向采用硬接触, 单元之间相互不侵入; 切向采用摩擦接触, 摩擦系数为 0.4<sup>[1-2]</sup>。计算过程中, 不考虑钢筋与混凝土之间的相对滑移。模拟过程中, 各组地震记录 PGA 分别调整为 0.2g, 0.3g 和 0.4g, 探讨车站结构地震反应随地震动强度的变化规律。

图 11 给出了阪神地震记录 (0.3g) 作用下结构中柱的变形时程曲线, 由图可知, 结构下层柱的地震反应明显高于上层柱的地震反应; 同一层 CFRP 加固柱与非加固柱的变形反应相同, 峰值变形和残余变形仅有微小差异。表 2 列出了所有工况下车站中柱的最大变形 $\delta_m$ , 可知, 在地震动相同时, 同一层车站中柱的最大变形量几乎相等。这主要是由于 CFRP 加固前后, 中柱的侧向刚度未发现变化, 即结构整体侧向刚度不变, 土与结构的相对刚度比也不发生变化, 因此, 地震引起的车站结构变形不会显著改变, 继而 CFRP 加固柱与非加固柱的变形反应没有明显差异。

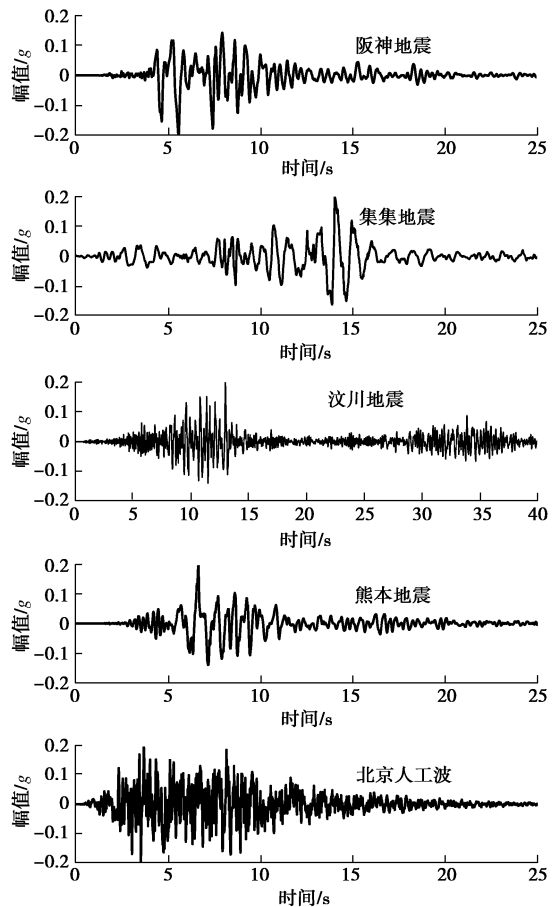


图 10 地震动加速度时程

Fig. 10 Accelerations of applied ground motions

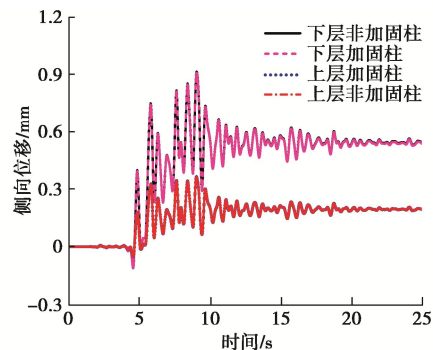


图 11 中柱变形时程曲线 (PGA=0.3g)

Fig. 11 Time histories of deformation of columns (PGA=0.3g)



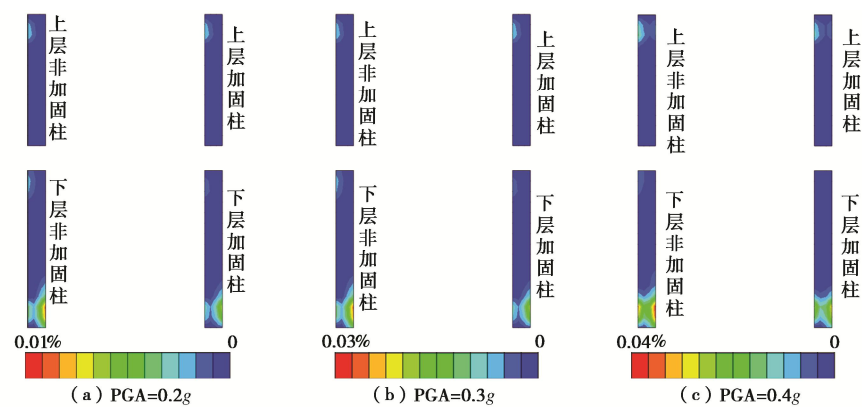


图 12 结构中柱等效塑性应变云图

Fig. 12 Nephograms of equivalent plastic strain in columns

表 2 中柱在地震作用时的变形

Table 2 Deformations of columns during earthquakes

地震动	幅值	非加固				CFRP 加固			
		上层柱		下层柱		上层柱		下层柱	
		$\delta_m/mm$	$E/kJ$	$\delta_m/mm$	$E/kJ$	$\delta_m/mm$	$E/kJ$	$\delta_m/mm$	$E/kJ$
阪神	0.2g	6.40	0.70	11.90	0.80	6.40	0.90	11.90	0.70
	0.3g	13.57	2.78	25.60	5.03	13.54	3.21	25.30	6.26
	0.4g	22.50	7.40	47.30	16.30	22.60	7.70	46.90	17.50
集集	0.2g	8.60	1.24	15.51	1.58	8.58	1.07	15.58	1.33
	0.3g	15.16	3.79	27.31	7.18	14.91	4.06	27.48	6.30
	0.4g	19.58	8.26	35.16	12.72	19.18	8.48	35.28	11.96
熊本	0.2g	5.07	0.40	9.46	0.35	5.10	0.33	9.49	0.20
	0.3g	8.63	1.08	15.94	1.34	8.63	0.92	16.04	1.34
	0.4g	11.96	2.98	22.41	6.16	11.82	2.83	22.58	6.15
人工波	0.2g	5.09	0.28	8.96	0.26	5.03	0.34	8.90	0.35
	0.3g	7.84	0.81	14.07	1.17	7.81	0.94	13.96	1.46
	0.4g	10.16	1.82	18.22	3.27	10.12	1.88	18.10	3.57
汶川	0.2g	3.63	0.22	6.01	0.16	3.65	0.21	6.01	0.28
	0.3g	6.29	0.63	10.52	0.73	6.34	0.52	10.18	0.66
	0.4g	9.33	1.35	14.63	1.82	9.37	1.07	14.74	1.62

虽然地震作用下, 地铁车站结构 CFRP 加固柱与非加固柱的侧向变形差异不大, 但由于两类柱侧向变形能力不同, 因而其损伤破坏程度也存在差异。塑形变形能够表征柱子的损伤破坏程度, 图 12 给出的不同地震强度下, 中柱的等效塑性应变云图, 可知, 相同地震强度下, 上层柱的损伤程度远小于下层柱的损伤程度, CFRP 加固柱的损伤程度小于非加固柱的损伤程度。

3 结构中柱损伤评价

目前, 多采用层间位移角的 1/550 和 1/250, 作为地下结构在常遇和罕遇地震下的抗震限值<sup>[6]</sup>, 但该限值无法评价结构在地震中的损伤程度。本文借鉴地上结构钢筋混凝土柱的损伤评估方法, 即采用改进的 Park-Ang 模型<sup>[19]</sup>, 评价 CFRP 加固柱与非加固柱在地震中的损伤程度。损伤因子  $D$  的表达式为

$$D = (1 - \beta) \frac{\delta_m - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} + \beta \frac{E}{Q_y(\delta_u - \delta_y)}, \quad (1)$$

式中,  $\delta_m$  为地震作用下中柱的最大变形,  $\delta_y$ ,  $\delta_u$  为单

调荷载作用下中柱的屈服变形与极限变形,  $Q_y$  为单调荷载作用下中柱的屈服荷载,  $E = \int d\epsilon$  为中柱塑性积累耗能,  $\beta$  为组合参数, 均值为 0.10~0.15<sup>[19]</sup>, 本文选取  $\beta=0.15$  根据 Hindi 等损伤等级划分标准<sup>[20]</sup>: ① $D<0.1$ , 无损伤; ② $0.1 \leq D<0.2$ , 微损伤, 微小裂缝出现, 易修复; ③ $0.2 \leq D<0.4$ , 中等程度损伤, 裂缝开展, 保护层混凝土剥落, 可修复; ④ $0.4 \leq D<0.6$ , 严重损伤, 裂缝加宽, 钢筋外露; 修复困难; ⑤ $0.6 \leq D<1$ , 严重损伤, 混凝土压碎, 钢筋弯曲, 不可修复; ⑥ $D \geq 1$ , 倒塌。

表 2 给出了车站结构各柱在地震中的最大变形与塑性积累耗能。将计算获得的各柱的损伤因子绘制于图 13 中, 图 13 为四分位图, 图中的实点为计算获得的平均值, 由图可知, 各柱的损伤程度随着地震动强度的增强而增大。

相同地震强度下, 结构上层柱的损伤程度明显低于下层柱。对于上层柱, 在地震动强度介于 0.2g~0.4g 时, 上层柱的损伤程度基本小于 0.4, 根据损伤因子平均值判定, 震后混凝土柱处于易修复状态。相比较而

言, 下层柱的损伤程度更大, 在 PGA 为 0.4g 时, 个别工况出现了柱子  $D>0.6$  的情况, 即柱子严重损伤, 震后不可修复。

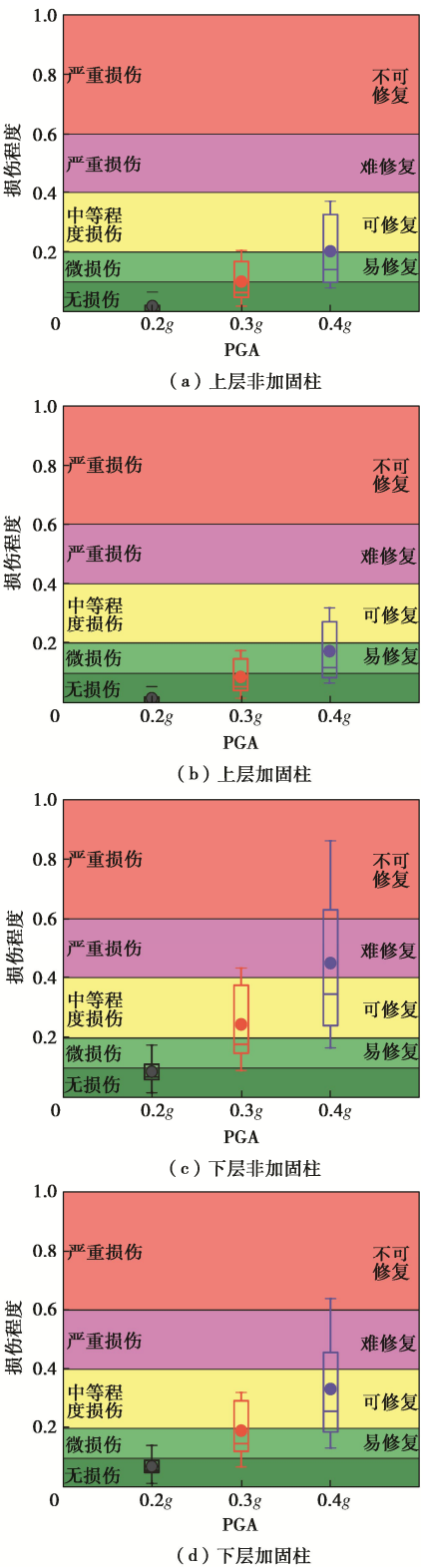


图 13 结构中柱损伤因子

Fig. 13 Damage factors of columns

在本文研究的地震强度下, CFRP 加固柱的损伤程度小于非加固柱的损伤程度, 以损伤因子的平均值作为判定依据, 当 PGA 为 0.3g~0.4g 时, CFRP 加固

柱的损伤等级低于非加固柱的损伤等级, 这是由于 CFRP 加固柱的变形能力得到提高的缘故。尤其需要指出的是, 即使  $PGA=0.4g$  时, 下层 CFRP 加固柱震后也基本处于可修复状态, 几乎不出现不可修复的状况; 而下层非加固柱震后的损伤等级处于难修复甚至不可修复的状态。

4 结 语

本文开展的钢筋混凝土柱抗震试验显示, CFRP 加固能够在几乎不改变柱子侧向刚度的情况下, 改善柱子的侧向变形能力。而地铁车站结构的地震破坏机理表明, 结构塌毁破坏的根本原因在于中柱侧向变形能力不足。因此, 可采用 CFRP 加固地铁车站结构中柱, 改善中柱的侧向能力, 能够减小中柱在地震中的损伤破坏程度, 继而提升结构的整体抗震韧性。采用数值模拟的研究手段, 探讨了轴压对 CFRP 加固混凝土柱侧向变形能力的影响, 结果表明, 采用三层 CFRP 加固本文研究的车站结构中柱时, 上下层中柱的侧向变形能力分别提高 20%和 10%。

采用 5 条地震动模拟了地铁车站结构的地震反应, 结果表明车站结构下层的地震反应更为剧烈。由于 CFRP 加固车站中柱, 不影响结构的整体刚度, 因此, 地震作用过程中, CFRP 加固柱与非加固的变形反应没有明显差异, 表现为加固中柱的峰值变形和残余变形几乎等于非加固柱的变形, 但非加固柱的损伤破坏更严重。采用改进的 Park-Ang 模型评价 CFRP 加固柱与非加固柱的损伤破坏程度。CFRP 加固柱的损伤等级低于非加固柱的损伤等级。PGA 为 0.2 g~0.4g 的地震动作用后, 上层加固柱与非加固柱均处于易修护或可修护状态; 下层 CFRP 加固柱震后基本处于可修复状态, 而下层非加固柱在强震作用后, 处于难修复甚至不可修复的状态。研究结果表明, 采用 CFRP 加固地铁车站结构中柱, 能够较好地提升结构的抗震韧性。

参考文献:

[1] MA C, LU D C, DU X L, et al. Structural components functionalities and failure mechanism of rectangular underground structures during earthquakes[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2019, 119: 265 - 280.

[2] 杜修力, 马 超, 路德春, 等. 大开地铁车站地震破坏模拟与机理分析 [J]. 土木工程学报, 2017, 50(1): 53 - 62. (DU Xiu-li, MA Chao, LU De-chun, et al. Collapse simulation and failure mechanism analysis of the Daikai station under seismic loads[J]. China Civil Engineering Journal, 2017, 50(1): 53 - 62. (in Chinese))

- [3] AN X H, SHAWKY A A, MAEKAWA K. The collapse mechanism of a subway station during the Great Hanshin Earthquake[J]. *Cement and Concrete Composites*, 1997, **19**: 241 - 257.
- [4] 庄海洋, 程绍革, 陈国兴. 阪神地震中大开地铁车站震害机制数值仿真分析 [J]. 岩土力学, 2008, **29**(1): 245 - 250. (ZHUANG Hai-yang, CHENG Shao-ge, CHEN Guo-xing. Numerical simulation and analysis of earthquake damages of Daikai metro station caused by Kobe earthquake[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2008, **29**(1): 245 - 250. (in Chinese))
- [5] 杜修力, 李 洋, 许成顺, 等. 1995 年日本阪神地震大开地铁车站震害原因及成灾机理分析研究进展 [J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(2): 223 - 236. (DU Xiu-li, LI Yang, XU Cheng-shun, et al. Review on damage causes and disaster mechanism of Daikai subway station during 1995 Osaka-Kobe Earthquake[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2018, **40**(2): 223 - 236. (in Chinese))
- [6] 地下结构抗震设计标准: GB/T 51336—2018[S]. 2019. (Standard for Seismic Design of Underground Structures: GB/T 51336—2018[S]. 2019. (in Chinese))
- [7] MIKAMI A, KONAGAI K, SAWADA T. Stiffness design of isolation rubber for center columns of tunnel[J]. *Doboku Gakkai Ronbunshu*, 2001, **682**: 415 - 420. (in Japanese)
- [8] 还 毅, 方 秦, 陈 力, 等. 强震作用下地铁车站结构损伤破坏的三维非线性动力分析[J]. 北京工业大学学报, 2011, **37**(6): 852 - 862. (HUAN Yi, FANG Qin, CHEN Li, et al. 3D Nonlinear damage analysis of metro-station structures under strong seismic loading[J]. *Journal of Beijing University of Technology*, 2011, **37**(6): 852 - 862. (in Chinese))
- [9] CHEN Zhi-yi, ZHOU Yu. Seismic performance of framed underground structures with self-centering energy-dissipation column base[J]. *Advances in Structural Engineering*, 2019, **22**(13): 2809 - 2822.
- [10] MA Chao, LU De-chun, DU Xiu-li. Seismic performance upgrading for underground structures by introducing sliding isolation bearings[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2018, **74**: 1 - 9.
- [11] XU Zi-gang, DU Xiu-li, XU Cheng-shun, et al. Numerical analyses of seismic performance of underground and aboveground structures with friction pendulum bearings[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2020, **130**: 105967.
- [12] LU De-chun, WU Chun-yu, MA Chao, et al. A novel segmental cored column for upgrading the seismic performance of underground frame structures[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2020, **131**: 106011.
- [13] 路德春, 李 强, 杜修力, 等. 基于失效模式控制的地铁车站结构抗震性能研究[J]. 岩土工程学报, 2019, **38**(8): 1400 - 1407. (LU De-chun, LI Qiang, DU Xiu-li, et al. Seismic performance of subway station based on failure model control[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2019, **38**(8): 1400 - 1407. (in Chinese))
- [14] HOLLAWAY L C, TENG J G. Strengthening and Rehabilitation of Civil Infrastructures Using Fibre-Reinforced Polymer (FRP) Composites[M]. UK: Woodhead Publishing Ltd, 2008.
- [15] 禹海涛, 张正伟. 地下结构抗震设计和分析的反应剪力法 [J]. 结构工程师, 2018, **34**(2): 134 - 144. (YU Hai-tao, ZHANG Zheng-wei. Response shear stress method for seismic design and analysis of underground structures[J]. *Structural Engineers*, 2018, **34**(2): 134 - 144. (in Chinese))
- [16] 庄海洋, 任佳伟, 王 瑞, 等. 两层三跨框架式地铁地下车站结构弹塑性工作状态与抗震性能水平研究 [J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(1): 131 - 138. (ZHUANG Hai-yang, REN Jia-wei, WANG Rui, et al. Elasto-plastic working states and seismic performance levels of frame-type subway underground station with two layers and three spans[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2019, **41**(1): 131 - 138. (in Chinese))
- [17] 董振华, 杜修力, 韩 强. FRP 加固钢筋混凝土墩柱抗震性能研究综述 [J]. 建筑科学与工程学报, 2013, **30**(2): 55 - 64. (DONG Zhen-hua, DU Xiu-li, HAN Qiang. Review of research on seismic performance of RC columns strengthened with FRP[J]. *Journal of Architecture and Civil Engineering*, 2013, **30**(2): 55 - 64. (in Chinese))
- [18] 混凝土结构设计规范: GB—50010 2010[S]. 2010. (Code for Design of Concrete Structures: GB—50010 2010[S]. 2010. (in Chinese))
- [19] WILLIAMS M S, SEXSMITH R G. Seismic damage indices for concrete structures: a state-of-art review[J]. *Earthquake Spectra*, 1995, **11**(3): 320 - 349.
- [20] HINDI R A, SEXSMITH R G. Inelastic damage analysis of reinforced concrete bridge columns based on degraded monotonic energy[J]. *Journal of Bridge Engineering*, 2004, **9**(4): 326 - 332.

DOI: 10.11779/CJGE202012012

# 叠合式衬砌结构抗外载特性足尺试验与数值研究

李代茂<sup>1</sup>, 严振瑞<sup>2</sup>, 唐欣薇<sup>3</sup>, 莫键豪<sup>3</sup>, 黄鸿浩<sup>3</sup>, 刘庭金<sup>3</sup>

(1. 广东粤海珠三角供水有限公司, 广东 广州 511458; 2. 广东省水利电力勘测设计研究院, 广东 广州 510635;

3. 华南理工大学土木与交通学院, 广东 广州 510640)

**摘要:** 设计了一种探究“管片-自密实混凝土(SCC)-钢管”叠合式衬砌结构横向力学行为与变形特性的大型足尺试验方法, 初步揭示了叠合式衬砌结构在非均匀外载下的变形及力学响应规律; 结合三维精细化有限元模型, 探讨了栓钉布设、衬砌类型、侧压力系数等因素对结构承载机理的影响。结果表明: 在非均匀外载作用下叠合式衬砌的环向应力相比分离式衬砌较小, 变形呈现“横椭圆”模式, 且随荷载非均匀性增加, 其变形规律越显著; 栓钉布设有效地增强了钢管-SCC的界面性能, 但对结构环向应力影响甚微。

**关键词:** 输水隧洞; 叠合式衬砌; 足尺模型试验; 横向性能; 数值模拟

**中图分类号:** TV312

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1000-4548(2020)12-2257-07

**作者简介:** 李代茂(1972—), 男, 硕士, 高级工程师, 主要从事大型输水工程建设与管理方面的研究工作。E-mail: 123869845@qq.com。

## Full-scale model tests and numerical investigations on bearing characteristics of superimposed lining structures under external loads

LI Dai-mao<sup>1</sup>, YAN Zhen-rui<sup>2</sup>, TANG Xin-wei<sup>3</sup>, MO Jian-hao<sup>3</sup>, HUANG Hong-hao<sup>3</sup>, LIU Ting-jin<sup>3</sup>

(1. Guangdong Yuehai Pearl River Delta Water Supply Co., Ltd., Guangzhou 511458, China; 2. Guangdong Hydropower Planning and

Design Institute, Guangzhou 510635, China; 3. School of Civil Engineering and Transportation, South China University of Technology,

Guangzhou 510640, China)

**Abstract:** A full-scale model test is proposed to study the transverse mechanical behaviors and deformation characteristics of segment-self compacted concrete (SCC)-steel superimposed linings. The deformation and mechanical response laws of composite lining structures under non-uniform external loads are revealed. Based on the 3D refined finite element model, the influences of studs, lining types and lateral pressure coefficient on the bearing capacity of the structures are discussed. The results show that the circumferential stress of the superimposed linings is lower than that of the separated ones under the action of non-uniform external loads, and the superimposed lining structures present a ‘transverse ellipse’ deformation, and the deformation laws are more clear with the increase of load amplitude and non-uniformity. The studs can effectively enhance the interface performance of steel-SCC, but they have few effects on the circumferential stress of the structures.

**Key words:** water-conveying tunnel; superimposed lining; full-scale model test; transverse performance; numerical simulation

## 0 引言

珠江三角洲水资源配置工程是一项提升粤港澳大湾区水安全保障的战略性工程, 采用深埋高压输水盾构隧洞衬砌结构设计, 穿越珠三角主要城市群, 地质条件复杂, 外界环境敏感。输水隧洞将承受最大高达1.5 MPa内水压力的作用, 衬砌结构设计难度大。为此, 设计人员提出一种“管片-自密实混凝土(SCC)-钢管”三层叠合式衬砌结构, 以满足工程要求<sup>[1,2]</sup>。

20世纪90年代, 随着盾构工法在国内大型输水隧洞工程中的应用与推广, 已发展单层管片、钢筋混凝土内衬、预应力混凝土内衬、钢管内衬等主要结构

型式, 并成功应用于工程实践, 如上海青草沙供水工程、北京团结湖-第九水厂输水工程、南水北调穿黄隧洞工程、广州西江引水工程等<sup>[3-4]</sup>。针对盾构输水隧洞设计特点, 人们已开展大量的试验和数值研究, 并提出各种理论模型<sup>[5-8]</sup>。

**基金项目:** 广东省重点领域研发计划项目(2019B111108001); 珠江三角洲水资源配置工程课题研究(WW2018225); 中国水利水电科学研究院流域水循环模拟与调控国家重点实验室开放基金项目(IWHR-SKL-KF201818)

**收稿日期:** 2020-03-01

**\*通信作者** (E-mail: cttangxw@scut.edu.cn)

然而，现有研究仍缺乏针对 3 层钢管内衬叠合式衬砌结构的成果，工程界对其复杂的传力机理缺乏充分的认识，制约该结构的推广与应用，亟待开展专门研究论证其工程适用性。

因此，本文依托于在建的珠江三角洲水资源配置工程，提出了一种考虑错缝拼装盾构隧洞叠合式衬砌结构的模型试验方案，采用分布式光纤的多层监测系统，针对“外衬管片-中衬自密实混凝土-内衬钢管”的复杂衬砌结构在考虑外水、外土压力下的力学行为与变形特性开展足尺模型试验，结合数值仿真计算，揭示叠合式衬砌结构在外部水土荷载下的承载机理，为优化结构设计提供参考。

## 1 钢管内衬结构设计

采用钢管内衬的衬砌结构防水性能好，一般适用于内外压力差较大的输水工程。根据钢管与管片之间的关系，可分为分离式和叠合式结构，见图 1。分离式结构在钢管和管片之间设置隔离层，并在隔离层设置排水，避免渗压对内、外衬的影响，使内外衬分别受力，如，广州西江引水工程设计内水压力为 0.9 MPa，采用盾构管片单独承担外水土荷载，内衬钢管单独承担内水压力，管片和钢管间填充自密实混凝土，在管片内侧设置排水垫层，管片和内衬未联合作用承担荷载<sup>[9]</sup>。上述结构受力明确，安全度较大，对地质条件无过高要求，但设计偏保守，未能充分发挥材料特性，在长距离输水隧洞工程中，造成巨大的资源浪费！叠合式结构在管片和钢管之间采取连接件等有效措施紧密结合，实现联合受力共同承载。该结构需确保各层衬砌紧密结合，对不同材料界面黏结性能、地质条件具有一定的要求。围岩及管片衬砌分担内衬的承载，相对于分离式结构，可充分发挥材料性能，优化结构设计。然而，现阶段未见该结构的应用报导，其力学行为特征、承载机理、隧洞安全性和工作性能等亟待开展研究，尚需要通过一系列现场原型试验进行验证。因而，本文以叠合式钢内衬结构为研究对象，围绕该结构在外部水土压力作用下的承载机理开展足尺试验与数值研究。

## 2 足尺模型试验

### 2.1 模型制作

依据工程要求，确定叠合式衬砌结构试件几何尺寸、细部构造和材料要求。为体现错缝拼装的环间三维耦合效应<sup>[10]</sup>，外衬采用三环预制钢筋混凝土盾构管片（外径为 6 m、内径为 5.4 m、厚度为 0.3 m、幅宽为 1.5 m）。其中，将中间环视为观测对象，上、下环

为纵向边界。每环管片由 1 块封顶块（F）、3 块标准块（B1，B2，B3）和 2 块邻接块（L1，L2）组成。

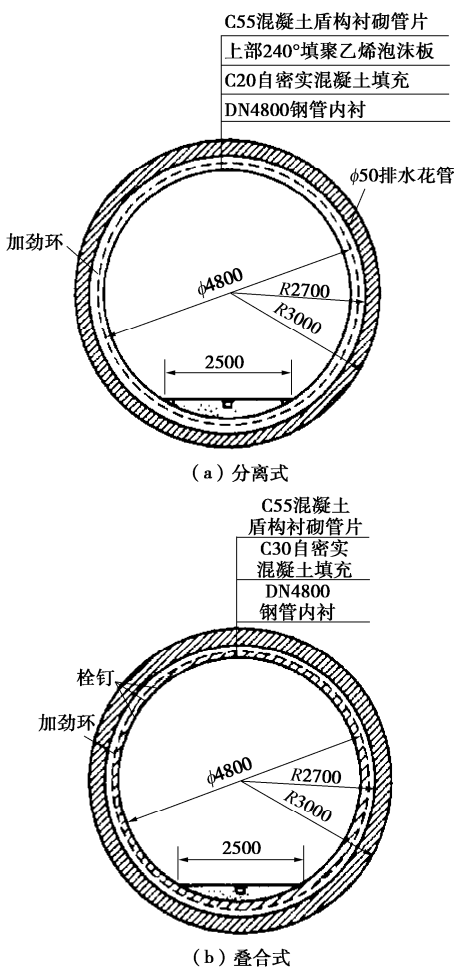


图 1 钢管内衬结构示意图<sup>[2]</sup>

Fig. 1 Diagram of steel lining structure<sup>[2]</sup>

内衬钢管材质为 Q345C，高度为 4.5 m，内径为 4.8 m，壁厚为 14 mm。外壁按全周 360° 布置环状加劲肋（壁厚为 20 mm、环高为 120 mm、间距为 2 m）。为考察栓钉对结构传力机理的影响，钢管右半区域设置栓钉，环向间距为 350 mm、纵向间距为 400 mm，呈梅花型布置。钢管和管片之间浇筑 C30 自密实混凝土。

### 2.2 加载系统与方案

本次试验旨在研究叠合式衬砌结构在弹性工作状态下外部水土压力作用对结构变形传力机理的影响。如图 2 所示，沿圆周方向均匀布置 12 个加载端，每个加载端沿高度方向均匀布置 2 台全伺服液压千斤顶作动器，承担 1.5 环管片的等效作用力（图 3）。其中，每台作动器油缸行程为±20 cm，最大推进力为 200 t，按照 4 个荷载组进行加载控制。

根据现场地质勘察与设计资料，本次试验按隧洞顶埋深确定设计荷载，竖向顶推力  $P_1$  最大值设为 800 kN。本试验采用侧压力系数（ $\lambda = P_4 / P_1$ ）反映地层条件，取  $\lambda = 0.57$ 。按荷载控制分级进行加卸载，经历空



载 (I)、加载 (II) 和卸载 (III) 3 个阶段, 变载速率为 0.3 kN/s, 稳压 40 min 完成各项监测数据的采集作业。I 阶段均匀施加 10 kN 推进力, 并对加载结构体系进行对中定位; II 阶段以 25%峰值荷载梯度进行加载; III 阶段以 50%峰值荷载梯度进行卸载。其中,  $P_1$  为加载控制值,  $P_4$  由侧压力系数确定, 其他加载点由  $P_1$ ,  $P_4$  按角度插值确定。

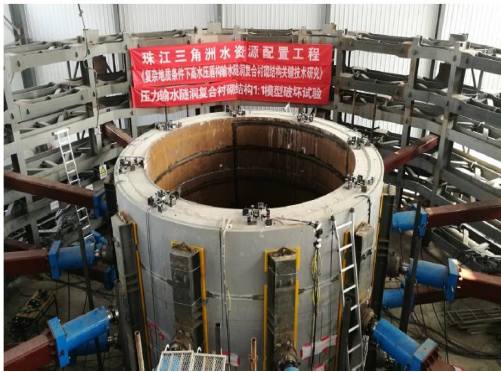


图 2 足尺模型试验  
Fig. 2 Full-scale model test

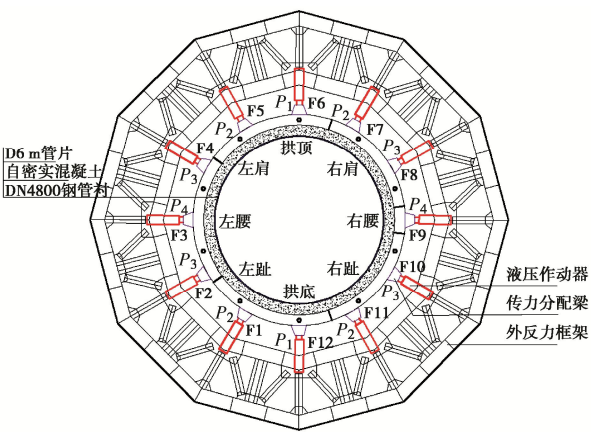


图 3 加载系统平面示意图  
Fig. 3 Diagram of loading system

2.3 测量系统

本文在应用传统测量手段的基础上, 充分结合现代光纤传感技术, 制定如图 4 所示的测量系统, 具体方案如表 1 所列, 主要采集界面相对位移、衬砌结构变形与应力响应等方面的数据。

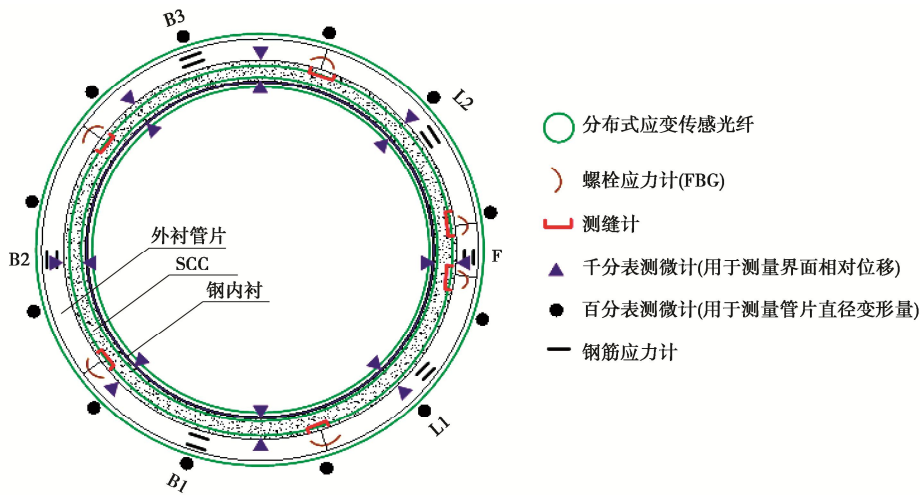


图 4 测量系统示意图  
Fig. 4 Diagram of measurement system

表 1 测量方案

Table 1 Measurement schemes				
传感器类型	测量精度	布置位置	测量内容	元件数量
钢筋计 (振弦式)	0.01 MPa	管片跨中截面 (中环)	钢筋 应力	内侧 6 支\外侧 6 支
传统类 数显百分表 (机械式)	0.01 mm	管片外弧面 (中环)	全周径向变形	12 支
测缝计 (振弦式)	0.001 mm	管片内弧面接头 (中环)	纵缝张开量	12 支
数显千分表 (机械式)	0.001 mm	顶环管片端面	界面相对位移	16 支 (双向)
光纤光栅栅应变计	1 $\mu\epsilon$	管片下层连接螺栓	轴向应变	中环 6 支\顶环 6 支
光纤类 分布式应变传感光缆	2 $\mu\epsilon$	SCC (中环管片)	SCC 裂缝扩展	外侧 1 道\内侧 1 道
分布式应变传感光缆	2 $\mu\epsilon$	钢管 (中环管片)	全周环向应变	幅宽中央 1 道\环缝接头 1 道



3 三维精细化数值仿真模型

受限于足尺模型的复杂性和试验操作的局限性，试验将产生各种误差，如加载不均匀、人工测量操作等。因而，本文针对“管片-自密实混凝土-钢管”叠合式衬砌结构，建立三维精细化有限元模型，借助数值仿真手段开展衬砌结构承载机理研究。

3.1 有限元网格

根据工程拟采用的叠合式衬砌盾构管片、钢管内衬、连接螺栓、加劲肋等构件型式与几何尺寸，建立三维有限元模型，考虑管片螺栓手孔、纵缝间隙等细部构造，如图 5 所示，三维有限元模型包含 465375 个单元和 165796 个节点。

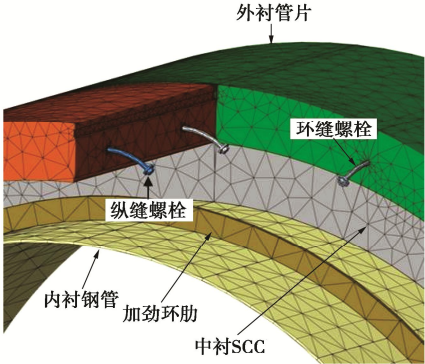


图 5 细部有限元网格  
Fig. 5 Details for finite element meshes

3.2 计算参数

外衬管片采用 C55 混凝土，环向受力主筋为 HRB400，连接螺栓型号为 A4-70；中衬采用 C30 自密实混凝土；内衬钢管和加劲肋采用 Q345C 钢。其中，混凝土材料采用非线性损伤模型，钢材采用 Von Mises 模型，主要力学参数见表 2。

表 2 材料力学参数

Table 2 Mechanical parameters of materials				
材料	抗拉/压强度 /MPa	弹性模量 /GPa	极限强度 /MPa	屈服 强度/MPa
混凝土	2.74/ 35.5	35.5	—	—
SCC	2.01 /20.1	30.0	—	—
螺栓	—	206	700	450
钢筋	—	200	540	400
钢材	—	206	470	345

3.3 界面定义

数值模型包含两个界面：“管片-SCC”和“SCC-钢管”。前者采用光面黏结，可设置为库伦摩擦接触对<sup>[1]</sup>，后者则采用零厚度八节点黏结单元进行定义，基于离散式裂纹脆性本构模型表征非线性界面行为。

通过开展多组“含/无栓钉-加劲肋-自密实混凝土”组合梁试验，如图 6，确定钢管-SCC 界面的力学

参数，如表 3 所列。试验细节及参数率定过程详见文献[12]。



图 6 钢-SCC 组合梁试验  
Fig. 6 Tests on steel-SCC composite beam

表 3 界面力学参数

Table 3 Mechanical parameters of interface			
连接类型	$k_t/(\text{N}\cdot\text{m}^{-3})$	$k_n/(\text{N}\cdot\text{m}^{-3})$	$f_{ct}/(\text{N}\cdot\text{m}^{-2})$
无栓钉	$3.0\times10^7$	$1.0\times10^{11}$	$4.0\times10^6$
含栓钉	$8.0\times10^8$	$1.0\times10^{11}$	$2.5\times10^7$

注： $k_t$ ， $k_n$ ， $f_{ct}$ 为切向刚度模量、法向刚度模量和抗拉强度。

3.4 约束条件与加载方式

为确保计算的收敛性，对有限元模型采用图 7 所示的位移约束方式，即，在左、右腰处约束 Y，Z 向位移，在拱顶、底处约束 X，Y 向位移，前后环端面约束 Y 向位移。

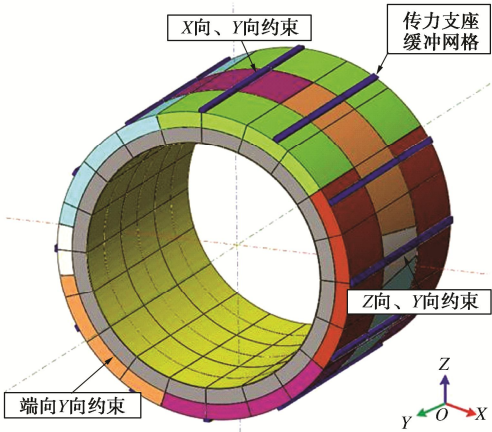


图 7 边界条件  
Fig. 7 Boundary conditions

按 2.2 节荷载施加位置和方式逐级施加荷载，对足尺模型外载试验全过程进行数值仿真模拟。基于 Newton-Raphson 迭代方法，采用能量准则判定收敛（收敛精度取 1‰）。

4 承载机理分析

为了探究叠合式衬砌结构在外部水土荷载作用下的承载机理，本文结合足尺模型试验，基于上述三维

精细化数值仿真模型, 针对栓钉布置、叠合式和分离式衬砌、侧压力系数对结构环向应力的影响展开讨论。其中, 拉应力计为“+”, 压应力计为“-”。

4.1 栓钉布置

限于试验条件, 叠合式衬砌结构足尺试验采用钢管右半区域设置栓钉、左半区未设置栓钉的方式考察栓钉对结构传力机理的影响; 而数值模拟则根据工程实际情况分别建立钢管全周有、无栓钉两种模型。

试验表明, 管片-SCC、SCC-钢管界面大部分区域均呈现挤压状态, 前者在拱顶、左趾尤为明显, 后者则在拱顶、右趾更为明显; 界面剥离均主要发生在结构右半区域, 尤其是结构右腰部位。随着外载逐级增大, 剥离量稍有增长, 但变化不明显, 见图 8。当  $P_1$  达 800 kN 时, 管片-SCC 界面在右腰 90° 出现最大剥离量 (+0.102 mm), 在左趾 225° 出现最大挤压量 (-0.104 mm); SCC-钢管界面在右腰 90° 出现最大剥离量 (+0.06 mm), 在右趾 135° 出现最大挤压量 (-0.145 mm)。界面剥离量均未超过容许裂缝宽度 (0.2 mm)。

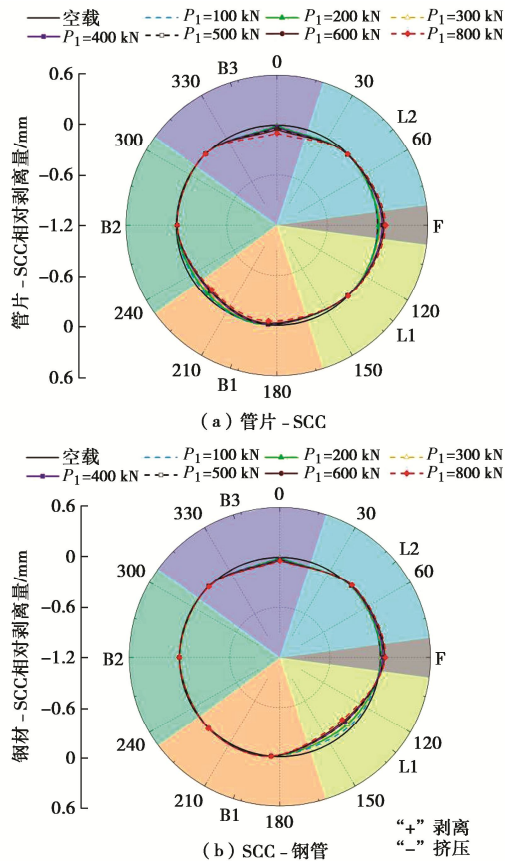


图 8 不同外载作用下衬砌界面相对剥离量

Fig. 8 Peeling of lining interface under different loads

右腰部处的管片-SCC 比 SCC-钢管界面剥离量提高了约 70%。可见, 钢管外壁右半侧设置的栓钉构造加强了钢内衬与 SCC 的连接作用, 削弱了管片与 SCC 的结合性与联合承载能力, 导致了右半侧的管片-SCC 界面剥离量增大, 而结构左半侧剥离情况较

为缓和。因此, 设置栓钉使结构体系在右半侧易发生界面剥离, 当外部荷载发生突变时, 结构右半侧尤其是管片-SCC 界面将为外水内渗的薄弱区域。

图 9 的试验结果显示, 衬砌承载符合横椭圆变形的力学特征, 结构处于弹性阶段。管片外侧最大环向压应力为 -16.02 MPa, 最大环向拉应力为 0.60 MPa; SCC 外侧最大环向压应力为 -1.74 MPa, 最大环向拉应力为 0.09 MPa; 钢衬内侧全周受压, 最大环向压应力为 -19.36 MPa。

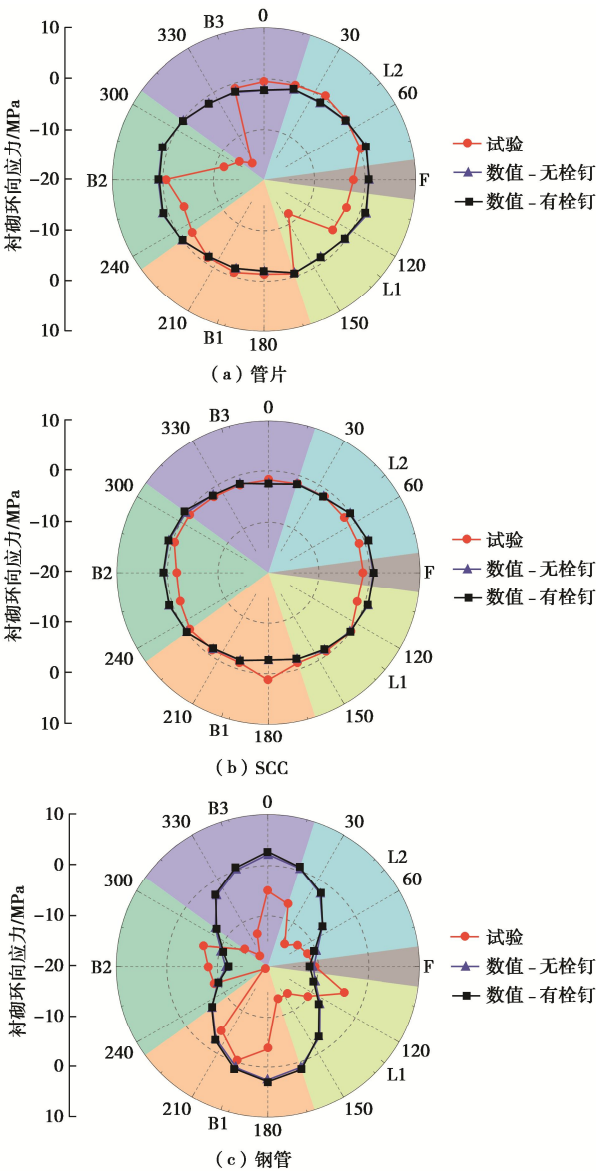


图 9 叠合式衬砌环向应力雷达图 ( $\lambda=0.57$ )

Fig. 9 Circumferential stresses of superimposed lining structures ( $\lambda=0.57$ )

数值仿真呈现与试验相似的承载特征, 但受栓钉布置方式影响, 数值仿真的应力分布更加均匀, 当考虑栓钉布置时, 钢管与 SCC 环向应力略大, 对管片应力影响并不显著。管片外侧最大环向压应力为 -2.27 MPa, 最大环向拉应力为 1.31 MPa; SCC 外侧最大环向压应力为 -2.64 MPa, 最大环向拉应力为 0.84 MPa;

钢衬内侧最大环向压应力为-11.7 MPa，最大环向拉应力为 2.68 MPa。

4.2 衬砌结构

本文针对分离式和叠合式衬砌结构开展数值仿真分析以揭示不同衬砌类型对结构承载性能的影响，其中，两种结构型式均未考虑栓钉布置。

由图 10 可知，两种衬砌类型在外载作用下，结构承载分布规律大致相同。分离式衬砌管片最大环向压应力为-2.38 MPa，最大环向拉应力为 1.56 MPa；叠合式衬砌管片最大环向压应力为-2.27 MPa，最大环向拉应力为 1.31 MPa。

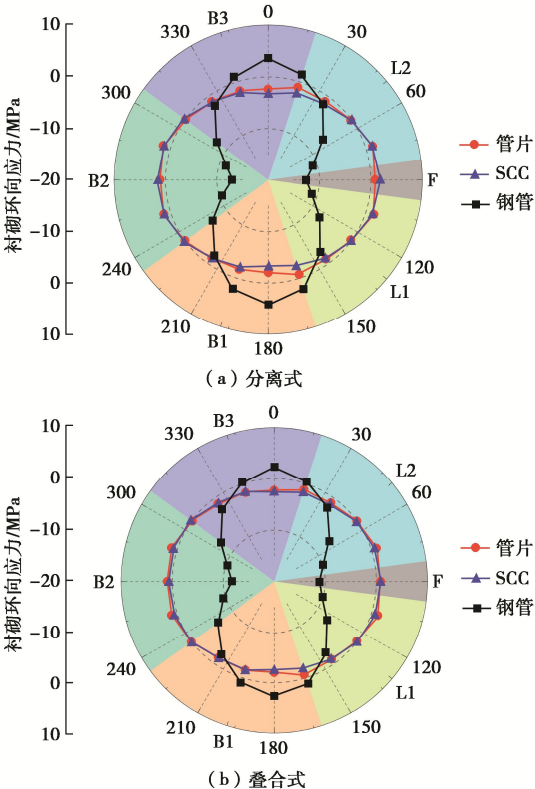


图 10 无栓钉衬砌环向应力雷达图 ( $\lambda=0.57$ )

Fig. 10 Circumferential stresses of linings without studs ( $\lambda=0.57$ )

分离式衬砌 SCC 和钢管环向应力均大于叠合式衬砌。前者 SCC 最大环向压应力为-3.39 MPa，最大环向拉应力为 1.77 MPa；钢管最大环向压应力为-12.98 MPa，最大环向拉应力为 4.12 MPa。后者 SCC 最大环向压应力为-2.64 MPa，最大环向拉应力为 0.84 MPa；钢管最大环向压应力为-11.74 MPa，最大环向拉应力为 2.68 MPa。

可见，对于分离式衬砌，管片内侧设置的垫层使管片与 SCC-钢管无法协调变形，削弱了其间的剪力传递；对于叠合式衬砌，管片与 SCC-钢管作为一个整体共同承担荷载，其间不仅能够传递压力，并且能够传递拉力和剪力。因而，在相同外部水土荷载作用下，叠合式衬砌结构的环向应力相比分离式衬砌结构较小。

4.3 侧压力系数

地层侧压力系数对衬砌内力分布、变形特征、结构安全等具有较大影响，本文以未考虑栓钉布置的叠合式衬砌结构为例，根据工程地质条件，选取 3 个典型的侧压力系数 ( $\lambda$  为 0.43, 0.57, 0.71)，初步探讨不同地层条件对衬砌结构承载特性的影响，如图 10 (b)、图 11 和表 4。

可见，叠合式衬砌结构在非均匀外载作用下，呈现“横鸭蛋”的变形模式，外载非均匀程度越大 ( $\lambda$  为 0.43)，衬砌收缩或扩展过程越激烈，腰部界面位置越易发生剥离。随着侧压力系数的提高，外部荷载越趋均匀化，衬砌结构逐渐呈现“整体向内压缩”的变形模式 ( $\lambda=0.71$ )，结构受压状态进一步加强。

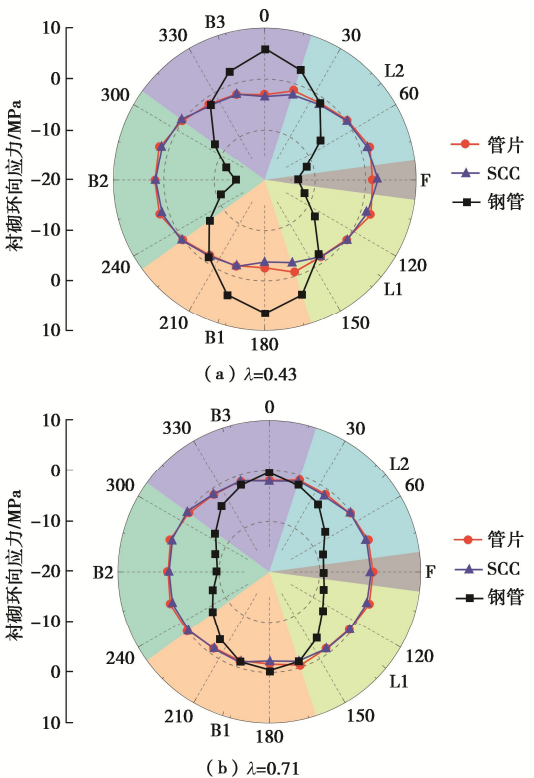


图 11 叠合式衬砌环向应力雷达图 (无栓钉)

Fig. 11 Circumferential stresses of superimposed lining structures (without studs)

表 4 衬砌最大环向应力

Table 4 Maximum circumferential stresses of linings (MPa)						
衬砌	管片		SCC		钢管	
	环向应力	拉应力	压应力	拉应力	压应力	拉应力
$\lambda=0.43$	1.99	-2.98	2.46	-3.69	6.59	-14.21
$\lambda=0.57$	1.31	-2.27	0.84	-2.64	2.69	-11.74
$\lambda=0.71$	0.71	-1.85	0.27	-2.10	—	-9.68

5 结 论

本文针对叠合式衬砌结构开展了抗外载足尺模型试验与数值仿真研究，详细探讨了衬砌结构在外部水土荷载作用下的变形特征与承载机理，得到以下初步



结论:

(1) 布置栓钉对叠合式衬砌环向应力无明显影响,但强化了 SCC-钢管界面力学性能,增大管片-SCC 界面剥离量,使其成为外水内渗的薄弱区域;加之栓钉焊接工艺的复杂性,建议钢管不布置栓钉。

(2) 分离式和叠合式衬砌结构在相同外部水土压力下表现出相似的承载分布规律,因前者管片与 SCC-钢管无法协调变形、未能有效传递剪切作用,使其环向应力相对后者较大。

(3) 在非均匀外载作用下,叠合式衬砌结构呈现“横椭圆”变形模式,腰部界面易发生剥离。随着荷载趋向均匀,衬砌逐渐呈现“整体向内压缩”变形模式,有利于衬砌承载。

鉴于研究对象的复杂性和特殊性,本文仅针对叠合式衬砌结构在外载作用下弹性阶段的承载性能进行了初步研究,下阶段有必要针对衬砌-岩联合承载、薄壁钢管屈曲稳定等问题开展深入研究。

**致谢:** 感谢中国建筑股份有限公司技术中心马程昊博士、北方工业大学何世钦博士课题组的支持,感谢清华大学张楚汉院士和安雪晖教授、重庆交通大学李鹏飞博士、华南理工大学陈高敬同学的帮助与讨论。

## 参考文献:

- [1] 广东省水利电力勘测设计研究院. 珠江三角洲水资源配置工程初步设计报告[R]. 广州: 广东省水利电力勘测设计研究院, 2018. (Guangdong Hydropower Planning and Design Institute. Preliminary Design Report of Water Resources Allocation Project in the Pearl River Delta[R]. Guangzhou: Guangdong Hydropower Planning and Design Institute, 2018. (in Chinese))
- [2] 严振瑞, 秦晓川, 张 武, 等. 珠江三角洲水资源配置工程输水盾构隧洞形式优化设计研究[M]// 水工隧洞技术应用与发展. 北京: 中国水利水电出版社, 2018. (YAN Zhen-rui, QIN Xiao-chuan, ZHANG Wu, et al. Study on the optimization design of shield tunnel for water resources allocation project in the Pearl River Delta[M]// Application and Development of Hydraulic Tunnel Technology. Beijing: China Water Power Press, 2018. (in Chinese))
- [3] 杨光华, 李志云, 徐传堡, 等. 盾构隧洞复合衬砌的荷载结构共同作用模型[J]. 水力发电学报, 2018, 37(10): 20 - 30. (YANG Guang-hua, LI Zhi-yun, XU Chuan-bao, et al. Modeling load-structure interaction in shield tunnel composite lining[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 2018, 37(10): 20 - 30. (in Chinese))
- [4] YANG F, CAO S R, QIN G. Mechanical behavior of two kinds of prestressed composite linings: A case study of the Yellow River Crossing Tunnel in China[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2018, 79: 96 - 109.
- [5] 张常光, 胡云世, 赵均海, 等. 深埋圆形水工隧洞弹塑性应力和位移统一解[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(11): 1738 - 1745. (ZHANG Chang-guang, HU Yun-shi, ZHAO Jun-hai, et al. Elastic-plastic unified solutions for stresses and displacements of a deep buried circular hydraulic tunnel[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(11): 1738 - 1745. (in Chinese))
- [6] FENG K, HE C, QIU Y, et al. Full-scale tests on bending behavior of segmental joints for large underwater shield tunnels[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2018, 75: 100 - 116.
- [7] 章 青, 卓家寿. 盾构式输水隧洞的计算模型及其工程应用[J]. 水利学报, 1999(2): 19 - 22. (ZHANG Qing, ZHUO Jia-shou. A computational model of shield tunnel for water conveyance[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1999(2): 19 - 22. (in Chinese))
- [8] YAN Q X, YAO C F, YANG W, et al. An improved numerical model of shield tunnel with double lining and its applications[J]. Advances in Materials Science and Engineering, 2015: 1 - 15.
- [9] 王志国, 顾小兵, 程子悦, 等. 西江引水工程盾构输水隧洞设计[J]. 水利水电工程设计, 2016(1): 1 - 3. (WANG Zhi-guo, GU Xiao-bin, CHENG Zi-yue, et al. Design of shield water conveyance tunnel in Xijiang Water Diversion Project[J]. Design of Water Resources & Hydroelectric Engineering, 2016(1): 1 - 3. (in Chinese))
- [10] ARNAU O, MOLINS C. Three dimensional structural response of segmental tunnel linings[J]. Engineering Structures, 2012, 44(6): 210 - 221.
- [11] 张厚美, 过 迟, 吕国梁. 盾构压力隧洞双层衬砌的力学模型研究[J]. 水利学报, 2001, 32(4): 28 - 33. (ZHANG Hou-mei, GUO Chi, LÜ Guo-liang. Mechanical model for shield pressure tunnel with secondary linings[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2001, 32(4): 28 - 33. (in Chinese))
- [12] 黄鸿浩. “管片-SCC-钢衬”叠合式衬砌体系足尺结构试验设计与抗外载特性研究[D]. 广州: 华南理工大学大学, 2019. (HUANG Hong-hao. Full-scale Experimental Investigation on Bearing Characteristic of Segment-SCC-Steel Superimposed Lining Structure Subjected to External Pressure[D]. Guangzhou: South China University of Technology, 2019. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202012013

# 盾构隧道“T字缝”接触应力与防水性能研究

周文锋<sup>1</sup>, 廖少明<sup>1,2</sup>, 门燕青<sup>3</sup>

(1. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 同济大学岩土与地下工程教育部重点实验室, 上海 200092;

3. 济南轨道交通集团有限公司, 山东 济南 250014)

**摘要:** 针对高水压海底盾构隧道防水安全问题, 以琼州海峡海底盾构隧道为背景, 开展了“T字缝”密封垫接触应力及防水性能研究。首先, 建立了“T字缝”渗流流固耦合数值计算模型, 揭示了“T字缝”密封垫间接触应力分布特点以及渗流规律; 同时, 采用自主研发的伺服式高水压试验装置开展了“T字缝”防水性能实验, 得到了不同接缝张开量情况下的渗漏临界水压; 最后, 根据数值模拟结果和试验数据建立了“T字缝”渗漏临界水压公式。研究表明: “T字缝”的环纵缝交点处的平均接触应力最大, 纵缝上距离交点 20 mm 处的平均接触应力最小, 易发生渗漏; 渗流形态与平均接触应力分布有关, 平均接触应力越小, 渗流速度越快; “T字缝”的临界水压与接缝张开量呈反比, 为保证琼州海峡海底隧道长期防水安全, 建议接缝张开量应小于 10 mm; “T字缝”渗漏临界水压公式计算结果最大误差为 15.7%, 满足精度要求。

**关键词:** 海底盾构隧道; T字缝; 防水安全; 渗流特性; 接触应力

**中图分类号:** U45

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1000-4548(2020)12-2264-07

**作者简介:** 周文锋(1987—), 男, 博士研究生, 主要从事盾构隧道防水安全方面的研究工作。E-mail: chow1025@126.com。

## Contact stress and waterproof capacity of T-joint in shield tunnel

ZHOU Wen-feng<sup>1</sup>, LIAO Shao-ming<sup>1,2</sup>, MEN Yan-qing<sup>3</sup>

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. Jinan Rail Transit Group Co., Ltd., Jinan 250014, China)

**Abstract:** For the waterproof safety of undersea shield tunnels with high water pressure, the contact stress and waterproof capacity of T-joint are studied considering the background of Qiongzhou Strait Tunnel. Firstly, a fluid-solid coupling model for the T-joint is established to reveal the distribution characteristics of gasket-gasket contact stress and the seepage pattern. Then, a series of waterproof laboratory tests of the T-joint are conducted using the servo-type equipment developed independently to obtain the critical water pressure of joint leakage. Thirdly, the formula for the critical water pressure of leakage varying with the joint opening is derived based on the numerical data and the in-laboratory test results. The results show that the maximum value of the average contact stress is located at the corner of the T-joint, and the average contact stress of the location 20 mm away from the T-joint corner on the longitudinal seam is the lowest where the leakage is likely to occur. The seepage pattern is consistent with the distribution of the average contact stress, and the seepage velocity is greater where the average contact stress is lower. The critical water pressure of the T-joint is negatively related to the joint opening, and the joint opening should be lower than 10 mm to ensure the long-term waterproof safety of the Qiongzhou Strait Tunnel. The maximum error of the formula for the critical water pressure of leakage is 15.7%, meeting the accuracy requirements.

**Key words:** undersea shield tunnel; T-joint; waterproof safety; seepage pattern; contact stress

## 0 引言

中国河流湖泊众多, 水域面积辽阔, 盾构隧道在中国水下交通基础建设中发挥了重要的作用<sup>[1]</sup>。与一般的地下工程相比, 水下隧道结构承担更大水压力作用, 在防水方面面临着巨大挑战, 其中管片接缝的密封性能是保证整条隧道防水安全的重要环节<sup>[2]</sup>。

根据盾构隧道的结构特点, 管片接缝的主要防水措施是在管片四周沟槽中嵌入橡胶密封垫, 利用密封垫

**基金项目:** 国家重点基础研究发展计划(“973”计划)项目(2015CB057806); 上海市“科技创新行动计划”项目(19511100802)  
**收稿日期:** 2020-05-08

\*通信作者 (E-mail: engcent@tongji.edu.cn)

压缩变形或自膨胀产生的挤压应力来抵抗外部水压<sup>[3]</sup>。目前,常用的防水材料有氯丁橡胶、三元乙丙橡胶、吸水膨胀橡胶、聚氨酯、复合橡胶等,其中氯丁橡胶是最早采用的防水材料,目前已不多见;三元乙丙橡胶因具有较好的压缩性、耐久性等,在水下隧道防水中应用最为广泛;吸水膨胀橡胶、聚氨酯等膨胀橡胶一般在直径、高水压隧道中作为防水辅助手段;随着橡胶硫化技术的提高,将膨胀橡胶和三元乙丙橡胶进行整合,形成了复合橡胶,在隧道防水中的应用越来越广<sup>[4]</sup>。

防水安全对隧道结构的安全性和耐久性至关重要。目前,研究人员针对管片接缝的渗漏机理和防水措施开展了大量的研究,取得了丰硕的成果<sup>[5-7]</sup>。拓勇飞等<sup>[8]</sup>针对超高水压大直径盾构管片接缝防水要求,对密封垫的布置方式和断面形式进行了设计和优化;王湛<sup>[9]</sup>利用有限元软件对接缝张开及接缝错开情况下的密封垫防水失效机理进行了研究;董林伟等<sup>[10]</sup>对隧道管片接缝处密封垫的受力和变形特征进行分析,建立了密封垫防水的力学模型;龚琛杰等<sup>[11]</sup>针对中国大直径水下盾构隧道接缝防水问题,提出了一套接缝弹性密封垫的设计方法。

盾构隧道衬砌多采用错缝拼装方式,根据形式不同可将管片接缝分为“一字缝”和“T 字缝”<sup>[12]</sup>。通过对国内外水下隧道的渗漏水调研,发现接缝渗漏多发生在“T 字缝”附近<sup>[13]</sup>。目前,管片接缝的防水研究主要集中在“一字缝”,鲜有研究涉及“T 字缝”的渗漏水问题。为了进一步探究“T 字缝”的防水性能,本文基于琼州海峡海底隧道项目,利用有限元分析软件 ABAQUS 建立“T 字缝”流固耦合计算模型,通过分析密封垫间接触应力分布特征及渗流规律,确定了接缝易渗漏位置。通过开展密封垫防水室内试验,得到了“T 字缝”不同张开量下的渗漏水临界水压,在此基础上推导得到了“T 字缝”渗漏临界水压公式。

## 1 工程背景

琼州海峡海底隧道为中国国家战略规划项目,是中国东部铁路大动脉的重要一环,在不久的将来在中国珠江三角洲和海南岛一体化发展中发挥重要作用<sup>[14]</sup>。根据初步设计方案,隧道北起雷州半岛,南到海南岛,全长 27.6 km,外径为 16.7 m,采用盾构法施工。根据地质勘察报告,琼州海峡最大水深达到 114 m,海底分布有深厚的高渗透性软土层,隧道承担的最大水压达到 2.0 MPa。与一般水下隧道相比,海底隧道周围海水中富含氯离子等腐蚀性离子<sup>[15]</sup>,因此考虑到高

水压富氯环境下橡胶老化对其防水性能的影响,橡胶密封垫的防水安全系数取 2.0,琼州海峡海底隧道的设计水压为 4.0 MPa。

根据琼州海峡海底隧道防水方案,管片接缝处采用两道防水措施:弹性橡胶密封垫+遇水膨胀橡胶。其中,靠近接缝外侧的弹性橡胶密封垫为主要防水措施,密封垫材料为三元乙丙橡胶,硬度为 70 Shore A,开孔率为 38.3%,其断面及沟槽尺寸如图 1 所示。接缝内侧为遇水膨胀橡胶,作为辅助防水措施备用。本文主要研究弹性橡胶密封垫的防水性能。

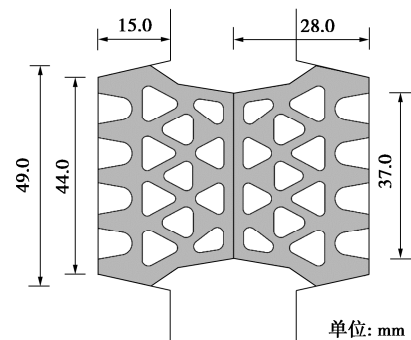


图 1 橡胶密封垫及管片沟槽断面图

Fig. 1 Cross-section of grooves and rubber gaskets

## 2 流固耦合数值模型

为了模拟管片接缝处的渗流过程,本文提出基于欧拉-拉格朗日网格的流固耦合算法。与传统有限元网格不同,欧拉网格节点(node)固定不动,欧拉单元(cell)不会发生变形,而材料(material)可在网格中自由移动,因此欧拉-拉格朗日网格适用于流体计算等大变形分析。

采用大型有限元软件 ABAQUS 建立“T 字缝”流固耦合计算模型,如图 2 所示。该模型包括欧拉部件和拉格朗日部件。欧拉网格部件包含参考体(reference part)和欧拉体(Eulerian part),其中参考体定义了流体材料的初始形状,而欧拉体为流体材料提供了流动空间和区域。拉格朗日网格部件包括管片沟槽 G-1, G-2, G-3 和橡胶密封垫 M-1, M-2, M-3。其中,管片沟槽 G-3 与 G-1, G-2 形成环缝 Seam-C; G-1 与 G-2 形成纵缝 Seam-L,如图 3 所示。

限于篇幅,本文暂不考虑“T 字缝”错台变形的影响,将张开量设置为 2, 4, 6, 8, 10, 12, 14, 16 mm,且环缝、纵缝的张开量相同。

### 2.1 模型材料

橡胶材料一般视为超弹性体,具有不可压缩性,在数值分析中通常采用 Mooney-Rivlin 模型进行模拟,通过橡胶材料的应变能密度函数得到橡胶弹性模量与



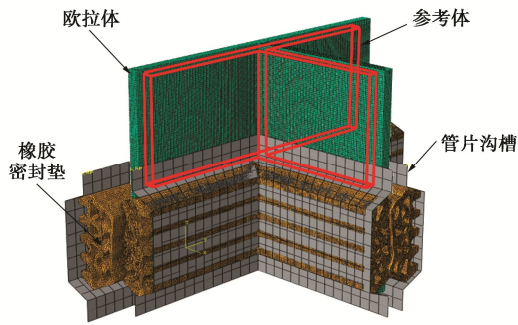


图2 “T字缝”渗流流固耦合数值模型

Fig. 2 Sketch of fluid-solid coupling numerical model for T-joint

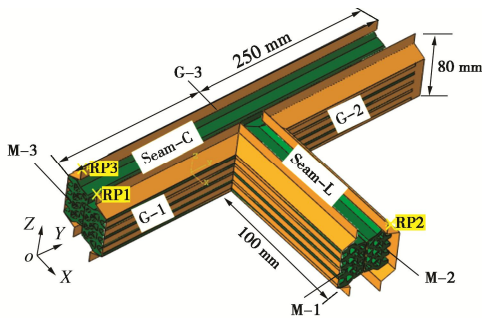


图3 “T字缝”结构示意图

Fig. 3 Sketch of T-joint structure

材料参数之间的关系为

$$E_0 = 6C_{10} \left( 1 + \frac{C_{01}}{C_{10}} \right) \quad (1)$$

式中,  $E_0$  为橡胶弹性模量 (MPa),  $C_{01}$ ,  $C_{10}$  为材料参数 (MPa)。通过橡胶拉伸试验可知, 当橡胶材料硬度为 70 Shore A 时,  $C_{10}=0.736$ ,  $C_{01}=0.184$ 。

流体材料由流体状态方程 (EOS) 中的 US-UP 方程进行定义:

$$P_H = \frac{\rho_0 c_0^2 \eta}{(1 - s\eta)^2} \quad (2)$$

$$U_s = c_0 + sU_p \quad (3)$$

式中,  $P_H$  为 Hugoniot 压力 (MPa),  $\rho_0$  为流体密度 ( $t/mm^3$ ),  $\eta$  为公称容积压缩应变,  $U_s$  为应力波传播速度 (mm/s),  $U_p$  为质点运动速度 (mm/s),  $s$ ,  $c_0$  为系数。具体参数取值:  $\rho_0=1 \times 10^{-9} t/mm^3$ ,  $c_0=1.45 \times 10^6 mm/s$ ,  $s=0$ ,  $\eta=0$ ,  $U_p=1.00 \times 10^{-9} mm/s$ 。

## 2.2 模型边界

管片沟槽采用离散刚体壳单元进行模拟。密封垫脚部与沟槽刚体之间采用绑定约束 (tie)。其余部位的接触均设置为通用约束 (general contact), 法向采用硬接触, 摩擦系数为 0.5。

在壳单元上设置参考点 (RP), 用于控制沟槽的运动。首先限制 RP2 的所有自由度, 保证沟槽 G-2 固

定不动; 然后对 RP1 施加 Y 轴正方向的位移, 挤压纵缝密封垫; 最后对 RP3 施加 X 轴正方向的位移, 挤压环缝密封垫, 完成“T 字缝”拼装。接缝完全闭合时的最大压缩量为 26 mm, 当压缩量为 24, 22, 20, 18, 16, 14, 12, 10 mm 时, 对应的张开量为 2, 4, 6, 8, 10, 12, 14, 16 mm。为了防止流体材料流出欧拉网格, 固定欧拉体上的所有速度边界。

## 3 接触应力分布及渗流规律分析

### 3.1 密封垫接触应力分布

由于橡胶密封垫中存在结构孔洞, 密封垫间的接触应力沿横断面并非均匀分布。孔洞压缩变形引起应力释放, 因此孔洞附近的接触应力较小 (应力谷值), 而相邻孔洞之间的橡胶实体本身无法压缩, 接触应力得到加强, 因此接触应力较大 (应力峰值), 如图 4 所示。

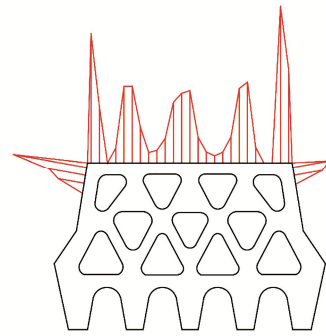


图4 密封垫间接触应力沿横断面分布

Fig. 4 Distribution of gasket-gasket contact stress along cross-section of T-joint

为了便于描述密封垫接触应力大小, 一般采用该横断面上的平均接触应力作为接触应力特征值。根据数值模型计算结果整理得到“T 字缝”各横断面平均接触应力沿密封垫纵向的分布曲线, 如图 5 所示。其中环缝 Seam-C 由两段组成, 由于两段的橡胶密封垫型式和接缝张开量相同, 平均接触应力分布也相同, 因此图中仅作右侧环缝的平均接触应力曲线。以环缝和纵缝密封垫之间的接触面交点作为坐标原点。

通过“T 字缝”平均接触应力纵向分布曲线可以看出, 部分环缝原点附近的平均接触应力先增大后减小, 这是由于环缝中靠近纵缝一侧的密封垫由两段密封垫组成, 两密封垫接触面处的间隙使得部分环缝原点处的平均接触应力偏小。通过曲线可以看出, 环缝和纵缝交点附近的接触应力最大, 随着与交点的距离逐渐增大, 接触应力急剧减小, 其中纵缝的下降速率大于环缝的下降速率。在距离“T 字缝”交点 20 mm 处, 环缝的平均接触应力曲线趋于平缓, 在 30 mm 位

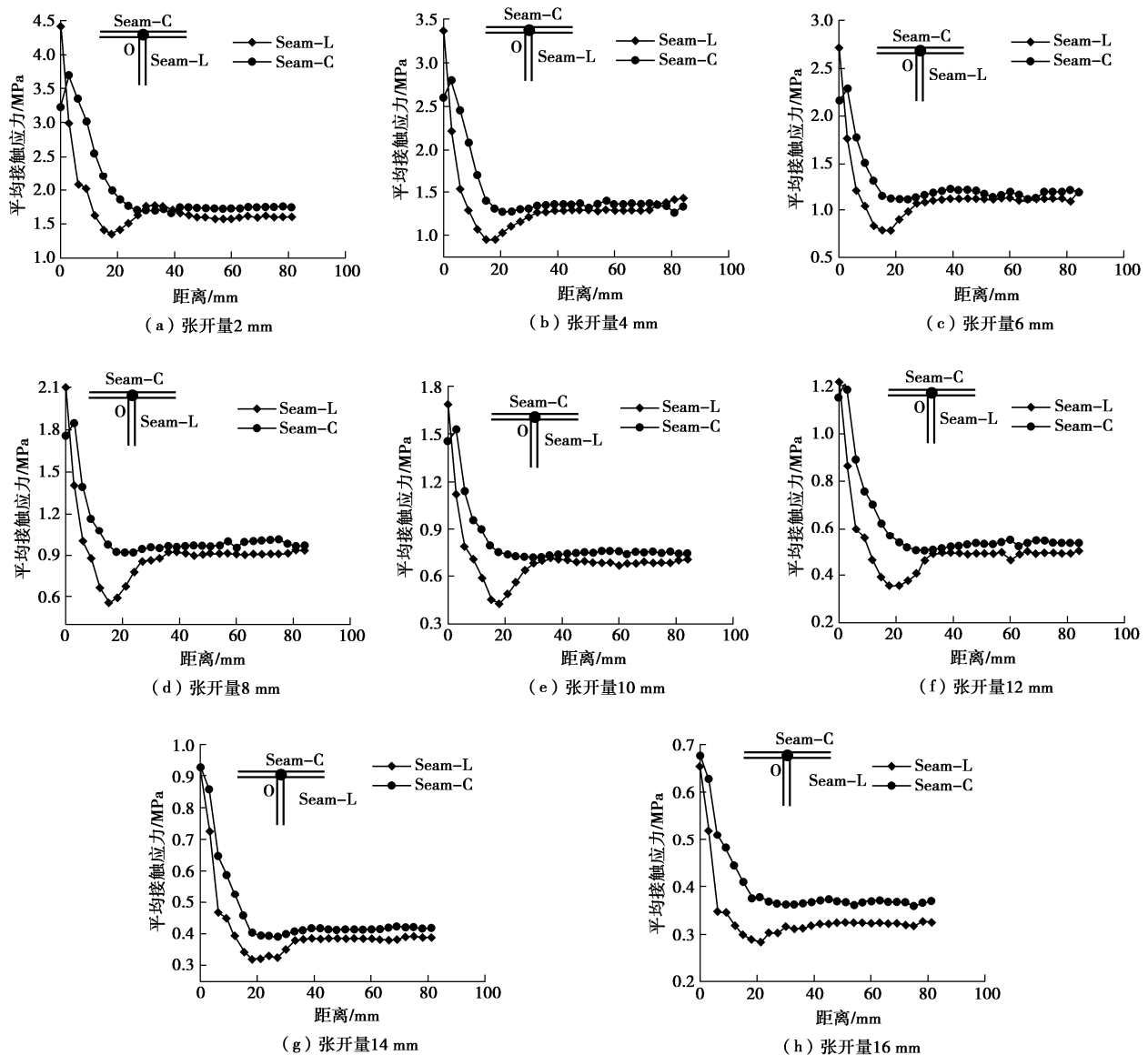


图 5 “T 字缝”密封垫间平均接触应力纵向分布曲线

Fig. 5 Curves of longitudinal distributions of average contact stress

置后基本保持恒定,而纵缝平均接触应力在 20 mm 处降低至最小值后随距离反向增大,在 30 mm 处逐渐趋于稳定,此时纵缝的平均接触应力曲线呈凹槽形,称为“应力槽”。

当与“T 字缝”交点的距离超过 30 mm 时,纵缝和环缝的平均接触应力曲线基本不再变化,说明其受密封垫角部的影响较小,此时的平均接触应力值与相同张开量下的“一字缝”一致。

通过曲线可以看出,在相同接缝张开量情况下,除“T 字缝”交点处之外,纵缝的平均接触应力均小于环缝,其中纵缝的“应力槽”处为“T 字缝”平均接触应力最小位置。因此纵缝上靠近“T 字缝”角部的的位置最有可能发生渗漏水。

纵缝“应力槽”处的最小平均接触应力与接缝

张开量关系如图 6 所示。可以看出,“T 字缝”的最小平均接触应力随着接缝张开量增大而减小,通过拟合分析得到拟合公式:

$$P_{\min} = 0.0146E_0 e^{6.2943\left(\frac{\delta_0 - \delta}{t}\right)} \quad (\delta \leq \delta_0), \quad (4)$$

式中,  $P_{\min}$  为“T 字缝”最小平均接触应力 (MPa),  $\delta$  为接缝张开量 (mm),  $\delta_0$  为接缝最大张开量,本文中其值为 26 mm,  $E_0$  为密封垫弹性模量 (MPa),  $t$  为接缝处密封垫压缩前总厚度,本文中为 56 mm。

### 3.2 “T 字缝”渗流规律

为了便于分析“T 字缝”的渗流形态,环缝渗流形态图中未显示管片刚体和密封垫 M-1, M-2,纵缝渗流形态图中未显示管片刚体和密封垫 M-1, M-3,如图 7 所示。

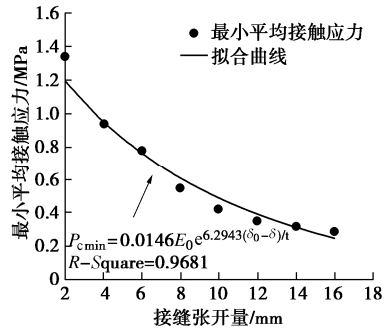
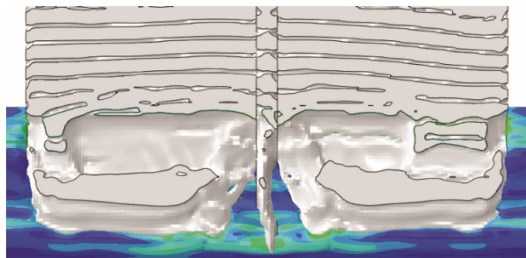
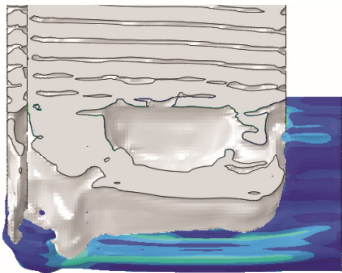


图 6 密封垫最小平均接触应力与接缝张开量的关系

Fig. 6 Relationship between minimum average contact stress and joint opening



(a) 环缝



(b) 纵缝

图 7 “T 字缝” 渗流形态

Fig. 7 Seepage patterns of T-joint

通过张开量为 12mm 时的“T 字缝”的渗流形态可以看出,“T 字缝”环纵缝交点处的渗流速度最小,随着与交点距离增大,环缝上的渗流速度逐渐增大,当距交点超过 30 mm 左右时渗流速度不再增大并逐渐趋于稳定。在纵缝上,渗流速度随着与交点距离增大而增大,在距离交点 20 mm 时达到最大,随后渗流速度随距离逐渐减小,最后趋于稳定。

通过上述分析发现“T 字缝”渗流形态与平均接触应力分布曲线相吻合,说明渗流速度与密封垫的平均接触应力有关,平均接触应力越小,渗流速度越快。由于,“T 字缝”的纵缝“应力槽”位置的平均接触应力最小,渗流速度最快,水流最先穿透密封垫。因此,“T 字缝”最容易发生渗漏的位置为纵缝上距离交点 20 mm 处。

## 4 “T 字缝”防水性能试验分析

### 4.1 “T 字缝”防水试验研究

本试验采用自主研发的伺服式高水压管片接缝

试验装置,如图 8 所示。该装置可提供最大 4 MPa 的水压,控制精度为 0.001 MPa。采用分级加载方式,当密封垫发生渗漏水时,取其前一级水压作为“T 字缝”临界水压。



图 8 伺服式高水压接缝防水试验装置

Fig. 8 Servo-type waterproof test device for high water pressure joints

试验发现在无错缝条件下,当张开量为 10 mm 即压缩量为 16 mm 时,“T 字缝”的渗漏临界水压达到 3.84 MPa,当接缝张开量小于 10 mm 时,“T 字缝”没有发生渗漏,超过了本试验装置的水压量程,说明其临界水压大于 4 MPa。

通过观察发现,“T 字缝”的渗漏大多发生在靠近密封垫角部位置,如图 9 所示,与第 3 节中密封垫接触应力与渗流形态分析的结论基本一致,渗漏形式多为喷射状或股状流出。根据试验结果得到“T 字缝”渗漏临界水压与接缝张开量之间的关系,如图 10 所示。可以看出密封垫渗漏水临界水压随着接缝张开量的增大而减小。



图 9 “T 字缝”角部渗漏

Fig. 9 Picture of leakage at corner of T-joint

### 4.2 “T 字缝”防水理论分析

管片接缝主要依靠密封垫之间的接触应力来抵抗外部水压,针对密封垫的防水性能,相关学者开展了大量的研究,认为密封垫防水能力与其接触应力线

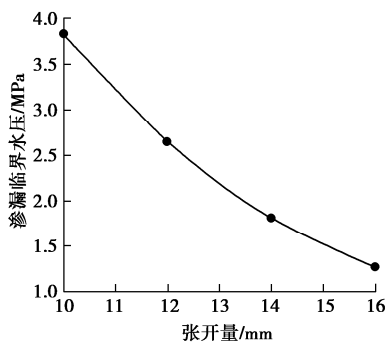


图 10 “T 字缝” 渗漏临界水压与接缝张开量的关系  
Fig. 10 Relationship between critical water pressure and joint opening

性相关, 提出了接缝防水能力  $P_w$  与密封垫平均接触应力  $P_c$  之间的关系:

$$P_w = \lambda P_c, \quad (5)$$

式中,  $\lambda$  为与接头性质相关的参数。

式 (5) 是根据“一字缝”的防水试验结果得到的, 未考虑接缝变形的影响, 在此基础上, 本文提出考虑接缝变形的“T 字缝”渗漏临界水压公式:

$$P_w = \lambda(\delta) P_{cmin}. \quad (6)$$

根据数值分析及防水试验结果, 将“T 字缝”在不同张开量条件下的最小平均接触应力、渗漏临界水压和参数  $\lambda$  值进行汇总, 见表 1。

表 1 数值及试验结果汇总表

Table 1 Summary of numerical and laboratory results			
$\delta/\text{mm}$	$P_{cmin}/\text{MPa}$	$P_w/\text{MPa}$	$\lambda$
10	0.43	3.84	8.93
12	0.35	2.66	7.50
14	0.32	1.82	5.70
16	0.29	1.27	4.44

可以看出  $\lambda$  值不是定值, 而是与接缝张开量呈负相关关系, 如图 11 所示。通过曲线拟合得到参数  $\lambda$  与接缝张开量  $\delta$  之间的关系式:

$$\lambda(\delta)=1.3743e^{6.638\left(\frac{\delta_0-\delta}{t}\right)} \quad (\delta \leq \delta_0) \quad (7)$$

将式 (4), (7) 代入式 (6), 得到考虑接缝张开的“T 字缝”渗漏临界水压公式:

$$\begin{aligned} P_w &= \lambda(\delta) P_{cmin} \\ &= 1.3743e^{6.638\left(\frac{\delta_0-\delta}{t}\right)} P_{cmin} \\ &= 0.02E_0e^{12.9323\left(\frac{\delta_0-\delta}{t}\right)} \quad (\delta \leq \delta_0) \quad (8) \end{aligned}$$

为了验证“T 字缝”渗漏临界水压公式的可靠性, 将由式 (8) 计算得到的理论临界水压  $P_{wt}$  和由防水试验得到的试验临界水压  $P_{wl}$  进行误差分析, 得到临界水压误差曲线, 如图 12 所示。可以看出, “T 字缝”渗漏临界水压理论值与试验值之间的最大误差为 15.7%。

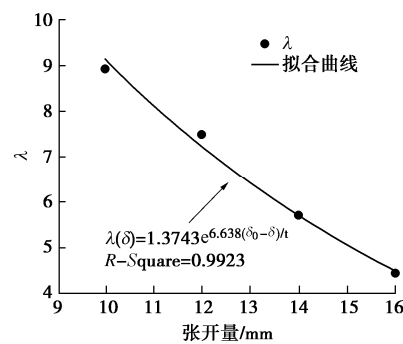


图 11 “T 字缝” 参数  $\lambda$  与接缝张开量之间的关系  
Fig. 11 Relationship between parameter  $\lambda$  and joint opening

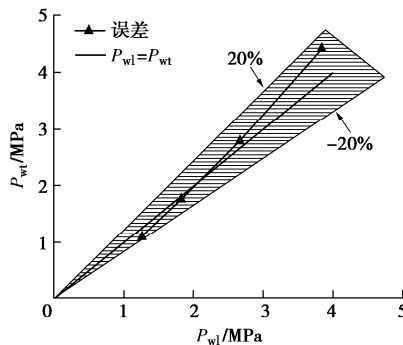


图 12 理论分析与室内试验渗漏临界水压误差分析  
Fig. 12 Error analysis of critical water pressure between theoretical analysis and laboratory tests

## 5 结 论

本文通过“T 字缝”流固耦合数值模型及伺服式高水压试验, 对“T 字缝”角部附近的接触应力分布规律、渗流形态和防水性能进行分析, 并在此基础上建立了“T 字缝”渗漏临界水压公式。得到如下 5 点结论。

- (1)“T 字缝”的环纵缝交点处的平均接触应力最大, 环缝上的平均接触应力随着与交点的距离增大而减小, 在 30 mm 处逐渐趋于稳定; 纵缝上的平均接触应力随着与交点距离先减小后增大, 在距离交点 20 mm 处形成一个“应力槽”, 在 30 mm 处逐渐稳定。
- (2)“T 字缝”的渗流形态与平均接触应力分布曲线吻合。密封垫的渗流速度与平均接触应力大小有关, 平均接触应力越小, 渗流速度越快。距离“T 字缝”20 mm 的纵缝“应力槽”处的平均接触应力最小, 最有可能发生渗漏。
- (3)通过室内防水试验发现“T 字缝”的渗漏水大多发生在角部附近, 与理论及数值分析结果一致, 渗漏形式主要为喷射状或股状流出。
- (4)“T 字缝”的防水能力与接缝张开量呈负相关关系。在不考虑错缝的情况下, 为保证琼州海峡海底隧道的长期防水安全, “T 字缝”的张开量应小于 10 mm。

(5) “T 字缝”渗漏临界水压公式的计算得到的渗漏临界水压的最大误差为 15.7%。

### 参考文献:

- [1] 何川, 封坤, 方勇. 盾构法修建地铁隧道的技术现状与展望[J]. 西南交通大学学报, 2015, **50**(1): 97 - 109. (HE Chuan, FENG Kun, FANG Yong. Review and prospects on constructing technologies of metro tunnels using shield tunnelling method[J]. Journal of Southwest Jiaotong University, 2015, **50**(1): 97 - 109. (in Chinese))
- [2] 向科, 石修巍. 盾构管片弹性密封垫断面设计与优化[J]. 地下空间与工程学报, 2008(2): 361 - 364. (XIANG Ke, SHI Xiu-wei. Design and optimization of elastic gasket section of shield tunnel lining[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2008(2): 361 - 364. (in Chinese))
- [3] 叶美锡, 丁文其, 陈俊伟, 等. 盾构隧道管片接缝三元乙丙橡胶密封垫力学性能影响因素敏感度分析[J]. 隧道建设(中英文), 2019, **39**(增刊 2): 200 - 206. (YE Mei-xi, DING Wen-qi, CHEN Jun-wei, et al. Sensitivity analysis of influencing factors on mechanical properties of EPDM sealing gasket of segment joint of shield tunnel[J]. Tunnel Construction, 2019, **39**(S2): 200 - 206. (in Chinese))
- [4] YANG C, SHEN S L, HOU D W, et al. Material properties of the seal gasket for shield tunnels: A review[J]. Construction and Building Materials, 2018, **191**: 877 - 890.
- [5] 李拼, 谢宏明, 何川, 等. 基于有效接触应力的大张开量盾构隧道密封垫防水性能分析[J]. 隧道建设(中英文), 2019, **39**(12): 1993 - 1999. (LI Pin, XIE Hong-ming, HE Chuan, et al. Waterproof performance analysis of water sealing gasket of large open shield tunnel based on effective contact stress[J]. Tunnel Construction, 2019, **39**(12): 1993 - 1999. (in Chinese))
- [6] GONG C J, DING W Q, XIE D W. Parametric investigation on the sealant behavior of tunnel segmental joints under water pressurization[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2020, **97**: 103231.
- [7] 朱谔谔, 丁文其, 金跃郎, 等. 上海市高水压深层排水盾构隧道管片接缝密封垫形式试验研究[J]. 隧道建设(中英文), 2017, **37**(10): 1303 - 1308. (ZHU Ming-qin, DING Wen-qi, JIN Yue-lang, et al. Experimental study of segment joint sealing gasket forms of deep drainage shield tunnel in shanghai under high water pressure[J]. Tunnel Construction, 2017, **37**(10): 1303 - 1308. (in Chinese))
- [8] 拓勇飞, 舒恒, 郭小红, 等. 超高水压大直径盾构隧道管片接缝防水设计与试验研究[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(增刊 1): 227 - 231. (TUO Yong-fei, SHU Heng, GUO Xiao-hong, et al. Design and experimental study on waterproof gasket of large-diameter shield tunnel under ultra high water pressure[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(S1): 227 - 231. (in Chinese))
- [9] 王湛. 水下盾构隧道弹性密封垫防水失效数值模拟研究[J]. 隧道建设(中英文), 2015, **35**(11): 1164 - 1168. (WANG Zhan. Numerical study on waterproof failure mechanism of elastic sealing gasket of underwater shield-bored tunnel[J]. Tunnel Construction, 2015, **35**(11): 1164 - 1168. (in Chinese))
- [10] 董林伟, 江玉生, 杨志勇, 等. 隧道管片接缝密封垫防水机理及试验研究[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(3): 469 - 474. (DONG Lin-wei, JIANG Yu-sheng, YANG Zhi-yong, et al. Experimental study and water-resistant mechanism of gaskets in joints of tunnel segments[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(3): 469 - 474. (in Chinese))
- [11] 龚琛杰, 丁文其. 大直径水下盾构隧道接缝弹性密封垫防水性能研究——设计方法与工程指导[J]. 隧道建设(中英文), 2018, **38**(10): 1712 - 1722. (GONG Chen-jie, DING Wen-qi. Waterproof properties of elastic sealing gaskets used in segmental joints of large-diameter underwater shield tunnels: design methodology and engineering guidance[J]. Tunnel Construction, 2018, **38**(10): 1712 - 1722. (in Chinese))
- [12] 陆明, 雷震宇, 张勇, 等. 上海长江隧道衬砌接缝和连接通道的防水试验研究[J]. 地下工程与隧道, 2008(4): 12 - 16, 67. (LU Ming, LEI Zhen-yu, ZHANG Yong, et al. Waterproofing test of lining joint and cross passage of Shanghai Yangtze River tunnel[J]. Underground Engineering and Tunnels, 2008(4): 12 - 16, 67. (in Chinese))
- [13] 陈云尧, 张军伟, 马士伟, 等. 盾构隧道管片密封垫防水失效模式及改善研究[J]. 隧道建设(中英文), 2019, **39**(6): 946 - 952. (CHEN Yun-yao, ZHANG Jun-wei, MA Shi-wei, et al. Waterproof failure mode and improvement for sealing gasket of shield tunnel segment[J]. Tunnel Construction, 2019, **39**(6): 946 - 952. (in Chinese))
- [14] 谭忠盛, 贺维国, 王梦恕. 琼州海峡工程地质条件及铁路隧道方案研究[J]. 隧道建设(中英文), 2018, **38**(1): 1 - 7. (TAN Zhong-sheng, HE Wei-guo, WANG Meng-shu. Study of engineering geological conditions and railway tunnel scheme across Qiongzhou strait[J]. Tunnel Construction, 2018, **38**(1): 1 - 7. (in Chinese))
- [15] CHEN K H, ZHANG Z, LIAO S M, et al. Durability of joint components of shield tunnel under high water pressure in erosion environment[J]. Procedia Engineering, 2016, **165**: 282 - 289.



DOI: 10.11779/CJGE202012014

# 深埋隧洞硬岩板裂化过程试验研究

胡小川<sup>1</sup>, 苏国韶<sup>1, 2</sup>, 陈冠言<sup>1</sup>, 燕柳斌<sup>1</sup>, 梅诗明<sup>1</sup>

(1. 广西大学土木建筑工程学院, 广西 南宁 530004; 2. 广西大学工程防灾与结构安全教育部重点实验室, 广西 南宁 530004)

**摘要:** 基于含孔花岗岩闪长岩试件成功再现了深部隧洞硬岩板裂化过程, 并结合实时监测系统、光学显微镜、声发射监测系统对板裂过程、“V”型板裂破坏带、板裂微观机理、特征应力、碎屑及裂纹演化特征进行详细分析。结果显示: 通过不断加载的应力路径可再现板裂化过程, 板裂主要在压应力集中区域开始孕育, 在微观上以穿晶、张性、膨胀性裂纹相互作用、联合贯穿, 并以 $33.42^{\circ} \sim 41.91^{\circ}$ 的角度相交于临空面或洞壁, 于潜在“V”型坑附近形成一系列薄岩板, 岩板厚度通常为 $101.38 \sim 120.9 \mu\text{m}$ ; 岩板不断向外鼓胀、屈曲折断, 最终在压应力集中区域形成近似对称的“V”型板裂带。板裂前期, 声发射信号主频主要集中在 $260 \sim 340 \text{ kHz}$ , 幅值主要集中在 $40 \sim 60 \text{ dB}$ , 以产生高频、低幅、小尺度裂纹为主要特征; 板裂后期,  $25 \sim 75 \text{ kHz}$ 的低频声发射信号开始出现, 且在 $25 \sim 350 \text{ kHz}$ 整个区间均有分布, 大于 $80 \text{ dB}$ 的高幅信号出现, 以低频、高幅值裂纹号出现, 低、中、高频和低、中、高幅值裂纹共存为主要特征; 板裂中期, 以主频、幅值特征介于上述二者之间的裂纹为主要特征。

**关键词:** 岩石力学; 深埋隧洞; 板裂; 物理试验; 声发射

**中图分类号:** TU458

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1000-4548(2020)12-2271-10

**作者简介:** 胡小川(1990—), 男, 博士研究生, 主要从事岩石力学与工程方面的研究工作。E-mail: h\_xchuan@163.com。

## Experimental study on slabbing process of hard rock in deep tunnels

HU Xiao-chuan<sup>1</sup>, SU Guo-shao<sup>1, 2</sup>, CHEN Guan-yan<sup>1</sup>, YAN Liu-bin<sup>1</sup>, MEI Shi-ming<sup>1</sup>

(1. School of Civil and Architecture Engineering, Guangxi University, Nanning 530004, China; 2. Key Laboratory of Disaster Prevention and Structural Safety of Ministry of Education, Guangxi University, Nanning 530004, China)

**Abstract:** Using the perforated granodiorite specimens, the slabbing of hard rock in deep tunnels is successfully reproduced. The real-time monitoring system, optical microscope and acoustic emission (AE) system are used to investigate the slabbing process, V-shaped slabbing band, micro-fracturing mechanism, characteristic stresses, fragments and crack characteristics. The results indicate that the slabbing can be reproduced by the continuously loaded stress paths. The slabbing is mainly inoculated in the region of compressive stress concentration. From a microscopic perspective, the extensile and dilatant cracks, generated in the form of trans-granular cracking, continue to interact and coalesce and then intersect with the free surface at the angle of  $33.42^{\circ} \sim 41.91^{\circ}$ , forming a series of thin plates with the thickness between  $101.38 \sim 120.9 \mu\text{m}$  near the potential V-shaped pits. Subsequently, the plates continue to bulge outward, buckle and fracture, and finally form an approximately symmetrical V-shaped band. In the early stage, the dominant frequency of AE is mainly concentrated in  $260 \sim 340 \text{ kHz}$ , and the amplitude is mainly concentrated in  $40 \sim 60 \text{ dB}$ . This stage is mainly characterized by the cracks with high frequency, low amplitude and small rupture. In the later stage, the AE with the low frequency of  $25 \sim 75 \text{ kHz}$  begins to appear, resulting in a signal distribution from 25 to 350 kHz, and the AE with high amplitude larger than 80 dB appears. This stage is characterized by the appearance of cracks with low frequency and high amplitude and the coexistence of cracks with low, medium and high frequencies and low, medium and high amplitudes. In the medium stage, the cracks with the frequency and amplitude between the two are produced.

**Key words:** rock mechanics; deep tunnel; slabbing; physical experiment; acoustic emission

## 0 引言

硬质岩石失稳过程是深部岩体工程重要研究内容<sup>[1]</sup>。近年, 在国家“深部战略”背景下, 交通隧道、隧洞、矿山开采及核废料储存等埋深不断增加, “深部问题”日趋显著。高地应力使得原生裂纹、裂隙、

节理、结构面等非连续体趋于闭合, 滑落、坍塌等浅部问题不再是深部失稳的主要形式, 应力控制的硬质

**基金项目:** 国家自然科学基金项目(41472329); 广西研究生教育创新计划资助项目(YCBZ2018025)

**收稿日期:** 2019-12-10

**\*通信作者** (E-mail: suguoshao@163.com)

岩石脆性破坏,例如板裂、片帮甚至岩爆,成为影响围岩稳定、施工进度、人员安全等的关键因素<sup>[2]</sup>。

硬质围岩板裂化现象属于典型的静态或准静态脆性破坏,其过程无明显的动力弹射现象,主要表现为在二次应力场作用下出现一系列近似平行于开挖边界的宏观裂纹或洋葱状裂纹<sup>[3-4]</sup>,裂纹密度依赖于地应力大小和方向、岩体强度及矿物晶粒尺寸和分布等因素<sup>[3]</sup>。20世纪90年代,加拿大原子能公司 ACEL 的地下实验室 URL 对 Mine-by 试验隧洞开挖过程所经历的脆性破坏进行了详细监测和分析,在现场岩体应力路径、岩体强度、板裂过程、“V”型破坏坑、脆性破坏深度、岩体支护等方面取得了丰富的成果<sup>[5-6]</sup>。例如, Martin 等<sup>[5]</sup>成功地将霍克-布朗(H-B)脆性参数  $m=0$ ,  $s=0.11$  用于脆性破坏区域深度预测,为锚杆支护设计提供了强有力信息。此后,板裂化现象不断被报道、揭示。张传庆等<sup>[7]</sup>通过对锦屏 II 深埋试验洞开挖后围岩板裂进行的详细调查,认为围岩板裂具有片状破坏、薄板状破坏、楔形板状破坏 3 类形式;吴世勇等<sup>[8]</sup>调查了锦屏 II 级水电站深埋大理岩出现的剧烈和非剧烈板裂化现象;Diederichs 等<sup>[9-10]</sup>通过对板裂的现场调查、模拟,理论分析了现场板裂化过程中的损伤产生、孕育,总结了更为“健壮”的现场岩体屈服模型。学者们对于板裂的研究促进了工程、学术界对脆性板裂化过程及机理的认识。

目前,脆性板裂多基于现场调查<sup>[4, 11]</sup>,而现场复杂的地质、应力条件使板裂化过程受结构面、爆破扰动等因素的影响,造成板裂过程、机制存在很多疑问。同时,现场调查尺度较大,监测/研究手段、数据精度方面还有待改进,板裂微观孕育过程及机理仍不清晰。基于此,宫凤强等<sup>[12-13]</sup>采用砂岩成功模拟了深埋圆形、直拱隧洞遭遇的板裂化现象;周辉等<sup>[14]</sup>通过现场调查、室内模型试验分析了深埋隧洞板裂屈曲岩爆机制,并认为结构面对板裂屈曲岩爆有重要影响;候哲生等<sup>[11]</sup>采用长方体大理岩验证了锦屏 II 级隧洞中出现的张拉、剪切型片帮;Haimson<sup>[15]</sup>采用偏光显微镜详细调查了花岗岩、石灰岩、砂岩等钻孔试件真三轴条件下的孔洞失稳机理;Zhao 等<sup>[16]</sup>结合长方体试件进行了卸荷岩爆试验,发现小的卸荷速率会导致板裂。然而,板裂化是一个非常复杂的过程,涉及微观裂纹的产生、孕育及联合<sup>[10]</sup>,以上研究更加侧重于现象学调查,而对板裂过程、微裂纹孕育路径及密度等量化研究较少,而这些信息有助于揭示板裂化过程及机理,为现场板裂预测、支护提供借鉴。

本文从现场板裂应力路径出发,采用合理的室内加载方式,结合视频监测系统、声发射系统、光学扫描对硬质花岗闪长岩板裂孕育过程、“V”型破坏带、

特征应力、碎屑特征和微裂纹特征进行详细、量化研究,为深入揭示板裂过程、机制提供参考。

## 1 试验设计

### 1.1 试件制备

本试验选取广东肇庆浅白色花岗闪长岩作为试验对象,该花岗岩弹性模量约 32.2 GPa,单轴压缩强度 UCS 约 135 MPa,属于典型硬脆性岩石。宏观及偏光观察显示该花岗岩属于显晶结构,见图 1,主要由 39%斜长石、28%石英、18%钾长石、7%黑云母、3%角闪石及 5%其他组成,矿物晶粒相互镶嵌、内锁,晶粒直径为 0.6~5.0 mm,属于细中晶粒花岗岩。电子显微镜观察显示,岩石内部存在一些原生裂隙、孔洞。花岗闪长岩基本物理、力学参数:密度为 2687 kg/m<sup>3</sup>,单轴强度为 135 MPa,弹性模量为 32.2 GPa,纵波波速为 4.5 km/s。岩样尺寸为 150 mm×150 mm×150 mm,孔洞直径为 50 mm,加工精度按照国际岩石力学协会标准执行,见图 1。孔洞的主要影响范围为 3~5 倍洞半径,本试验中试件尺寸和洞直径比为 3,尺寸较合理。

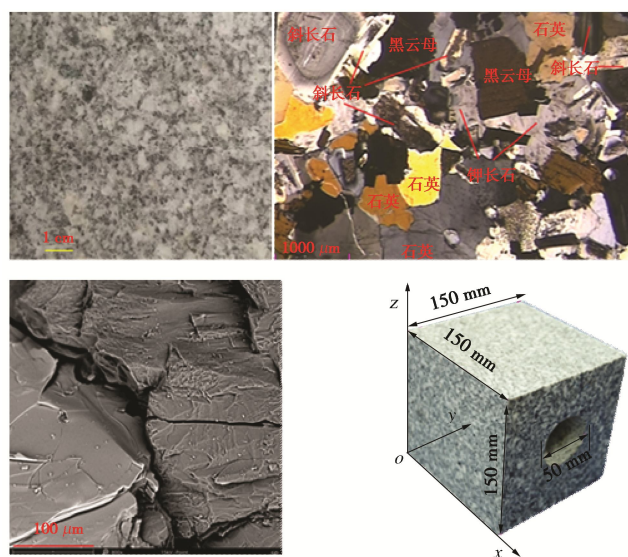


图1 宏观、微观观测及试件

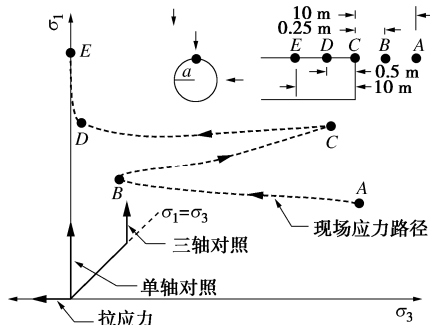
Fig. 1 Macro- and micro-scopic observation and specimen

### 1.2 应力路径

#### (1) 现场板裂应力路径和模拟策略

图2为 Mine-by 试验洞掌子面推进过程中反演的围岩主应力演变过程,可见掌子面推进过程中围岩经历不断加/卸载。最小主应力(压为“+”)在掌子面前经历了卸荷、加载,但掌子面后一直处于卸荷状态(“C”点后);最大主应力在掌子面前、后均处于不断加载状态,当掌子面经历“C”点后,隧洞切向应力为最大主应力,切向应力集中非常明显。此外,围岩还会经历应力旋转<sup>[6, 17]</sup>。综上,掌子面推进过程伴

随着开挖卸荷和切向应力集中, 当集中的切向应力超过围岩强度且开裂完全耗散了围岩存储的弹性应变能时, 发生板裂破坏, 虽然卸荷导致围岩强度下降, 但可认为现场开挖、掘进导致的切向应力集中是板裂的主要原因。因此, 本试验可通过不断施加竖向 ( $z$  向) 荷载来模拟现场切向应力的不断集中, 室内再现硬质岩石板裂现象。

图 2 现场板裂应力路径<sup>[17]</sup>Fig. 2 In-situ slabbing stress paths<sup>[17]</sup>

### (2) 室内板裂应力路径

图 3 为板裂试验加载路径: ①  $\sigma_y$ ,  $\sigma_z$  同时开始加载至 10 MPa; ②  $\sigma_y$  保持不变, 继续加载  $\sigma_z$  至试件左右两侧出现明显的“V”带状型破坏后停止加载。加载采用负荷控制, 速率为 0.05 MPa/s。深部开挖中, 隧洞最小主应力在数兆帕到数十兆帕间有分布<sup>[2]</sup>。因此, 本文将  $\sigma_y$  设置为 10 MPa 在一定程度上能有效、真实地揭示现场地应力条件。

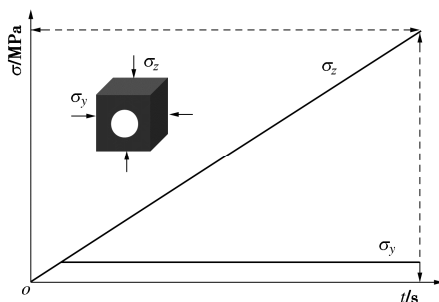


图 3 加载应力路径

Fig. 3 Loading stress paths

### 1.3 试验系统

图 4 为试验系统, 包括加载系统、视频监控系统 (图 5) 与声发射监测系统 (图 6)。视频监控系统由录像机 (30 帧/s) 和无线传输视频监控器组成, 用于实时观测板裂过程。声发射传感器工作频率为 125~750 kHz, 共振频率为 140 kHz, 采样率为 1 MHz。试验中, 试件  $x$  向的两个自由面各布置 3 个直径为 6 mm 的传感器 Nano30, 见图 5, 并采用美国声发射公司第三代声发射系统 PCI-3 收集、记录信号, 信号阈值和增益均设置为 40 dB。此外, 探头和试件表面间涂抹

少量黄油, 以减少声发射信号衰减。

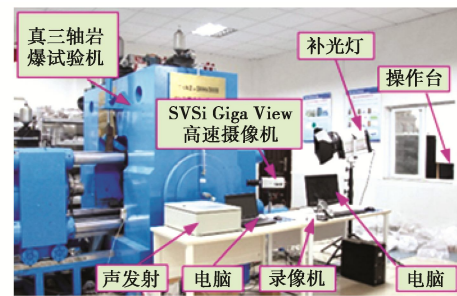


图 4 真三轴试验系统

Fig. 4 True triaxial testing system

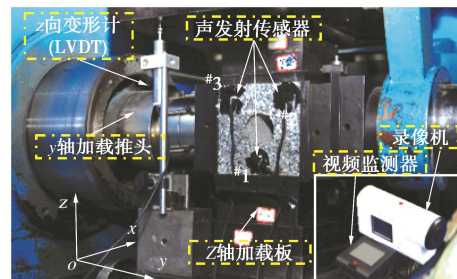


图 5 加载装置与视频监控系统

Fig. 5 Loading devices and observation system

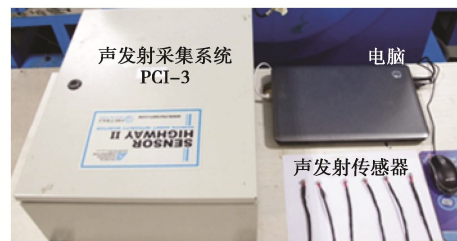


图 6 声发射监测系统

Fig. 6 AE monitoring system

## 2 试验结果

本文对试件 A1, A2 分别进行板裂试验, 得到的板裂过程及结果较为一致, 考虑到文章篇幅限制, 仅对试件 A1 进行分析, 其板裂化过程见图 7。当  $\sigma_z$  加载至 113.45 MPa 时, 右侧边墙发生小颗粒弹射, 见图 7 (a); 随后 5 s, 当  $\sigma_z = 113.72$  MPa 时, 左侧洞壁发生小颗粒弹射, 见图 7 (b); 当  $\sigma_z = 115.12$  MPa 时, 首先在右侧边墙端部出现局部板裂, 并沿洞壁和洞轴线向内发育, 岩板折断后滑落, 见图 7 (c) ~ (f); 当  $\sigma_z = 122.10$  MPa 时, 左侧边墙出现明显膨胀, 肉眼可见边墙已发生明显变形, 并伴有屈曲趋势。右侧边墙有明显、稳定的板裂出现, 岩板屈曲明显, 破坏在右侧边墙开始产生并沿洞轴线向里发育, 折断岩板沿洞壁滑下, 见图 7 (g)。实际上, 屈曲总是以岩板向临空面鼓胀、折断为特征, 这源于围岩内部对岩板有明显的约束, 而临空面则为岩板向外鼓胀提供了必要



的空间条件。此时,隧洞肉眼可见明显体积变形; $z$ 向应力不断集中,左侧边墙鼓胀变形越来越明显,而右侧边墙持续发生板裂、屈曲和岩板滑落。板裂化过程中,围岩内部的能量主要用于新裂纹产生和宏观裂纹发育,能量耗散及破坏过程相对缓慢,无多余能量用于碎屑弹射,屈曲后岩板仍残留在边墙;当 $\sigma_z=129.98$  MPa 时,隧洞左侧围岩明显向外鼓胀、弯曲变形,形成一条宏观鼓胀带,有明显屈曲趋势,见图 7 (h);随后,左侧边墙不断膨胀,右侧边墙持续劈裂、屈曲,直至 $\sigma_z=132.08$  MPa 时,左侧边墙发生

屈曲,劈裂导致的岩板发生折断,此时左、右两侧板裂化现象明显,见图 7 (k);随着 $z$ 向荷载继续增加,左、右边墙不断鼓胀、屈曲,持续板裂,屈曲后的岩板、碎屑均以稳定的方式滑落至隧洞底部或残留在边墙,无弹射现象;当 $\sigma_z=137.51$  MPa 时,板裂化贯穿左、右边墙,形成几乎对称的板裂带,见图 7 (m);随后,两侧边墙破坏程度不断增加,板裂带面积、深度进一步增大,板裂化加剧,隧洞不可恢复变形越来越大,大量屈曲后的岩板悬留在破坏坑上下侧,见图 7 (n) ~ (p),岩样最终破坏形态见图 7 (p)。

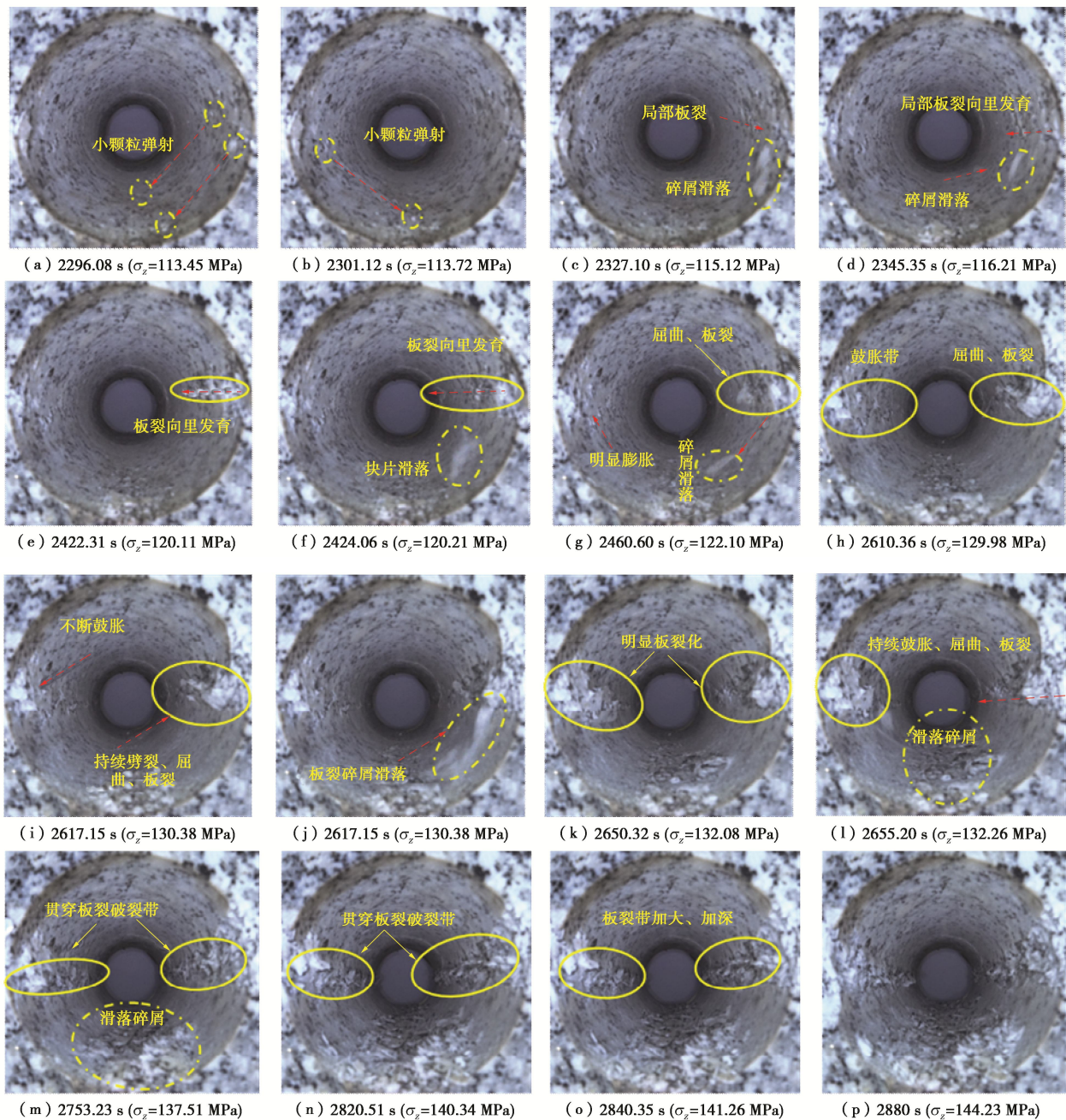


图 7 板裂化过程

Fig. 7 Slabbing process

### 3 板裂化试验结果分析

#### 3.1 板裂化机制分析

假定岩石均值、各向同性且峰前应力-应变呈线弹性, 则开挖导致的围岩应力重分布规律满足柯西公式<sup>[15]</sup>。因此, 环向应力 $\sigma_\theta$ 沿起拱线逐渐减小, 径向应力 $\sigma_r$ 则由开挖边界向模型边界不断增加, 直至趋于初始水平地应力, 见图 8。裂纹的产生依赖于围压 $\sigma_3$ , 而裂纹孕育长度 $c$ 却同最小主应力 $\sigma_3$ 和最大主应力 $\sigma_1$ 的比值呈反比<sup>[17]</sup>, 见图 8。在此, 假定围岩内部存在格里菲斯裂纹, 则当应力满足起裂要求时, 岩石内部微裂纹开始产生, 而随 $\sigma_r$  (与 $\sigma_3$ 等效) 沿起拱线增加, 裂纹产生越来越难, 直至不再产生; 同时, 不断减小的 $\sigma_\theta$  (与 $\sigma_1$ 等效) 导致 $\sigma_3/\sigma_1$ 越来越大, 板裂导致的岩板长度不断减小。因此, 在压应力集中区域易形成潜在的“V”型坑或带。

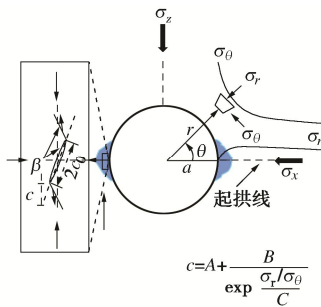


图 8 受力机制

Fig. 8 Stress mechanism

基于以上分析和视频观测, 板裂机制可总结为图 9。环向应力 $\sigma_\theta$ 不断集中, 微裂纹首先在压应力集中区域产生, 且越远离洞壁, 微裂纹越少, 见图 9 (a); 压应力继续集中, 靠近洞壁的微裂纹开始在晶粒级别相互作用。微裂纹以张拉、穿晶为主, 矿物晶粒内部通常有一条或数条裂纹, 见图 9 (b); 荷载进一步增加, 围岩内部开始产生贯穿裂纹, 形成岩板, 并不断向外鼓胀、变形, 见图 9 (c); 岩板弯曲至一定程度时, 发生屈曲破坏, 折断岩板部分滑落, 部分残留在洞壁, 形成板裂, 见图 9 (d)。

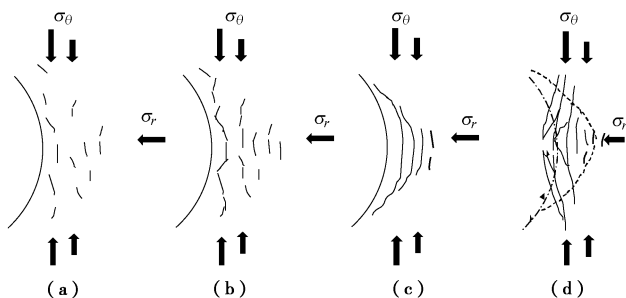


图 9 板裂机制

Fig. 9 Slabbing mechanism

#### 3.2 板裂化“V”型破坏带

图 10, 11 为板裂化结果, 可见两个几乎对称的“V”型破坏带分布在边墙, 方向同 $\sigma_y$ 一致, 其边墙表层破坏区域较宽, 沿着 $\sigma_y$ 方向越向边界靠近, 破坏范围越窄。“V”型破坏带表面呈锯齿状, 板裂导致的岩板明显有被折断痕迹, 大量岩板仍悬留洞壁, 见图 10。大量现场调查表明, 破坏区域方向总是同 $\sigma_3$  (等效于本次试验 $\sigma_y$ ) 保持一致<sup>[17]</sup>, 且都近似以“V”型坑或带的形式呈现, 而和隧洞几何结构、尺寸无关, 说明就破坏模式而言, 室内板裂和现场板裂一致。

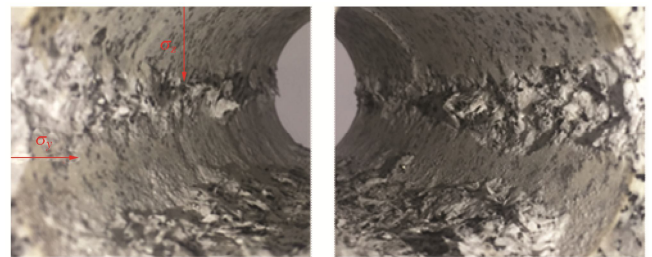


图 10 左右边墙破坏

Fig. 10 Failure results of sidewalls

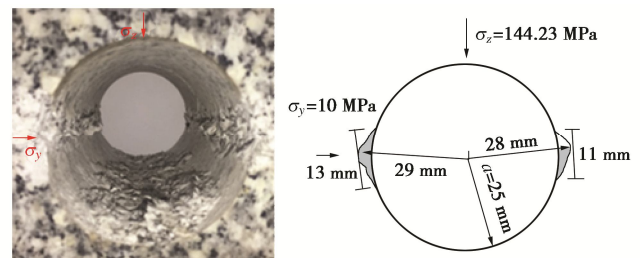


图 11 破坏结果

Fig. 11 Failure results

图 11 的破坏结果显示, 洞顶、洞底并无明显宏观张拉裂纹, 同 Mine-by 隧洞的破坏情况一致<sup>[17]</sup>。试验后, 清理碎屑, 描绘和测量“V”型坑的轮廓、平均深度及宽度, 其左、右两侧平均深度分别为 4, 3 mm。研究表明, 板裂化等效深度 $D_f$  (mm) 和孔洞半径 $a$  (mm)、剥落强度 $\sigma_{sm}$  (MPa) 和最大环向应力 $\sigma_{\theta\theta}$  (MPa) 有关<sup>[18]</sup>:

$$\frac{D_f}{a} = 0.48 \pm 0.1 + 0.5 \frac{\sigma_{\theta\theta}}{\sigma_{sm}} \quad (1)$$

其参数具体定义见图 12。本次试验最终破坏时的竖向应力 $\sigma_z$ 为 144.23 MPa, 参考柯西公式理论计算得到最大环向应力 $\sigma_{\theta\theta}$ 为 422.69 MPa; 当 $\sigma_z$ 为 122.10 MPa 时, 认为板裂化开始, 对应环向应力为剥落强度, 即 $\sigma_{sm}$ 为 356.30 MPa。最后, 左、右侧应力和深度规律见图 12 所示, 同式 (1) 一致, 有效揭示了现场钻孔、现场板裂化规律, 也暗示钻孔得到的经验深度式 (1) 同样适合于室内试验。



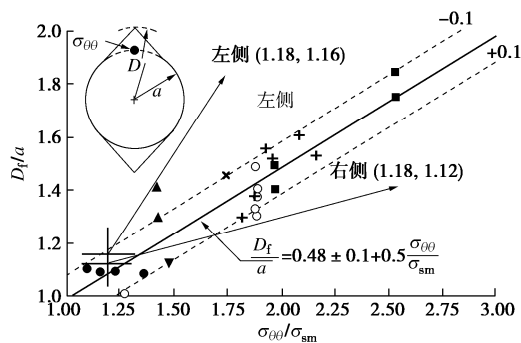


图 12 板裂深度和应力之间的关系<sup>[18]</sup>

Fig. 12 Relationship between slabbing depth and stress<sup>[18]</sup>

为调查板裂微观孕育过程及机理,对某截面“V”型坑附近岩石进行切片,并将切片用于偏光显微镜观察,切片垂直于洞轴线,处于 $y-z$ 平面,见图 13。图 14 为偏光显微镜照片,可见“V”型坑附近的大量近似平行于 $\sigma_z$ 方向的穿晶、张性微裂纹,几乎无剪切、摩擦痕迹。当微裂纹向远离起拱线发育时,裂纹路径发生了偏转,向靠近洞壁或临空面方向发育。虽然这些近似平行洞壁的张性、膨胀裂纹为“V”型坑形成过程的主要微观机理,但其路径并不单一,而以一种曲折、复杂的路径孕育、延伸和联合。大量裂纹穿过了钾长石、斜长石和石英,而强度较高的黑云母却保持完整,裂纹沿黑云母边缘发育、延伸,说明矿物成分对微观破坏过程及机理有重要影响,不同矿物成分的岩石可能会有不同的微观板裂机理。

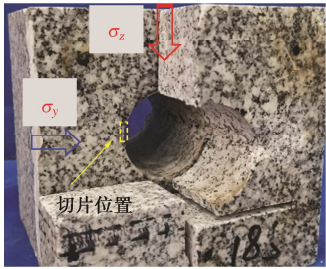


图 13 切片位置

Fig. 13 Slicing position

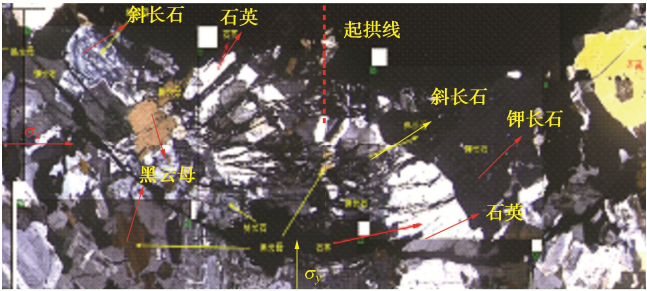


图 14 “V”型坑附近微观破坏

Fig. 14 Micro-fracturing around V-shaped zone

图 15 为局部裂纹孕育路径,可以清晰地看出裂纹

路径在遇到黑云母时发生了偏转(黄色点画线),这时裂纹往往绕着黑云母和其他矿物晶粒的边界继续发育。大量近似平行的微裂纹相互作用、联合,形成宏观裂纹,最终导致围岩内部产生近似平行的岩板。此外,有的宏观裂纹之间还可见岩桥,即相邻平行裂纹在相互连接、作用时会二者之间出现了菱形的小碎块。同时,图 14 还可见围岩内部大量近似平行岩板都发生了明显的屈曲,并向临空面鼓胀、变形,最终形成宏观板裂。因此,偏光显微镜图片从微观角度清晰揭示了板裂过程及机理。

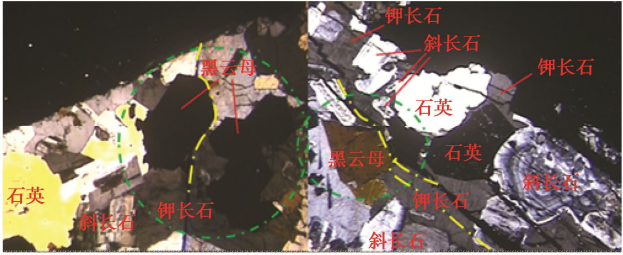


图 15 局部破坏

Fig. 15 Local failure

图 16 为切片反光镜下的微观观测结果。为量化衡量破坏区域,对图 16 中的 3 个矩形区域内部微裂纹路径、分布及密度进行了识别。区域 1 中共计 7 条微裂纹,将宽度为  $811\text{ }\mu\text{m}$  的区域 1 近似分割成 8 份微岩板,平均岩板宽度为  $101.38\text{ }\mu\text{m}$ ;区域 2 中共计 8 条微裂纹,将宽度为  $902\text{ }\mu\text{m}$  的区域 2 近似分割成 9 份微岩板,平均岩板宽度为  $100.2\text{ }\mu\text{m}$ ;区域 3 中共计 6 条微裂纹,将宽度为  $846\text{ }\mu\text{m}$  的矩形区域 3 近似分割成 7 份微岩板,平均岩板宽度  $120.9\text{ }\mu\text{m}$ 。因此,可获得裂纹在岩石内部的密度,分别为  $0.00863\text{ 条}/\mu\text{m}$ ,  $0.00887\text{ 条}/\mu\text{m}$  和  $0.00709\text{ 条}/\mu\text{m}$ ,平均为  $0.00820\text{ 条}/\mu\text{m}$ 。矿物颗粒分布为  $0.6\sim 5\text{ mm}$ ,因此室内板裂化破坏在矿物颗粒级别,且一般条件下矿物颗粒被一条或多条微裂纹穿晶、分割。

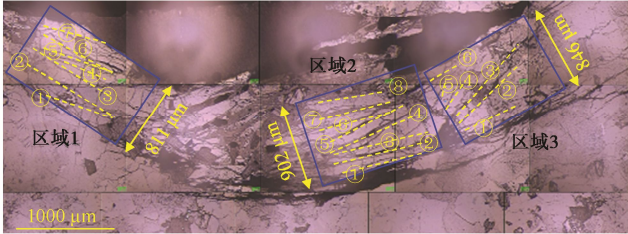


图 16 “V”型坑裂纹密度

Fig. 16 Fracture density around V-shaped zone

宏观、微观观察都显示,微裂纹远离起拱线时其发育路径会发生偏转,不再近似平行边界,而是与边界以一定角度相交。图 17 为量化微观裂纹在远离起拱线处与边界相交角度调查,其中坐标方向与图 14

及全文的坐标方向一致。结果显示, 微裂纹孕育角度分布为  $33.42^{\circ} \sim 41.91^{\circ}$ , 且越是靠近临空面的裂纹和  $z$  向角度越小, 即越是与临空面平行。

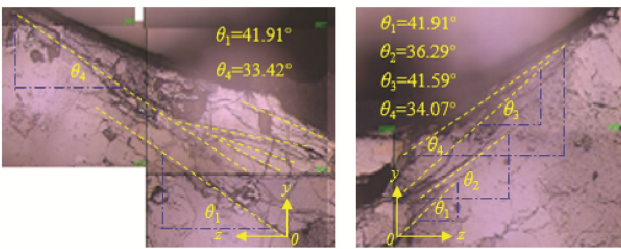


图 17 裂纹在洞壁的孕育角度

Fig. 17 Fracture angle near opening wall

3.3 特征应力

颗粒弹射、板裂化开始、明显板裂化是板裂化孕育过程中的关键阶段, 能有效地揭示应力水平和微观、宏观破坏之间的关系。通过视频, 可确定这些关键阶段对应的竖向特征应力  $\sigma_z$ , 进而量化衡量板裂孕育过程。特征应力结果见表 1, 其中微裂纹产生、联合时对应的竖向应力  $\sigma_{ci}$  和  $\sigma_{cd}$  可参考 Chang 等<sup>[19]</sup>。由表 1 可知, 环向起裂应力为 212 MPa, 显著高于单轴压缩试验的起裂水平, 归一化  $\sigma_{\theta} / \sigma_{\theta \max}$  为 0.55, 同本文单轴压缩试验中的起裂应力水平  $\sigma_{ci} / \text{UCS}$  (0.5) 一致。此外, 表 1 中损伤应力  $\sigma_{cd}$  和板裂化开始的应力基本一致。研究表明, 大量裂纹的相互作用、联合代表宏观破坏的开始<sup>[2]</sup>, 说明结果合理。然而, 二者归一化后的值较高, 这与板裂时围岩所处应力状态有关<sup>[20]</sup>。出现明显板裂化时洞壁切向应力  $\sigma_{\theta}$  明显高于 UCS, 这源于钻孔尺寸具有的尺寸效应, 这一现象和 Martin 等<sup>[17]</sup>的试验结果类似。

表 1 试件特征应力

Table 1 Characteristic stresses of specimens

特征应力	时间/s	$\sigma_z$ /MPa	$\sigma_{\theta}$ /MPa	$\sigma_{\theta} / \sigma_{\theta \max}$
起裂应力 $\sigma_{ci}$	1547.64	74.00	212.00	0.55
明显颗粒弹射	2301.12	113.72	331.16	0.86
损伤应力 $\sigma_{cd}$	2563.56	127.50	372.50	0.96
板裂化开始	2460.60	122.10	356.30	0.92
明显板裂化	2650.32	132.08	386.24	1.00

3.4 碎屑特征

图 18 为试验过程中的碎屑, 对于碎屑粒径大于 9.5 mm 的粗粒径碎屑, 逐个测量其长度和厚度。经测量可知, 4 块粗粒径碎屑的长度/厚度分别为 21.50 mm/2.00 mm、18.10 mm/2.5 mm、19.10 mm/2.10 mm 和 20.00 mm/1.50 mm, 占总碎屑质量 8.6%; 图 18 显示直径为 2.36~4.75 mm 的碎屑占比最高, 为 20.4%; 总体分布来看, 板裂产生的碎屑粒径主要分布为 0.15~4.75 mm, 占总碎屑质量 82.4%。碎屑主要呈薄

板状, 同张传庆等<sup>[7]</sup>记录的现场板裂碎屑具有类似几何结构。

图 19 为碎屑的细观结构。镜头放大 100 倍时, 碎屑表面并不光滑, 矿物晶粒结构被破坏; 镜头放大 500 倍时, 碎屑表面有极小的碎屑颗粒。此外, 断口表面破坏分为两种: ①整齐的垂直于视野方向穿晶、张拉破坏; ②稍微倾斜于视野方向的破坏, 该破坏有剪切的痕迹, 破坏表面相对不光滑。图 19 还显示了碎屑表面三维扫描结果, 颜色代表碎屑表面相对高度, 且沿箭头方向厚度不断增加, 屈曲、折断处的厚度比远离起拱线处的厚度大约高 91.51  $\mu\text{m}$ 。因此, 碎屑特征同 Mine-by 试验洞现场收集的碎屑具有的特征一致<sup>[6]</sup>, 皆是屈曲折断处的厚度最大, 远离起拱线厚度减小。

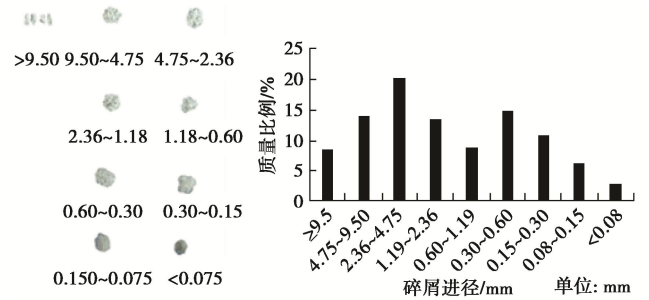


图 18 碎屑及碎屑分布

Fig. 18 Fragments and mass distribution

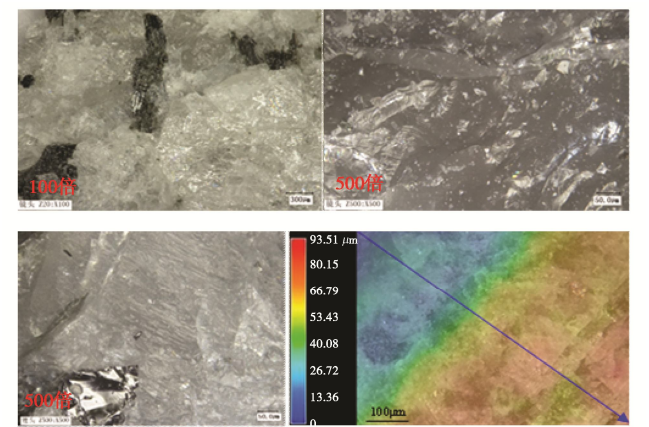


图 19 碎屑超景深三维显微镜扫描

Fig. 19 3D hyper-focal distance microscopic images of fragments

3.5 裂纹演化特征

图 20 为板裂过程声发射信号主频特征, 其范围为均为 0~475 kHz。因此, 本文将 0~75 kHz, 75~225 kHz, 225~475 kHz 3 个频段分别称作低频、中频和高频。Cai 等<sup>[21]</sup>指出声发射主频与岩石内部开裂相关, 高频信号源自小尺度裂纹, 大尺度裂纹对应低频信号。因此, 声发射主频可作为反映裂纹尺度的重要指标。同样, 按声发射幅值划分 40~60 dB, 60~80 dB, 80~99 dB 3 个区间, 分别称低幅、中幅、高幅, 见图 21。幅值大小和能量正相关, 也可用于反映破裂尺度。因此, 本文采用声发射主频、幅值两个指标揭示板裂过



程的裂纹演化特征。

由图 20 可知,加载区 I (前期) 声发射信号主频主要分布为 260~340 kHz,属于高频信号,有少量中、低频信号,且幅值较低,分布为 40~60 dB。因此,该阶段以高频、低幅、低能量的小尺度裂纹为主;加载区 II (中期) 的声发射信号主频主要分布为 25~350 kHz,中、低频信号出现,但仍以高频信号为主,幅值处于低、中水平,分布为 40~80 dB,且 60~80 dB 的中幅信号在该阶段开始出现并不断增加。因此,该阶段以产生低、中、高频和低、中幅值信号的裂纹为主,低、中主频和中幅值裂纹开始出现为特征,伴有中等尺度裂纹;加载区 III (后期) 信号主频主要分布为 25~350 kHz,低、中、高频均有分布,幅值分布为 40~99 dB,大于 80 dB 的高幅信号开始出现。因此,该阶段以高幅值裂纹出现,低、中、高频和低、中、高幅裂纹共存为主要特征,伴随大量小、中、大尺度的裂纹,宏观板裂正在形成。从图 21 可以看出,高幅信号在 25~75 kHz, 125~225 kHz, 250~325 kHz 对应的低、中、高频区间均有分布,即高幅值裂纹不一定都具有低主频特征。

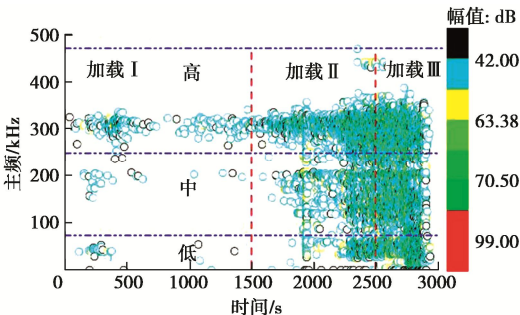


图 20 声发射主频、幅值特征

Fig. 20 Dominant frequencies and amplitudes of AE

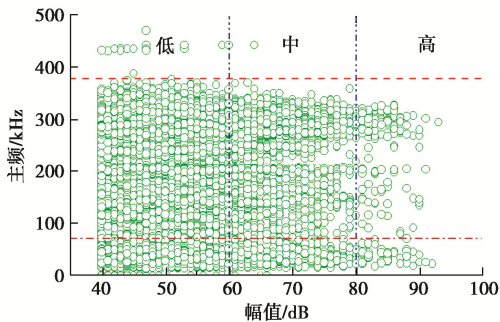


图 21 主频和幅值关系

Fig. 21 Relationship between dominant frequency and amplitude

图 22, 23 为试件 A1 板裂孕育过程裂纹的声发射幅值和主频。可见,板裂主要以幅值为 40~60 dB 的低、中幅值裂纹为主,且幅值超过 45 dB 时,幅值越高的裂纹越少,见图 22。同时,板裂过程主要以高主频裂纹为主,其次是低主频裂纹,中主频裂纹最少,

且不同主频的各中频裂纹数量大致相等,见图 23。因此,声发射信号所具有的主频、幅值信息有效揭示了板裂孕育过程的裂纹演化特征。

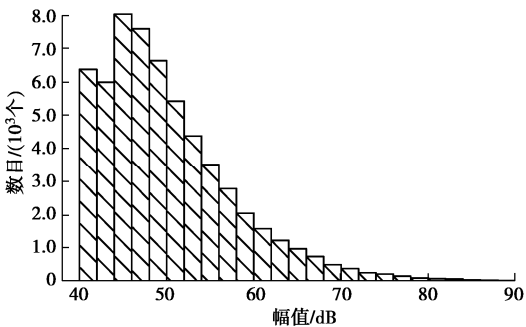


图 22 幅值统计

Fig. 22 Statistics of amplitude

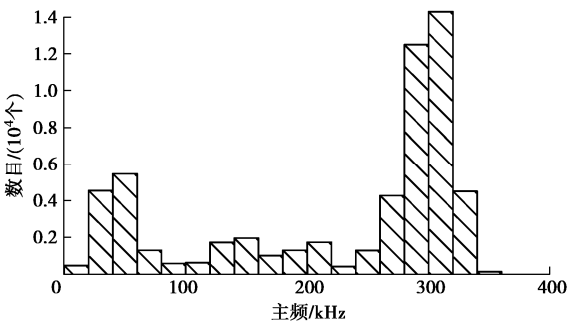


图 23 主频统计

Fig. 23 Statistics of dominant frequency

## 4 讨 论

### 4.1 岩性对板裂化的影响

本文仅进行了花岗闪长岩板裂试验,得到了板裂微观机理由张性、膨胀性、穿晶裂纹主导。研究表明<sup>[15]</sup>,岩性对开裂、破坏模式等有重要影响,因此岩性可能会由于自身矿物成分差别而导致不同的板裂过程及机理。图 24 为本文花岗闪长岩、砂岩和石灰岩的板裂模式。砂岩、石灰岩破坏结果和本文的“V”型板裂带类似,但其孕育机制有显著差别。花岗闪长岩板裂过程存在明显岩板鼓胀、屈曲,产生的碎屑沿轴向完整性较差、尺寸较小,破坏带表面十分粗糙,见图 24(a)。砂岩板裂试验显示,形成的岩板未见(或不明显)鼓胀、屈曲,且尺寸较大,破坏带表面相对光滑,更倾向于压剪板裂,见图 24(b)。石灰岩同砂岩的板裂机理类似,内部形成一系列的板状岩片,但岩片仍未见有屈曲的痕迹,似乎也是压剪导致的“V”型坑,见图 24(c)。因此,即使宏观破坏都以板裂呈现,其微观机制可能完全不同,调查、理解板裂过程及机制时应参考矿物成分、矿物比例等这些体现岩性的因素,综合分析板裂现象,这有助于从本质上揭示板裂过程及机理,为工程提供借鉴。

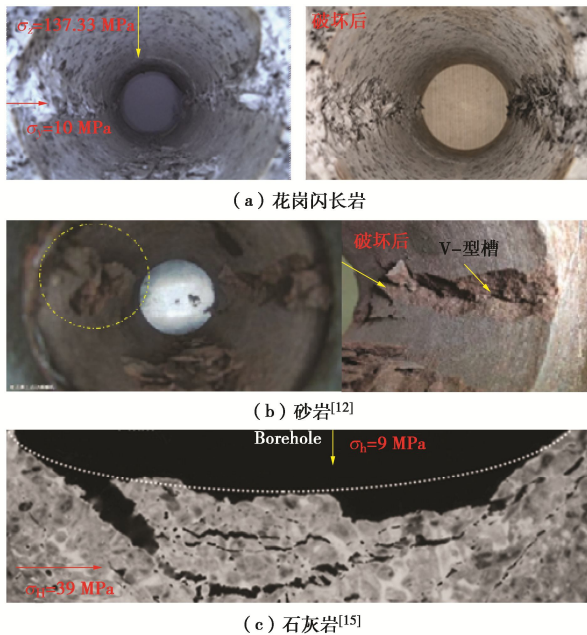


图 24 岩性对板裂影响

Fig. 24 Influences of lithofacies on slabbing

#### 4.2 板裂与岩爆

岩爆和板裂是常见的两种破坏模式,二者较为相似,通常都以“V”型坑为特征。因此,“V”型坑不能作为区分二者的关键点。例如,锦屏 II 水电站某洞段在采用钻爆法和 TBM 法开挖过程中出现了应变型岩爆,破坏均以“V”岩爆坑呈现<sup>[2]</sup>,见图 25;而 Mine-by 试验洞开挖(力学开挖)过程中所遭遇的破坏则是板裂,同样以“V”型破坏坑呈现<sup>[6]</sup>。因此,岩爆和板裂很容易被混淆,但在地下工程稳定性评价中应被区别对待。当积累在围岩内部的应变能超过其开裂需要的能量,多余的能量会转化为动能,导致岩石碎片高速喷射(可达 10 m/s)<sup>[2]</sup>,形成岩爆。板裂则是稳定、缓慢的破坏,碎屑一般缓慢分离母岩,围岩内部在开裂后并无多余应变能。因此,碎屑是否以较快的速度分离母岩可被用作区分板裂和岩爆的一个一般性指标。硬、脆性开挖过程中,板裂可作为岩爆的先驱或前兆信息<sup>[14]</sup>,但板裂化并不一定导致岩爆,具体与地应力水平、围岩局部刚度及峰后行为等因素有关。故板裂化只是岩爆(应变型)的必要而非充分条件。

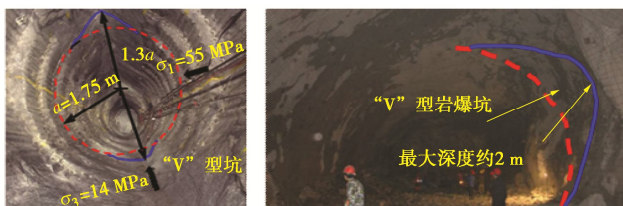
图 25 板裂<sup>[6]</sup>和岩爆破坏<sup>[2]</sup>

Fig. 25 Slabbing and rockburst

## 5 结 论

本文成功再现了深埋硬质岩石板裂化过程,并结

合实时摄像监测装置、声发射系统监、光学显微镜从宏观、微观角度详细调查了硬质岩石板裂化过程。

(1) 不断加载的应力路径可在室内模拟现场板裂,且模拟的板裂过程、结果同现场具有很好的一致性,有助于揭示现场深埋隧洞硬质岩石板裂过程及机理。

(2) 板裂主要发生在压应力集中区域,机制为在压应力不断集中作用下内部微裂纹产生、孕育及相互作用,形成岩板并不断鼓胀、屈曲,发生板裂,最终出现近似对称的“V”型板裂带。

(3) 板裂过程由张性、穿晶、膨胀性微观裂纹主导,并以 0.00820 条/ $\mu\text{m}$  的密度在起拱线附近以近似平行于临空面的方式孕育,且随着远离起拱线,孕育路径发生偏转并以  $33.42^\circ \sim 41.91^\circ$  相交于临空面,最终形成一系列近似平行的厚度为 101.38~120.9  $\mu\text{m}$  的岩板,有效揭示了“V”型坑定量化孕育问题。

(4) 板裂过程中主要以主频信号分布在 250~350 kHz,幅值主要分布在 40~99 dB 的裂纹为主。板裂前期,以主频信号主要分布在 260~340 kHz,幅值主要集中在 40~60 dB 的高主频、低幅值小尺度裂纹为主;板裂后期,裂纹主频信号分布在 25~350 kHz 整个区间,幅值分布为 40~99 dB,且大于 80 dB 的大尺度裂纹开始出现;板裂中期以主频、幅值特征介于上述二者之间的裂纹为主导。

(5) 板裂受最小主应力、中间主应力影响,而本文仅研究了 y 向(最小主应力方向)荷载为 10 MPa 下的板裂过程。因此,最小主应力、中间主应力对板裂过程、机制的影响研究还需开展。

#### 参考文献:

- [1] 钱七虎. 地下工程建设安全面临的挑战与对策[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, 31(10): 1945 - 1956. (QIAN Qi-hu. Challenges faced by underground projects construction safety and countermeasures[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, 31(10): 1945 - 1956. (in Chinese))
- [2] 冯夏庭. 岩爆孕育过程的机制, 预警与动态调控[M]. 北京: 科学出版社, 2013. (FENG Xia-ting. Mechanism, Warning and Dynamic Control of Rockburst Development Processes[M]. Beijing: Science Press, 2013. (in Chinese))
- [3] CAI M. Influence of intermediate principal stress on rock fracturing and strength near excavation boundaries- insight from numerical modeling[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2008, 45(5): 763 - 772.
- [4] JIANG Quan, FENG Xia-ting, FAN Yi-lin, et al. In situ experimental investigation of basalt spalling in a large underground powerhouse cavern[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2017, 68: 82 - 94.

- [5] MARTIN C D. Hoek-Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1999, **36** (1): 136 - 151.
- [6] READ R S. 20 years of excavation response studies at AECL's Underground Research Laboratory[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2004, **41**(8): 1251 - 1275.
- [7] 张传庆, 冯夏庭, 周 辉. 深部试验隧洞围岩脆性破坏及数值模拟[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, **29**(10): 2063 - 2068. (ZHANG Chuan-qing, FENG Xia-ting, ZHOU Hui, et al. Brittle failure of surrounding rock mass in deep test tunnels and its numerical simulation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, **29**(10): 2063 - 2068. (in Chinese))
- [8] 吴世勇, 龚秋明, 王 鸽. 锦屏 II 级水电站深部大理岩板裂化破坏试验研究及其对 TBM 开挖的影响[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, **29**(6): 1089 - 1095. (WU Shi-yong, GONG Qiu-ming, WANG Ge, et al. Experimental study of slabbing failure for deep-buried marble at Jinping II Hydropower Station and its influences on TBM excavation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, **29**(6): 1089 - 1095. (in Chinese))
- [9] DIEDERICH S M, KAISER P K, EBERHARDT E. Damage initiation and propagation in hard rock during tunnelling and the influence of near-face stress rotation[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2004, **41**(5): 785 - 812.
- [10] DIEDERICH S M. The 2003 Canadian Geotechnical Colloquium: Mechanistic interpretation and practical application of damage and spalling prediction criteria for deep tunnelling[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2007, **44**(9): 1082 - 1116.
- [11] 侯哲生, 龚秋明, 孙卓恒. 锦屏二级水电站深埋完整大理岩基本破坏方式及其发生机制[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, **30**(4): 727 - 732. (HOU Zhe-sheng, GONG Qiu-ming, SUN Zhuo-heng. Primary failure types and their failure mechanisms of deep buried and intact marble at Jinping II hydropower station[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, **30**(4): 727 - 732. (in Chinese))
- [12] 宫凤强, 罗 勇, 司雪峰, 等. 深部圆形隧洞板裂屈曲岩爆的模拟试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, **36**(7): 1634 - 1648. (GONG Feng-qiang, LUO Yong, SI Xue-feng, et al. Experimental modelling on rockburst in deep hard rock circular tunnels[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, **36**(7): 1633 - 1648. (in Chinese))
- [13] 宫凤强, 罗 勇, 刘冬桥. 深部直墙拱形隧洞围岩板裂破坏的模拟试验研究[J]. 岩土工程学报, 2019, **41** (6): 1091 - 1100. (GONG Feng-qiang, LUO Yong, LIU Dong-qiao. Simulation tests on spalling failure in deep straight-wall-top-arch tunnels[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(6): 1091 - 1100. (in Chinese))
- [14] 周 辉, 徐荣超, 卢景景. 深埋隧洞板裂屈曲岩爆机制及物理模拟试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, **34**(增刊 2): 3658 - 3666. (ZHOU Hui, XU Rong-chao, LU Jing-jing, et al. Study on mechanisms and physical simulation experiment of slab buckling rockburst in deep tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, **34**(S2): 3658 - 3666. (in Chinese))
- [15] HAIMSON B. Micromechanisms of borehole instability leading to breakouts in rocks[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2007, **44** (2): 157 - 173.
- [16] ZHAO X G, WANG J, CAI M, et al. Influence of unloading rate on the strainburst characteristics of Beishan granite under true-triaxial unloading conditions[J]. Rock mechanics and Rock engineering, 2014, **47**(2): 467 - 483.
- [17] MARTIN C D. Seventeenth Canadian geotechnical colloquium: the effect of cohesion loss and stress path on brittle rock strength[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1997, **34**(5): 698 - 725.
- [18] MARTIN C D, CHRISTIANSSON R. Estimating the potential for spalling around a deep nuclear waste repository in crystalline rock[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2009, **46**(2): 219 - 228.
- [19] CHANG S H, LEE C I. Estimation of cracking and damage mechanisms in rock under triaxial compression by moment tensor analysis of acoustic emission[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2004, **41**(7): 1069 - 1086.
- [20] CHAGN C D, HAIMSON B. True triaxial strength and deformability of the German Continental Deep Drilling Program (KTB) deep hole amphibolite[J]. Journal of Geophysical Research: Solid Earth, 2000, **105** (B8): 18999 - 19013.
- [21] CAI M, KAISER P K, MORIOKA H. FLAC/PFC coupled numerical simulation of AE in large-scale underground excavations[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2007, **44**(4): 550 - 564.



DOI: 10.11779/CJGE202012015

# 砾性土动三轴液化试验橡皮膜顺变性补偿新方法

王 鸾<sup>1, 2</sup>, 孙 锐<sup>1, 2</sup>, 刘荟达<sup>1, 2, 3</sup>, 袁晓铭<sup>\*1, 2</sup>, 汪云龙<sup>1, 2</sup>

(1. 中国地震局工程力学研究所, 黑龙江 哈尔滨 150080; 2. 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;  
3. 中国建设基础设施有限公司, 北京 100044)

**摘 要:** 橡皮膜顺变效应对砾性土动三轴液化试验结果影响显著, 采用试样注水补偿是消除橡皮膜顺变效应的基本手段。论证现有补偿方法的原理与技术缺欠, 提出橡皮膜顺变性补偿新原理及新方法。通过多种含砾量砾性土大尺寸动三轴液化试验, 结合橡皮膜嵌入体积测量, 以能够考虑橡皮膜顺变性计算修正后孔压发展结果为参照, 对新补偿方法可行性与可靠性进行对比验证。研究表明, 现有补偿原理仅以动力导致橡皮膜回弹水作为总补水体积, 将导致补偿不足, 新补偿原理考虑了补偿过程中橡皮膜分流作用, 更科学合理; 在不同含砾量、不同振次条件下动三轴液化试验中, 新补偿方法所得结果与理论计算相符, 变化规律一致; 相比现有补偿方法, 新方法在单次补偿阶段无需反复补水和多回合逼近, 可操作性明显增强, 补偿效果明显占优。新方法操作简捷高效易推广, 不仅适于砾性土动三轴液化试验, 也为粗粒土动力特性试验研究提供了新的技术支撑。

**关键词:** 砾性土; 橡皮膜顺变性; 补偿方法; 计算修正; 液化试验

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)12-2281-10

**作者简介:** 王 鸾(1993—), 女, 博士研究生, 主要从事土动力学方面研究。E-mail: luaniemmer@163.com。

## New method to compensate for membrane compliance in dynamic triaxial liquefaction tests on gravelly soils

WANG Luan<sup>1, 2</sup>, SUN Rui<sup>1, 2</sup>, LIU Hui-da<sup>1, 2, 3</sup>, YUAN Xiao-ming<sup>1, 2</sup>, WANG Yun-long<sup>1, 2</sup>

(1. Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, Harbin 150080, China; 2. Key Laboratory of Earthquake Engineering and Engineering Vibration of China Earthquake Administration, Harbin 150080, China; 3. China Construction Infrastructure Corp., Ltd., Beijing 100044, China)

**Abstract:** The membrane compliance has a significant effect on the results of the triaxial liquefaction tests. The compensation method is one of the primary means to eliminate the impact of the membrane. The theoretical defects of the existing compensation methods are analyzed and verified in the comparison tests, and the new principle and method for the compensation of membrane compliance are proposed. Based on the large-scale dynamic triaxial liquefaction tests on the gravelly soils with various gravel contents and the measurement of membrane penetration volume, the feasibility and reliability of the new compensation method are verified by taking the modified pore pressure model, which can consider the membrane compliance as a reference. The research shows that the existing compensation principle will lead to inadequate compensation, which only uses the rebound water volume caused by the dynamic force as the total water supplement volume, and the new compensation principle is more scientific and reasonable, considering the effect of membrane distributary. In the dynamic triaxial liquefaction tests with different gravel contents and stresses, the results of the new method are consistent with the theoretical ones, and the variation law is uniform. Compared with the existing compensation method, the new method does not need repeated water replenishment and multiple approximations at a single compensation stage, and its operability is enhanced, and the compensation effect is superior. It is suitable for the dynamic triaxial liquefaction tests on gravelly soils and provides a new technical support for the dynamic characteristics tests on coarse-grained soils.

**Key words:** gravelly soil; membrane compliance; compensation method; calculation correction; liquefaction test

## 0 引 言

砾性土是对砾质土、砾砂、粉砾土、砂砾土和砾类土的统称<sup>[1]</sup>, 是含砾量从大于 10%到 100%的宽级配

基金项目: 中国地震局工程力学研究所基本科研业务费专项项目 (2019EEEEVL0201); 黑龙江省自然科学基金重点项目 (ZD2019009); 国家自然科学基金项目 (41602321)

收稿日期: 2020-02-09

\*通信作者 (E-mail: yxmiem@163.com)

粗粒土,是工程建设的重要材料,地理分布广泛。砾土在自然和人工场地都曾发生地震液化或失稳破坏等现象,造成极大经济损失,如1975年唐山地震、2008年汶川地震与2016年新西兰凯库拉地震<sup>[2-3]</sup>。其力学特性与本构研究受人重点关注,但研究需基于单元试验。但橡皮膜作为单元试验关键影响因素,相关研究不甚充分,目前研究无法考虑并消除其影响,结果可靠性不足,严重制约粗粒土动力研究发展。因此,橡皮膜影响消除是粗粒土力学特性研究中的关键课题。

三轴不排水试验中,橡皮膜主要存在顺变效应<sup>[4]</sup>,即不排水试验中,有效应力变化导致橡皮膜嵌入体积顺势改变而影响孔隙水压力真实表现的现象。砾性土液化试验中,随孔压增长,有效应力降低,橡皮膜从初始嵌入位置逐渐回弹,部分孔隙水运移填补橡皮膜回弹空间,导致试样局部排水,而影响土孔压发展和动强度。已有研究表明,橡皮膜对试验结果的影响是全方位的:最大可能导致85%体积测量误差<sup>[5-6]</sup>;可能导致低估最多70%动孔隙水压力<sup>[7-8]</sup>以及最高达50%的抗液化强度误差<sup>[4,8-11]</sup>;最高达50%静强度误差<sup>[12]</sup>;对土的阻尼比和泊松比的测量也有明显影响<sup>[13]</sup>。

液化试验橡皮膜顺变性校正工作,分两个阶段:①第一阶段,橡皮膜嵌入体积的确定,是后续工作阶段的基础与前提,提供关键应用数据。②第二阶段,橡皮膜顺变性的消除,需基于前阶段结果,采取科学合理的方法实现对橡皮膜顺变性的校正。

其中,橡皮膜顺变性消除方法主要有物理缓解、仪器补偿和计算修正3类。物理缓解主要为处理试样外表面凹陷,如外表面涂抹硅橡胶<sup>[6]</sup>或黏土<sup>[14]</sup>、细砂充填孔隙<sup>[4,9]</sup>或冷冻试样表面光滑切割<sup>[15]</sup>等。这类方法对试样带来的附加影响难以估计,且如涂胶法无法100%抵消橡皮膜顺变<sup>[6]</sup>。仪器补偿需根据提前确定的橡皮膜嵌入体积,向试样内<sup>[11,16-17]</sup>或特制的双层膜间<sup>[18]</sup>进行及时补水,补偿因橡皮膜顺变导致试样局部排水影响,被认为可100%消除橡皮膜影响<sup>[19]</sup>,但大多需要特殊开发新设备,适用性较低,难作为常规手段推广。计算修正基于三轴试验,从孔压发展角度对结果修正<sup>[8,20]</sup>,得到相对真实的孔压发展规律,方法需根据大量复杂的工作建立合理孔压模型并获取可靠修正系数,在土动力学早期难以广泛开展,至今仍鲜有应用。综上,因应用效果、适用范围或理论发展等因素,橡皮膜顺变性消除方法在过去近20a应用甚少,未能取得更深入发展,阻碍着液化理论深化,导致当前的土壤液化研究,尤其是大颗粒粗粒土的液化单元试验中,对其常避而不谈或选择性忽略。

本文基于橡皮膜顺变效应影响机理,以仪器补偿作为消除橡皮膜顺变性研究的主要手段,分析现有补

偿手段存在的理论缺陷,提出一种对饱和试样进行补偿的新原理和新方法,结合砾性土的橡皮膜嵌入体积测量的前序成果,利用大型动三轴仪,以汶川地震中液化砾性土为基础料,开展新型补偿试验,通过与已有补偿方法、计算修正后无橡皮膜顺变性的理论结果等对比,验证新方法的技术可行性,理论可靠性和方法适用性。研究成果为开展粗粒动力试验研究提供新途径,为深化土动力学理论发展提供新动力。

## 1 橡皮膜顺变性现有补偿理论方法

### 1.1 修正理论与计算方法

Martin等<sup>[20]</sup>提出了基于孔压产生及发展规律的针对橡皮膜顺变效应的理论和计算方法。理想不排水条件下,饱和土受动荷载所产生的孔隙水压力满足

$$\Delta u_0 = E_r \cdot \Delta \varepsilon_{vd} \quad (1)$$

式中, $\Delta u_0$ 为完全不排水条件下的残余孔压增量, $E_r$ 为某动力初始阶段土的体积回弹模量, $\Delta \varepsilon_{vd}$ 为排水条件下土在同等应力条件下受到相同动荷载作用后所产生的体应变增量。

当进一步考虑了橡皮膜顺变性所导致土局部排水后,由式(1)得到

$$\Delta u_m = \frac{\Delta \varepsilon_{vd}}{\frac{1}{E_r} + \frac{1}{E_m}} = \frac{E_r \cdot \Delta \varepsilon_{vd}}{(1+C_r)} \quad (2)$$

式中, $\Delta u_m$ 为存在橡皮膜顺变效应影响的残余孔压增量, $E_m$ 为某动力初始阶段时对应的橡皮膜的变形模量, $C_r$ 为橡皮膜顺变性修正系数, $C_r = E_r / E_m$ ,可由橡皮膜嵌入体积测量试验确定。结合式(1)可得

$$\Delta u_0 = \Delta u_m \cdot (1+C_r) \quad (3)$$

式(3)即为考虑橡皮膜顺变性的孔隙水压力修正计算基础公式。其理论科学合理,被视为橡皮膜顺变性校正的理论结果,曾得到短暂发展和应用。但近20a在粗粒土试验中鲜有深入研究,一方面,粗粒土孔压模型发展有限,如Finn模型的代表性参数由二氧化硅砂所得<sup>[21]</sup>,能否推广至更宽级配粗粒土尚未可知。另外该理论对孔压全量模型并不适用,曾有学者误对累计残余孔压时程修正橡皮膜顺变效应影响<sup>[22]</sup>,与孔压增长规律相悖。同时,确定修正系数 $C_r$ 依赖于能够准确确定橡皮膜嵌入体积<sup>[4,23-24]</sup>,这在以往难度较大。因此计算修正方法原理科学可靠但实际应用较少。

### 1.2 现有仪器补偿方法及缺陷

Ramana等<sup>[17]</sup>提出一种利用压力控制器的补偿方法,简称Ramana方法(下同),成为后续学者研发更高级补水仪器和系统的核心理论和技术源头<sup>[11,16]</sup>,被认为可达100%补偿效果<sup>[19]</sup>。其无需进行常规液化试验,可直接由补偿液化试验得到土的真实抗液化强度。基

本原理是将液化试验过程中, 某动力阶段用于回弹橡皮膜的水再补回试样中, 来保证土试样本身的不排水状态, 可表达为

$$V_{cp} = V_d, \quad (4)$$

式中,  $V_{cp}$  为向试样补偿水的体积,  $V_d$  为因产生有效应力变化  $\Delta\sigma'_3$  而支持橡皮膜回弹的水的体积, 由橡皮膜嵌入体积与有效应力关系确定, 如图 1 中黑色实线所示。

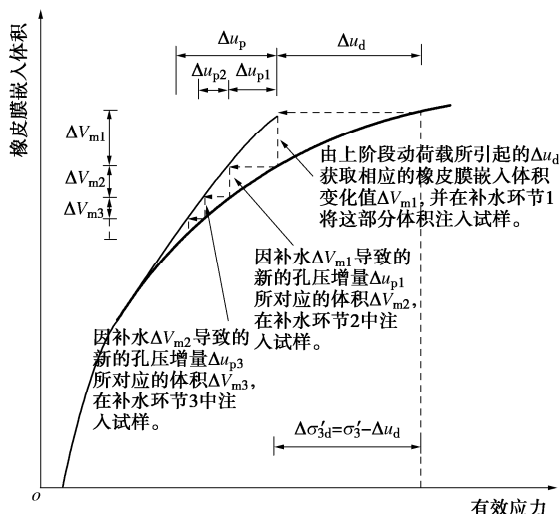


图 1 传统橡皮膜补偿的工作示意图

Fig. 1 Working diagram of traditional membrane compensation

操作方法为, 获取膜嵌入体积与有效应力关系, 如图 1 黑色实线, 随后由某动力阶段有效应力变量  $\Delta\sigma'_3$ , 读取其导致的橡皮膜回弹体积  $\Delta V_{m1}$ , 将该体积的水及时补充到试样内, 可得无橡皮膜顺变影响的试验结果。考虑注水引起新的孔压增长导致橡皮膜顺变, 如图 1 箭头与虚线所示需多回合注水, 反复逼近使总注水体积与有效应力增量重新在曲线上重合, 一次补偿工作完成, 并可以开始下一阶段动力试验。

为方便讨论, 提出孔隙水体积与回弹水体积两概念。孔隙水体积为存在于土颗粒孔隙未与橡皮膜接触水的体积, 根据孔压增长机理, 土受动荷载过程中孔隙水对孔压发展起正向贡献作用。回弹水定义为有效应力变化后运移至土颗粒与橡皮膜之间填补膜回弹空间的水的体积, 等于橡皮膜回弹体积, 这部分水体积的增加将对孔隙水压力的发展起负向作用。

Ramana 方法符合对橡皮膜顺变效应机理认识, 但对补水体积认识存在误区: 向试样内补水不仅需要补偿动载阶段回弹水的体积。补偿的目的是对试样内饱和土的孔隙水进行补偿。如图 2, 随补水的进行, 橡皮膜二次回弹对所注入水量起到即时分流作用, 即向试样补偿的水不能完全用于补偿土孔隙中的水分流失。从总注水体积角度而言, 因时刻存在的分流作用,

Ramana 方法将动力阶段橡皮膜回弹水体积作为补水总量, 必然且始终有一部分顺应膜再回弹成为回弹水, 而实际孔压贡献的孔隙水体积仍然得不到充分补偿, 故无法 100%消除橡皮膜顺变效应。且该方法未提出明确的注水截止标准, 实际操作易出现“越补偿待补体积越大”的死循环, 试验效率低, 不易操作。

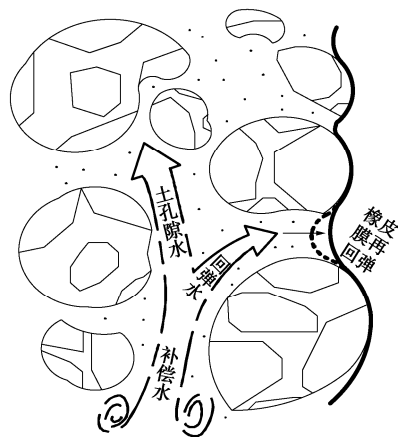


图 2 补水过程中橡皮膜回弹的分流作用

Fig. 2 Effects of distributary of membrane rebound during compensation

由前文可见, 无论计算修正或仪器补偿方法, 都需要开展橡皮膜嵌入体积测量作为基础, 为确定修正系数或补偿体积提供关键数据, 对此笔者已在前续文章展开研究<sup>[23]</sup>, 本文不再赘述研究细节。

## 2 橡皮膜顺变性补偿新原理方法

### 2.1 仪器补偿新原理

本文提出一种考虑橡皮膜实时分流的试样补偿新原理。新原理以孔隙水得到 100%补偿为目标。补偿过程中, 向试样内部的总注水体积  $V_{\text{试样-cp}}$  包含对孔隙水补偿体积  $V_{\text{孔隙水-cp}}$  以及补水过程中支持橡皮膜进一步回弹的回弹水体积  $V_{\text{回弹水-cp}}$ 。其中对土的孔隙水补偿体积  $V_{\text{孔隙水-cp}}$  等于动力阶段产生有效应力变化值  $\Delta\sigma'_3$  所对应的回弹水的体积  $V_{\text{回弹水-}\Delta\sigma'_3}$ , 具体可表达为

$$V_{\text{试样-cp}} = V_{\text{孔隙水-cp}} + V_{\text{回弹水-cp}}, \quad (5)$$

$$V_{\text{孔隙水-cp}} = V_{\text{回弹水-}\Delta\sigma'_3}. \quad (6)$$

即若考虑橡皮膜的分流作用, 向试样内补偿水的体积应大于动力阶段橡皮膜的回弹体积, 才能够对试样土骨架内真正的完全补水。

补偿水体积可根据橡皮膜嵌入体积测量试验结果进一步确定。不排水条件下, 有效应力、孔隙水体积、回弹水体积三者协调变化。以汶川地震液化砾性土为例, 由双尺寸法可确定三轴试验中有效应力、各类型水体积随总注水体积变化曲线<sup>[23]</sup>, 如图 3 所示。基于这种协调关系与式 (5), (6), 可确定如下补水关系:

$$\left. \begin{aligned} V_{\text{试样-cp}} &= k \cdot V_{\text{孔隙水-cp}}, \\ V_{\text{孔隙水-cp}} &= V_{\text{回弹水-}\Delta\sigma'_3}, \\ k &= \frac{V_{\text{孔隙水-}\Delta\sigma'_3} + V_{\text{回弹水-}\Delta\sigma'_3}}{V_{\text{孔隙水-}\Delta\sigma'_3}} \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

式中,  $k$  为体积调整系数, 可根据预先的补水试验结果确定,  $V_{\text{回弹水-}\Delta\sigma'_3}$  与  $V_{\text{孔隙水-}\Delta\sigma'_3}$  需由某动力阶段初始有效应力  $\sigma'_3$ 、动力阶段有效应力变化值  $\Delta\sigma'_3$  与前序橡皮膜嵌入体积测量试验结果联合确定, 见图 3。

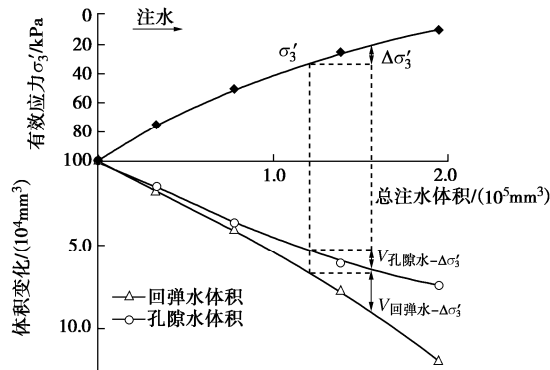


图 3 试样中各类型水体积、有效应力随注水体积变化示意图  
Fig. 3 Diagram of volume change of different water and effective stresses with water injection

2.2 仪器补偿新方法

根据仪器补偿新原理, 新补偿方法将在饱和和试样受动载试验中, 开展多阶段单回合注水补偿, 如图 4。

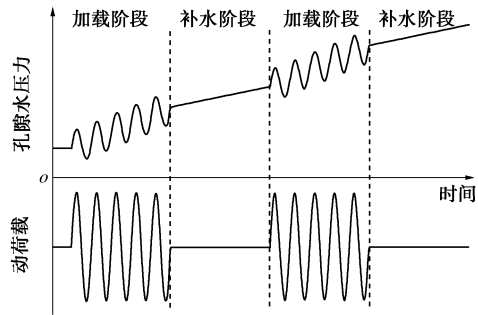


图 4 新补偿方法操作示意图  
Fig. 4 Operation diagram of new compensation method

单阶段补偿具体操作为: 当饱和试样在某阶段动荷载作用下产生一定孔压增量后, 暂停动力加载; 随后, 根据此动力阶段的初始有效应力  $\sigma'_3$ 、孔隙水压力增量  $\Delta u$ , 由预先在橡皮膜嵌入体积测量中得到的有效应力、孔隙水、回弹水三者关系<sup>[23]</sup>, 结合式 (7), 确定待补水体积  $V_{\text{试样-cp}}$ ; 最后一次性缓慢将这部分水注入试样, 得到稳定后的孔压值即为该动力阶段无橡皮膜顺变性影响的孔隙水压力, 并可继续动加载。

补偿节点: 试验中可根据施加的动应力的、实际孔隙水压力的增长程度、振动次数预判等综合决定补偿节点。建议两种节点选取方法: ①孔压增量阈

值, 建议以单次或多次振动后, 以残余孔隙水压力增长达到或大于 5 kPa 作为一次补偿节点, 或根据研究需求适当放宽至 10 kPa 作为阈值; ②振动次数预设, 现有三轴仪器均可满足预设振动次数功能, 因此试验中可根据动应力大小与孔压增长水平, 依实际工况选取如 5, 10 或 15 等固定振次作为补偿节点。以上两种节点选取方法可根据实际研究需求单独或混合使用。

补水速率: 包含本文在内的补偿方法皆以待补水总体积作为某补偿阶段控制目标, 但以往鲜对补水速率作出要求。对本文将应用的 300 mm 直径砾性土试样, 参考反压饱和过程中压力控制器注水速率 (0~150 mm<sup>3</sup>/s), 以其中后期平稳注水阶段的 5~50 mm<sup>3</sup>/s 作为补偿注水速率, 该阶段主要特点为孔压/反压接近预设值, 注水体积缓慢增长至逐渐稳定。其他尺寸试样, 可参考自身此阶段注水速率。具体试验中可根据含砾量调整注水速率 (渗透系数会影响孔隙水压力场的均匀程度和平衡速率), 具体原则: 补水速率应随含砾量降低而逐步减小。同时本文建议利用试样双向同步补水<sup>[16]</sup>、控制补水速率与增加透水石厚度的手段相结合以缓解注水导致孔压场不均匀分布或局部孔压瞬时较大的可能。

新方法由于需要中断动荷载加载, 可能会改变动应力历史。但对于均等固结条件下受正弦荷载的单元试验而言, 土的密实度、排水条件、累计孔压增量、动应力 (变) 幅值、土的回弹模量等因素的影响相对动应力加载历史对结果影响更加显著。如 Finn 模型<sup>[25]</sup>、Byrne 模型<sup>[26]</sup>中以土的一维回弹模量、塑性体应变及增量、相对密度作为主要计算参数, Ishihara 等<sup>[27]</sup>也认为应力作用速率在一定范围内影响很小。相比之下, 橡皮膜顺变性对液化结果的影响则更加显著, 如含砾量对液化势影响研究中, 因橡皮膜顺变性的存在, 现有研究成果<sup>[4, 28-30]</sup>截然不同甚至自相矛盾。据此, 本文认为相比橡皮膜顺变性对土抗液化强度影响的显著性, 可适当放松对动应力加载历史要求, 后文将结合试验结果做进一步论证。

综上, 本文仪器补偿新方法, 原理上更科学合理; 操作上, 暂停式补偿与 Ramana 等<sup>[17]</sup>和 Tokimatsu 等<sup>[11]</sup>补偿方法研究一致, 但单次补偿效率高, 补偿截止标准明确, 可实施性显著增强; 成本上, 相比 Seed 等<sup>[16]</sup>特制研发的低频振动补水系统, 新方法由现有通用三轴仪即可完成补偿, 开展成本大大降低。

3 补偿试验设计

利用 GDS 大型动三轴仪, 基于常规无补偿、

表 1 试验砾性土基本参数及工况  
Table 1 Basic parameters of soils and tests

名称	$d_{10}$ /mm	$d_{20}$ /mm	$d_{50}$ /mm	含砾量 /%	试样直径 /mm	橡皮膜厚度 /mm	试验 CSR		
							无补偿	Ramana	本文
SBC-G65 (真液化土)	0.43	0.95	13.6	65	300	2	0.075~0.2	0.1/0.15	0.1/0.15
SBC-G80	0.8	5	25	80	300	2	0.125~0.25	0.1/0.15	0.1/0.15
SBC-G100	10	13	32	100	300	2	0.15~0.275	0.1/0.15	0.1/0.15

Ramana、本文新补偿 3 种试验方法,开展砾性土液化试验,验证本文方法的理论可靠性和技术可行性。仪器装备 ADVDPC 型号高精度压力/控制器,为本文研究提供重要技术保障。

以汶川地震中发生实际液化的松柏村砾性土为基础料,制备 3 种含砾量的砾性土,级配曲线如图 5,土的基本物性指标如表 1。含砾量为 5 mm 以上粒组占土总质量百分比。试样干法装填,分十层击实或振密,相对密度 50%,注意尖锐棱角朝向以防刺破橡皮膜,采用二氧化碳与反压饱和法,保证试样  $B$  值达到并维持在 0.97 以上,试样两端为 4 cm 厚粗烧陶瓷透水石。

试验基本工况设计如表 1 所示,首先根据振动三轴试验方法<sup>[31]</sup>开展常规无补偿条件下砾性土的液化试验,以孔压等于初始有效应力 100 kPa 作为液化标准,另选择循环剪应力比 CSR ( $\sigma_d/2\sigma'_3$ ) 为 0.1, 0.15 的工况分别开展两种橡皮膜补偿方法的液化-补偿试验,探究本文补偿方法在不同液化振次条件下的适用及可行情况。本文以孔隙水压力增长大于或等于 5 kPa 作为补偿节点,孔压稳定增长阶段辅助以预设振次 5 或 10 次提升工作效率,而孔压增长初期和接近液化阶段则以“少振次,多补偿”原则增加补偿节点,以记录残余孔压变化中的细节规律。振动频率 1 Hz。

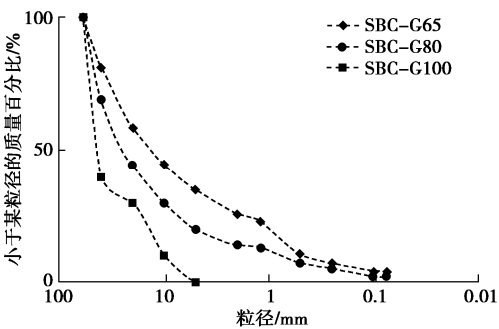


图 5 砾性土试样级配曲线  
Fig. 5 Gradation curves of gravelly soils

4 新方法验证

本节将从新方法的补偿过程与补偿结果两方面进行论证。补偿结果方面,通过确定砾性土孔压增量模型参数及橡皮膜修正系数  $C_r$ ,进行橡皮膜顺变效应计

算修正,作为补偿试验结果的理论参照;通过对比本文与 Ramana 两种补偿方法液化试验结果,探究新补偿方法的适用性与结果可靠性。

4.1 新补偿方法对试样的影响分析

砾性土 SBC-G65 某补偿阶段,总补水体积、孔隙水压力、轴应变时程,如图 6 所示。补水速率为 25 mm<sup>3</sup>/s。孔隙水压力随注水进程逐渐升高,未出现瞬时激增现象。注水停止后,孔压基本保持稳定,未出现显著下降。表明补偿过程中试样内部孔压场均匀变化,未因端部补水而出现局部孔压显著升高现象。可见本文增厚透水石、控制补水速率、双向同步补水措施可有效实现孔隙水压力均匀、同步变化。同时本文 3 种试验砾性土,含砾量较高,自身渗透系数较大,对注水补偿能够快速实现内部孔压自平衡。说明本文补偿方法未对试样内部孔压分布造成显著影响。

试验随注水补偿回弹,轴应变有所降低。根据笔者前续研究中的补水试验研究<sup>[23]</sup>,这部分变形为有效应力下降导致的弹性回弹,基本不含塑性变形。当注水停止后,试样后续未出现显著变形。以图 6 为例,注水时轴应变由 0.6073%回弹至 0.6049%,稳定阶段轴应变变化区间为 0.6048%~0.6050%,都属于小应变范畴。说明本文新方法在补偿过程中,试样不会出现显著变形甚至影响试样自身力学性质。

综上,新补偿方法在补偿过程中能够保证不对试样造成显著附加影响,从而确保补偿结果可靠性。

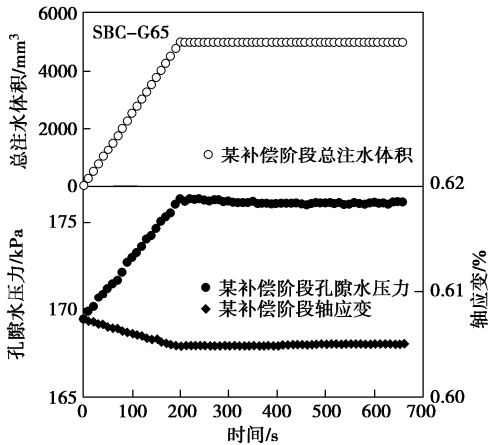


图 6 某补偿阶段孔压、轴应变随注水体积变化时程  
Fig. 6 Time histories of pore pressure and axial strain with water injection during a compensation stage



4.2 砾性土橡皮膜计算修正的关键参数

基于丰万玲等<sup>[32]</sup>和孙锐等<sup>[33]</sup>给出的均等固结饱和土孔压增量模型,可以建立砾性土孔压增量计算式:

$$\overline{U_N} = \frac{\Delta u_N}{\sigma'_3 - u_{N-1}} = \frac{C_{1,0}}{N^{C_{2,0}}} \left( \frac{\tau_N}{\sigma'_3 - u_{N-1}} \right)^{A_{4,0}}, \quad (8)$$

式中,  $\overline{U_N}$  为第  $N$  次动力荷载的孔压增量比,  $\Delta u_N$  为第  $N$  次荷载的孔压增量,  $\sigma'_3$  为初始有效固结应力,  $u_{N-1}$  为第  $N-1$  次循环后的累计残余孔压,  $\tau_N$  为第  $N$  次动应力幅值,  $C_{1,0}$ ,  $C_{2,0}$ ,  $A_{4,0}$  为待定系数, 与土性有关。

该理论模型成熟, 以此为基础发展考虑橡皮膜顺变性的计算修正模型, 可作为补偿试验的理论参考。砾性土由常规无补偿试验确定的孔压增量模型基本参数如表 2 所示, 参数确定细节及讨论将在后续文章中开展, 本文不做赘述。但如图 7, 存在顺变效应影响的残余孔压实测值与基于表 2 的孔压计算值非常接近, 变化规律一致, 说明本文孔压增量模型参数可以有效地描述均等固结下不同含砾量砾性土的孔压变化情况。

根据式(3), 还需确定橡皮膜顺变性修正系数  $C_r$ 。由笔者前续研究, 已利用双尺寸法<sup>[23]</sup>获得几种砾性土在不同有效应力下单位面积橡皮膜嵌入体积  $\Delta v_m$  与土骨架体应变  $\varepsilon_v$  两个关键指标<sup>[23]</sup>, 如图 8 所示。  $\Delta v_m$  和  $\varepsilon_v$  同有效应力  $\sigma'_3$  在半对数坐标系内呈线性关系,  $\Delta v_m$  关于  $\lg \sigma'_3$  的斜率用  $S_m$  表示,  $\varepsilon_v$  随  $\lg \sigma'_3$  变化斜率

用  $S_r$  表示, 其本质为土骨架回弹系数, 与回弹模量互为倒数。并结合各参数物理意义, 可推导  $C_r$  的计算式:

$$C_r = \frac{E_r}{E_m} = \frac{1/S_r}{1/(S_m \cdot A/V)} = \frac{S_m \cdot A}{S_r \cdot V} = \frac{4S_m}{S_r \cdot D}, \quad (9)$$

式中,  $S_r$ ,  $S_m$  可由图 8 拟合得到,  $A$  为试样表面积,  $V$  为试样体积,  $D$  为试样直径。3 种砾性土橡皮膜顺变性修正系数  $C_r$ , 如表 2。由式(3), (8) 与表 2, 可确定考虑橡皮膜顺变性的孔压结果。

表 2 砾性土橡皮膜顺变性计算修正的关键参数

Table 2 Key parameters for calculation correction of membrane compliance of gravelly soils

含砾量 /%	孔压增量模型参数			橡皮膜顺变性修正 系数 $C_r$
	$C_{1,0}$	$C_{2,0}$	$A_{4,0}$	
65	10.80	0.710	2.67	1.688
80	6.97	0.777	2.73	2.930
100	5.985	0.950	2.95	5.820

4.3 新方法的结果检验

不同动荷载条件下, 砾性土由两种补偿方法、常规无补偿的三轴液化试验孔压结果对比, 如图 9, 10 所示。其中黑色实心圆点为存在橡皮膜顺变性的常规液化残余孔压结果, 空心圆点为新补偿方法所得残余孔压, 空心三角为 Ramana 方法所得残余孔压。

联立式(3), (8) 与表 2, 可得对橡皮膜计算修正的残余孔压结果, 如图 10 黑色实心方点所示。其中式(3), 即 Martin 等<sup>[20]</sup>的基础模型, 符合孔压发展机理, 被作为橡皮膜校正的孔压理论解与参考值<sup>[10-11, 14]</sup>。

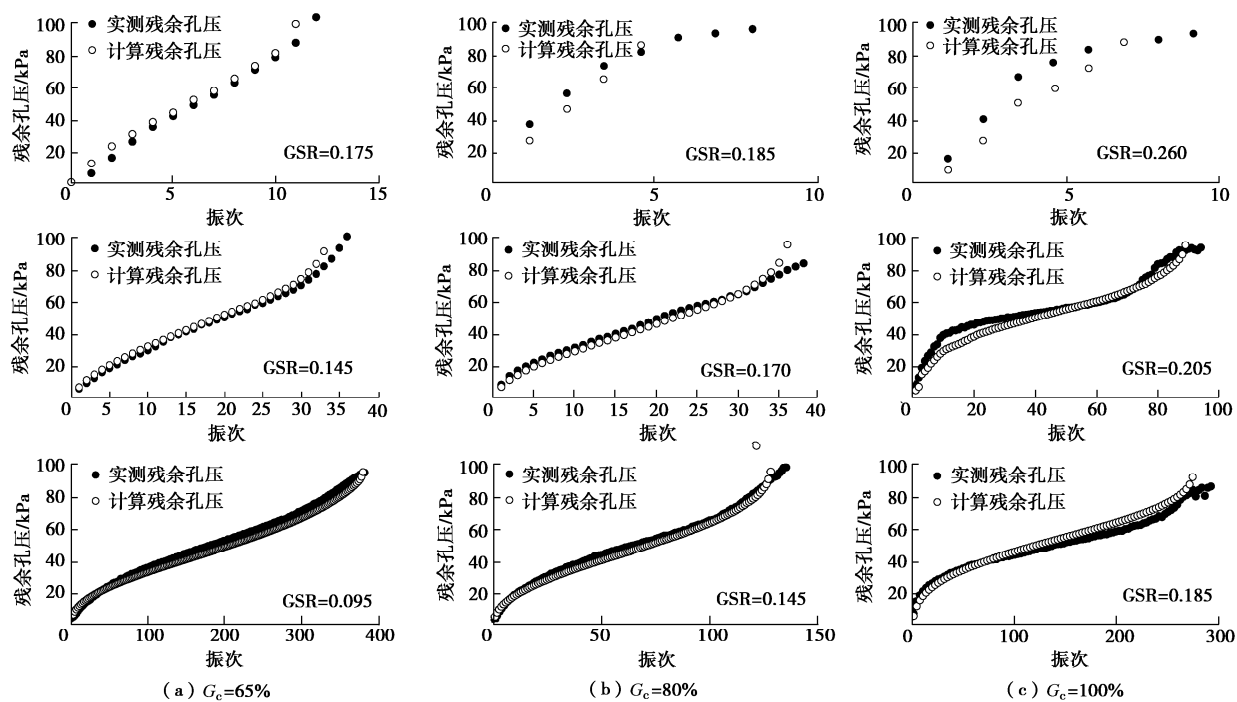


图 7 不同含砾量土的残余孔压实测值与计算值代表性对比 ( $\sigma'_3=100$  kPa)

Fig. 7 Representative comparison between measured and calculated residual pore pressures of different gravelly soils

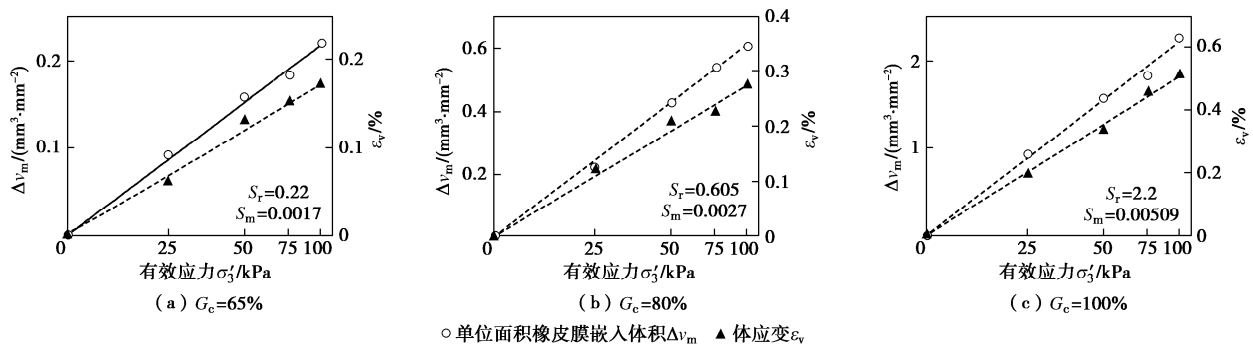
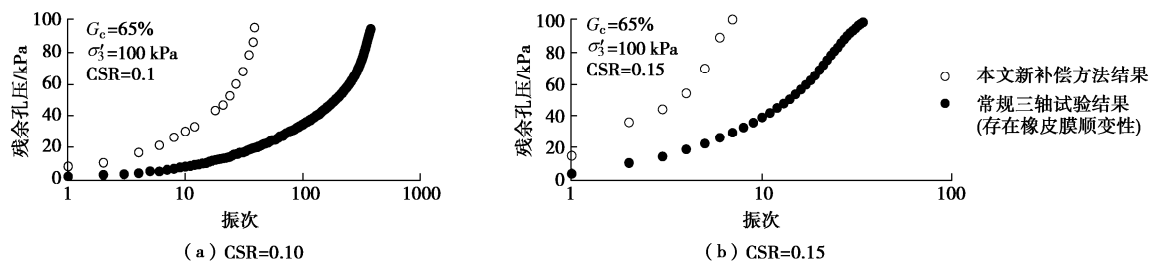
图 8  $\Delta v_m$  与  $\varepsilon_v$  随有效应力  $\sigma'_3$  变化的关系图Fig. 8 Relationship between  $\Delta v_m$ ,  $\varepsilon_v$  and effective stress  $\sigma'_3$ 

图 9 新补偿方法孔压时程与常规三轴试验结果对比

Fig. 9 Comparison of time histories of pore pressure from new compensation method and traditional triaxial test

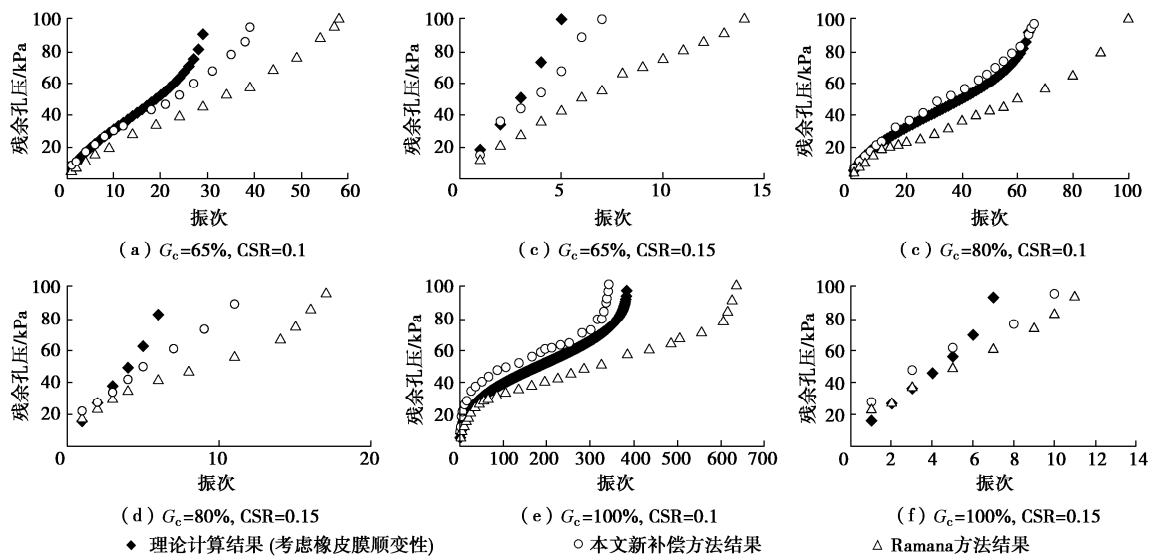
图 10 两种补偿方法所得孔压时程与理论计算结果对比 ( $\sigma'_3=100$  kPa)

Fig. 10 Comparison of time histories of pore pressure from 2 compensation tests and theoretical results

而式 (8) 为成熟的孔压增量模型, 满足式 (3) 中  $\Delta u_m$  定义, 且兼顾了周景星等<sup>[8]</sup>提出孔压增量模型需能够考虑已有的累积孔压水平的要求, 能够反映动应力历史。由此, 图 10 中理论计算结果可作为橡皮膜顺变性校正的理论参考值, 并检验各补偿方法的试验结果。

由图 9 孔压时程, 本文新方法可成功使试样达到初始液化状态, 但相比常规三轴试验, 达到液化状态所需振动次数大大减少, 验证了本文新方法的可行性, 也说明橡皮膜顺变性对粗粒土液化特性影响显著。

图 10 对比新、老两补偿方法结果。本文新方法相比 Ramana 方法在相同试验条件下达到液化所需振动次数始终更少, 土更迅速达到初始液化状态, 此现象与两方法的总补水体积的大小关系相符。Ramana 方法把回弹水作为全部补偿水, 而新方法仅将回弹水用于补偿试样中土的孔隙水, 总补水体积更高, 也因此获得了数值更高、发展更快的补偿后孔隙水压力。

整理各方法达到初始液化所需振次于表 3。结合图 9, 10, 新方法达到液化所需平均振次仅为计算修

表 3 不同补偿方法达到初始液化所需要的振动次数  
Table 3 Vibration times required by different compensation methods to achieve initial liquefaction

方法名称	SBC-G65		SBC-G80		SBC-G100	
	CSR=0.1	CSR =0.15	CSR =0.1	CSR =0.15	CSR =0.1	CSR =0.15
计算修正法	29.5	5	64.5	6.5	383.5	7.5
本文新补偿法	39.5	7	66.5	11.5	342.0	10.5
Ramana 方法	58.0	14	100.0	17.5	635.0	11.5

注：单次振动周期内试样达液化，按 0.5 次计。

正结果 1.3 倍，最大不超过 1.7 倍，而 Ramana 方法则平均需要 2 倍的振动次数，最高时振次接近 3 倍。可见新方法所得残余孔压规律更接近理论参考值，且不受含砾量影响，能够得到更贴近真实的动力试验结果。因此结合前文关于 Ramana 方法在补水体积方面的讨论，该方法并非以往认知中的 100%补偿方法<sup>[19]</sup>。相较下，本文新方法能够更好消除橡皮膜顺变性对饱和土动力反应的影响，是更接近 100%的补偿方法。

图 10 中，新补偿方法结果在中、高振次条件更接近理论计算值，低振次结果略有偏差，但与理论计算结果的一致性仍优于 Ramana 方法。新补偿方法同理论计算结果间的差异，本文认为与仪器施加动应力并非完全恒定有关。低振次工况，孔压增长迅速，土体刚度变化较快，三轴仪难以稳定施加大幅值动应力，即便配置应力自适应功能，但临近液化阶段动应力施加值与预设值差异会明显增加，达到液化所需振次也有所增加。中、高振次对应动应力较低，孔压发展较慢，动应力幅值较为稳定，所得结果与计算参考值更加一致。因此本文建议新补偿方法在较低振次的液化工况时，可适当降低振动频率，使动应力施加更充分，有利于获取更接近理论值的液化结果。另外膜嵌入体积测量结果可靠性对橡皮膜校正结果具有较大影响。

对比新方法、理论修正与常规试验结果发现，新方法补偿所得残余孔压结果仍呈现反 S 型趋势，土的基本动力特性未因新方法的暂停补偿而受明显影响，说明暂停式补偿新方法技术可行，所得结果有效合理。

5 结 论

橡皮膜顺变效应是影响砾性土三轴液化试验结果可靠性的关键，直接影响粗粒土动力特性研究的发展。

(1) 提出橡皮膜顺变性补偿新原理。将土孔隙水得到 100%补偿作为目标，以动力阶段橡皮膜回弹水体积与补偿过程补充土孔隙水体积二者相等为

准则，认为总补水体积为补偿土孔隙水体积与补偿过程中伴随橡皮膜回弹水体积之和，合理考虑了橡皮膜对补偿水的分流作用，克服了现有补偿原理仅以动力导致的回弹水作为总补水体积而补偿不足的缺点。

(2) 提出橡皮膜顺变性补偿新方法。液化试验中当孔压达到预设补偿节点后暂停动荷载，基于新原理由橡皮膜嵌入体积、阶段性初始有效应力与孔压增量确定待补水总体积，通过控制补给速率对试样进行单回合补水作为一次完整补偿环节；与现有补偿方法相比，新方法单补偿阶段仅需注水一次，无需多回合逼近，补偿、截止标准明确，可操作性更强，试验效率更高，开展成本更低。

(3) 基于新仪器补偿方法成功开展液化试验，补偿过程对试样附加影响小；所得结果与成熟的计算修正理论结果进行对比，二者接近，均呈现一致的反 S 型；与现有方法比较，新方法得到的残余孔压发展更加接近理论修正结果，表明新方法是一种更接近试样 100%补偿的试验方法。

参考文献：

[1] 袁晓铭, 秦志光, 刘荟达, 等. 砾性土液化的触发条件[J]. 岩土工程学报, 2018, 40(5): 777 - 785. (YUAN Xiao-ming, QIN Zhi-guang, LIU Hui-da, et al. Necessary conditions of trigger liquefaction for gravelly soils layers[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, 40(5): 777 - 785. (in Chinese))

[2] 陈龙伟, 袁晓铭, 孙 锐. 2011 年新西兰 Mw6.3 地震液化及岩土震害评述[J]. 世界地震工程, 2013, 29(3): 1 - 9. (CHEN Long-wei, YUAN Xiao-ming, SUN Rui. Review of liquefaction phenomena and geotechnical damage in the 2011 New Zealand Mw6.3 earthquake[J]. World Earthquake Engineering, 2013, 29(3): 1 - 9. (in Chinese))

[3] CUBRINOVSKI M, BRAY J, DE La Torre C, et al. Liquefaction effects and associated damages observed at the Wellington Centreport from the 2016 Kaikoura earthquake[J]. Bulletin of the New Zealand Society for

- Earthquake Engineering, 2017, **50**(2): 152 - 173.
- [4] EVANS D M, SEED H B. Undrained Cyclic Triaxial Testing of Gravels-the Effect of Membrane Compliance[R]. Report No.UCB/EERC-87/08. 1987.
- [5] NOOR M J M, NYUIN J D, DERAHMAN A. A graphical method for membrane penetration in triaxial tests on granular soils[J]. J Inst Eng, Malaysia, 2012, **73**(1): 23 - 30.
- [6] 王洪瑾. 橡皮膜顺变性对三轴试验中体变和孔隙水压力影响的试验研究[C]// 中国土木工程学会第四届土力学及基础工程学术会议论文选集, 1983, 北京. (WANG Hong-jin. Experimental study on the influence of membrane compliance on bulk deformation and pore water pressure in triaxial test[C]// Selected papers of the 4th soil mechanics and foundation engineering academic conference of China Civil Engineering Society, 1983, Beijing. (in Chinese))
- [7] SIVATHAYALAN S, VAID Y P. Truly undrained response of granular soils with no membrane-penetration[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1998, **35**(5): 730 - 739.
- [8] 周景星, 周克骥, 王洪瑾. 动三轴试验中橡皮膜顺变性的影响及其校正方法[J]. 水利学报, 1986(5): 11 - 18. (ZHOU Jing-xing, ZHOU Ke-ji, WANG Hong-jin. The membrane effect and its alignment methods in dynamic triaxial test[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1986(5): 11 - 18. (in Chinese))
- [9] 王昆耀, 常亚屏, 陈 宁. 粗粒土试样橡皮膜嵌入影响的初步研究[J]. 水电与抽水蓄能, 2000, **24**(4): 45 - 46. (WANG Kun-yao, CHANG Ya-ping, CHEN Ning. A preliminary study on membrane penetration effects in coarse-grained soil specimens[J]. Dam Observation and Geotechnical Tests, 2000, **24**(4): 45 - 46. (in Chinese))
- [10] BANEJEE N G, SEED H B, CHAN C K. Cyclic Behavior of Dense Coarse Grained Materials in Relation to the Seismic Stability of Dams[R]. California: Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1979: 79 - 13.
- [11] TOKIMATSU K, NAKAMURA K. A liquefaction test without membrane penetration effects[J]. Journal of the Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1986, **26**(4): 127 - 138.
- [12] 陈春霖, 张惠明. 饱和砂土三轴试验中的若干问题[J]. 岩土工程学报, 2000, **22**(6): 659 - 663. (CHEN Chun-lin, ZHANG Hui-ming. Some problems in triaxial test on saturated sands[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2000, **22**(6): 659 - 663. (in Chinese))
- [13] YAMASHITA S, TOKI S, SUZUKI T. Effects of membrane penetration on modulus and poisson's ratio for undrained cyclic triaxial conditions[J]. Soils and Foundations, 1996, **36**(4): 127 - 133.
- [14] HAERI, S M, SHAKERI, M R, SHAHCHERAGHI S A. Dynamic strength of gravelly sand with emphasis on the effect of membrane compliance[C]// 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, 2008.
- [15] MIURA S, KAWAMURA S. A procedure minimizing membrane penetration effects in undrained triaxial test[J]. Soils and Foundations, 1996, **36**(4): 119 - 126.
- [16] SEED R B, ANWAR H. Development of a Laboratory Technique for Correcting Results of Undrained Triaxial Shear Tests on Soils Containing Coarse Particles for Effects of Membrane Compliance[R]. California: Reprint of Stanford University Research, Leland Stanford Junior University, 1987.
- [17] RAMANA K V, RAJU V S. Constant-volume triaxial tests to study the effects of membrane penetration[J]. Geotechnical Testing Journal, 1981, **4**(3): 117 - 122.
- [18] KRAMER S L, SIVANESWARAN N. A Nondestructive Specimen-Specific Method for Measurement of Membrane Penetration in the Triaxial Test[J]. Geotechnical Testing Journal, 1989, **12**(1): 50 - 59.
- [19] 谢定义. 土动力学[M]. 北京: 高等教育出版社, 2011. (XIE Ding-yi. Soil Dynamics[M]. Beijing: Higher Education Press, 2011. (in Chinese))
- [20] MARTIN G R, SEED H B, FINN W D. Effects of system compliance on liquefaction tests[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1978, **104**(4): 463 - 479.
- [21] 陈育民, 徐鼎平. FLAC/FLAC<sup>3D</sup> 基础与工程实例[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2009. (CHEN Yu-min, XU Ding-ping. FLAC/FLAC<sup>3D</sup> Fundamentals and Engineering Applications[M]. Beijing: China Water & Power Press, 2009. (in Chinese))
- [22] HAERI S M, SHAKERI M R. Effects of membrane compliance on pore water pressure generation in gravelly sands under cyclic loading[J]. Geotechnical Testing Journal, 2010, **33**(5): 658-661.
- [23] 刘荟达, 袁晓铭, 王 鸾, 等. 宽级配砾性土橡皮膜嵌入量计算新方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2020. DOI:

- 10.13722/j.cnki.jrme.2019.1216. (LIU Hui-da, YUAN Xiao-ming, WANG Luan, et al. Research and new calculation formula of membrane penetration in wide graded gravel soils sample[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2020. DOI: 10.13722/j.cnki.jrme.2019.1216. (in Chinese))
- [24] TANAKA Y, KOKUSHO T, YOSHIDA Y, et al. Method for evaluating membrane compliance and system compliance in undrained cyclic shear tests[J]. Soils and Foundations, 1991, **31**(3): 30 - 42.
- [25] MARTIN G R, FINN W D I, SEED H B. Fundamentals of Liquefaction under Cyclic Loading[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division ASCE, 1975, **101**(GT6): 551 - 569.
- [26] BYRNE P M. A cyclic shear-volume coupling and pore pressure model for sand[C]// Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. 1991, Saint Louis.
- [27] ISHIHARA K, TATSUOKA F, YASUDO S. Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses[J]. Soils and Foundations, 1975, **15**(1): 29 - 44.
- [28] 王昆耀, 常亚屏, 陈 宁. 饱和砂砾料液化特性的试验研究[J]. 水利学报, 2000(2): 37 - 41. (WANG Kun-yao, CHANG Ya-ping, CHEN Ning. Experimental study of liquefaction characteristics of saturated sandy gravel[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2000(2): 37 - 41. (in Chinese))
- [29] 王艳丽, 饶锡保, 王占彬, 等. 含砾量对饱和砂砾土液化特性的影响[J]. 地震工程学报, 2015, **37**(2): 390 - 396. (WANG Yan-li, RAO Xi-bao, WANG Zhan-bin, et al. Effect of gravel content on liquefaction characteristics of saturated sandy gravels[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2015, **37**(2): 390 - 396. (in Chinese))
- [30] EVANS M D, ZHOU S. Liquefaction behavior of sand-gravel composites[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1995, **121**(3): 287 - 298.
- [31] 土工试验规程: SL237—1999[S]. 1999. (Geotechnical Test Rules: SL237—1999[S]. 1999. (in Chinese))
- [32] 丰万玲, 石兆吉. 判别水平土层液化势的孔隙水压力分析方法[J]. 工程抗震, 1988(4): 30 - 33. (FENG Wan-ling, SHI Zhao-ji. Pore pressure analysis method for estimating liquefaction potential of horizontal soil strata[J]. Earthquake Resistant, 1988(4): 32 - 33. (in Chinese))
- [33] 孙 锐, 袁晓铭. 非均等固结下饱和砂土孔压增量简化计算公式[J]. 岩土工程学报, 2005, **27**(9): 1021 - 1025. (SUN Rui, YUAN Xiao-ming. Simplified incremental formula for estimating pore pressure of saturated sands under anisotropic consolidation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, **27**(9): 1021 - 1025. (in Chinese))



DOI: 10.11779/CJGE202012016

# 超大型深水沉井下沉及渗流的离心模型试验研究

蒋炳楠, 马建林, 王蒙婷, 李蜀南, 周和祥

(西南交通大学土木工程学院, 四川 成都 610031)

**摘 要:** 以世界最大深水沉井基础为原型, 通过离心机再现原型应力场, 模拟沉井在埋深超过 30 m 后的下沉过程和吸泥引起的渗流场, 结合原型沉井实测数据对比分析沉井下沉期间的受力, 发现超大型深水沉井侧压力分布主要特点为在台阶处较小, 刃脚附近存在应力松弛, 台阶上下区段均存在应力集中且台阶以下更明显。沉井下沉时侧阻大于接高时, 并根据侧压力分布特性给出了沉井竖直状态下侧阻的计算方法。结合渗流数据, 分析得出吸泥会使侧壁下部土体变得松散, 侧压力大幅减小并与渗透力负相关。当沉井受力平衡时, 渗流作用对侧阻平均值的变化影响较小, 但对侧阻的分布形式影响较大, 并可能打破沉井的受力平衡状态引起翻砂突沉。沉井下沉时对侧壁土体的挤压会引起部分土体应力集中和超静孔压的上升; 下沉结束后, 部分超静孔压沿排水路径迅速消散, 侧壁土体整体上发生竖向固结, 由下沉引起的部分挤土应力集中会缓慢消散。

**关键词:** 沉井; 离心机试验; 渗流; 侧压力

中图分类号: TU753.64

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)12-2291-10

**作者简介:** 蒋炳楠(1992—), 男, 博士研究生, 主要从事深基础方面的理论及应用研究工作。E-mail: 1183122662@qq.com。

## Centrifugal model tests on sinking and seepage of a large deep-water open caisson

JIANG Bing-nan, MA Jian-lin, WANG Meng-ting, LI Shu-nan, ZHOU He-xiang

(School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China)

**Abstract:** Based on a largest deep-water open caisson, the centrifuge model tests simulate the seepage field caused by mud suction during sinking when the caisson is buried more than 35 m deep. By comparing and analyzing the forces with the measured data from the prototype caisson, the main characteristics are as follows: the distribution of the lateral pressure is small at the step, the stress relaxes near the blade foot, and it concentrates in the upper and lower sections of the step, while it is more obvious below the step. When the lateral resistance during sinking is greater than the heightening, according to the distribution characteristics of lateral pressure, the method for calculating the side resistance in the vertical state of the caisson is given. The analysis also shows that the seepage effect caused by the mud suction will make the soil at the lower section of side wall become loose, and the lateral pressure is greatly reduced and negatively correlated with the seepage force. And may break the stress balance of the caisson and cause gushing sand and sudden sinking. When sinking, the extrusion of side wall will cause stress concentration and the increase of the excess pore water pressure. After sinking, the excess pore water pressure will dissipate rapidly along the drainage path, and vertical consolidation of soil on the sidewall occurs, and part of the stress concentration of soil caused by subsidence will slowly dissipate.

**Key words:** open caisson; centrifugal model test; seepage; lateral pressure

## 0 引 言

沉井这一可靠的基础形式, 被广泛应用为深水大跨度桥梁的主塔或者锚碇基础<sup>[1-2]</sup>。据统计, 在超千米跨度桥梁基础领域, 沉井和沉箱基础所占比例达到 76%<sup>[3]</sup>。21 世纪以来, 中国建造了一批大型深水沉井, 此类沉井平面面积超过 2000 m<sup>2</sup>, 所处位置水深超过 20 m, 埋深(入土深度)超过 30 m, 将该类沉井定义为超大型深水沉井。与普通沉井不同, 超大型深水沉井采用的下沉方式主要为不排水吸泥下沉, 即保持沉

井内外侧水位接近, 利用吸泥泵将刃脚周围的水土混合物吸出, 使沉井在自重作用下破土下沉<sup>[4]</sup>, 且在沉井侧壁一般会设置缩进台阶, 减少下沉时侧壁阻力。为保证沉井在施工期间能安全平稳的下沉, 沉井下沉阻力的确定成为解决问题的关键。

**基金项目:** 中国铁路总公司科技研究开发计划项目(2013G001-A-2);

国家重点研发计划专项课题(2016YFC0802203)

**收稿日期:** 2019-09-23

**\*通信作者** (E-mail: majianlin01@126.com)

近几年国内外对于吸力桶的研究取得较好成果<sup>[5-7]</sup>,但在大型深水沉井方面的研究较少,尤其在下沉阻力方面。Yea 等<sup>[8]</sup>通过现场试验研究分析了气动沉箱下沉过程中的刀脚空间反力。Chiou 等<sup>[9]</sup>分析了砾石中横向加载下的桥梁沉箱基础受力与变形。Gerolymos 等<sup>[10]</sup>、Rui 等<sup>[11]</sup>和 Zafeirakos 等<sup>[12]</sup>研究了沉箱在地震或者浪涌荷载下的动态响应问题。

沉井下沉阻力包括沉井端部阻力和侧壁阻力,超大型深水沉井目前在下沉侧阻力的理论方面没有较深入的研究结果。现有计算方法源自小型沉井或大直径桩,一般为参考地勘给出的井壁土体侧摩阻力标准值,从上到下按土层取等值分布<sup>[13-15]</sup>,但已有众多研究表明<sup>[16-19]</sup>,该方法在超大型深水沉井领域适用性差,所得结果与实测值相比误差较大。陈晓平等<sup>[16]</sup>、穆保岗等<sup>[17]</sup>、朱建民等<sup>[18]</sup>、蒋炳楠等<sup>[19]</sup>分别通过对沉井下沉受力的现场监测,得到一些适用于沉井侧摩阻计算的模型,但受限于现场施工条件,传感器存活率低,前三者的埋深均未超过 25 m,而蒋炳楠等<sup>[19]</sup>的研究虽然埋深超过 50 m,但深埋条件下,测点数据量较少,仍需更多实际工程验证。王建等<sup>[20]</sup>和李伟雄<sup>[21]</sup>通过室内试验和理论推导,认为按主动土压力或静止土压力考虑,局部考虑被动土压力。周和祥等<sup>[22-23]</sup>通过离心机试验给出考虑有无台阶的沉井侧阻模型,但该试验未考虑吸泥时的渗流问题,模拟的是沉井接高时的工况。褚晶磊等<sup>[24]</sup>、蒋炳楠等<sup>[25]</sup>通过吸泥下沉模拟试验,提出了沉井下沉阻力的空间分布特性,但模型试验为 1g 重力环境,与实际沉井应力水平存在差异。

计算方法的不明确导致沉井在下沉过程中面临难沉、倾斜、翻砂突沉等一系列问题,且现有研究均未考虑吸泥引起的渗流作用对下沉阻力的影响。沪通大桥主塔沉井(86.9 m×58.7 m×105 m)在终沉阶段(自水面以下 76.8 m 下沉至 95.5 m),由翻砂突沉引起的下沉量达 46%,其中翻砂 30 次,突沉 19 次,在下沉困难的 70 d 内仅靠翻砂突沉下沉 3.8 m<sup>[26]</sup>,严重拖延工期且存在巨大的安全风险。

本文以沪通大桥主塔沉井下沉为背景,通过离心机试验模拟原型应力场,实现模型与原型的应力相等、应变相等、破坏机理相同,模拟沉井在入土深度超过 30 m 时的下沉行为和吸泥引起的渗流场,分析沉井下沉的受力和渗流特性,研究沉井下沉侧阻力的分布规律和渗流作用对下沉侧阻力的影响。

1 模型试验

超大型深水沉井在整个下沉过程中需多次下沉和接高。以沪通大桥主塔沉井为例,共分为 4 次下沉和

3 次接高。沉井下沉和接高时其端部和侧壁周围土体的扰动程度不同,对沉井阻力分布存成较大影响,故需分开讨论。另外,在下沉启动前,吸泥管的吸泥作用使井内外液面差增大至 2 m 以上,沉井发生从外侧到内侧的渗流,而在沉井难以下沉时,该液位差可达 7 m 以上。结合以上施工特点,并考虑试验可操作性,设计试验如下,试验采用的离心加速度为 90g。

1.1 试验原理

通过离心机所产生离心场的作用,可弥补因模型尺寸缩小导致的模型应力损失,使模型应力与原型应力相同,达到模拟原型实际工程应力场的效果。利用相似定理可得离心模型的相似比如表 1 所示。

表 1 离心模型与原型的相似关系  
Table 1 Similarity relation between centrifugal model and prototype

物理量	相似比	物理量	相似比
长度	1 : n	弹性模量	1 : 1
密度	1 : 1	黏聚力	1 : 1
应力	1 : 1	内摩擦角	1 : 1
应变	1 : 1	抗剪强度	1 : 1
位移	1 : n	时间	1 : n <sup>2</sup>

1.2 沉井模型

以沪通大桥沉井为原型,简化为二维模型,如图 1 所示。模型采用整块钢板切铣而成,模型侧壁高 45 cm,宽 70 cm,刀脚高度 1.7 cm,刀脚斜面倾角 45°,踏面宽度 0.3 cm。刀脚踏面以上 8 cm 处设置 0.3 cm 的内缩台阶,台阶以下壁厚 2 cm,为减轻模型自重,台阶以上壁厚 1 cm,经换算后与原型沉井尺寸参数接近<sup>[19]</sup>。模型侧壁及刀脚冲孔埋设土压力传感器,其中侧壁对称埋设 7 组,编号 T1 至 T7,量程为 2 MPa。模型顶面对称布置一组应变式位移计量测沉井在竖直方向上的位移,编号 W1。共计 16 个传感器,分析时取每组传感器的平均值。

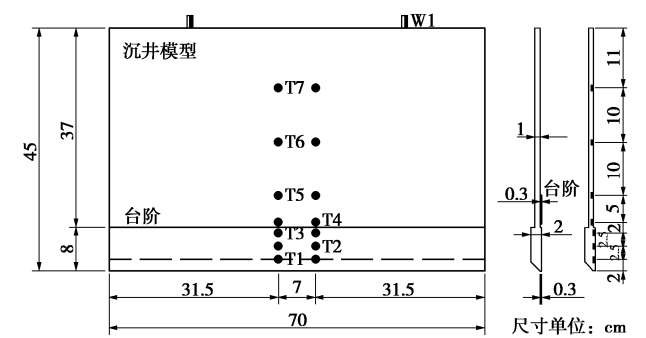


图 1 沉井模型示意图

Fig. 1 Schematic diagram of open caisson model

1.3 试验准备

试验采用的模型箱尺寸为 0.8 m(长)×0.7 m(宽)

表 2 土体基本参数  
Table 2 Basic parameters of soil

土样类别	土颗粒相对密度	内摩擦角/(°)	黏聚力/kPa	孔隙比	饱和重度/(kN·m <sup>3</sup> )	渗透系数/10 <sup>-4</sup>	与井壁摩擦系数
粉砂	2.704	36.2	0	0.731	19.84	6.8	0.472

×0.7 m (高), 正面装配玻璃板, 其余三面及底板均为钢板。沉井模型与模型箱接触的两端黏贴硅胶板并作防水处理, 保证两端无渗水缝隙, 沉井模型通过滑轨连接固定支架, 可垂直上下滑动。试验土样选用粉砂, 基本参数见表 2, 原型沉井土层参数如表 3 所示, 河床面初始标高为-25.6 m。沉井模型在 90g 下的换算埋深为 35~40 m, 与原型沉井在该埋深下所处的 3 号土层参数接近<sup>[19]</sup>。砂土最大粒径小于 0.3 mm, 可忽略粒径效应的影响<sup>[27]</sup>。试验填土前, 沉井台阶处插入厚度为 3 mm 的钢板; 填土时, 将砂土分层铺设夯实, 每层厚度为 5 cm, 并于玻璃板侧加设宽度为 10 cm, 厚度 1 cm 的彩砂层, 其长度为 10~14 cm, 直至砂土面达到设计高度 (52 cm), 如图 2 所示。

表 3 原型沉井土层地勘参数表

Table 3 Geophysical parameters of soil of prototype caisson					
土层编号	土层类别	内摩擦角 $\phi/(^{\circ})$	孔隙比	侧摩阻力标准值/kPa	层底标高 /m
1	细砂	42.1	0.65	15	-34.3
2	粉砂	36.4	0.79	15	-48.8
3	粉砂	36.4	0.73	18	-65.0
4	细砂	37.1	0.69	18	-70.1
5	中砂	36.6	0.49	22	-74.5
6	粗砂	40.8	0.50	22	-81.1
7	细砂	41.0	0.59	20	-93.9
8	粗砂	39.3	0.64	25	-102.3
9	细砂	36.6	0.61	22	-114.0

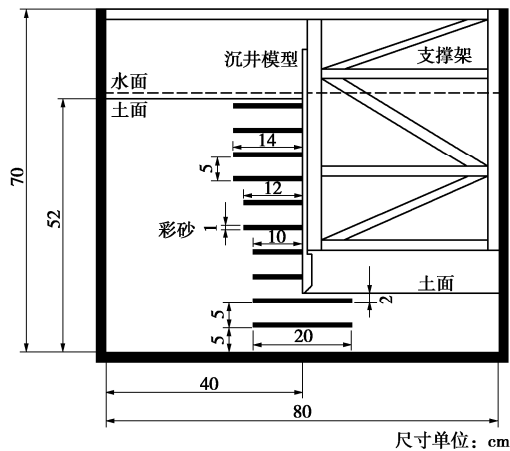


图 2 试验模型制备

Fig. 2 Test soil in model box

试验设置渗流系统, 该系统由水箱, 电控阀门和孔隙水压力计组成, 如图 3 所示。水箱采用 4 mm 厚

钢板拼接, 尺寸为 32 cm×23.2 cm×35 cm, 焊接于支撑架上。水箱两侧距底部 10 cm 处开孔, 开孔直径为 2.5 cm, 放入内径 2 cm 的电控阀门。阀门采用电机驱动, 可通过通断电控制阀门开闭, 阀门电机置于水箱内部, 水箱开孔与接口处作防水处理。孔压计分层埋设, 编号 K1 至 K9, 距玻璃板均为 30 cm。

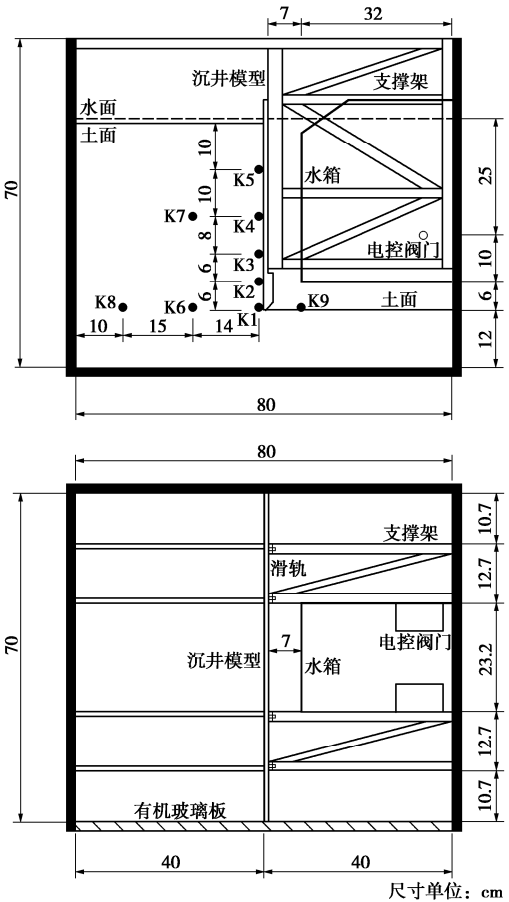


图 3 渗流系统

Fig. 3 Seepage system

1.4 试验过程及模型相似

待土样填筑完成后, 通过在模型箱四角预埋的注水管从箱底往上缓慢注水, 保持内外液面同步上升至水面高出井外土面 1 cm, 再静置 24 h, 使砂土在自重作用下压密, 此时电控阀门为闭合状态, 水箱中无水渗入。试验采用自主设计加工的加载装置控制沉井模型竖向位移, 加载系统与沉井顶部连接, 确保在加载前不发生因自重产生的竖向位移。

由于在离心环境中对沉井模型直接进行吸泥下沉开挖模拟极为复杂, 国内外以目前的试验条件均难以实现。本试验以可操作性为前提, 充分考虑超大型深

水沉井施工特点，通过以下步骤对沉井一次完整的吸泥下沉过程进行相似模拟：

(1) 模型在离心加速度 90g 下固结 30 min，固结完成后，取出台阶处 3 mm 厚钢板，模型再加速至 90g 并保持 1 min。该过程换算原型时间约为 20 d，与原型沉井下沉困难时静置天数接近。此时刃脚处接近脱空，台阶以上部分土体仍存在一定程度的扰动。模拟沉井因台阶处空隙存在，上一次下沉产生的扰动，对应沉井下沉前初始状态。

(2) 保持离心加速度稳定，打开电控阀门，沉井内侧水在自重作用下流入水箱，沉井外侧水通过刃脚底部渗入沉井内侧，沉井发生由外侧到内侧的渗流，模拟沉井不排水吸泥引起的渗流作用，对应沉井吸泥施工。

(3) 待渗流结束时，立刻通过加载装置对沉井进行竖向加载，此时刃脚周围土体仍存在一定程度的扰动。待沉井下沉 3 cm 并达到稳定后停止加载，3 cm 对应原型沉井下沉 2.7 m，超过原型沉井同类型沉井考虑突沉时的单次最大下沉深度 (2.4 m)。吸泥作用通过减小端部阻力来增大沉井自重与阻力的比值，使沉井竖向受力平衡被打破，在自重应力作用下破土下沉并达到再平衡。试验通过施加荷载来增加模型沉井自重，从而增大模型沉井自重与阻力比值，近似模拟沉井因吸泥作用产生的下沉。

(4) 加载结束后，模型在 90g 加速度下继续运转 300 s，换算原型时间为 28 d，模拟沉井接高时侧壁及

刃脚周围土体应力恢复。

如图 4 所示，黄线内部分土体出现应力集中，模型箱中水排空后，砂土湿润度比周围略高。

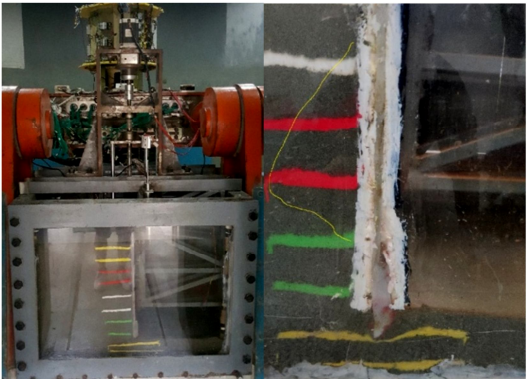


图 4 试验照片  
Fig. 4 Photo of test site

## 2 试验结果分析

根据试验过程，对试验不同阶段的得到的侧阻进行定义。模型固结后再加速至 90g 并保持 1 min，得到静置状态侧阻。采用渗流系统控制沉井内外液差，构建渗流网，得到渗流状态侧阻。渗流结束时，立即启动加载系统，沉井在竖向力作用下垂直向下运动 3 cm 切入土中，得到极限状态侧阻。停止加载后，模型在 90g 加速度下继续运转 300 s，得到稳定状态侧阻。试验过程中，各测点数据变化如图 5 所示。

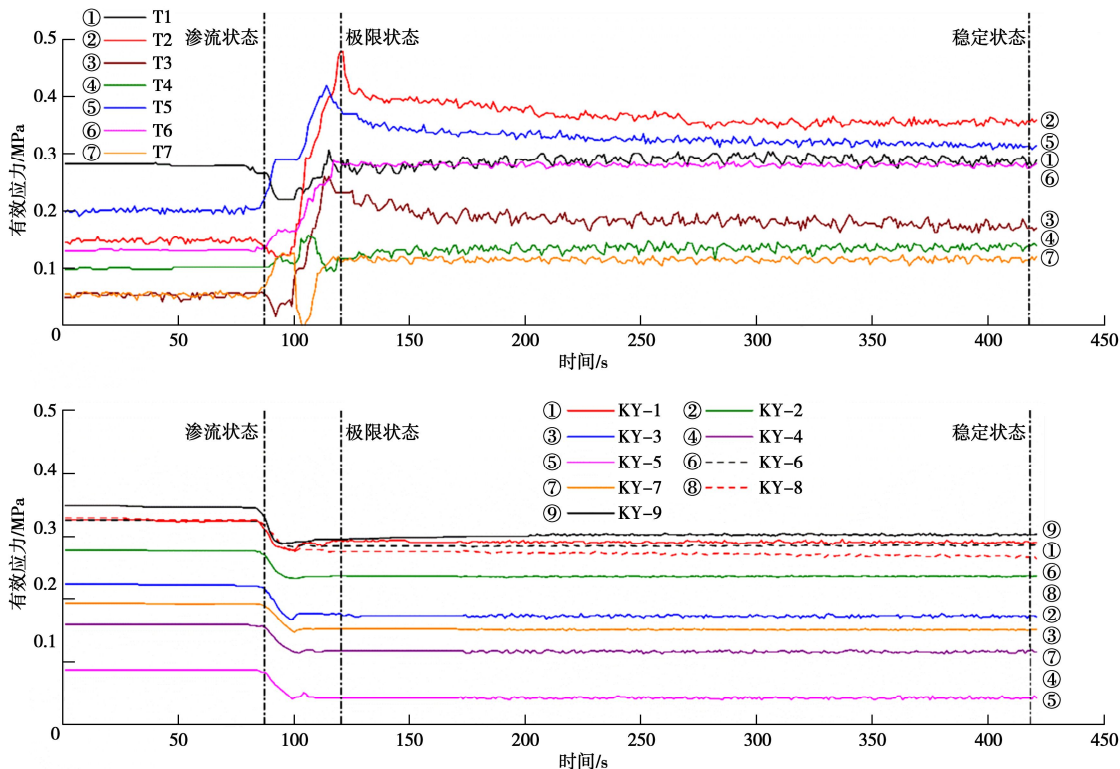


图 5 各测点有效应力随时间变化

Fig. 5 Variation of effective stress at measuring points with time

2.1 台阶影响

模型固结后, 沉井侧壁受力如图 6 所示(换算为原型, 下同)。分析可知台阶对侧阻力的分布有较大影响, 台阶分界点处侧阻较小, 仅为 50 kPa (侧阻=侧压力×摩擦系数, 下同), 该处土体周围可能在固结过程中形成土拱, 分界点周围侧阻存在折减, 影响半径约为 6 m。除台阶周围测点 T2, T3, T4 外, 其余测点侧阻为静止土压力的 2 倍, 且线性增加, T5, T6, T7 连线的延长线与 T1 相交。试验所得侧阻平均值为 54.5 kPa, 为按静止土压力计算的 1.7 倍。试验土体为砂土, 被动土压力理论值为静止土压力的 10 倍以上, 试验值更接近于静止土压力。

若不考虑台阶影响, 深部土体侧压力在分布上仍为线性, 但其大小为静止土压力理论计算值的两倍。主要原因为模型制备及固结过程中, 土体在一定程度上挤压沉井侧壁, 产生了介于静止土压力和被动土压力之间的增大土压力。而在实际沉井下沉过程中, 侧壁土体也存在挤压的过程, 侧压力与静止土压力理论解存在较大差距<sup>[19]</sup>。

综上所述, 超大型深水沉井设置侧向台阶对侧阻的大小和分布形式均有较大影响。主要表现为台阶处应力松弛, 侧阻较小; 台阶以上和台阶以下部分区域均会出现应力集中。

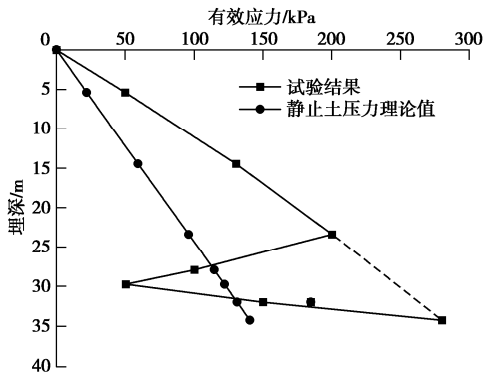


图 6 模型试验静置状态与静土压力理论值对比

Fig. 6 Difference of lateral pressure between resting state of model tests and theory of static earth pressure

2.2 渗流影响

试验时模型箱中水流入水箱, 渗流影响达到峰值后, 模型箱内液面下降 6 cm, 部分土体侧压力计算由浮重度变为天然重度。按照模型试验结果扣除 5 cm 土体因重度变化对侧压力的影响(约为 42 kPa), 并定义其为渗流状态。渗流影响为峰值时, 沉井侧壁受力如图 7 所示。渗流状态时, 侧阻平均值为 56.3 kPa, 与静止状态数值接近, 但侧压力分布发生较大改变, 具体表现为埋深 26 m (0.75H) 以上部分侧压力增大, T4 处应力增大最明显, 幅度为 50 kPa (25%); 26 m

以下部分侧压力减小。T1 处应力减小最明显, 幅度达到 100 kPa (36%)。

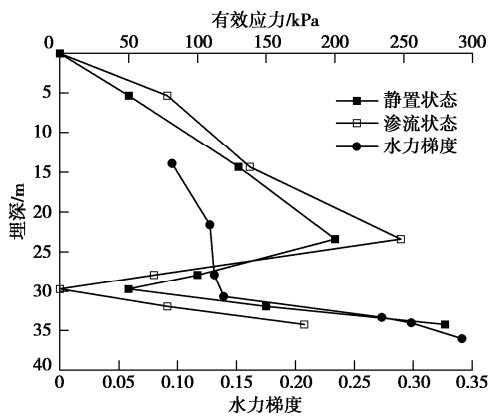


图 7 渗流对侧压力的影响

Fig. 7 Influences of seepage on lateral pressure

通过孔压计测得各区段水力梯度变化平均值, 假设水力梯度在各区段内线性变化, 并在刃脚处考虑水平渗透力, 得到土中各埋深水力梯度值如图 7 所示。水力梯度随着埋深增大而增大, 在靠近刃脚时增加迅速, 并于刃脚附近达到最大值 (0.34)。

渗流对土骨架产生的拖曳力使土颗粒的排列发生变化, 导致土体结构发生变化, 使土体的渗透能力发生改变。渗流作用使侧壁下部土体变得松散, 侧压力大减小, 且渗透力越大, 减小的越明显。而侧壁下部减小的侧阻力向上传递, 由侧壁上部分担, 故侧壁上部侧压力增大。

假设刃脚踏面底部存在承担荷载的核心土柱区域, 当渗透力增大到一定程度, 超过刃脚反力及上部覆土压力等对核心土柱所提供的摩擦力时, 土体在渗透力作用下向井内迁移, 沉井发生翻砂, 如图 8 所示。翻砂会导致侧壁下部侧压力和刃脚阻力急剧减小, 沉井受力发生重分布, 需分担的荷载向侧壁上部传递。若传递的荷载超过侧壁上部的极限侧阻, 则沉井会发生突沉; 若未超过极限侧摩擦阻, 则沉井仅发生翻砂。

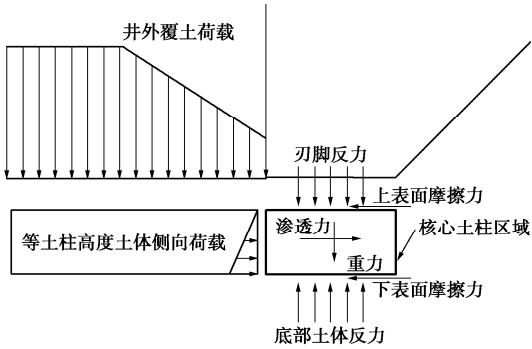


图 8 渗透力引起的翻砂示意图

Fig. 8 Schematic diagram of gushing sand and sudden sinking caused by seepage force



原型沉井埋深为 38 m 时, 喷砂管管口流速可达 13 m/s, 根据《公路施工手册: 桥涵》<sup>[28]</sup> 计算可知, 吸泥管管口水头差超过 30 m。受限于试验条件, 渗流装置所产生的渗透力在土体中的分布与实际沉井吸泥管相比较为均匀且渗透力较小, 故模型沉井未发生翻砂突沉。

综上所述, 当沉井受力平衡时, 渗流作用对侧阻平均值的影响较小, 但对侧阻的分布形式影响较大, 并可能打破沉井受力平衡而引起翻砂突沉。

### 2.3 沉井下沉

随着沉井下沉, 侧阻在达到极限状态的过程中, 除测点 T7 因沉井向下运动, 模型顶部土体变得松散而先减小后增大外, 其余测点均出现不同程度的增大。各测点到达极限值的时刻点不同, 并在达到极限值后均迅速减小(除 T6、T7)。T2 极限值出现时刻点最晚, 为结束加载前 4 s, 且当其余测点由极值点下降时, T2 应力出现陡升。

设 T2 达到极值时为极限侧阻状态, 侧阻平均值为 85.7 kPa, 为静置状态的 1.6 倍, 如图 9 所示。沉井在切土过程中, 侧壁周围土体逐渐被压密, 侧压力上升, 部分区域因土体挤压而出现应力集中(挤土效应), 侧压力显著增大, T2 至 T3 区段和 T5 至 T6 区段增加较为明显。T1 靠近刃脚, 侧压力增加量不大, 且数值小于静置状态, 约为 T2 的 50%, 说明沉井在下沉过程中, 刃脚周围侧壁在下沉过程中挤土效应不明显且存在由切土下沉引起的应力松弛。因台阶处空隙存在, 下切时台阶以上部分土体扰动较大, T4 处侧压力增加量较小。

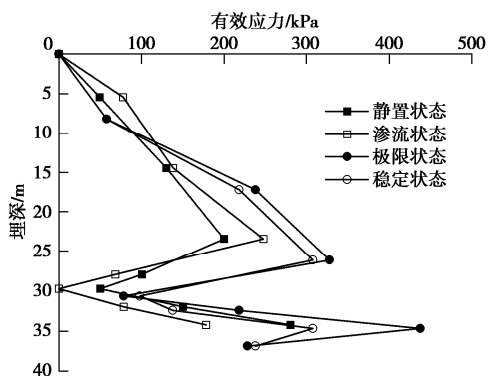


图 9 沉井下沉不同状态侧压力对比

Fig. 9 Comparison of different states of open caisson

原型沉井在相同埋深(39 m)时, 由实测端阻反算的平均侧阻为 95 kPa, 与模型试验所得极限侧阻较为接近。各测点数据如图 10 所示, 原型试验中 Y1、Y2 和 Y5 为实测值(测点保护困难, 有效测点较少), 刃脚以上 2~5 m 区段侧压力较大, 最大值为 770 kPa, 为模型试验的两倍, 说明原型沉井刃脚以上部分应力

集中更为明显。通过确定的平均侧摩阻力(95 kPa), 假定原型沉井台阶处土体扰动和台阶以上部分线性增大的特点与模型沉井一致, 推算出其侧压力分布如图所示(Y3 和 Y4 为推算值)。

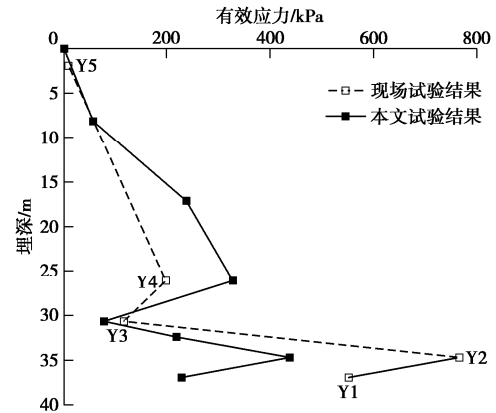


图 10 现场试验与模型试验下沉期间侧压力对比

Fig. 10 Comparison of prototype and model tests on lateral pressure during sinking

通过现场试验和离心机试验对比可知, 超大型深水沉井在台阶上下均存在应力集中区段, 且台阶以下应力集中更为明显。采用分段函数对侧阻的分布形式进行描述较为合理。结合笔者之前在现场试验<sup>[19]</sup>和室内模型试验<sup>[22-24]</sup>的研究成果, 台阶处与静止土压力理论值接近, 应力集中处为增大土压力, 且与静止土压力和被动土压力存在关系, 其余部分为线性变化, 给出超大型深水沉井下沉时侧阻分布计算方法(埋深 30~50 m)。

设沉井下沉深度为  $H$ , 台阶高度为  $h$ , 台阶处侧压力为  $P_3$ , 假定台阶以上  $0.8h$  及台阶以下  $0.4h$  处为应力集中点, 且与下沉深度无关, 其侧压力分别为  $P_1$  和  $P_3$ , 刃脚踏面附近侧压力为  $P_4$ , 如图 11 所示。 $K_0$  和  $K_p$  分别为土体静止侧压力系数和被动侧压力系数, 计算方法与规范<sup>[15]</sup>相同。则对已知内摩擦角为  $\varphi$ , 侧壁与土体摩擦系数为  $\mu$  的均质土层,  $P_1$  至  $P_4$  及平均侧阻  $f$  计算表达式为

$$P_1 = 2K_0\gamma'(H-h-0.8h) \quad (1)$$

$$P_2 = K_0\gamma'(H-h) \quad (2)$$

$$P_3 = 0.55K_p\gamma'(H-h+0.4h) \quad (3)$$

$$P_4 = 0.33K_p\gamma'H \quad (4)$$

$$f = 0.5\mu[P_1(H-h-0.8h)+0.8h(P_1+P_2)+0.4h(P_2+P_3)+0.6h(P_3+P_4)] \quad (5)$$

对于分层土体, 在台阶上部应力集中点以上部分, 其求解思路与规范<sup>[15]</sup>中分层土体侧压力的求解相同, 在台阶上部应力集中点以下部分均按线性分布, 此处不再赘述。

对于相同工况, 按表 3 地勘参数进行取值与文献

[19, 23]的对比如图 12 所示(部分文献或推导时埋深未超过 30 m, 或计算结果与实测值相差太大, 未在此处罗列)。

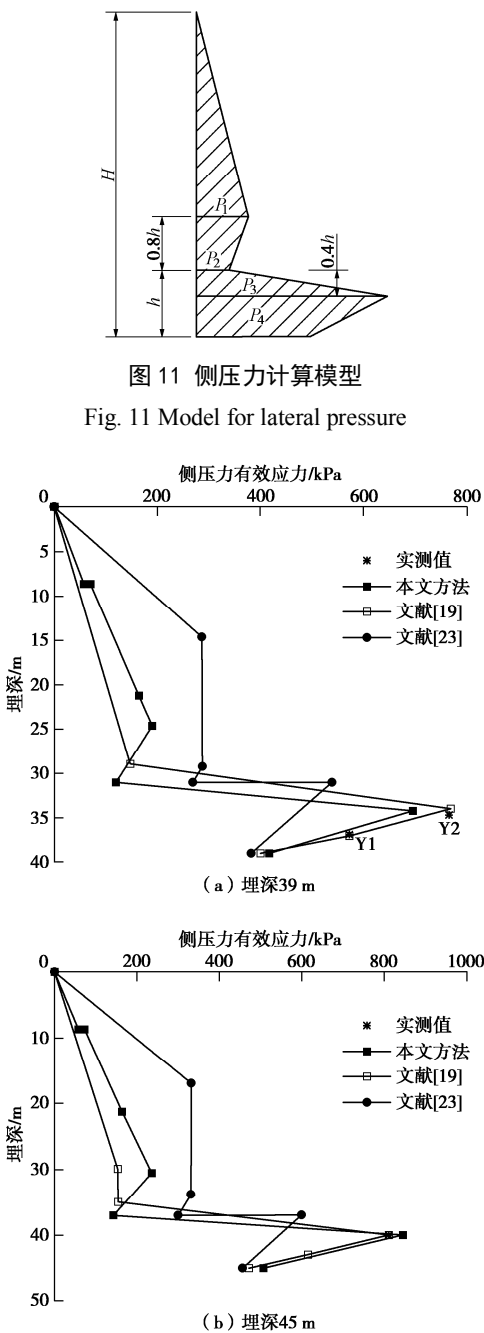


图 12 不同计算方法比较(埋深 39 m 和埋深 45 m)

Fig. 12 Comparison of different methods (buried depths of 39 and 45 m)

3 种方法中文献[23]所得结果最大, 本文方法、文献[19]与实测值相比较为接近。本文计算方法基于应力集中点和应力集中影响范围的确定, 并考虑台阶处和刃脚附近的应力松弛, 与其它根据实测值进行拟合的计算方法相比, 在保证计算准确性的同时存在一定的理论依据。埋深超过 50 m 后, 因目前国内外均无同类沉井实测数据, 有待后续研究检验。

2.4 沉井接高

稳定状态的侧阻与极限状态相比, 除 T1 有小幅增大外, 其余测点均存在一定程度的减小, 如图 9 所示。说明沉井在接高过程中, 刃脚周围土体松弛逐渐恢复, 侧壁局部区域的挤土效应也逐渐减弱, 应力发生重分布, 该状态侧阻平均值为 75.2 kPa, 为静置状态的 1.4 倍, 为极限状态的 0.9 倍。

接高期间应力重分布程度如图 13 所示, 在接高期间前 2.8 d (30 s), 应力重分布速度较快, 完成 50% 以上, 接高至 7 d (75 s), 应力重分布完成 80%, 接高至 21 d (225 s), 应力重分布基本完成。

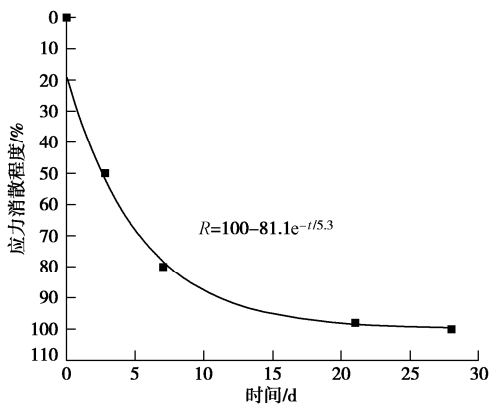


图 13 应力恢复程度随时间变化

Fig. 13 Dissipation of stress concentration over time

应力重分布程度曲线与土体主固结曲线形式较为接近, 两者可能存在一定联系, 但应力重分布时应力为减小趋势, 与土体固结相反。结合孔压测点在下沉与接高过程的变化(与静置状态差值), 如图 14 所示, 对比沉井下沉前后, 孔压均出现一定程度的增大, 刃脚附近孔压增加最大, 为 14 kPa, 平均增加量为 8.8 kPa。

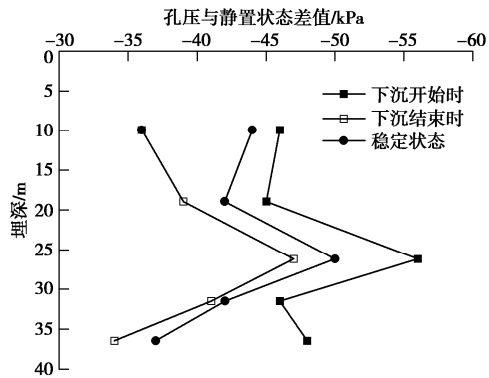


图 14 下沉前后孔压变化

Fig. 14 Variation of pore water pressure before and after sinking

沉井下沉过程中对侧壁土体的挤压引起部分土体应力集中(挤土效应)和超静孔压的上升; 当下沉结束后, 挤压力消失, 部分超静孔压沿排水路径迅速消散, 挤土效应减弱, 如图 15 所示。



- 工业出版社, 2010. (ZHANG Feng-xiang. Design, Construction and Examples of Caissons and Open Caissons[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2010. (in Chinese))
- [5] LUKE A M, RAUCH A F, OLSON R E, et al. Components of suction caisson capacity measured in axial pullout tests[J]. Ocean Engineering, 2005, **32**(7): 878 - 891.
- [6] SAMUI P, DAS S, KIM D. Uplift capacity of suction caisson in clay using multivariate adaptive regression spline[J]. Ocean Engineering, 2011, **38**(17): 2123 - 2127.
- [7] LIAN J, CHEN F, WANG H. Laboratory tests on soil-skirt interaction and penetration resistance of suction caissons during installation in sand[J]. Ocean Engineering, 2014, **84**(3): 1 - 13.
- [8] YEA G G, KIM T H. Vertical cutting edge forces measured during the sinking of pneumatic caisson[J]. Marine Georesources & Geotechnology, 2012, **30**(2): 103 - 121.
- [9] CHIOU J S, KO Y Y, HSU S Y, et al. Testing and analysis of a laterally loaded bridge caisson foundation in gravel[J]. Soils & Foundations, 2012, **52**(3): 562 - 573.
- [10] GEROLYMOS N, GAZETAS G. Development of winkler model for static and dynamic response of caisson foundations with soil and interface nonlinearities[J]. Soil Dynamics & Earthquake Engineering, 2006, **26**(5): 363 - 376.
- [11] ZHONG R, HUANG M S. Winkler model for dynamic response of composite caisson-piles foundations: seismic response[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2013, **55**(13): 182 - 194.
- [12] ZAFEIRAKOS A, GEROLYMOS N, DROSOS V. Incremental dynamic analysis of caisson-pier interaction[J]. Soil Dynamics & Earthquake Engineering, 2013, **48**(5): 71 - 88.
- [13] 铁路桥涵地基和基础设计规范: TB 10093—2017[S]. 2017. (Code for Design on Subsoil and Foundation of Railway Bridge and Culvert: TB 10093—2017[S]. 2017. (in Chinese))
- [14] 建筑地基基础设计规范: GB 50007—2011[S]. 2012. (Code for Design of Building Foundation: GB 50007—2011[S]. 2012. (in Chinese))
- [15] 给水排水工程钢筋混凝土沉井结构设计规程: CECS 137: 2015[S]. 2015. (Specification for Structural Design of Reinforced Concrete Sinking Well of Water Supply and Sewage Engineering: CECS 137: 2015[S]. 2015. (in Chinese))
- [16] 陈晓平, 茜平一, 张志勇. 沉井基础下沉阻力分布特征研究[J]. 岩土工程学报, 2005, **27**(2): 148 - 152. (CHEN Xiao-ping, QIAN Ping-yi, ZHANG Zhi-yong. Study on penetration resistance distribution characteristic of sunk shaft foundation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, **27**(2): 148 - 152. (in Chinese))
- [17] 穆保岗, 朱建民, 牛亚洲. 南京长江四桥北锚碇沉井监控方案及成果分析[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(2): 269 - 274. (MU Bao-gang, ZHU Jian-min, NIU Ya-zhou. Monitoring and analysis of north anchorage caisson of Fourth Nanjing Yangtze River Bridge[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(2): 269 - 274. (in Chinese))
- [18] 朱建民, 龚维明, 穆保岗, 等. 南京长江四桥北锚碇沉井下安全监控研究[J]. 建筑结构学报, 2010, **31**(8): 112 - 117. (ZHU Jian-min, GONG Wei-ming, MU Bao-gang, et al. Sinking safety monitoring research on north anchorage caisson of the Forth Nanjing Yangtze River Bridge[J]. Journal of Building Structures, 2010, **31**(8): 112 - 117. (in Chinese))
- [19] 蒋炳楠, 马建林, 褚磊, 等. 水中超深大沉井施工期间侧压力现场监测研究[J]. 岩土力学, 2019, **40**(4): 1551 - 1560. (JIANG Bing-nan, MA Jian-lin, CHU Jing-lei, et al. On-site monitoring of lateral pressure of ultra-deep large and subaqueous open caisson during construction[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, **40**(4): 1551 - 1560. (in Chinese))
- [20] 王 建, 刘 杨, 张 煜. 沉井侧壁摩阻力室内试验研究[J]. 岩土力学, 2013, **34**(3): 659 - 666. (WANG Jian, LIU Yang, ZHANG Yu. Model test on sidewall friction of open caisson[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(3): 659 - 666. (in Chinese))
- [21] 李伟雄. 基于被动土压力的沉井结构分析[J]. 岩土工程学报, 2005, **27**(11): 1341 - 1345. (LI Wei-xiong. Analysis of Structure of passive earth pressure on open caisson[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, **27**(11): 1341 - 1345. (in Chinese))
- [22] 周和祥, 马建林, 张 凯, 等. 沉井下沉阻力离心模型试验研究[J]. 岩土力学, 2019, **40**(10): 3969 - 3976. (ZHOU He-xiang, MA Jian-lin, ZHANG Kai, et al. Study on sinking resistance of large and deep caisson based on centrifugal model test[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, **40**(10): 3969 - 3976. (in Chinese))
- [23] 周和祥, 马建林, 张 凯, 等. 沉井侧壁摩阻力分布特性试验研究[J]. 桥梁建设, 2018, **48**(5): 27 - 32. (ZHOU He-xiang, MA Jian-lin, ZHANG Kai, et al. Experimental study on the distribution characteristics of friction resistance on sidewall of the caisson[J]. Bridge Construction, 2018,

- 48(5): 27 - 32. (in Chinese))
- [24] 褚磊, 马建林, 蒋炳楠, 等. 水中沉井下沉期侧壁摩阻力分布试验研究[J]. 岩土工程学报, 2019, 41(4): 707 - 716. (CHU Jing-lei, MA Jian-lin, JIANG Bing-nan, et al. Experimental study on side friction distribution of caissons during sinking in water[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, 41(4): 707 - 716. (in Chinese))
- [25] 蒋炳楠, 马建林, 李孟豪, 等. 水中沉井下沉期间刃脚空间受力试验研究[J]. 岩土力学, 2019, 40(5): 1693 - 1703. (JIANG Bing-nan, MA Jian-lin, LI Meng-hao, et al. Experiments on spatial stress of foot blade during caisson sinking in water[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, 40(5): 1693 - 1703. (in Chinese))
- [26] 蒋炳楠. 沪通大桥超深大沉井下沉阻力及突沉现场监测研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2016. (JIANG Bing-nan. Resistance and Suddenly Sinking Monitor Research of Deep and Large Open Caisson of Hutong Bridge[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2016. (in Chinese))
- [27] 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, 18(3): 80 - 86. (XU Guang-ming, ZHANG Wei-min. Study on particle size effect and boundary effect in centrifugal model[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1996, 18(3): 80 - 86. (in Chinese))
- [28] 交通部第一公路总公司. 公路施工手册: 桥涵[M]. 北京: 人民交通出版社, 2000. (First Highway Corporation of the Ministry of Communications. Highway Construction Manual: Bridge and Culvert[M]. Beijing: China Communications Press, 2000. (in Chinese))
- [29] 太沙基. 理论土力学[M]. 徐志英, 译. 北京: 地质出版社, 1960. (TERZAGHI K. Theoretical Soil Mechanics[M]. XU Zhi-ying, tran. Beijing: Geological Publishing House, 1960. (in Chinese))

## 欢迎订阅《勘察科学技术》

《勘察科学技术》是由中勘冶金勘察设计研究院有限责任公司(原冶金勘察研究总院)主办的学术—技术类双月刊,是中国科技核心期刊、中国核心期刊(遴选)数据库收录期刊、中国学术期刊综合评价数据库统计源期刊,多次被评为河北省优秀期刊。

《勘察科学技术》主要介绍岩土工程设计与施工、工程地质、环境地质、水文地质及地下水资源评价、工程测量及地理信息系统、工程物探、岩土测试、工程检测及地下管网探测等专业的科研成果、生产经验、工程实录以及新理论、新技术、新方法。

《勘察科学技术》内容丰富,理论结合实际,适于从事岩

土工程及勘察的广大科研、设计、施工、监理、教学的专业技术人员及高等院校学生阅读、收藏。

《勘察科学技术》国内外公开发行,双月刊,大16开本,双月20日出版。每期定价10.0元,全年60元。邮发代号18-153。全国各地邮局均可订阅,也可随时汇款到本编辑部订阅。

本刊兼营广告,价格适中,印制精良,注重实效。

欢迎广大读者投稿、订阅和广告惠顾。

地址:河北省保定市东风中路1285号《勘察科学技术》编辑部(071069); Tel: 0312-3020887; 3094054; Fax: 0312-3034561; E-mail: kckxjs@163.com。



DOI: 10.11779/CJGE202012017

# 盾构隧道下穿引起砌体结构建筑沉降损伤实例研究

陈仁朋<sup>1,2</sup>, 曾巍<sup>1,2</sup>, 吴怀娜<sup>1,2</sup>, 吴文斌<sup>3</sup>, 刘齐建<sup>1,2</sup>

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

3. 广西交通设计集团有限公司, 广西 南宁 530029)

**摘要:** 盾构掘进引起地层变形过大极易导致上方沉降敏感结构物变形开裂。对某地铁盾构隧道正交下穿砌体结构建筑物进行研究。通过对建筑物沉降进行系统监测和对建筑物进行全面巡查, 获得了双线盾构隧道施工过程引起建筑物沉降及裂缝开展状况。通过三维有限元模型研究了建筑物-地层变形相互作用规律, 对比分析了墙体主拉应变云图与实测裂缝分布规律, 发现当隧道下穿引起的主拉应变超过 0.05% 的墙体区域会产生裂缝, 且墙体裂缝的发展角度与该处的主拉应变方向垂直。最后根据墙体最大主拉应变讨论了建筑物损伤程度和损伤等级。盾构掘进引起上方砌体建筑物损伤案例, 对地铁施工过程中砌体建筑保护具有一定的指导作用和参考价值。

**关键词:** 盾构隧道; 砌体结构; 损伤评估; 有限元模型

**中图分类号:** TU43

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1000-4548(2020)12-2301-07

**作者简介:** 陈仁朋(1972—), 男, 教授, 主要从事土的基本特性、城市地下空间开发、交通岩土工程的教学和科研工作。E-mail: chenrp@hnu.edu.cn。

## Case study of tunneling-induced settlement and damage of masonry buildings

CHEN Ren-peng<sup>1,2</sup>, ZENG Wei<sup>1,2</sup>, WU Huai-na<sup>1,2</sup>, WU Wen-bin<sup>3</sup>, LIU Qi-jian<sup>1,2</sup>

(1. Key Laboratory of Building Safety and Energy Efficiency, Ministry of Education, Changsha 410082, China; 2. College of Civil

Engineering, Hunan University, Changsha 410082; 3. Guangxi Communications Design Group Co., Ltd., Nanning 530029, China)

**Abstract:** The excessive deformation caused by shield tunneling can easily lead to deformation and cracking of the above sensitive structures. A masonry building orthogonally under-passed by metro shield tunnels is studied. Through systematic settlement monitoring and comprehensive inspection of the building, the tunneling-induced settlements and crack development of the building are obtained. A finite element model is established to study the interaction of the building and the soils. By comparing the principal tensile strain and the measured crack distribution of the wall, it is found that when the principal tensile strain exceeds 0.05%, cracks will occur in the wall area and the development angle of the wall crack is perpendicular to the direction of the principal tensile strain there. Finally, the damage degree and level of the building are discussed according to the maximum principal tensile strain of the wall. The case study of masonry building damage caused by shield tunneling is of certain guiding and reference values for protection of masonry buildings during subway construction.

**Key words:** shield tunnel; masonry building; damage assessment; finite element model

## 0 引言

城市密集区盾构隧道施工不可避免地要下穿既有建筑物。盾构施工会扰动地层从而使地层产生沉降<sup>[1-2]</sup>, 进而导致隧道上方沉降敏感建筑物出现开裂<sup>[3]</sup>。建于 20 世纪七八十年代的砌体结构建筑, 设计标准和施工水平相对较低, 经过三四十年的服役其强度和刚度往往劣化严重, 受邻近盾构施工影响非常大。工程中这方面实例很多, 但是有系统监测和分析资料并正式文献报道的实例极为缺乏。

邻近工程施工引起的砌体结构建筑物损伤自 20

世纪 60 年代开始引起关注。早期 Skempton 等<sup>[4]</sup>、Polshin 等<sup>[5]</sup>根据基坑开挖引起的建筑损伤案例发现建筑物的损伤与角变形有关。Burland 等<sup>[6-7]</sup>根据建筑损伤的表现首次将砌体结构损伤分为 6 个等级, 同时进一步提出建筑物损伤程度与最大拉应变有关。Burland<sup>[6]</sup>将建筑物视为线弹性深梁, 推导出了挠度比

**基金项目:** 国家自然科学基金重点项目(51938005); 湖南省创新平台与人才计划-湖湘高层次人才聚集工程创新团队(2019RS1030); 国家自然科学基金青年基金项目(41807512); 湖南省自然科学基金优秀青年基金项目(2019JJ30006)

**收稿日期:** 2020-02-07

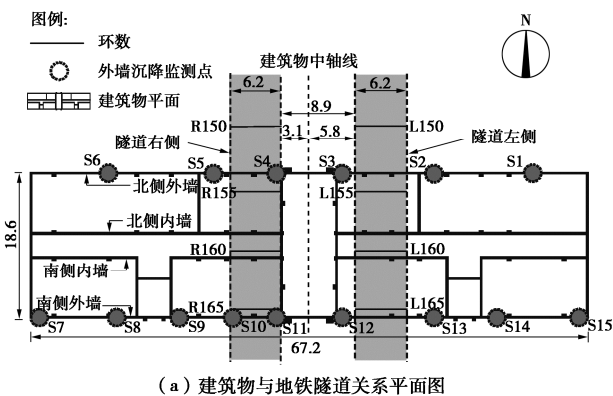
与梁内最大拉应变的相关关系。Boscarding 等<sup>[8]</sup>基于地表沉降曲线获得角变形和水平应变,进而计算建筑最大拉应变以确定建筑损伤等级。Son 等<sup>[9]</sup>考虑了建筑物的刚度对其自身沉降的影响,对角变形和水平应变的计算公式进行了修正。Matt 等<sup>[10]</sup>引入了基于最大拉应变的 DPI 指标,考虑建筑物在正向挠曲段和负向挠曲段不同的变形形式。虽然目前针对建筑物损伤以开展大量研究,但多局限于试验与数值分析,实际工程中建筑损伤报道十分匮乏。盾构开挖引起上部建筑物沉降变形形式较之传统研究的侧方开挖更为复杂,建筑物的表观损伤现象与其应变的相关关系仍需要更为深入的分析。

本文对某地铁盾构隧道正交下穿砌体结构建筑物引起的结构损伤实例进行研究。通过对建筑物沉降进行系统监测和对建筑物进行全面巡查,获得了双线盾构隧道施工过程引起建筑物沉降及裂缝开展状况。通过三维有限元模型研究了盾构掘进地层沉降引发的建筑最大主应变分布规律,分析了其与实测表观损伤的关系,进而分析现有建筑损伤评价标准的合理性。

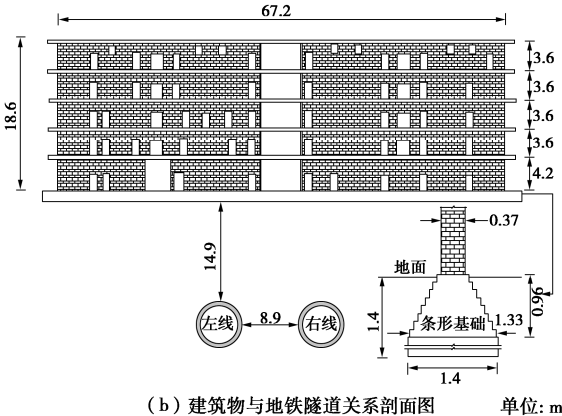
1 工程概况

某地铁隧道区间采用双线盾构法施工,线路全长 1462.2 m,双线隧道轴线距离为 14.9 m,隧道外径 6.2 m,隧道顶部埋设距地面 16.3 m,距离建筑物基础底面 14.9 m。

盾构机在距离始发站 220 m 处下穿 5 层砖混结构建筑物。该砌体结构建于 20 世纪 80 年代,主体建筑物长×宽×高=16.8 m×67.2 m×18.6 m。主体结构竖向由砖墙和砖柱承重,横向为混凝土梁和预制板,混凝土强度等级为 C20,钢筋强度等级大多为 I 级(HPB235),个别梁中纵向受力钢筋采用 II 级(HRB335)。建筑物基础为墙下无筋扩展条形基础,基础采用 1:2:4 的石灰三合土砌筑,埋深 1.4 m。盾构掘进前在建筑北侧墙底布置 6 个沉降监测点、南侧 9 个沉降监测点。该建筑物尺寸、与隧道相对位置关系、沉降监测点的位置如图 1 所示。



(a) 建筑物与地铁隧道关系平面图



(b) 建筑物与地铁隧道关系剖面图 单位: m

图 1 建筑物与地铁隧道位置关系图

Fig. 1 Relative position of building and metro tunnels

场地地质条件复杂,地层自上而下为杂填土、粉质黏土、强风化砂岩、强风化炭质泥岩等。地层分布岩溶,盾构始发前进行注浆填充。建筑物位置右线地层厚度分布相对均匀。建筑物位置左线下方地层存在软硬交界面。场地土层主要物理力学特性见表 1。

表 1 土体物理力学参数表

Table 1 Physical and mechanical parameters of soils

土层	$\gamma$ /( $\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$ )	$c$ /kPa	$\varphi$ /( $^{\circ}$ )	$E_0$ /MPa	$K_0$	$K$ /( $\text{m}\cdot\text{d}^{-1}$ )
杂填土	19.0	7	12	4.75	0.35	2
粉质黏土	20.0	30	20	20	0.52	0.05
强风化砂岩	22.6	15	30	100	—	0.15
强风化炭质泥岩	22.5	18	20	50	—	0.10

注:  $\gamma$  为天然重度,  $c$  为黏聚力,  $\varphi$  为内摩擦角,  $E_0$  为压缩模量,  $K_0$  为静止土压力系数,  $K$  为渗透系数。

选用土压平衡盾构进行隧道施工,先右线后左线施工。右线盾构 5 d 时间穿过建筑物,掘进过程基本顺利。左线盾构 8 d 时间穿过建筑物,期间盾构机在建筑物下方停机 32 h。左线掘进时,盾构机在建筑下方遇到软硬交界面,盾构机推进困难。停机时施工方清空土舱渣土,由于强风化砂岩地层富含地下水,渗透性较高,导致螺旋输送机发送喷涌现象,地层水位有较大程度下降。

2 建筑物沉降及损伤实测分析

2.1 外墙沉降情况

右线和左线盾构穿过后引起的外墙监测点最终稳定沉降值如图 2 所示。右线穿越后,建筑物北墙监测点 S4 出现最大沉降值 6.35 mm,建筑物南墙监测点 S11 出现最大沉降值 9.2 mm,建筑物沉降总体较小,并且建筑物外观没有出现裂缝及抹灰未出现脱落。左线穿越后,建筑物北墙最大沉降点转移至监测点 S2,为 29.42 mm;建筑物南墙最大沉降点转移至监测点

S12, 为 36.98 mm。左线盾构掘进引起的建筑物沉降远大于右线。

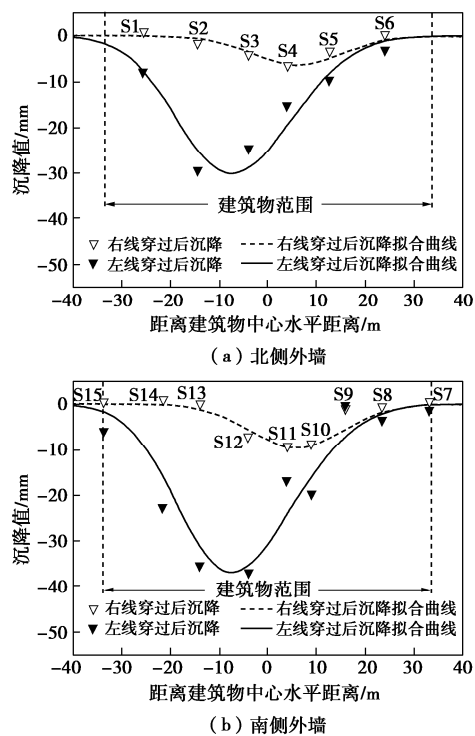


图 2 外墙沉降量监测值与拟合曲线

Fig. 2 Monitoring and fitting curves of external wall settlements

Camós 等<sup>[11]</sup>认为盾构掘进引起的砌体结构建筑物沉降仍可用高斯曲线进行描述。当右线盾构穿过建筑物后, 建筑物的沉降曲线可表示为

$$S' = -S_{RT} \cdot \exp\left[-\frac{(x - d_{RT})^2}{2i_{RT}^2}\right]$$

(1)

式中,  $S'$  为右线盾构穿过引起的沉降值,  $S_{RT}$  为右线盾构穿过引起的最大沉降值,  $d_{RT}$  为右线隧道轴线距建筑物中心的水平距离,  $i_{RT}$  为右线穿过引起的沉降槽半宽,  $x$  为沉降点与建筑物中心的水平距离。

O'Reilly 等<sup>[12]</sup>提出双线隧道掘进引起的沉降曲线为两隧道单独掘进引起沉降曲线的叠加。基于此, 当左线盾构穿过建筑物后, 建筑物的沉降曲线可表示为

$$S = -S_{LT} \cdot \exp\left[-\frac{(x - d_{LT})^2}{2i_{LT}^2}\right] - S_{RT} \cdot \exp\left[-\frac{(x - d_{RT})^2}{2i_{RT}^2}\right]$$

(2)

式中,  $S$  为左线盾构穿过引起的总沉降值,  $S_{LT}$  为左线盾构单独穿过引起的最大沉降值,  $d_{LT}$  为左线隧道轴线距建筑物中心的水平距离,  $i_{LT}$  为左线盾构单独穿过引起的沉降槽半宽。

用式 (1) 对右线通过后外墙监测点的沉降进行拟合, 用式 (2) 对左线通过后外墙监测点的沉降进行拟合, 拟合的参数如表 2 所示。经过拟合计算, 右线的土体损失率在北侧外墙处为 0.51%, 在南侧外墙处为

0.82%; 左线的土体损失率在北侧外墙处为 2.60%, 在南侧外墙处为 3.02%。

表 2 建筑物拟合沉降曲线参数

Table 2 Parameters of fitting settlement curves

北侧 外墙	$S_{RT}/\text{mm}$	$i_{RT}/\text{m}$	$d_{RT}/\text{m}$	$S_{LT}/\text{mm}$	$i_{LT}/\text{m}$	$d_{LT}/\text{m}$
	6.3	9.2	+6.1	28.2	10.4	-8.8
南侧 外墙	$S_{RT}/\text{mm}$	$i_{RT}/\text{m}$	$d_{RT}/\text{m}$	$S_{LT}/\text{mm}$	$i_{LT}/\text{m}$	$d_{LT}/\text{m}$
	9.5	9.7	+6.1	33.7	10.1	-8.8

2.2 内墙开裂情况

左线盾构穿越后, 建筑物墙体出现开裂。在大楼内部, 纵墙(段)大部为斜向裂缝, 缝长约 0.6~7.6 m, 缝宽约 0.5~5.0 mm, 部分延伸到基础, 整体裂缝形状呈现“八”字形。由于横墙开洞较少、刚度较大, 没有发现裂缝, 受隧道施工的影响较小。1 楼左线上方部分墙体开裂情况较为严重, 随着楼层增高逐渐减轻。建筑物内部两纵墙的主要开裂位置如图 3 所示。

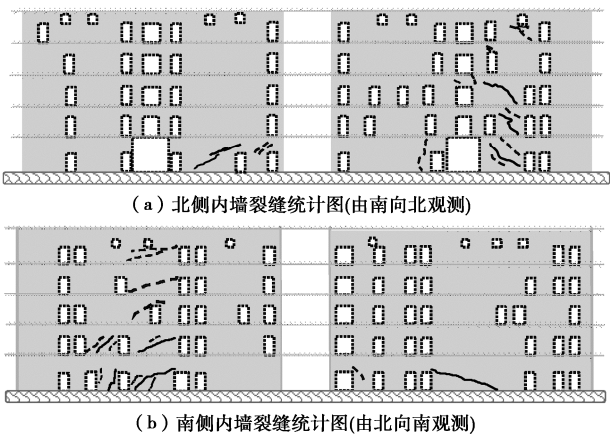


图 3 内墙裂缝统计图

Fig. 3 Crack statistics of internal wall

建筑物内墙除了出现裂缝之外, 抹灰层也出现空鼓、脱落, 且部分门窗发生变形、开闭受限。Burland 等<sup>[7]</sup>提出了砌体结构的损伤等级和损伤现象之间的关系如表 3 所示。从裂缝宽度来看, 建筑物的损伤程度为“轻微”, 但由于房屋的裂缝数目和开裂墙体较多, 以及部分门窗的开闭受限, 建筑物的损伤程度向“中等”发展。总体来说, 建筑物处于“轻微损伤”至“中等损伤”, 主体结构仍具有较高的安全性。

2.3 裂缝位置

在盾构下穿建筑物情况下, 墙体沉降是墙体发生变形开裂的直接原因。图 4 将北墙与南墙墙体沉降与墙体裂缝发展的位置进行了对比分析。

由图 4 可以看出, 整个建筑物基本上横跨了沉降曲线的最低点和凹凸曲率变化点。水平方向上, 裂缝产生的位置主要位于沉降曲线峰值的两侧, 且多数裂

表 3 损伤等级与损伤描述对应关系表<sup>[7]</sup>

Table 3 Corresponding relations between damage level and description		
损伤等级	裂缝宽度	损伤描述
可忽略的	< 0.1 mm	细小的裂缝
非常轻微	< 1 mm	正常维修时容易处理的细小裂缝
轻微	1~5 mm	容易修补的裂缝, 建筑物内部有细小裂缝, 外部可见裂缝
中等	5~15 mm 或裂缝数>3 条	裂缝需要用合适的材料进行修补, 需要对少量的外墙砌砖进行修整和更换。门窗开闭受限, 防风防雨功能受损。
严重	15~25 mm 同时取决于裂缝数量	大范围的修理, 包括部分墙体的重砌, 特别是门和窗户需要修复。门窗框变形, 地板倾斜明显, 墙壁明显倾斜或凸出, 梁的承重能力下降。
非常严重	> 25 mm 同时取决于裂缝数量	需要部分或全部重建的大修。横梁失去承重, 墙壁严重倾斜, 需要支撑。窗户因变形而破碎。

缝与门洞位置相关联。在沉降曲线的峰值附近, 建筑物发生正向挠曲(下凹), 但此处墙体的开裂现象并不明显。而在沉降曲线斜率最大的区域, 裂缝的发展较为明显, 且大多数为斜裂缝, 由此可以看出砌体结构建筑物的损伤主要产生于墙体沉降曲线的斜率最大处, 而非墙体的最大沉降处。此外, 墙体裂缝的开裂方向与裂缝位置有关, 当裂缝位于沉降曲线峰值左侧时, 裂缝发生左下至右上方向的开裂, 当裂缝位于沉降曲线峰值右侧时, 裂缝发生右下至左上方向的开裂。

行为之间的内在联系。

3.1 有限元模型

图 5 为有限元计算模型及其网格划分。计算模型在沿建筑物长度方向为 150 m, 沿隧道掘进方向的长度为 115 m, 竖直方向取 40 m, 左右两边界距离建筑物边缘为 30 m。建筑物与土体均采用实体十节点四面体单元, 共划分 149003 个网格, 235450 个节点。边界条件为地表是自由表面; 土体四周的侧向位移限制为零, 竖向自由; 底部边界所有位移均被约束。

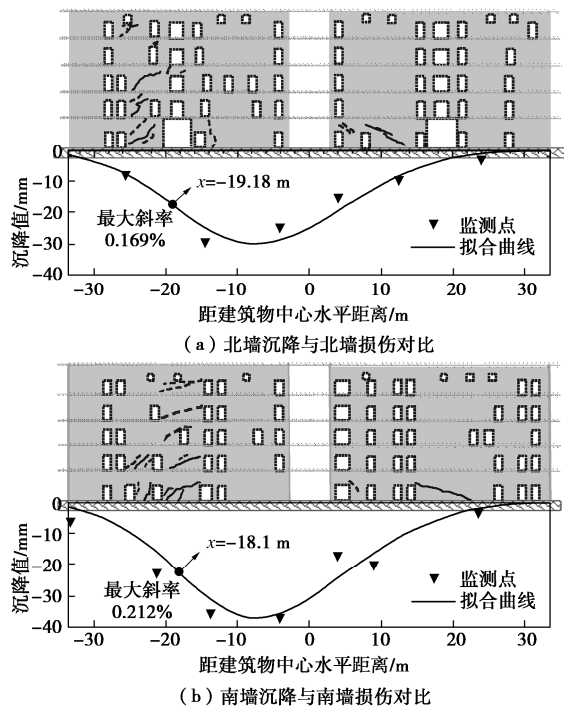


图 4 墙体沉降与损伤对比图(由北向南观测)

Fig. 4 Settlements of external walls and cracks of internal walls

3 盾构掘进致建筑物沉降损伤三维有限元分析

为进一步探明建筑外观损伤的内在机理, 本节通过建立三维有限元模型, 分析盾构掘进致建筑物墙体应力应变的分布规律, 揭示建筑物的损伤表现与变形

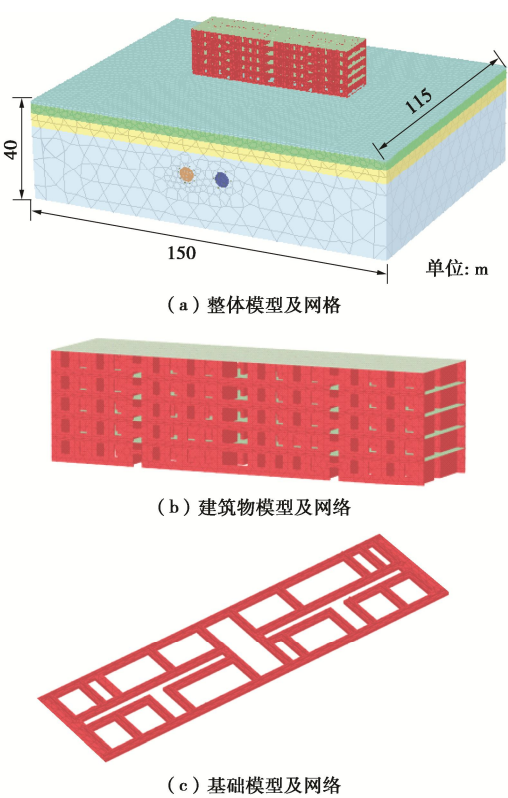


图 5 基础、建筑物和土体的有限元模型及网格

Fig. 5 Grids of finite element model

模型土体采用小应变土体硬化模型(HSS), 是一个能够防止施工周边的小应变区域土体刚度被低估的弹塑性本构模型, 其物理力学参数见表 4。其中: ①为杂填土; ②为粉质黏土; ③为强风化砂岩; ④为强

风化炭质泥岩。 $E_{50}^{\text{ref}}$  为 100 kPa 围压下偏应力的割线斜率； $E_{\text{od}}^{\text{ref}}$  为侧限压缩试验切线刚度； $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$  为卸载再加载滞回环的割线模量； $G_0^{\text{ref}}$  为土体参考剪切模量。

表 4 模型土体物理力学参数表

Table 4 Physical and mechanical parameters of model soils					
土层	层厚 /m	$E_{50}^{\text{ref}}$ /( $\text{kN}\cdot\text{m}^{-2}$ )	$E_{\text{od}}^{\text{ref}}$ /( $\text{kN}\cdot\text{m}^{-2}$ )	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ /( $\text{kN}\cdot\text{m}^{-2}$ )	$G_0^{\text{ref}}$ /( $\text{kN}\cdot\text{m}^{-2}$ )
①	1.1	4750	4750	23750	47500
②	3.9	20000	20000	60000	100000
③	5.2	100000	100000	300000	500000
④	29.8	50000	50000	150000	250000

在有限元模型中建立了建筑物的横墙、纵墙、楼板以及基础，其均视为理想弹性材料。建筑物楼板为预制混凝土板，楼板厚度为 120 mm，混凝土强度等级为 C20，考虑刚度的老化折减 20%，弹性模量取 20.4 GPa，泊松比为 0.2；大楼基础采用石灰三合土砌筑，基础材料的弹性模量取与墙体相同。采用回弹仪对大楼墙体所用砖和砂浆的强度进行了全面的检测，结果表明墙砖的抗压强度等级为 MU7.5，墙体砌筑砂浆强度实测等级为 M0.5 左右，查阅相关规范<sup>[13]</sup>确定墙体的弹性模量为 553 MPa。采用扁顶法测得房屋墙体弹性模量平均值为 654.72 MPa，和规范推荐值相近，综合两者取平均值确定墙体的弹性模量为 600 MPa。建筑物墙体的厚度为 370 mm。虽然上部建筑物构件采用的是线弹性本构，不能够有效模拟出墙体开裂的特性出来，但弹性模型能够防止门窗洞口在有限元网格“奇点”的存在。

盾构和管片均采用理想弹性本构。管片为 C50 混凝土，弹性模量为 31 GPa，泊松比为 0.2，重度为 25 kN/m<sup>3</sup>。盾构机机壳厚度取为 300 mm，弹性模量取 230 GPa，考虑盾构机自重对隧道周围的土体产生偏向隧道中心不均匀收缩的影响，机身重度取为 24.5 kN/m<sup>3</sup>。同时通过在土体与盾构机壳之间、土体与建成管片之间设置界面单元来模拟接触性质，参数  $R_{\text{inter}}$  代表界面单元的强度比周围土体弱，本模型中土和结构之间界面的折减参数  $R_{\text{inter}}$  取 2/3。

模拟中盾构从距离建筑物前 20 m 开始掘进，每步开挖步长定为 3 m。该模型中冻结刀盘前方的土体单元来模拟盾构机刀盘对土体的开挖，在掌子面处施加梯度的支护力 150 kPa+20 kPa/m 来模拟土仓压力，在盾尾管片环截面施加均匀的压力 4.5 MPa 来模拟千斤顶的推力，盾尾处代表衬砌管片的有限元单元被激活来模拟衬砌安装，注浆压力 0.4 MPa 以面荷载的形式作用于相应环号上来防止土体塌陷。

3.2 建筑物沉降计算结果

模型中选取的土体损失率与现场土体损失率相

关，取右线的土体损失率在北墙处为 0.51%，在南墙处为 0.82%；左线的土体损失率在北墙处为 2.60%，在南墙处为 3.02%。为了简化计算，建筑物南北侧之间的盾构径向收缩率定为线性变化，来简化南、北两侧墙体变形的不一致性。

图 6 为南北侧外墙沉降实测值与有限元计算结果对比图，由图中可以看出，有限元计算结果和实际值吻合较好，为后面分析建筑物在已有位移下内部墙体的应变奠定了基础。

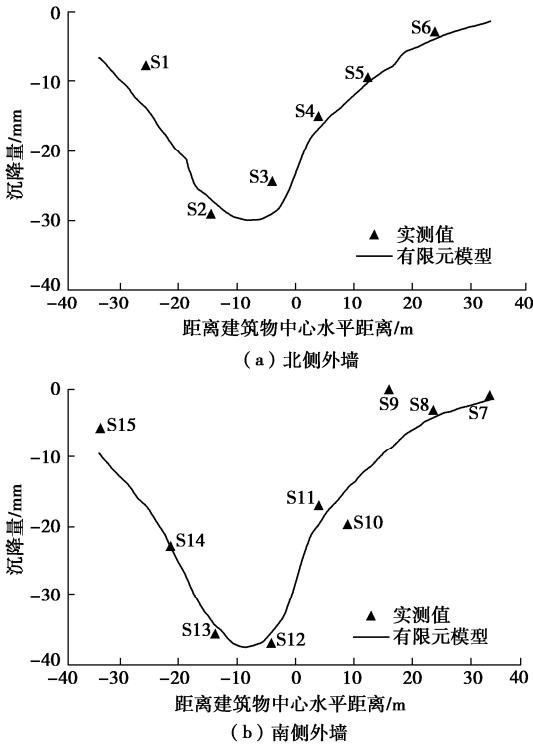


图 6 外墙沉降与有限元模型对比图

Fig. 6 Comparison between settlements of external walls and FEM results

3.3 墙体主应变计算结果

通过有限元计算，建筑物在上述变形的基础上，北侧内墙和南侧内墙的最大主拉应变云图（由北向南观察墙体）如图 7 所示。Burland 等<sup>[6]</sup>认为，砌体结构建筑物发生开裂的临界拉应变为 0.05%，因此主拉应变云图的图例最低拉应变起点设置为 0.05%，在此条件下显示的墙体产生主拉应变的区域即为可能产生开裂的区域。

由图 7 可以看出，北侧内墙的最大主拉应变为 0.141%，南侧内墙的最大主拉应变为 0.153%。两侧内墙最大主拉应变最大值都位于建筑物底层并靠近门洞处，向上发展并逐渐减弱。两墙相隔距离较近，其沉降大小相差不大，但是门窗开口的存在使得墙体内应变分布更加复杂化，由于应力集中而导致的局部砌体开裂，在横向承重墙上可能会引发局部破坏。



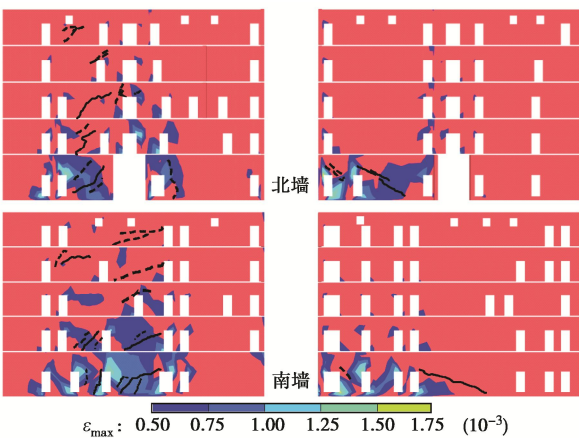


图 7 内墙主应变云图（由北向南观测）

Fig. 7 Principal strain nephogram of internal walls

将有限元计算最大主应变云图与现场实际开裂情况进行整合分析，可知有限元计算的主拉应变大于 0.05% 的区域能够很好地展示出墙体实际开裂情况。并且墙体的开裂受到主拉应变的控制，相对其它区域，主拉应变值较大的区域其产生裂缝的可能性更大。从图中可以看出来，实际开裂较严重的地方往往也是有限元计算中主拉应变较集中的区域。

图 8 为两内墙主拉应变方向图。砌体结构裂缝开裂的方向与主拉应变的方向呈正交关系，由图中可以看出两内墙的主拉应变方向与实测的裂缝开展具有较好的吻合。而内墙的主拉应变方向与位置呈现相关性，位于沉降曲线峰值左侧的主拉应变方向为左上至右下，位于沉降曲线峰值右侧的主拉应变方向为左下至右上。

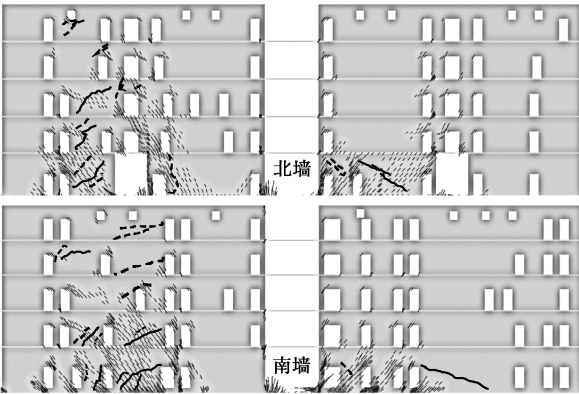


图 8 内墙主应变方向图（由北向南观测）

Fig. 8 Principal strain direction of internal walls

3.4 基于最大主应变的建筑物损伤评价

Boscarding 等<sup>[8]</sup>通过大量的工程实例，提出建筑物的损伤等级实际上由最大主拉应变决定。表 5 为建筑物损伤等级与最大主拉应变之间的对应关系。根据表 5 可知，北墙的损伤等级为“轻微”，南墙的损伤等级为“中等”，这与通过表 3 损伤描述确定的“轻微”

至“中等”评估结果相符。

表 5 最大主拉应变与损伤等级对应关系表<sup>[8]</sup>

Table 5 Corresponding relations between damage level and maximum principal tensile strain

损伤等级	最大主拉应变
可忽略	0~0.05%
非常轻微	0.05%~0.075%
轻微	0.075%~0.15%
中等	0.15%~0.3%
严重至非常严重	>0.3%

4 结 论

本文研究了盾构隧道下穿某砌体结构建筑物的工程实例。通过对盾构下穿后建筑物沉降及墙体开裂情况的分析，以及建筑物—地层相互作用的三维有限元模拟分析，研究了建筑物沉降与开裂位置、开裂程度的内在规律，验证了现有损伤评估方法的可靠性。本文对盾构施工过程中砌体建筑保护具有一定的指导作用和参考价值。

(1) 左线盾构掘进时因遇到软硬交界地层，盾构机停机喷涌，造成了地层较大沉降。由此导致砌体结构建筑物纵墙出现长 0.6~7.6 m、宽 0.5~5.0 mm 的斜向裂缝，抹灰层出现空鼓、脱落，部分门窗开闭受限。根据基于损伤现象的损伤评估，建筑物处于“轻微损伤”至“中等损伤”。

(2) 在水平方向上，裂缝产生的位置主要位于建筑物沉降曲线峰值的两侧，且多数裂缝与门洞位置相关联。在沉降曲线的峰值附近，建筑物发生正向挠曲（下凹），但此处墙体的开裂现象并不明显。而在沉降曲线斜率最大的区域，裂缝的发展较为明显，且大多数为斜裂缝。砌体结构建筑物的损伤主要产生于墙体沉降曲线的斜率最大处，而非墙体的最大沉降处。

(3) 将有限元计算最大主应变云图与现场实际开裂情况进行整合分析，可以看出有限元计算的主拉应变大于 0.05% 的区域能够很好的展示出现实墙体的开裂规律，且裂缝开裂的方向与主拉应变的方向呈正交关系。北侧内墙的最大主拉应变为 0.141%，南侧内墙的最大主拉应变为 0.153%。根据基于最大拉应变的损伤评估，与基于表观损伤描述的评估评估结果相符，均为“轻微”至“中等”，表明基于最大主应变的损伤等级方法具有合理性。

参考文献：

[1] XU Y S, SHEN S L, DU Y J. Geological and hydrogeological environment in Shanghai with geohazards to construction and maintenance of infrastructures[J]. Engineering Geology, 2009,

- 109(3/4): 241 - 254.
- [2] MENG F Y, CHEN R P, KANG X. Effects of tunneling-induced soil disturbance on the post-construction settlement in structured soft soils[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 2018, **80**: 53 - 63.
- [3] 衡朝阳, 滕延京, 孙曦源. 地铁隧道下穿单体多层建筑物评价方法[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(增刊 2): 148 - 152.
- [4] SKEMPTON A W, MACDONALD D H. The allowable settlements of buildings[C]// Proceeding of Institution of Civil Engineers, 1956, London.
- [5] POLSHIN D E, TOKAR R A. Maximum allowable nonuniform settlement of structures[C]// Proc 4th Int Conf on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Butterworth's, 1957, London.
- [6] BURLAND J B, WROTH C P. Settlement of buildings and associated damage[C]// Proc Conf on Settlement of Structures. Pentech, 1974, London: 611 - 654.
- [7] BURLAND J B, BROMS B B, MELLO V F B. Behavior of foundations and structures[C]// State-of-the-Art Report. Proc, 9th Int'l. Conf on Soil Mech and Found Engr, II. 1977, Tokyo.
- [8] BOSCARDIN M D, CORDING E J. Building response to excavation-induced settlement[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1989, **115**(1): 1 - 21.
- [9] SON M, CORDING E J. Estimation of building damage due to excavation-induced ground movements[J]. J Geotech Geoenviron Eng, 2005, **131**(2): 162 - 177.
- [10] Matt Schuster, Gordon Tung-Chin Kung. Simplified model for evaluating damage potential of buildings adjacent to a braced excavation[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2009, **135**(12): 1823 - 1835.
- [11] CAMÓS C, MOLINS C, ARNAU O. Case study of damage on masonry buildings produced by tunneling induced settlements[J]. International Journal of Architectural Heritage, 2014, **8**(4): 602 - 625.
- [12] O'REILLY M P, NEW B M. Settlements above tunnels in the United Kindom — their magnitudes and prediction[C]// Proceedings of tunnelling'82 symposium, 1982, London.
- [13] GBJ3—88 砌体结构设计规范[S]. 1988. (GBJ3P—88 Code for design of masonry structures[S]. 1988. (in Chinese))
- [14] 刘念武, 陈奕天, 龚晓南. 软土深开挖致地铁车站基坑及邻近建筑变形特性研究[J]. 岩土力学, 2019, **40**(4): 1515 - 1525. (LIU Nian-wu, CHEN Yi-tian, GONG Xiao-nan, et al. Analysis of deformation characteristics of foundation pit of metro station and adjacent buildings induced by deep excavation in soft soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, **40**(4): 1515 - 1525. (in Chinese))
- [15] 滕延京, 姚爱军, 衡朝阳. 地铁隧道施工对周边环境影响的数值分析方法适宜性评价及其改进方法[J]. 建筑科学, 2011, **27**(3): 4 - 7. (TENG Yan-jing, YAO Ai-jun, HENG Chao-yang. Suitability assessment and improved method for numerical analysis of peripheral environment impact in subway tunnel construction[J]. Building Science, 2011, **27**(3): 4 - 7. (in Chinese))
- [16] 朱亦弘, 徐日庆, 龚晓南. 城市明挖地下工程开发环境效应研究现状及趋势[J]. 中国工程科学, 2017, **19**(6): 111 - 115. (ZHU Yi-hong, XU Ri-qing, GONG Xiao-nan. Research status and trends of environmental effects of urban excavation[J]. Underground Engineering Development, 2017, **19**(6): 111 - 115. (in Chinese))
- [17] 徐明, 邹文浩, 章龙管. 房屋刚度对隧道开挖引起的土体变形的影响[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, **33**(4): 838 - 848. (XU Ming, ZOU Wen-hao, ZHANG Long-guan. Influence of building stiffness on soil deformation induced by tunnelling[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, **33**(4): 838 - 848. (in Chinese))
- [18] 孙曦源, 衡朝阳, 周智. 北京地铁隧道下穿砌体结构建筑物诱发基础沉降规律实测研究[C]// 中国土木工程学会第十二届全国土力学及岩土工程学术大会. 2015. (SUN Xi-yuan, HENG Chao-yang, ZHOU Zhi. An actual measurement research on building foundation settlement induced by under-crossing metro tunnel in Beijing[C]// The 12th National Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, China Society of Civil Engineering. 2015. (in Chinese))
- [19] 夏森炜, 马引祥. 地铁工程周边房屋的安全评价研究[J]. 科技通报, 2015, **31**(7): 69 - 72. (XIA Sen-wei, MA Yin-xiang. Research on the evaluation standard of metro engineering influence to the adjacent building[J]. Bulletin of Science and Technology, 2015, **31**(7): 69 - 72. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202012018

# 可控刚性桩与排水体组合型复合地基受力与变形特性的模型试验研究

周志军<sup>1</sup>, 陈昌富<sup>2</sup>, 肖水强<sup>3</sup>

(1. 五邑大学土木建筑学院, 广东 江门 529020; 2. 湖南大学岩土工程研究所, 湖南 长沙 410082; 3. 茂名市交通运输局, 广东 茂名 525000)

**摘要:** 在复合地基中, 桩、土的变形受诸多因素的影响, 褥垫层较难协调、匹配好所有桩土之间的沉降差, 往往存在桩承载过大而破坏, 或桩承载过小而浪费的情况。提出一种新型复合地基——可控刚性桩与排水体组合型复合地基, 该复合地基通过桩顶注浆装置来协调桩土的沉降差, 使得注浆前刚性桩基本不承担上部荷载, 地基土充分排水固结、提高承载力; 注浆后刚性桩恢复承载作用, 桩土共同承担荷载和控制沉降。通过室内模型试验研究该新型复合地基的受力与变形特性, 试验结果表明: 新型复合地基的沉降主要产生于注浆前, 注浆后沉降量相对较小, 而且, 新型复合地基能有效减小不均匀沉降; 桩顶盖板所分担的荷载压力在注浆前小于桩间土压力, 注浆后盖板顶压力迅速增大, 而桩间土压力相应减小; 刚性桩的承载作用可由注浆实现人为可控。

**关键词:** 复合地基; 受力与变形; 刚性桩; 排水体; 模型试验

**中图分类号:** TU472

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1000-4548(2020)12-2308-08

**作者简介:** 周志军(1979—), 男, 博士, 主要从事道路与地基处理方面的教学和研究。E-mail: zzjwyu@163.com。

## Model tests on stress and deformation properties of composite foundation with controllable rigid piles and drainage bodies

ZHOU Zhi-jun<sup>1</sup>, CHEN Chang-fu<sup>2</sup>, XIAO Shui-qiang<sup>3</sup>

(1. School of Civil Engineering and Architecture, Wuyi University, Jiangmen 529020, China; 2. Institute of Geotechnical Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China; 3. Maoming Municipal Bureau of Transport, Maoming 525000, China)

**Abstract:** In a composite foundation, the deformations of piles and soils are affected by many factors. The cushion is difficult to coordinate and match the differential settlement between all piles and soils. Therefore the piles often carry the excessive loads and are destroyed, or the piles bear too small loads and are wasted. A new composite foundation composed of controllable rigid piles and drainage bodies is proposed. The differential settlement between piles and soils is coordinated by the grouting device at the top of piles in the composite foundation, rigid piles hardly carry the upper loads before grouting, and the foundation soils are fully consolidated and their bearing capacity is improved. After grouting, the rigid piles begin to support the loads, and the piles and soils work together to share the loads and to control settlement. The stress and deformation properties of the composite foundation are studied through indoor model tests. The results show that the settlement of the new composite foundation mainly increases before grouting and is effectively controlled after grouting. Moreover, the new composite foundation can effectively reduce the differential settlement. The load pressure shared by the cover plate on piles is less than that shared by the soils between piles before grouting, and the pressure shared by the cover plate increases rapidly after grouting, while that by the soils between piles decreases correspondingly. The bearing capacity of rigid piles can be controlled by grouting.

**Key words:** composite foundation; stress and deformation; rigid pile; drainage body; model test

## 0 引言

软土具有含水率高、孔隙比大、渗透性差、抗剪强度低等特点。在软土地基上修建路堤, 需要加固地基来提高其承载力和稳定性, 同时, 软土地基的沉降, 尤其是工后沉降, 一直是一个重要而棘手的技术难题,

沉降超过限值会对工程后期的运营、维护产生很大的影响<sup>[1]</sup>。

**基金项目:** 国家重点研发计划项目 (2016YFC0800203); 江门市基础与理论科学研究类科技计划项目 (2020JC01023)

**收稿日期:** 2020-02-24

当前, 复合地基技术在软基处理中应用广泛, 常用的有水泥搅拌桩复合地基<sup>[2]</sup>、CFG 桩复合地基<sup>[3]</sup>、双向增强体复合地基<sup>[4-5]</sup>、组合型复合地基<sup>[6-8]</sup>等, 其中, 刚性桩复合地基由于桩体刚度大、荷载传递深, 对地基沉降的控制效果较好<sup>[9-11]</sup>, 但刚性桩复合地基也存在工程造价较高、桩土变形难以协调等问题。

刚性桩复合地基的核心技术是褥垫层, 因为褥垫层的变形协调作用, 使得桩、土共同承担上部荷载<sup>[12]</sup>。褥垫层协调桩、土差异变形的大小跟褥垫层的材料、厚度、密实度、桩间土压力等密切相关<sup>[13]</sup>。一般而言, 褥垫层材料越松散、厚度越大、桩间土压力越小, 桩就越容易刺入, 褥垫层能匹配的桩、土沉降差就越大; 相反, 褥垫层材料越密实、厚度越小、桩间土压力越大, 褥垫层能匹配的桩、土沉降差就越小。

然而, 桩土之间的沉降差, 因为地基软土层的厚度和变形模量、桩的长度和刚度、桩-土之间的剪切变形特性以及持力层受力变形特性等不同而有很大的差异, 即使是同一工程地段, 也会因上部附加荷载不同而不同。所以, 实际工程中, 褥垫层很难设计出合适的厚度及密实度, 使褥垫层的变形能够很好匹配桩土之间的沉降差。

研究表明, 桩刺入褥垫层偏小时, 桩需要承担过多的上部荷载, 导致桩体容易发生破坏; 桩刺入褥垫层偏大时, 桩的承载力往往得不到充分发挥<sup>[14-15]</sup>。要保证桩能安全、充分发挥承载力, 传统褥垫层技术还存在缺陷。

为了匹配桩土之间的沉降差, 本文提出一种新型复合地基: 可控刚性桩与排水体组合型复合地基, 其中, 可控刚性桩由刚性桩与桩顶注浆装置组成。注浆前桩顶刺入注浆装置, 协调桩土的沉降差; 注浆后桩顶与注浆装置刚性结合, 刚性桩发挥承载作用。该复合地基既能有效发挥桩的承载力, 又能通过排水体提高地基土的承载力。

本文对路堤下可控刚性桩与排水体组合型复合地基进行室内模型试验研究, 通过监测复合地基各测点的沉降随荷载、时间的变化情况, 桩间土及桩顶盖板的受力变化情况, 并通过分析试验结果, 获得了该新型复合地基的受力与变形规律。

## 1 新型复合地基

可控刚性桩与排水体组合型复合地基<sup>[16-17]</sup>的组成为: ①排水体, 包括: 竖向排水体 (常用砂井或塑料排水板) 以及水平铺设的砂垫层; ②刚性桩, 可用 CFG 桩、素混凝土桩、PHC 管桩或 PTC 管桩等; ③桩顶注浆装置, 包括: 盖板、套筒、注浆管。新型复合地基结构组成如图 1 所示。

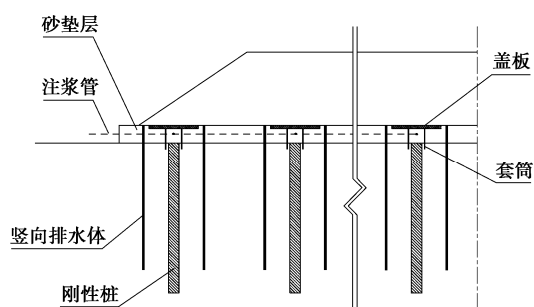


图 1 新型复合地基结构组成示意图

Fig. 1 Schematic diagram of new composite foundation

新型复合地基的工作原理: ①在注浆前, 路堤填筑预压, 软土地基在上部荷载的作用下, 经竖向排水体和砂垫层逐渐发生固结沉降; 刚性桩沉降变形较小, 在路堤和地基沉降时, 桩顶向上刺入空的套筒内, 因此, 在注浆前, 刚性桩基本上不承担上部荷载, 软土地基因排水固结而提高承载力。②通过注浆管往套筒内注浆, 填充套筒内空隙; 在浆液固化后, 刚性桩与套筒、盖板形成刚性支撑, 刚性桩开始发挥承载作用, 与软土地基共同承担上部荷载。

新型复合地基的优点: ①桩间土在注浆前的排水固结过程受刚性桩影响较小, 土体经排水固结后承载力提高, 可减少刚性桩用量; ②刚性桩在注浆后发挥承载作用, 达到桩土共同承载状态, 且刚性桩沉降变形较小, 可有效控制复合地基的沉降。

## 2 室内模型试验

### 2.1 模型箱

模型箱尺寸为 500 cm (长) × 200 cm (宽) × 150 cm (高), 见图 2, 模型箱侧面采用厚钢化玻璃, 既可减小土体与箱侧壁的摩擦力, 也有利于箱体的密封防水和试验观测, 模型箱底座为混凝土, 试验前, 模型箱做好防水措施和浸水试验。

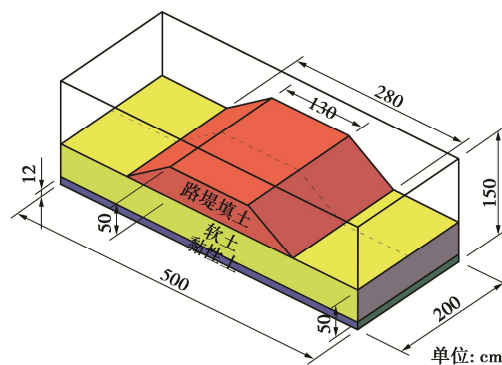


图 2 模型箱三维视图

Fig. 2 Three-dimensional diagram of model box

### 2.2 地基土及路堤填筑

模型试验的地基土有两层, 上层为软土, 厚 50

表 1 地基土和路堤填土的物理力学指标

Table 1 Physical and mechanical indexes of foundation and embankment

土层	$\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	$w/\%$	$c_{cu}/\text{kPa}$	$\varphi_{cu}/(^{\circ})$	$E_s/\text{MPa}$	$k_h$ 或 $k_v/(10^{-7}\text{cm}\cdot\text{s}^{-1})$
软土	17.2	50.6	16.9	3.4	0.364	2.69
黏性土	18.6	30.8	28.4	18.6	3.981	—
路堤填土	18.9	—	—	—	—	—

cm，取自广东省江门市某市政道路工程，该软土属海相沉积软土；下层为黏性土，厚 12 cm，起持力层作用；黏性土层以下是模型箱的混凝土底板，其类似于实际工程的基岩；保持模型箱水位至软土表面处，使地基土处于饱和状态。由室内土工试验测得软土及黏性土的物理力学参数值见表 1，其中，软土的  $e-p$  曲线见图 3，因模型试验中软土所受荷载压力在 20.68 kPa 以下，对应于压缩试验中荷载  $p$  在 0~25 kPa 范围的压缩模量  $E_s=0.364$  MPa。

地基沿模型箱宽度方向分成两段，长 100 cm，见图 2，分别为新型复合地基加固区、无加固软土地基区两种。与无加固区对比，有利于分析新型复合地基的沉降特性，以及各增强体的作用效果。这在试验结果分析（见 3.2 节）中得到说明和印证。

试验路堤高 50 cm，路基宽 130 cm，两侧边坡的坡率为 1:1.5，模型试验比例为 1:20，模拟高 10 m，路基宽 26 m 的路堤工程。由于试验路堤均为人工填筑和压实，工作量较大，试验路堤简化为 4 层填筑，第 1 层、第 2 层、第 3 层的填土厚度均为 10 cm，第 4 层填土厚度为 20 cm。路堤填料采用普通黏性土，其压实后的平均重度  $\gamma$  见表 1。

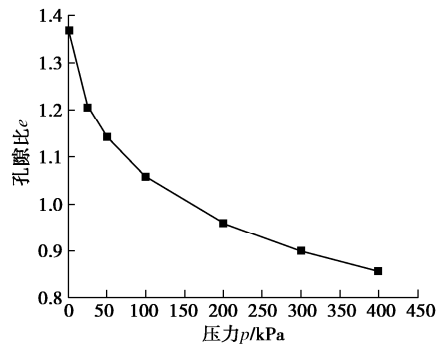


图 3 软土的  $e-p$  曲线

Fig. 3  $e-p$  curve of soft soils

2.3 排水体

模型试验的水平向排水体采用砂垫层，其横向宽度 320 cm，两侧超出路堤底边 20 cm。砂垫层的厚度约为 7 cm，可对套筒有一定的围护作用。

竖向排水体采用袋装砂井，长约 55 cm，袋装砂井贯穿整个软土层，顶部埋入砂垫层内，确保竖向、横向排水体相互连通。袋装砂井为正方形布置，砂井间距 10 cm，如图 4 所示。实际工程中，袋装砂井的

直径一般为 7~12 cm，按模型比例 1:20，反算试验的袋装砂井直径只有 0.35~0.6 cm，制作较困难，本试验采用 1 cm 直径的袋装砂井来近似模拟。垫层和袋装砂井均采用中细砂材料。

2.4 刚性桩

模型试验的刚性桩采用直径 2.5 cm 的 PVC 管，内灌水泥砂浆，桩长 50 cm，正方形布桩，桩间距 20 cm，复合地基加固区横向布置了 14 根桩，纵向布置 4 根桩，如图 4 所示。试验中，刚性桩采用静压施工，从路中线开始向两边对称施工，参考桩基规范<sup>[18]</sup>，控制垂直度偏差不超过 1%，桩端穿过软土层达到黏性土层。

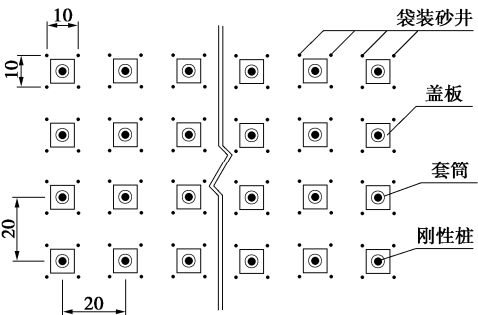


图 4 袋装砂井与可控刚性桩布置示意图

Fig. 4 Schematic diagram of bagged sand drains and controllable rigid piles

一般情况下，刚性桩复合地基，如 CFG 桩，桩间距大都为 3~6 倍桩径<sup>[19]</sup>，而本试验的桩间距达到 8 倍桩径，主要是考虑到桩间土排水固结后承载力提高，刚性桩数量可适当减少。

2.5 桩顶注浆装置

桩顶注浆装置如图 5 所示。其中，套筒为直径 5 cm、高 10 cm 的 PVC 管，套筒下部套住刚性桩，套筒周围用砂垫层围护，并填筑密实，套筒顶安放盖板，盖板与砂垫层顶面平齐。盖板尺寸为 7.5 cm（长）× 7.5 cm（宽）× 0.3 cm（厚）。盖板的作用主要有两个，①封闭套筒的上端面，②注浆后扩散桩顶压力。

注浆管分主管和支管，二者均采用直径 0.6 cm 的 PVC 管。为了让每个套筒注浆饱满，注浆主管内部放置一条直径 0.4 cm 的塑料软管，见图 6 所示。注浆时，浆液通过注浆软管流向最远端的套筒内，注满后，拖出注浆软管一个桩间距长度，对下一个套筒进行注浆，如此反复，实现对所有套筒的注浆过程。图 7 是整个



注浆管路的现场布置图。

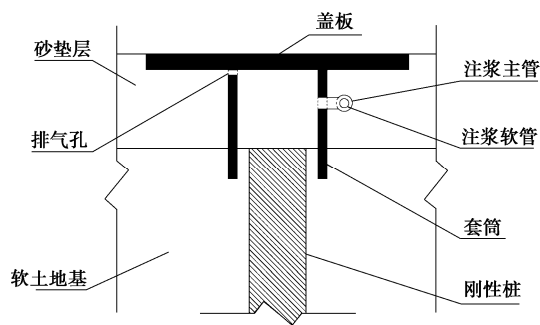


图 5 盖板、套筒、刚性桩结构示意图

Fig. 5 Structural diagram of cover plate, sleeve and rigid piles

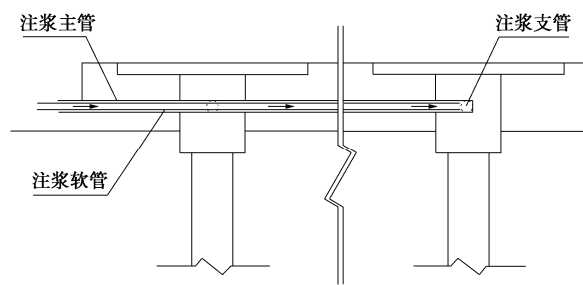


图 6 注浆管路示意图

Fig. 6 Schematic diagram of the grouting pipeline



图 7 注浆管路的现场布置图

Fig. 7 Arrangement site of grouting system

采用手动注浆泵注浆，通过注浆量和注浆压力来判断套筒是否注满。图 8 是试验结束后挖开部分路堤所见的桩顶注浆效果图，由图可见，套筒内浆液均已注满，注浆管路完好。

2.6 试验仪器布置

测量沉降主要通过沉降板，如图 9 所示，沉降测点设置在路堤横断面的中心、路肩、坡脚、坡外共 7 个位置，测点的沉降板埋设在地基表面处。新型复合地基加固区和无加固软土地基区都按图 9 布置测点，测点横断面分别在各自路段的中间部位。

同时，新型复合地基在路堤中心、路肩、坡脚这 5 个测点的桩顶盖板处增设沉降板。测量沉降板的百分表精度为 0.01 mm，量程为 0~50 mm。



图 8 注浆效果图

Fig. 8 Diagram of grouting effects

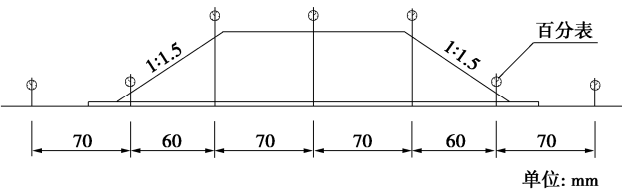


图 9 路堤横断面沉降观测点布置图

Fig. 9 Arrangement of settlement-measuring points in cross section of embankment

采用土压力盒测量桩、土的受力，在路中线附近的盖板顶、盖板底以及桩间土处分别埋设土压力盒，如图 10 所示，盖板顶的土压力盒量程为 0~50 kPa，受压面朝上，盖板底和桩间土的土压力盒量程为 0~30 kPa，受压面朝下。

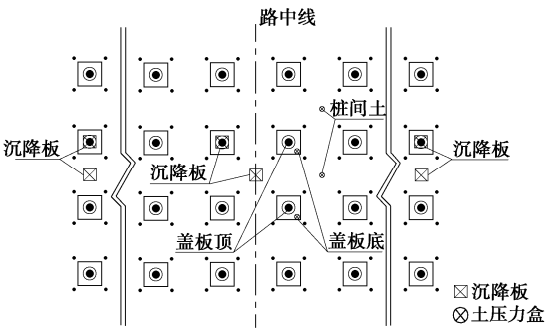


图 10 微型土压力盒布置图

Fig. 10 Arrangement of miniature earth pressure cells

3 试验结果分析

3.1 加载情况

由表 1 中路堤填土的平均重度  $\gamma$ ，以及路堤分层填筑情况，计算各层填土的体积、自重荷载见表 2。

表 2 路堤填土、超载产生的基底中心处附加压力

Table 2 Additional pressures at base center generated by embankment and overloading

填土	厚度/cm	体积/m <sup>3</sup>	荷载值/kN	附加压力/kPa	
				上限	下限
第1层	10	0.5303	10.023	1.890	1.790
第2层	10	0.4702	8.887	1.890	1.587
第3层	10	0.4100	7.749	1.890	1.384
第4层	20	0.6400	12.096	3.780	2.160
超载	13.9		6.844	2.632	1.222

路堤填筑完成后，通过在路堤顶面堆砌砖块来模拟超载（路面及车辆荷载等）作用，如图 11 所示。通过称重，路堤顶面的总堆载为 6.844 kN，反算填土厚度见表 2。



图 11 路堤顶面堆载图

Fig. 11 Loads on embankment top

路堤是梯形横断面，在分层填筑时，因应力扩散、路堤结构性、地基变形等影响，路堤自重产生的底面压力较为复杂。以路堤底面中心处的压力为例，计算方法主要有：①按路堤土层重度乘以土层厚度来计算，其力学模型是路堤沿横向无限延伸的实体，计算结果可作为真实值的上限解；②按土层自重荷载除以路堤底面积来计算，其原理是把路堤荷载等效为均布荷载，计算结果可作为真实值的下限解，如表 2 所示。

试验的加载过程：从第 1 层填土开始，第 17 天施加第 2 层填土，第 31 天施加第 3 层填土，第 47 天施加第 4 层填土，第 54 天注浆，第 62 天施加超载，保持荷载到第 273 天。按上述方法①计算路堤底面中心处的附加压力与时间关系图，见图 12 所示。

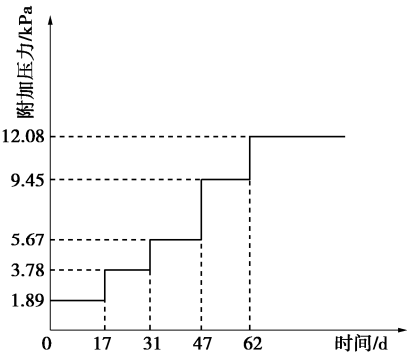


图 12 附加压力与时间关系图

Fig. 12 Relationship between additional pressure and time

3.2 新型复合地基的沉降特性

(1) 路堤底面中心处沉降

图 13 表示了路堤底面中心处的新型复合地基沉降（盖板、桩间土）、软土地基沉降 - 附加压力 - 时间的关系曲线。从图 13 读取注浆前后的沉降量，见表 3。分析图表有如下规律：

a) 新型复合地基盖板的沉降量稍大于桩间土的沉降量。由表 3 可知，二者沉降差异主要产生于注浆前，累计相差 0.995 mm；注浆后，盖板的沉降增量比桩间土小，累计减小 0.156 mm。从变形机理上分析：盖板由套筒及砂垫层支撑，套筒内空，见图 5，盖板下砂垫层和软土在承压较大时变形量增大，且软土可能发生挤入套筒的流动，从而导致盖板的沉降量稍大于桩间土的沉降量。注浆后，盖板、套筒与刚性桩形成刚性支撑，刚性桩承载力的发挥，使得盖板的沉降增量相对减小。

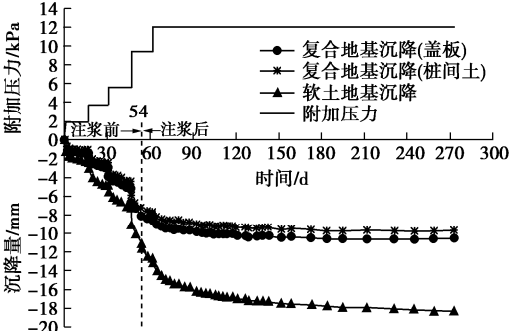


图 13 路堤中心处沉降曲线对比图

Fig. 13 Comparison of settlement curves at center of embankment

b) 新型复合地基桩间土在注浆前的累计沉降量为 7.120 mm，见表 3，总沉降量为 9.660 mm。图 13 的桩间土沉降曲线在后期已基本稳定，若把总沉降量作为桩间土的最终沉降量，按固结理论算得固结度为  $U=7.120/9.660\approx73.7\%$ ，表明桩间土在注浆前已较好固结，注浆后沉降占比小，这不仅有利于桩间土的排水固结，也有利于减小工后沉降量，实现这一效果的关键是刚性桩的人为可控。

需说明的是：注浆时间点是关键问题，其不仅决定刚性桩何时发挥承载作用，还与地基土的受力性状有关，注浆早了地基土固结不充分，注浆晚了地基稳定性降低。根据试验结果和工程常识分析，注浆时间点要综合考虑地基土的承载力、变形量和变形速率，路堤荷载大小，桩土设计荷载分担比，工期要求等来确定。这还需要进一步系统的试验和理论研究。

c) 由表 3 可知，新型复合地基盖板和桩间土的累计沉降量注浆前分别为软土地基的 73.0%和 64.0%，注浆后分别为软土地基的 33.0%和 35.2%，说明新型复合地基在注浆后减沉效果更显著。需要说明的是：新型复合地基有袋装砂井等排水系统，本应固结沉降

速率更快、沉降量更大些,但由于复合地基桩体和袋装砂井的施工对地基土有一定的挤密作用,且桩侧负摩阻力对地基的沉降变形有阻碍作用,使得新型复合地基的沉降量反而变小;注浆后,刚性桩发挥承载控沉作用,两种地基的沉降差就越来越大。

表 3 路堤中心处沉降的对比

Table 3 Comparison of settlements at center of embankment			
对比项目	注浆前累计 沉降量/mm	注浆后累计 沉降量/mm	总沉降量 /mm
复合地基(盖板)	8.115	2.384	10.499
复合地基(桩间土)	7.120	2.540	9.660
软土地基	11.118	7.222	18.340

(2) 路堤横断面各测点的沉降差异

从图 14 可以看出:新型复合地基在路堤中心、路肩测点的沉降量较大,坡脚、坡外测点的沉降量相对较小;同时,新型复合地基与软土地基对比,在路肩、坡脚、坡外测点的沉降量相差不大(1.4 mm 以内),但在路堤中心测点新型复合地基的沉降量(8.115, 7.120 mm)比软土地基的沉降量(11.118 mm)减小明显,说明新型复合地基施加以后,即使注浆前刚性桩未直接承载,也改善了地基土的变形性能,减小了地基的不均匀沉降。

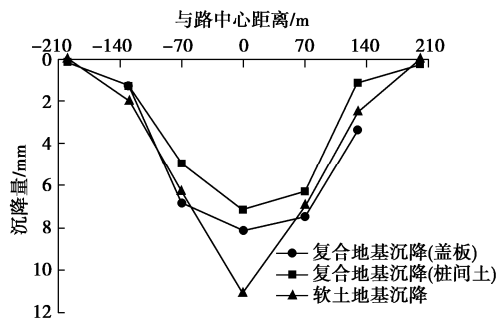


图 14 路堤横断面各测点在第 54 天的沉降对比图

Fig. 14 Comparison of settlements at measuring points in cross section of embankment at 54th day

图 15 是新型复合地基在注浆并施加超载后与软土地基的最后沉降对比图。与图 14 相比,新型复合地基的沉降量增加较小,最大为路堤中心处(2.540 mm),而软土地基在路堤中心和路肩的沉降增量分别为 7.222, 4.420 mm。可见,新型复合地基在注浆后控制不均匀沉降的效果较好,可防止附加压力较大处沉降急剧增加的情况,这对工后期路面结构物的稳定是非常有利的。

3.3 新型复合地基的受力特性

(1) 桩间土压力

随着路堤荷载分级施加,桩间土压力呈阶梯状递增,见图 16,同时,桩间土压力在各级荷载施加后有减小趋势。桩顶注浆引起桩间土压力突降,图 16 中曲

线 1 减小了 1.17 kPa,曲线 2 减小了 0.64 kPa,说明刚性桩发挥承载作用后分担了部分土压力。第 62 天施加超载,桩间土压力陡增,两曲线分别增加 0.83, 1.21 kPa,之后土压力大致保持平稳,可判断刚性桩已处于极限承载状态,土压力不再往刚性桩转移。图 13 中盖板沉降量在超载后仍增加,也印证刚性桩达到极限状态并发生刺入变形。

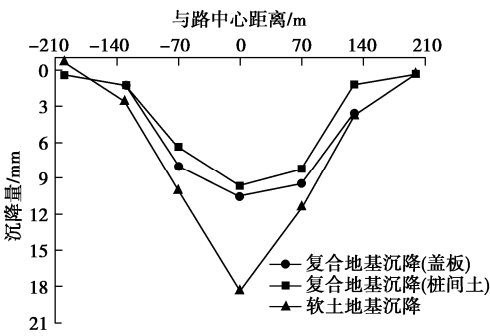


图 15 路堤横断面各测点的最后沉降对比图

Fig. 15 Comparison of final settlements at measuring points in cross section of embankment

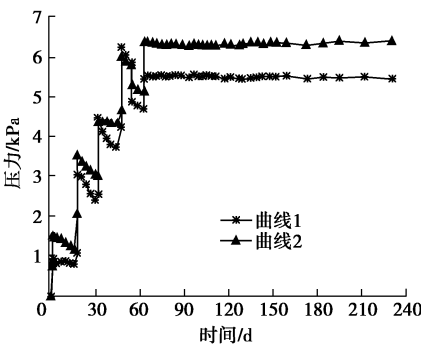


图 16 桩间土压力曲线图

Fig. 16 Pressure curves of soils between piles

(2) 盖板顶土压力

如图 17 所示,盖板顶土压力在注浆前也呈阶梯状变化,注浆后,盖板顶土压力迅速增大,达到 20.7 kPa 左右,表明刚性桩承载作用非常显著。施加超载,盖板顶土压力略有增加,峰值约 21 kPa,之后土压力逐渐减小到 17 kPa 左右,盖板顶土压力的减小可能与刚性桩的刺入变形以及桩间土固结沉降引起承载性能提高有关,这个下一步还需深入研究。

取图 16, 17 两组曲线数据的平均值,绘制出盖板与桩间土的应力比变化曲线,见图 18。可以看出,注浆前,盖板顶土压力小于桩间土压力,这与套筒支撑不足导致盖板沉降偏大有关;注浆后,盖板与桩间土的应力比增大到 3~4,因盖板面积是桩顶面积的 11 倍多,盖板底局部有垫层支撑,求得桩土应力比大致为 25~38。盖板与桩间土的应力比变化,反映了桩-土的受力变化情况。

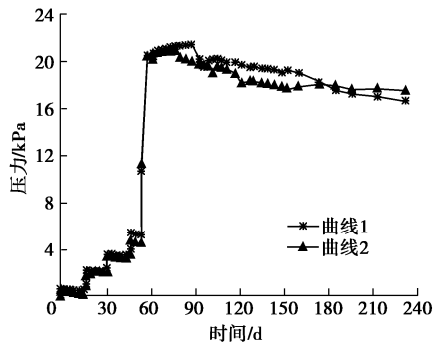


图 17 盖板顶土压力曲线图

Fig. 17 Pressure curves of soils on cover plate

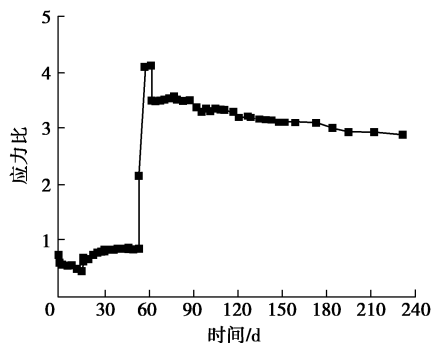


图 18 盖板与桩间土的应力比变化图

Fig. 18 Diagram of stress ratio between soils and cover plate

### (3) 盖板底土压力

盖板底土压力反映了盖板受垫层及软土支撑情况, 见图 19。盖板下垫层密实度、盖板可能产生差异沉降等原因, 使得试验所测的两个盖板底土压力在注浆前存在一定差距, 但在注浆后接近相等, 峰值均为 6.9 kPa 左右。分析发现: 盖板底土压力峰值跟注浆压力接近, 且大于桩间土压力峰值, 见图 16, 所以盖板底土压力即使有超载施加也在逐渐减小。试验中后期, 盖板底土压力呈现略微增加, 曲线 1 和曲线 2 分别增加了 0.26, 0.53 kPa, 与桩间土压力趋于接近。

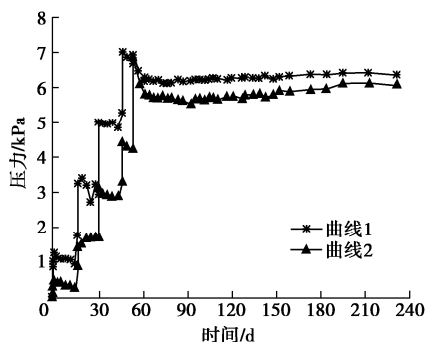


图 19 盖板底土压力曲线图

Fig. 19 Pressure curves of soils under cover plate

## 4 结 论

(1) 本文基于褥垫层的分析研究, 提出了一种新型复合地基, 并对其组成、工作原理以及受力与变形特性进行了说明和研究。

(2) 新型复合地基中砂垫层、竖向排水体、刚性桩都是传统地基加固措施, 唯有桩顶注浆装置是新构造, 根据图 8 所示, 注浆管路完好、套筒内浆体是充满状态, 试验注浆是成功的, 试验结果分析也表明可控刚性桩和排水体均发挥了作用, 验证了新型复合地基在试验阶段的可行性。但也需看到, 模型试验是缩尺试验, 其与工程实际还是有一定差距的, 特别是桩顶注浆方案在工程应用中是否经济、可行还需要进一步研究。

(3) 新型复合地基的沉降主要产生于注浆前, 占总沉降量的 70% 多, 桩间土可较好排水固结; 注浆后刚性桩发挥承载作用, 桩土共同承担荷载, 新型复合地基的沉降得到有效控制。

(4) 注浆前, 刚性桩刺入空套筒, 桩顶盖板所分担的荷载压力小于桩间土压力; 注浆后, 刚性桩恢复承载作用, 盖板顶压力迅速增大, 桩间土压力相应减小, 综合来看, 刚性桩承载作用的发挥是通过人为注浆来控制。

(5) 本文研究成果是对复合地基技术的积极探索, 限于时间有限, 在注浆时间、新型复合地基与传统复合地基的差异性等问题尚未解决, 将在后续试验中再做研究。

## 参考文献:

- [1] 赵维炳, 刘国楠, 李荣强. 控制工后变形新一代软基处理技术的发展[J]. 土木工程学报, 2004, 37(6): 78 - 81. (ZHAO Wei-bing, LIU Guo-nan, LI Rong-qiang. Development of new improving techniques for controlling post-construction deformation of soft soil ground[J]. China Civil Engineering Journal, 2004, 37(6): 78 - 81. (in Chinese))
- [2] ZHOU Hai-zou, ZHENG Gang, YU Xiao-xuan, et al. Bearing capacity and failure mechanism of ground improved by deep mixed columns [J]. Journal of Zhejiang University-Science A (Applied Physics & Engineering), 2018, 19(4): 266 - 276.
- [3] ZOU Xin-jun, ZHAO Zeng-ming, XU Dong-bin. Consolidation analysis of composite foundation with partially penetrated cement fly-ash gravel(CFG) piles under changing permeable boundary conditions [J]. Journal of Central South University, 2015, 22: 4019 - 4026.
- [4] 陈昌富, 周志军. 双向增强体复合地基桩土应力比分析[J]. 岩土力学, 2009, 30(9): 2660 - 2666. (CHEN Chang-fu, ZHOU Zhi-jun. Analysis of pile-soil stress ratio for double reinforced composite ground[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, 30(9): 2660 - 2666. (in Chinese))
- [5] 赵明华, 刘 猛, 马宾辉, 等. 路堤下“土工格室+碎石桩”双向增强复合地基桩土应力比及沉降计算[J]. 中国公路学

- 报, 2016, **29**(5): 1 - 10. (ZHAO Ming-hua, LIU Meng, MA Bin-hui, et al. Calculation for stress concentration ratio and settlement of bidirectional reinforced composite foundation consisting of geocell mattress and stone column under embankment[J]. China Journal of Highway and Transport, 2016, **29**(5): 1 - 10. (in Chinese))
- [6] 李 波, 黄茂松, 程 岳, 等. 路堤荷载下长短桩组合型复合地基现场试验与数值模拟[J]. 中国公路学报, 2013, **26**(1): 9 - 14. (LI Bo, HUANG Mao-song, CHENG Yue, et al. Field test and numerical analysis of composite foundation with long and short piles under embankment[J]. China Journal of Highway and Transport, 2013, **26**(1): 9 - 14. (in Chinese))
- [7] 沈宇鹏, 田亚护, 冯瑞玲. GC-CFG 组合桩复合地基处理高速铁路基底的应用研究[J]. 土木工程学报, 2013, **46**(2): 136 - 142. (SHEN Yu-peng, TIAN Ya-hu, FENG Rui-ling. Study on treatment of GC-CFG composite piles to base of high-speed railway[J]. China Civil Engineering Journal, 2013, **46**(2): 136 - 142. (in Chinese))
- [8] 杨 涛, 李 超. 刚性基础下组合渗流碎石桩-不排水桩复合地基固结分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2018, **37**(11): 2631 - 2640. (YANG Tao, LI Chao. Consolidation analysis of stone column-impervious pile composite ground underneath rigid foundation considering radial and vertical flows within stone columns[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2018, **37**(11): 2631 - 2640. (in Chinese))
- [9] 何 宁, 娄 炎. 路堤下刚性桩复合地基的设计计算方法研究[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(5): 797 - 802. (HE Ning, LOU Yan. Design and calculation method for rigid pile composite foundation under embankments[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(5): 797 - 802. (in Chinese))
- [10] 齐昌广, 刘汉龙, 陈永辉, 等. 塑料套管混凝土桩承载试验及沉降计算方法研究[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(12): 2302 - 2308. (QI Chang-guang, LIU Han-long, CHEN Yong-hui, et al. Bearing capacity tests and settlement calculation method of plastic tube cast-in-place concrete pile[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(12): 2302 - 2308. (in Chinese))
- [11] 刘吉福, 郑 刚, 龚晓南. 附加应力法计算刚性桩复合地基路基沉降[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(11): 1995 - 2002. (LIU Ji-fu, ZHENG Gang, GONG Xiao-nan. Superimposed stress method to calculate settlement of embankment with rigid-pile composite foundation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(11): 1995 - 2002. (in Chinese))
- [12] 郑 刚, 刘双菊, 伍止超. 不同厚度褥垫层刚性桩复合地基工作特性研究[J]. 岩土力学, 2006, **27**(8): 1357 - 1360. (ZHENG Gang, LIU Shuang-ju, WU Zhi-chao. Study on behavior of rigid pile composite ground with different cushion thicknesses[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, **27**(8): 1357 - 1360. (in Chinese))
- [13] 周志军, 郑 昊. 桩体刺入全过程褥垫层的工作特性[J]. 土木与环境工程学报, 2019, **41**(3): 41 - 48. (ZHOU Zhi-jun, ZHENG Hao. Working characteristics of cushion subjected to pile penetration[J]. Journal of Civil and Environmental Engineering, 2019, **41**(3): 41 - 48. (in Chinese))
- [14] 亓 乐, 施建勇, 曹 权. 刚性桩复合地基垫层合理厚度确定方法[J]. 岩土力学, 2009, **30**(11): 3423 - 3428. (QI Le, SHI Jian-yong, CAO Quan. Method for calculating rational thickness of cushion in rigid pile composite ground[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, **30**(11): 3423 - 3428. (in Chinese))
- [15] 周志军, 王连坤, 王敏容, 等. 复合地基中褥垫层的极限下限分析[J]. 中国科技论文, 2013, **8**(11): 1153 - 1158. (ZHOU Zhi-jun, WANG Lian-kun, WANG Min-rong, et al. Lower bound limit analysis of cushion in composite foundation[J]. China Science Paper, 2013, **8**(11): 1153 - 1158. (in Chinese))
- [16] 五邑大学. 后注浆带帽刚性桩与排水体组合型地基处理方法: 中国专利, ZL201310067750.6 [P]. 2016-08-17. (WUYI University. Ground treatment method of post-grouting rigid pile with cap and drainage body: China Patent, ZL201310067750.6 [P]. 2016-08-17. (in Chinese))
- [17] 五邑大学. 可控刚性桩+排水体+加筋垫层组合型地基: 中国专利, ZL201510798115.4 [P]. 2018-12-28. (WUYI University. Controllable rigid pile + drainage body + reinforced cushion composite foundation: China Patent, ZL201510798115.4 [P]. 2018-12-28. (in Chinese))
- [18] 建筑桩基技术规范: JGJ94—2008[S]. 2008. (Technical Code for Building Pile Foundations: JGJ94—2008[S]. 2008. (in Chinese))
- [19] 建筑地基处理技术规范: JGJ79—2012[S]. 2012. (Technical Code for Ground Treatment of Buildings: JGJ79—2012[S]. 2012. (in Chinese))



DOI: 10.11779/CJGE202012019

# 岩土工程三轴试验微摩擦荷载传力板的研制及初步应用

王艳丽, 程展林, 潘家军, 徐 晗, 王君雄

(长江科学院水利部岩土力学与工程重点实验室, 湖北 武汉 430010)

**摘 要:** 针对粗粒土三轴试验中存在的端部约束问题, 基于土体与加载板之间的接触由“整体接触变为分散式接触、滑动摩擦变为滚动摩擦”的减摩新方法, 研制了岩土工程三轴试验微摩擦荷载传力板。详细介绍了该装置的研制思路、结构原理和细部构造, 并通过数值计算进一步论证了分散式接触代替整体接触的减摩措施效果。利用该装置和应力应变式大型三轴仪对典型砂土进行了常规和端部减摩的固结排水三轴剪切试验, 研究砂土在端部正常约束和端部自由(微摩擦)条件下的强度和变形特性, 分析端部约束对砂土应力应变特性的影响规律。结果表明, 端部约束是试样出现鼓胀的根本原因, 常规试验方法高估了试样的峰值强度, 易使偏应力应变曲线表现软化, 并使试样的体变曲线更突出表现出剪胀性。该装置有效解决了三轴试验的端部约束问题, 提高了三轴试验结果的可信性。

**关键词:** 微摩擦荷载传力板; 三轴试验; 整体接触; 分散式接触; 端部约束

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)12-2316-06

**作者简介:** 王艳丽(1981—), 女, 教授级高级工程师, 博士, 主要从事粗粒土力学特性与宏细观模拟方法等方面的研究。E-mail: wyldhh@126.com。

## Development and preliminary application of a microfriction load-transfer plate for triaxial tests in geotechnical engineering

WANG Yan-li, CHENG Zhan-lin, PAN Jia-jun, XU Han, WANG Jun-xiong

(Key Laboratory of Geotechnical Mechanics and Engineering of the Ministry of Water Resources, Yangtze River Scientific Research Institute, Wuhan 430010, China)

**Abstract:** In order to solve the problem of end restraint in triaxial tests on coarse-grained soils, based on a new friction reduction method in which the contact between soils and loading plates is changed from the integral contact to the distributed one and the sliding friction to the rolling one, a load-transfer plate with microfriction loads for triaxial compression tests in geotechnical engineering is developed. The development idea, structural principle and detailed structure of the apparatus are introduced, and the effects of the friction-reducing measures of the distributed contact instead of the integral one are further demonstrated by numerical calculation. By use of this apparatus and a large-scale stress-strain triaxial apparatus, the consolidated drainage triaxial shear tests on the conventional and end friction reduction of typical sand are carried out. The strength and deformation characteristics of sand under normal end restraint and end free (micro-friction) are studied, and the effects of end restraint on stress-strain characteristics of sand are analyzed. The results show that the end restraint is the basic reason for the swelling of the specimen, the peak strength of the specimen is overestimated by the conventional test method, the deviatoric stress-strain curve is softened easily, and the volumetric strain curve of the specimen shows more prominent dilatancy. The apparatus effectively solves the problem of end restraint in triaxial tests and improves the accuracy of triaxial tests.

**Key words:** microfriction load-transfer plate; triaxial test; integral contact; distributed contact; end restraint

## 0 引 言

目前, 一般采用室内三轴试验来分析粗粒土的强度和变形特性<sup>[1]</sup>, 然而三轴试样在受力变形过程中, 由于端部刚性试样帽(底座)的约束作用, 在试样帽(底座)与试样之间存在摩擦应力, 限制了试样在端部区域的径向变形, 当试样接近破坏时, 不是被压成“鼓形”

**基金项目:** 国家自然科学基金面上项目(51779017); 国家自然科学基金-雅砻江联合基金重点项目(U1765203); 长江科学院中央级公益性科研院所基本科研业务费项目(CKSF2017023/YT& CKSF2019394/GC)

**收稿日期:** 2020-03-09

就是被挤成“颈状”, 这种现象被称为三轴试验中的端部约束问题<sup>[2]</sup>。端部约束会造成三轴试样内的应变和应力的不均匀性, 进而影响到试样的应力应变特性, 孔隙水压力或体积变化, 剪切带分布和强度特性<sup>[3]</sup>。受端部约束效应的影响, 三轴试验结果并不能真实反映粗粒土的力学特性。为了使三轴土体受力状态与天然土体状态更加接近, 有效提高试验的精度, 国内外学者相继对土体的端部减摩方法进行了大量的研究, 试图减小端部约束效应的影响。根据 Timoshenko<sup>[4]</sup>的记载, 早在 1900 年, Foppal 在压缩试验中在固体试件的端部涂石蜡来减小端部效应的影响, 得出不同高径比时试件的破坏形式和应力分布的规律。1964 年, Rowe 等<sup>[5]</sup>首先在三轴试验中成功地使用了无约束作用的试样帽(底座)。这种试样帽由压力板、润滑剂和橡皮膜组成。Blight<sup>[6]</sup>以试样相同的土块作为过渡性垫块, 在垫块表面浸泡一层乳胶橡皮膜, 以消除垫块本身的体积变化或孔隙水压力的影响。程展林等<sup>[7]</sup>设计了一种测试端部摩阻力试验设备, 探讨了界面摩阻力的试验方法、粗粒料界面摩阻力大小和减小摩阻力措施。邵龙潭等<sup>[8-9]</sup>、王助贫等<sup>[10]</sup>、董建军等<sup>[11]</sup>采用数字图像测量技术, 直接量测试样的轴向变形和径向变形, 定量分析端部约束对三轴试验土样的影响。

由上可知, 目前试验中主要采取两种方法减轻端部效应的影响: ①第一是改进试验加载设备, 如采用抛物线形或者锥体试样帽、增加过渡性垫块和采用润滑试样帽等方法, 其中广泛采用的便是润滑试验帽法; ②第二种是改进试验观测设备, 如采用数字图像测量方法等。润滑试样帽虽然能较有效地减小端部效应, 但同时也带来一些如试样侧溜等负面作用。数字图像测量方法通过测量试件中部 1/3 区域来回避端部效应的影响, 并不能有效消除端部约束效应的影响。

针对粗粒土三轴试验中存在的端部约束问题, 提出了土体与加载板之间的接触由“整体接触变为分散式接触、滑动摩擦变为滚动摩擦”的减摩新方法, 在此基础上, 研制了岩土工程三轴压缩试验微摩擦荷载传力板, 并在粗粒土三轴试验中进行了初步应用, 有效解决了三轴试验的端部约束问题, 提高了三轴试验精度。

## 1 微摩擦荷载传力板的研制

### 1.1 研制思路

目前, 三轴试验中主要采用润滑试样帽的方法来减小端部约束的作用<sup>[12]</sup>, 虽然能减小端部约束效应, 但程度有限。最主要的原因就是这种方法仍旧保持了试样与加载板的整体接触, 试样与加载板之间的摩擦仍旧是滑动摩擦, 只是加了一定的润滑作用。分散式

微摩擦荷载传力板同时解决了这两个问题, 变整体接触为分散式接触、滑动摩擦为滚动摩擦, 可使试样与加载板之间的摩擦系数大幅降低, 有效解决加载板与试样接触面的摩擦力过大的关键技术难题, 为三轴试验的减摩技术开辟了新的思路。

#### (1) 整体接触改为分散式接触

图1为试样和加载板之间整体接触与分散式接触的示意图, 由图可知, 端部土体想要发生径向变形, 必须克服试样与加载板之间的切向应力。由于力的叠加作用, 当加载板只是一块板整体与试样接触时, 界面之间的切向应力要远远大于多块板与试样接触。为了尽可能的减小界面摩擦力, 减摩板由之前的一块板整体接触, 改为多个滑块组成的分散式接触, 达到加载板与试样在径向协同变形的效果, 较大程度地减小了界面之间的摩擦力。

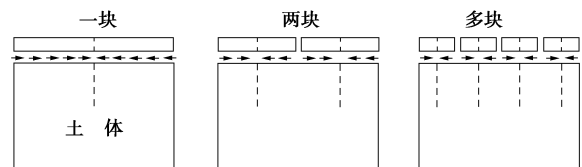


图 1 整体接触与分散式接触示意图

Fig. 1 Schematic diagram of integral and distributed contacts

#### (2) 滑动摩擦改为滚动摩擦

众所周知, 界面之间的滚动摩擦要远远小于滑动摩擦。在分散式接触的基础上, 为进一步减小界面摩擦力, 在滑块与承载板之间设置钢珠, 变滑动摩擦为滚动摩擦。这样就使试样端部与加载板接触面切线方向上没有摩擦力或者摩擦力极小, 试样端部在切线方向上可以自由变形, 尽可能提高试验精度。

### 1.2 结构原理

根据上述“整体接触变为分散式接触、滑动摩擦变为滚动摩擦”的减摩新方法, 研制了岩土工程三轴试验微摩擦荷载传力板<sup>[13]</sup>。其结构示意图见图2所示, 实物照片见图3所示。该传力板为直径300 mm的圆盘, 由圆形承载板、滑块止动棒、导轨、钢珠、滑块几部分组成。圆形的承载板中间设有滑块止动棒, 圆形的承载板沿圆周方向呈放射状均匀分布有24个矩形凹槽。在各个矩形凹槽中分别对应地嵌入带有弧形凹槽的导轨, 弧形凹槽中设有钢珠, 在导轨上布置沿圆形承载板径向的多圈滑块, 滑块通过钢珠和导轨接触, 能够在导轨上沿径向自由滑动。通过上述结构, 轴向荷载可以通过多圈自动滑块施加在试样上, 同时滑块和圆形承载板之间通过钢珠来连接, 将滑动摩擦变为滚动摩擦, 在试样与荷载传力板界面接触面切线方向上没有摩擦力或者摩阻力极小(微摩擦), 从而使试样

在接触面切线方向上可以自由变形，有效解决了试样端部约束问题。

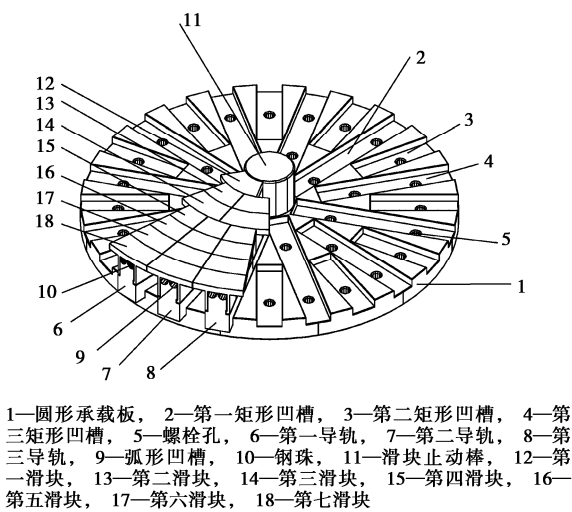


图 2 岩土工程三轴试验微摩擦荷载传力板结构示意图

Fig. 2 Structural sketch of load-transfer plate under micro-friction in triaxial tests in geotechnical engineering



图 3 岩土工程三轴试验微摩擦荷载传力板实物照片

Fig. 3 Physical photo of load-transfer plate under micro-friction in triaxial tests in geotechnical engineering

### 1.3 细部构造

#### （1）导轨与承载板的连接

如图 2 所示，圆形承载板 1 中心设有滑块止动棒 11，圆形承载板 1 沿圆周方向呈放射状均匀分布有 6 个第一矩形凹槽 2，第一矩形凹槽 2 的一端与滑块止动棒 11 接触，另一端延伸至圆形承载板 1 边缘。相邻的两个矩形凹槽 2 的中间设有第三矩形凹槽 4，第三矩形凹槽 4 的一端与邻近的第一矩形凹槽 2 抵靠，另一端延伸至圆形承载板 1 边缘。第一矩形凹槽 2 与邻近的第三矩形凹槽 4 之间设有第二矩形凹槽 3，第二矩形凹槽 3 的一端与邻近的第三矩形凹槽 4 抵靠，另一端延伸至圆形承载板 1 边缘。

第一矩形凹槽 2、第二矩形凹槽 3 以及第三矩形凹槽 4 分别对应地嵌入有第一导轨 6、第二导轨 7、第三导轨 8，同时第一导轨 6、第三导轨 8 沿环向均匀分

布各 6 个，第二导轨 7 沿环向均匀分布有 12 个，并通过螺栓与承载板 1 固定连接。螺栓依次穿过导轨上的固定孔、凹槽上的螺栓孔将导轨锁固于圆形承载板 1 上。

#### （2）滑块与导轨的连接

图 4 所示为导轨与滑块截面示意图。如图 4（a）所示，导轨（6，7，8）包括一截面为凸字形的导轨本体，导轨本体顶部间隔设有两个向下凹陷的弧形凹槽 9，每一个弧形凹槽 9 内布满钢珠，导轨本体两侧一边为台阶面 19，另一侧台阶面竖直侧壁上设有滑槽 20。如图 3（b）所示，滑块（12~18）包括一扇形本体 21，扇形本体 21 下部设有竖直的第一滑条 22 和第二滑条 23，第二滑条 23 设有对应导轨上滑槽 20 的凸起 24，第一滑条 22 与台阶面 19 接触，第二滑条 23 的凸起 24 插入到导轨的滑槽 20 内，以此来实现滑块与导轨的连接。在凹槽 9 内布满钢珠，这样就避免了滑块与导轨的直接接触，改滑动摩擦为滚动摩擦，显著地减小滑块滑动的摩擦力，从而实现滑块在导轨上以较小的摩擦力沿承载板径向向外滑动。

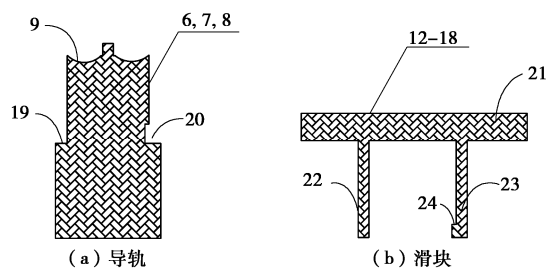


图 4 导轨与滑块截面示意图

Fig 4 Section sketch of guide and slide block

#### （3）自动滑块布置

沿圆形承载板的径向依次设有七圈滑块，如图 5 所示。由内向外依次为第一、二、三、四、五、六、七滑块（12~18）。第一滑块 12 与中心滑块止动棒 11 相邻，第一滑块至第七滑块（12~18）沿圆形承载板 1 的径向依次布置在第一导轨 6 上，第四滑块—第七滑块（15~18）沿径向依次布置在第二导轨 7 上，第二滑块—第七滑块（13~18）沿径向依次布置在第三导轨 8 上。如上所述，第一滑块有 6 个，第二滑块和第三滑块分别有 12 个，第四滑块—第七滑块分别有 24 个，总共有 126 个滑块和滑块止动棒组成一个拼盘，用于直接与试样接触。

## 2 数值模拟

为验证分散式微摩擦荷载传力板的有效性，采用 ABAQUS 有限元软件，建立微摩擦荷载传力板和三轴试样的整体三维数值模型，见图 6 所示。数值模拟的

难点是如何正确反映微摩擦荷载传力板上滑块的自由变形, 采用在滑块之间设置间隙单元来模拟, 间隙单元赋予较小的弹性模量, 加载板与试样之间设置接触, 计算参数见表 1 所示。

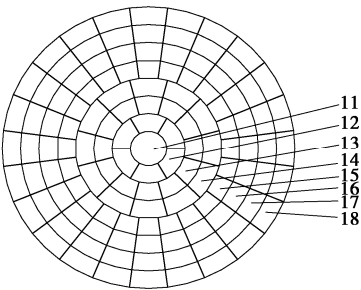


图 5 滑块分布  
Fig. 5 Distribution of blocks

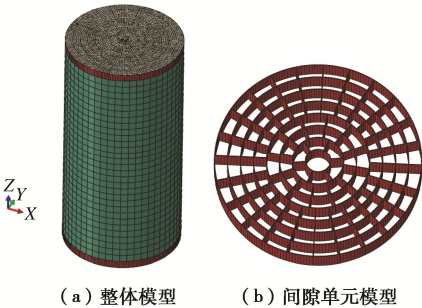


图 6 数值模型  
Fig. 6 Numerical model

表 1 计算参数

Table 1 Computational parameters			
材料	密度 (/g·cm <sup>-3</sup> )	弹性模量 /MPa	泊松比
土体	2.00	30.0	0.300
传力板	7.84	200000.0	0.167
间隙单元	0.00	0.1	0.000

对数值模型施加围压与轴压, 量值均为 1 MPa, 其中轴向压力施加在传力板顶部, 水平向压力施加在试样上, 加载板上滑块与试样的摩擦系数设定为 0.3, 考虑整体接触 (间隙单元赋予滑块单元的参数) 和分散式接触 (间隙单元和滑块单元分别赋予相应参数) 两种情况, 分别计算了试样的应力变形。图 7, 8 给出了试样 X, Y 和 Z 3 方向的应力和变形分布。由图可知:

(1) 整体接触情况下, 试样在 3 个方向上的应力变化幅值较大, 试样 X 方向应力变化范围为 0.52~1.03 MPa, Y 方向应力变动范围为 0.52~1.03 MPa, Z 方向应力变化范围是 0.74~1.15 MPa, 最大变动幅度为 49%, 且土体的变形在水平向与轴向变形极度不均匀, 尤其在试样与加载板接触处, 存在明显的约束效应。

(2) 分散式接触情况下, 试样在 3 个方向上的应

力变化幅值较小, 试样 X 方向的应力变化范围为 0.81~1.13 MPa, Y 方向应力变动范围为 0.81~1.17 MPa, Z 方向应力变化范围是 0.92~1.09 MPa, 最大变动幅度为 19%, 应力的变化主要分布在顶端, 是顶部滑块移动后存在微小间隙引起的土体局部应力改变, 且土体的变形在水平向与轴向变形比较均匀, 证明了分散式接触可以较大程度地降低试样与加载板之间的摩擦力。

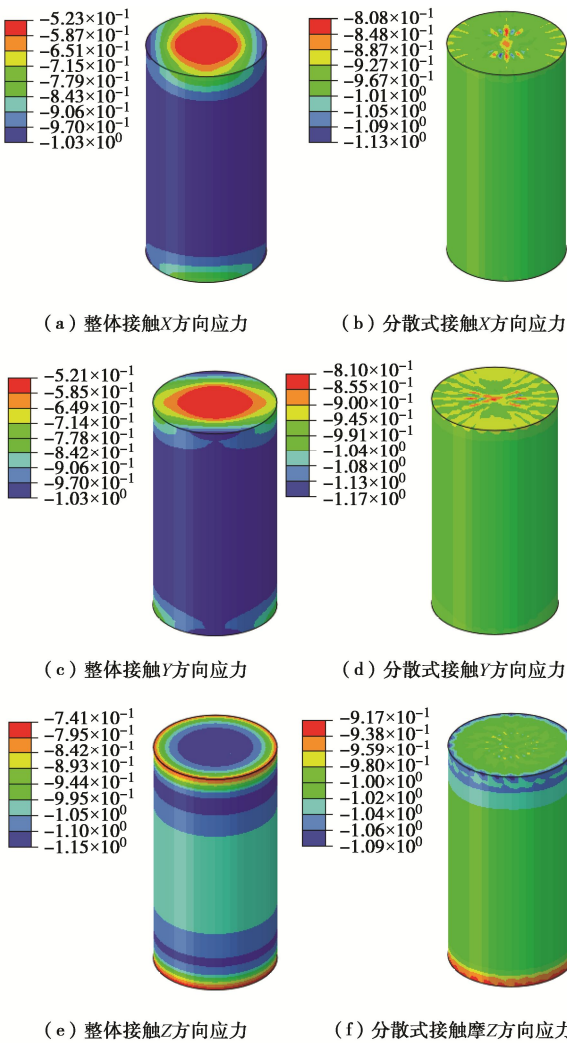
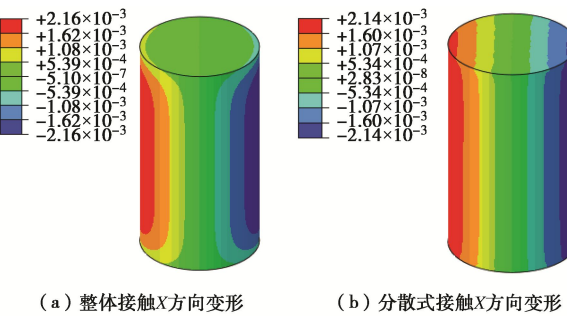


图 7 整体接触与分散式接触试样应力分布

Fig. 7 Stress distribution of specimen with integral and distributed contacts



(a) 整体接触X方向变形 (b) 分散式接触X方向变形



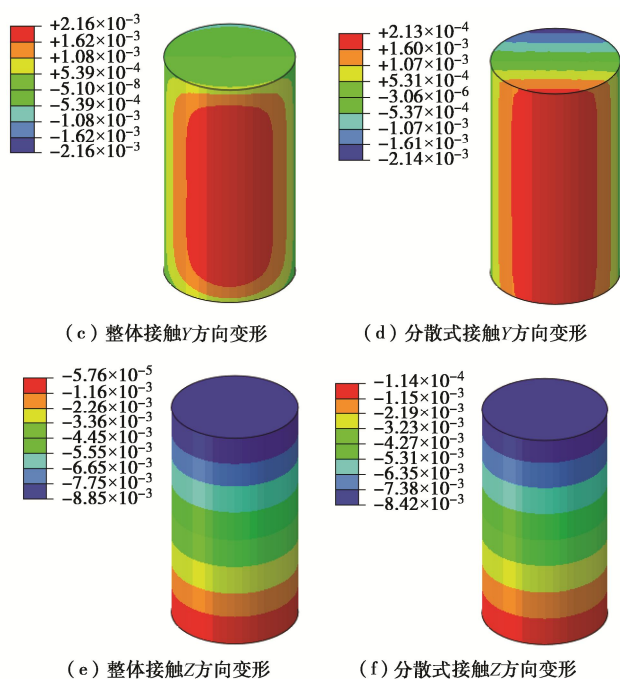


图8 整体接触与分散式接触试样变形分布

Fig. 8 Deformation distribution of specimen with integral and distributed contacts

### 3 应用实例

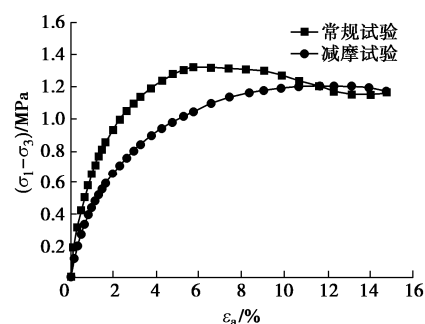
#### 3.1 试验概况

为验证微摩擦荷载传力板的适用性和可行性,以粒径为 0.25~0.5 mm 砂土为研究对象,首先进行最大、最小干密度试验,  $\rho_{dmin}=1.36 \text{ g/cm}^3$ ,  $\rho_{dmax}=1.64 \text{ g/cm}^3$  控制其相对密度为 0.8, 换算出试验控制干密度  $1.56 \text{ g/cm}^3$ 。利用微摩擦荷载传力板和应力应变式大型三轴仪对典型砂土进行了常规和端部减摩的固结排水三轴剪切试验, 试样直径为 300 mm, 高 600 mm, 采用水头法饱和, 固结围压为 0.4 MPa, 剪切速率为 0.45 mm/min, 获得两种条件下试样的应力应变曲线和体变应变曲线, 从而探讨端部约束对典型砂土强度变形特性的影响规律。

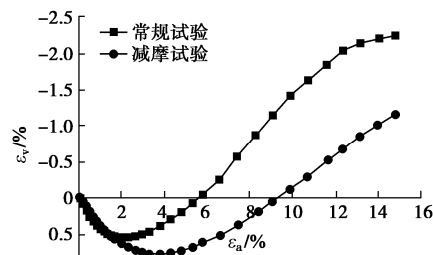
#### 3.2 结果初步分析

分别整理典型砂土常规试验与减摩试验的偏应力与轴向应变曲线、体变与轴向应变曲线, 如图 9 所示。结果表明, 不同端部约束条件下砂土的应力应变曲线和体变应变曲线显著不同, 端部约束会增大同一围压下的峰值强度, 使偏应力峰值提前到来, 且易使偏应力应变曲线表现软化。受到端部约束的影响, 常规试验的体变曲线更突出表现出剪胀性。图 10 是试验结束后试样变形形态对比, 可以明显的看出端部约束限制了常规试样端部的径向变形, 试样中间部分的径向变形明显大于试样端部, 表现出鼓胀。经过减摩处理的试样则均匀的多。同时, 也证明了分散式微摩擦

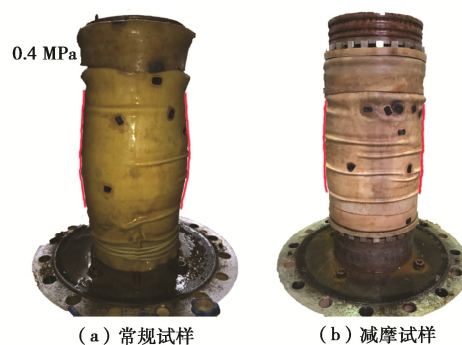
荷载传力板的有效性。



(a) 应力与轴向应变关系曲线



(b) 体变与轴向应变关系曲线

图9 不同端部约束条件下砂土典型三轴试验曲线的对比 ( $\sigma_3=400 \text{ kPa}$ )Fig. 9 Comparison of typical triaxial test curves of sand under different end restraint conditions ( $\sigma_3=400 \text{ kPa}$ )图10 试验结束后试样变形形态对比 ( $\sigma_3=400 \text{ kPa}$ )Fig. 10 Comparison of deformation morphologies of specimen after tests ( $\sigma_3=400 \text{ kPa}$ )

### 4 结 论

(1)在对土体端部减摩方法国内外研究现状深入调研的基础上, 针对粗粒土三轴试验中存在的端部约束问题, 研制了岩土工程三轴压缩试验微摩擦荷载传力板。该装置有效解决了三轴试验的端部约束问题, 提高了三轴试验结果的可信性。

(2)详细介绍了岩土工程三轴试验微摩擦荷载传力板的研制思路、结构原理和细部构造, 并通过数值计算进一步论证了分散式代替整体式接触的减摩措施效果。

(3)利用该装置和应力应变式大型三轴仪对典型



砂土进行了常规和端部减摩的固结排水三轴剪切试验,结果表明,端部约束是试样出现鼓胀的根本原因,常规试验方法高估了试样的峰值强度、且易使偏应力应变曲线表现软化,并使试样的体变曲线更突出表现出剪胀性。

### 参考文献:

- [1] WEI X X, CHAU K T. Finite and transversely isotropic elastic cylinders under compression with end constraint induced by friction[J]. *International Journal of Solids and Structures* 2009, **46**: 1953 – 1965.
- [2] 李云龙. 土工三轴试验中端部接触和端部约束影响研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2007. (LI Yun-long. Study on the Influence of End Contact and End Constraint in Geotechnical Triaxial Test[D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2007. (in Chinese))
- [3] DUNCAN J M, DUNLOP P. The significance of cap and base restraint[J]. *J Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 1968, **94**(1): 271 – 290.
- [4] TIMOSHENKO S P. *History of Strength of Materials*[M]. New York: Dover Publications Inc., 1983.
- [5] ROWE P W, BARDEN L. Importance of free ends in triaxial testing[J]. *J Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 1964, **90**(1): 1 – 27.
- [6] BLIGHT G E. Shear stress and pore pressures in triaxial testing[J]. *Proc ASCE JSMFD*, 1965, **91**(SM6): 5 – 16.
- [7] 程展林, 左永振, 姜景山, 等. 粗粒料试验中界面摩阻力的试验研究[J]. *岩土工程学报*, 2009, **31**(3): 331 – 334. (CHENG Zhan-lin, ZUO Yong-zhen, JIANG Jing-shan, et al. Experimental research on interface friction in granular materials[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2009, **31**(3): 331 – 334. (in Chinese))
- [8] 邵龙潭, 王助贫, 刘永禄. 三轴土样局部变形的数字图像测量方法[J]. *岩土工程学报*, 2002, **24**(2): 159 – 163. (SHAO Long-tan, WANG Zhu-pin, LIU Yong-lu. Digital image processing technique for measurement of the local deformation of soil specimen in triaxial tests[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2002, **24**(2): 159 – 163. (in Chinese))
- [9] 邵龙潭, 孙益振, 王助贫, 等. 数字图像测量技术在土工三轴试验中的应用研究[J]. *岩土力学*, 2006, **27**(1): 29 – 34. (SHAO Long-tan, SUN Yi-zhen, WANG Zhu-pin, et al. Application of digital image processing technique to triaxial test in soil mechanics[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2006, **27**(1): 29 – 34. (in Chinese))
- [10] 王助贫, 邵龙潭. 三轴试验土样的端部影响问题研究[J]. *岩土力学*, 2003, **24**(3): 363 – 368. (WANG Zhu-pin, SHAO Long-tan. Research on influence of end effect of soil specimens in triaxial tests[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2003, **24**(3): 363 – 368. (in Chinese))
- [11] 董建军, 邵龙潭. 考虑端部效应影响的非饱和压实土三轴试验研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2010, **29**(9): 1937 – 1944. (DONG Jian-jun, SHAO Long-tan. Study of unsaturated compacted soil considering influence of end effect by triaxial test[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2010, **29**(9): 1937 – 1944. (in Chinese))
- [12] 陆晓平, 孙明辉, 陈浩锋, 等. 粗粒土三轴试样端部约束影响研究[J]. *岩土工程学报*, 2017, **39**(增刊 1): 236 – 240. (LU Xiao-ping, SUN Ming-hui, CHEN Hao-feng, et al. Effects of end restraint in triaxial tests on coarse-grained soil[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2017, **39**(S1): 236 – 240. (in Chinese))
- [13] 程展林, 王艳丽, 潘家军, 等. 岩土工程三轴压缩试验微摩擦荷载传力板: 中国 CN201410333749.8[P]. 2014-07-14. (CHENG Zhan-lin, WANG Yan-li, PAN Jia-jun, et al. A micro-friction load transfer plate in triaxial compression test of geotechnical engineering: Chinese, CN201410333749.8[P]. 2014-07-14. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202012020

# 基于对数动骨架考虑可逆孔压的有效应力本构研究

董青<sup>1</sup>, 周正华<sup>1</sup>, 苏杰<sup>1</sup>, 李小军<sup>2</sup>, 郝冰<sup>1</sup>, 李远东<sup>1</sup>

(1. 南京工业大学交通运输工程学院, 江苏 南京 210009; 2. 北京工业大学建筑工程学院, 北京 100124)

**摘要:** 在对含饱和砂土地进行地震反应分析时, 等效线性化方法难以模拟饱和砂土的孔压变化, 且适用的有效应力本构也相对较少, 相关本构的模拟结果亦缺乏与实际饱和砂土地观测台阵地震记录的对验证。从一维饱和砂土地时域非线性地震反应分析出发, 基于对数动骨架曲线时域非线性土体本构和陈龙伟孔压增长模型, 并考虑可逆超静孔隙水压力, 得到了可用于饱和砂土地地震液化反应分析的时域非线性有效应力本构。这一本构能合理的模拟饱和砂土层在地震动作用下的孔压波动变化, 以及孔压增长引起的土体软化现象, 其孔压模拟结果更符合实际孔压发展过程。通过自行编制的一维土层地震反应分析程序 Soilresp1D, 实现了可液化场地动力反应分析。含饱和和松砂场地地震反应分析本构数值模拟结果与基于丰万玲孔压增长模型的有效应力本构的时域分析结果和实际观测场地地震记录对比表明, 提出的基于对数动骨架曲线并考虑可逆超静孔隙水压力的有效应力本构是可行的且结果合理。此外, 通过对含饱和和砂土层场地地震反应分析, 揭示了液化对场地地表加速度峰值和反应谱及饱和砂土层抗剪强度的影响特征。

**关键词:** 对数骨架曲线; 可逆孔压; 有效应力; 液化; 应力-应变关系

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)12-2322-08

**作者简介:** 董青(1992—), 女, 博士研究生, 主要从事岩土力学研究。E-mail: 2458810997@qq.com。

## Constitutive model for effective stress based on logarithmic skeleton curve considering reversible pore pressure

DONG Qing<sup>1</sup>, ZHOU Zheng-hua<sup>1</sup>, SU Jie<sup>1</sup>, LI Xiao-jun<sup>2</sup>, HAO Bing<sup>1</sup>, LI Yuan-dong<sup>1</sup>

(1. College of Transportation Science & Engineering, Nanjing Tech University, Nanjing 210009, China; 2. College of Architecture and

Civil Engineering, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China)

**Abstract:** The equivalent linearization method which is often used for seismic response analysis is difficult to simulate the variation of the pore pressure of saturated sandy soil, and there are few constitutive models. Almost the existing constitutive models for effective stress have not been verified by the observed records of strong motion in actual liquefiable sites. A time-domain nonlinear constitutive model for effective stress which is used in the time-domain one-dimensional nonlinear seismic response analysis of liquefiable sites with saturated sand is obtained based on the logarithmic dynamic skeleton curve, Chen long-wei's pore pressure growth model and reversible overstatic pore water pressure. The constitutive model can reasonably simulate the variation of pore pressure of saturated sand layer under the action of strong motion and the softening characteristics of soils caused by the increase of pore pressure, and is also embedded in the program Soilresp1D to realize the dynamic response analysis of liquefiable soil layer sites. It can be seen from the comparison among the simulated results of liquefiable site with saturated sand by the proposed time-domain nonlinear constitutive model for effective stress of and those by Feng Wan-ling's pore pressure growth model and the strong ground motion records of the actual liquefiable sites that the constitutive model for effective stress based on the logarithmic dynamic skeleton curve and the reversible overstatic pore water pressure is feasible, and the numerical simulated results are reasonable. In addition, by the seismic response of the site with saturated sand layers, the effects of liquefaction on the peak and the response spectra of ground acceleration and shear strength of the saturated sand layers are analyzed, and the characteristics of influence are discussed.

**Key words:** logarithmic skeleton curve; reversible pore pressure; effective stress; liquefaction; stress-strain relationship

## 0 引言

在对含饱和砂土层场地地震反应研究中, 孔隙水压力上升引起的砂土液化是一种典型的地震灾害现

基金项目: 国家自然科学基金项目(U1839202); 国家重点研发计划项目(2017YFC1500400)

收稿日期: 2020-03-09

\*通信作者(E-mail: beerli@vip.sina.com)

象。饱和砂土动力有效应力本构关系是否能真实的表征饱和砂土的物理力学特性,对场地地震液化反应模拟的准确性至关重要,因此可液化土层的动力响应模拟成为国内外学者的研究热点。合适的饱和砂土动力有效应力本构不仅仅需要模拟液化过程中土体的软化现象,还需要对液化过程中的土体应力应变关系的变化细节进行描述。

选择一个合理的土体动力非线性本构模型是液化土层地震动模拟计算分析的前提,以双曲模型为主的土体弹塑性动力本构模型广泛应用于土层的地震反应分析中。基于 Masing 法则<sup>[1]</sup>的双曲模型是国内外常用的基于骨架曲线的土体动力非线性本构, Rasenblueth<sup>[2]</sup>和 Newmark<sup>[3]</sup>考虑到可能出现应力值超过土体极限应力值的不合理现象,扩展了 Masing 法则。赵丁凤等<sup>[4]</sup>在 Davidenkov 本构模型基础上,提出代替“扩展 Masing 法则”的修正加载准则,解决了该准则在程序实现中需要记录大量数据的问题。为使应力应变关系符合阻尼比试验结果,王志良等<sup>[5]</sup>提出了“阻尼比退化系数”对 Masing 关系进行了修正。李小军在王志良模型的基础上提出“基于骨架曲线修正”<sup>[6]</sup>处理的“动态骨架曲线”<sup>[7]</sup>的概念,给出了能考虑土体试验特性且形式简单的一维土体动力本构关系。等效线性化是土层一维地震反应分析中常采用的方法,但该方法为平均滞回曲线意义上的线性方法,无法体现土体的塑性变形,且难以考虑孔压上升对饱和砂土层剪切强度的影响。笔者在李小军模型的基础上提出了以对数函数为骨架曲线<sup>[8]</sup>,可拟合阻尼比、刚度比试验曲线的土层时域非线性地震反应分析方法,并开发了相应的一维地震反应计算程序。该方法得到的本构模型滞回圈较宽,能更好的体现土体的非线性和塑性特性。国内外专家学者根据循环三轴或剪切试验提出了不同的孔压增长模型,如以 seed<sup>[9]</sup>为代表的根据孔压比和振次比关系提出的孔压增长公式和 Ishibashi 等<sup>[10]</sup>根据孔压比与动应力及振次的关系确定的孔压增长模型,但是这些模型不能用于不均等固结土体的孔压增长计算,且不适用于不等幅荷载情况下的孔压计算。孙锐等<sup>[11]</sup>、陈龙伟等<sup>[12]</sup>在 seed 模型基础上提出了适用于水平场地的不均等固结饱和砂土孔压发展增量计算模型。付海清等<sup>[13]</sup>以加速度、埋深、砂土密实度等现场参数为基本指标,构建直接适用于水平场地饱和砂土孔压增量模型。上述孔压模型只能模拟在应力循环作用下的孔压增长,无法反映应力卸载条件下的实际孔压值的减小。实际孔压模型由不可逆孔压项和可逆孔压项组成,文中所用的孔压计算模型是在陈龙伟的不

可逆孔压增量的基础上,加入笔者提出的可逆孔压模型,两者结合得到的可体现孔压波动的新型孔压模型。该模型能较好的模拟应力循环作用下饱和砂土的实际孔压变化情况。

此外,孙锐<sup>[14]</sup>通过高精度动三轴的试验结果发现砂土循环最大剪切模量  $G_{\max,N}$ 、极限剪应力  $\tau_{ult,N}$  和孔压比的关系与砂土类型和相对密度无关,且可以描述成统一的线性关系。基于此,本文提出了以对数动骨架曲线本构土层时域非线性地震反应分析方法为基础,结合能计入可逆超静孔隙水压力的孔压计算模型,通过饱和砂土的有效应力对其剪切模量和抗剪强度进行修正,得到可模拟含饱和砂土场地液化地震反应的土层时域非线性有效应力本构。

在自行编制的土层地震反应分析程序 Soilresp1D 的基础上,加入基于对数动骨架曲线并考虑可逆超静孔隙水压力的有效应力本构,实现了可液化场地动力反应分析。通过对含饱和松砂层场地数值分析,并与基于不同孔压增长模型的有效应力本构的时域分析结果和实际地震动观测记录对比表明,本文提出的基于对数动骨架曲线并考虑可逆超静孔隙水压力的孔压计算模型的有效应力本构的模拟结果较为合理,与实际地震动记录相符,且反映了液化对场地地表加速度峰值、反应谱及饱和砂土层抗剪强度的影响规律。

## 1 有效应力分析方法

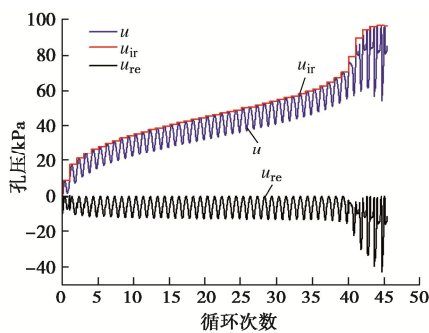
### 1.1 考虑可逆超静孔隙水压力的孔压计算模型

含饱和砂土场地地震反应模拟结果是否能反映饱和砂土液化对场地地震反应的影响取决于合理的孔压计算模型,这一模型应能真实模拟饱和砂土层在每一应力循环后的孔压值。

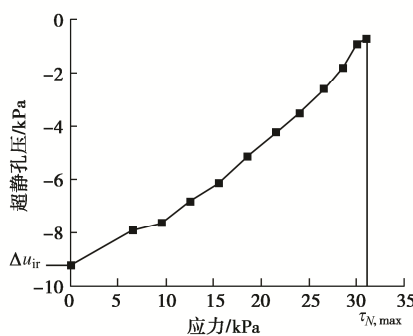
常用的孔压模型只能反映孔压在应力循环加载作用下的增长,无法体现应力卸载时孔压的减小,如图 1(a) 中的红线所示,而饱和砂土不排水循环三轴试验实测孔压值如图 1(a) 中的蓝线所示。据此可将饱和砂土不排水循环三轴试验实测孔压值分为可逆孔压  $u_{re}$  (图 1(a) 黑线) 和不可逆孔压  $u_{ir}$  (图 1(a) 红线),如此可知,不可逆孔压  $u_{ir}$  随着循环次数的增加单调增长,本文将依据陈龙伟<sup>[12]</sup>提出的适用于水平成层场地的不均等固结饱和砂土的孔压发展增量计算模型表示,这一模型是通过振动台和振动离心机土层液化试验得到的,能真实反映实际水平成层场地在水平剪切地震动作用下的土体单元水平往返剪切力,孔压发展增量计算模型:

$$\left. \begin{aligned} u_{ir,0}^* &= 0, \\ U_{ir,N} &= \frac{\Delta u_{ir,N}^*}{1 - u_{ir,N-1}^*} = \frac{c_{1,0}}{\sqrt{N_{ep}}} \left( \frac{\tau_N}{\bar{\sigma}_{N-1}} \right)^{A_{4,0}}, \\ \left[ 1 - c_{1,a} (K_c - 1)^{C_{1,b}} \right] & \quad (N=1, 2, 3, \dots), \\ u_{ir,N}^* &= u_{ir,N-1}^* + U_{ir,N} (1 - u_{ir,N-1}^*), \\ N_{ep} &= \sum_{i=1}^N \left[ \frac{\tau_i}{\tau_N} \right]^\alpha. \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中  $u_{ir,0}^*$  为初始不可逆孔压比;  $\Delta u_{ir,N}^* = \Delta u_{ir,N} / \bar{\sigma}_0$ ,  $\Delta u_{ir,N}$  为第  $N$  次应力循环中的不可逆孔压的孔压增量;  $\bar{\sigma}_0$  为初始有效围应力;  $\Delta u_{ir,N-1}^* = \Delta u_{ir,N-1} / \bar{\sigma}_0$ ,  $u_{ir,N-1}$  为第  $N-1$  个应力循环中的不可逆孔压;  $c_{1,0}$ ,  $c_{1,a}$ ,  $c_{1,b}$ ,  $A_{4,0}$  为试验参数, 与土的密实程度有关;  $K_c$  为固结比;  $N_{ep}$  为等效应力作用次数,  $\tau_i$  为第  $i$  次循环剪应力幅值 ( $1 \leq i \leq N$ );  $\tau_N$  为第  $N$  次循环剪应力幅值,  $\alpha$  为材料参数。式中相关参数取值详见文献[12], 在此不再赘述。



(a) 孔压分解图



(b) 可逆孔压分量与应力关系

图1 饱和砂土不排水循环三轴试验过程中孔压变化

Fig. 1 Variation of pore pressure of saturated sand by undrained cyclic triaxial tests

由图 1 (a) 可知, 可逆孔压  $u_{re}$  是非正的, 对于每一循环加载过程, 逐渐增大至零, 随卸载逐渐减小, 反向加载时, 可逆孔压亦逐渐增大。根据如图 1 (b) 所示的饱和砂土不排水循环三轴试验数据分析可得, 每一应力循环的可逆孔压与该循环的应力呈线性关

系, 且每一循环的可逆孔压初始值为  $-\Delta u_{ir}$ 。可逆孔压  $u_{re,N}$  定义为

$$u_{re,N} = \frac{\Delta u_{ir}}{\tau_{N,\max}} (\tau - \tau_{N,\max}) \quad (2)$$

在对饱和砂土层进行时域非线性地震反应有效应力分析时, 根据上述两式即可得到循环应力作用下饱和砂土的实际孔压值 (图 1 (a) 中的  $u$  线)。

## 1.2 基于孔压的剪切模量和抗剪强度修正方法

饱和砂土层每一循环的最大剪切模量和抗剪强度受这一循环孔压变化的影响显著, 最大剪切模量和抗剪强度随着孔压比的上升不断减小。为考虑在循环荷载作用下孔压的上升对土体软化过程的影响, 则每经过一次应力循环需对砂土的最大剪切模量和抗剪强度进行修正。孙锐等<sup>[14]</sup>通过拟合高精度动三轴的试验数据发现饱和砂土最大剪切模量  $G_{\max,N}$ 、极限剪应力  $\tau_{ult,N}$  和孔压比的关系几乎不受砂土类型和相对密实度的影响, 且能简单描述成统一的线性关系, 其具体函数表达式为

$$\left. \begin{aligned} G_{\max,N} &= G_{\max,0} (1 - U_N), \\ \tau_{ult,N} &= \tau_{ult,0} (1 - U_N), \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

式中,  $G_{\max,N}$ ,  $\tau_{ult,N}$  分别为  $N-1$  次应力循环后砂土的最大剪切模量和极限剪应力,  $U_N = u_N / \bar{\sigma}_0$ 。

## 1.3 基于对数动骨架曲线含饱和砂土层场地时域非线性本构有效应力分析方法

在文献[8]提出的基于对数动骨架曲线时域非线性土体动本构基础上, 考虑可逆超静孔隙水压力的孔压计算模型及剪切模量和抗剪强度随孔压变化的修正关系, 提出了一种新的有效应力本构:

$$\left. \begin{aligned} \tau(\gamma) &= \begin{cases} K(\gamma_0) \cdot \left[ (\gamma - \gamma_c) / \left( a + b' \cdot \left| \frac{\gamma - \gamma_c}{2} \right| \right) - \frac{\pm \tau_m - \tau_c}{\pm \gamma_m - \gamma_c} \right] \\ (\gamma - \gamma_c) + \frac{\pm \tau_m - \tau_c}{\pm \gamma_m - \gamma_c} \cdot (\gamma - \gamma_c) + \tau_c & (|\gamma| \leq \gamma_m), \\ \frac{\pm \ln(1 \pm b\gamma/a)}{b} & (|\gamma| \geq \gamma_m), \end{cases} \\ K(\gamma_0) &= \frac{\pi b \gamma_0^2}{2(a_1 + b_1 \gamma_0) [(2a + b\gamma_0) - 2b\gamma_0 / \ln(1 + b\gamma_0/a)]}, \\ G_{\max,N} &= 1/a = G_{\max,0} (1 - (u_{re,N} + u_{ir,N-1}) / \bar{\sigma}_0), \\ \tau_{ult,N} &= 1/b = \tau_{ult,0} (1 - (u_{re,N} + u_{ir,N-1}) / \bar{\sigma}_0), \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

式中, 相关参数的物理含义及其取值详见文献[8]及前文相关定义, 在此不再赘述。

基于文献[8]中的式 (18), (19), (21) 结合式 (4) 所表述的有效应力本构, 可形成一种基于对数动骨架曲线时域非线性土体动本构并考虑可逆超静孔隙水压力的含饱和砂土场地时域非线性地震反应分析方法, 这一方法可以计算不均等固结条件下的水平成层场地

在不等幅的地震荷载作用下的孔压变化情况, 且可模拟饱和砂土液化过程中的砂土剪切模量和抗剪强度软化特征。将这一方法引入笔者研发的土层场地时域非线性动力反应分析程序 Soilresp1D, 实现了含饱和和砂土场地时域非线性地震反应分析。

图 2 为依据本文有效应力分析方法得到的饱和松砂土体试验模型等幅循环荷载作用下的应力应变曲线及孔压变化, 数值模拟中当孔压比达到 1 时, 砂土层发生液化, 且液化后土层的剪切模量取  $0.0125 G_{\max}^{[15]}$ 。由图可知本文有效应力本构所反映的应力应变关系合理, 能实现在动荷载作用下孔压上升引起的饱和砂土剪切模量和抗剪强度软化特征。

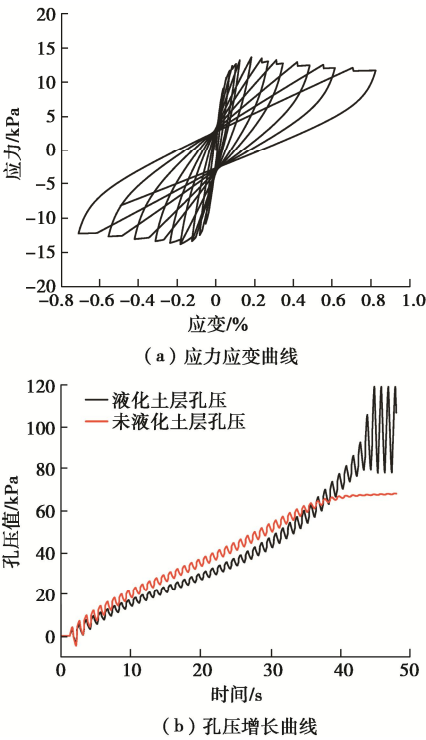


图 2 基于本文本构模拟试验模型中饱和砂土的动力反应  
Fig. 2 Stress-strain curves and simulated results of variation of pore pressure based on constitutive model for effective stress

## 2 可液化土层场地非线性地震反应对比分析

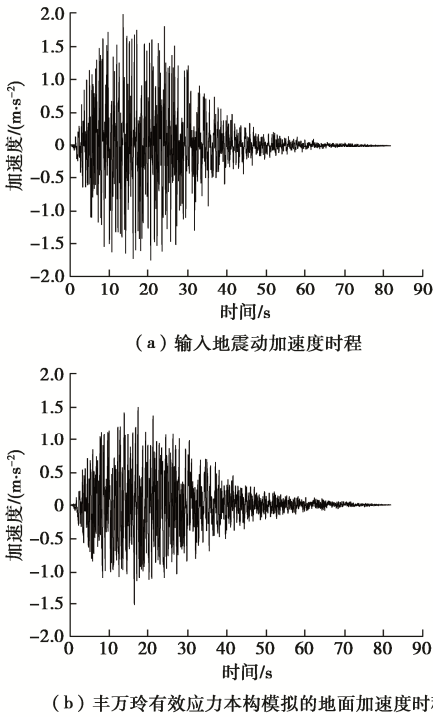
利用本文方法, 对含饱和和松砂层场地和实际观测台阵场地进行地震液化反应分析, 并通过基于丰万玲孔压增长模型的有效应力本构的计算结果和实际地震动观测记录对比分析, 验证了基于对数动骨架曲线并考虑可逆超静孔隙水压力的孔压模型的有效应力本构的合理性。同时, 讨论了饱和砂土层液化对场地地表加速度峰值、反应谱及饱和砂土体剪切模量的影响。

### 2.1 基于不同孔压模型的有效应力本构计算结果对比

数值分析中输入图 3 (a) 所示时长 82 s、峰值加速度  $2 \text{ m/s}^2$ 、离散时间步距为  $0.02 \text{ s}$  的地震动时程。按照时域非线性分析稳定性的要求并结合地震动截止频率 ( $15 \text{ Hz}$ ) 确定数值模拟时间步距为  $0.0025 \text{ s}$ , 为实现数值分析将输入地震动时程通过插值成离散散步距为  $0.0025 \text{ s}$ 。计算场地模型包含黏土层、饱和砂土层和下伏基岩, 总厚  $32 \text{ m}$ , 各岩土层模型计算参数见表 1。根据石兆吉给出的液化判别式得到的该计算模型中砂土的液化临界剪切波速为  $267.1 \text{ m/s}^{[16]}$ , 各砂土层的实测剪切波速均小于该值, 所以该模拟场地为液化场地。按照土层时域动力反应分析方法精度要求确定了沿场地深度的离散步距  $\Delta z$  为  $1 \text{ m}$ , 如此将计算模型划分成 32 层, 其中层 7~层 9 为饱和砂土层。在对模型进行动力反应计算时, 每一次应力循环后 (应力两次过零线) 需对  $G_{\max, N}$  和  $\tau_{\text{ult}, N}$  修正, 当饱和砂土层发生液化后土层参数保持不变。数值模拟结果如图 3 (b) ~ (d)、图 4 所示, 图 3 (b) ~ (e) 为本文方法分析结果和基于丰万玲孔压增长模型的有效应力本构分析结果, 图 4 为本文方法分析得到的含饱和砂土场地模型在地震动作用下液化和未液化砂土层的应力应变曲线。

表 1 场地计算模型参数

Table 1 Model parameters for site salutation						
土类	深度 /m	剪切波速 /( $\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$ )	密度 /( $\text{t}\cdot\text{m}^{-3}$ )	$b/a$	$a_1$ /( $10^{-3}$ )	$b_1$
黏土	6	120.0~142.2	1.95	1160	0.82	5.9
细砂	9	142.2~153.3	1.49	1934	2.24	5.2
黏土	30	153.3~231.0	1.95	1160	0.82	5.9
基岩	32	511.0	2.65			





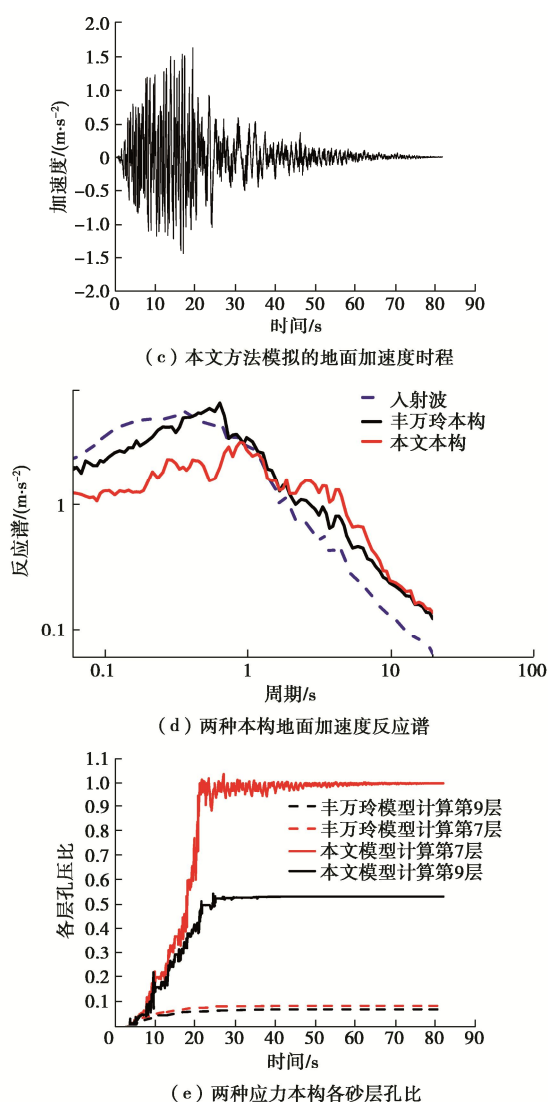


图3 输入地震动时程和两种有效应力本构的场地地震反应

Fig. 3 Time histories of input ground motion and seismic responses of two constitutive models for effective stress

数值模拟结果显示, 基于本文分析方法得到的地面加速度峰值为  $1.62 \text{ m/s}^2$ , 基于丰万玲孔压增长模型有效应力本构计算得到的地面加速度峰值为  $1.5 \text{ m/s}^2$ 。根据孙锐对比液化与非液化场地加速度反应谱, 可知液化场地减少地震动高频分量但同时对低频分量显著放大<sup>[17]</sup>。由图 3 (d) 两种本构地面加速度反应谱, 本文本构计算场地在周期为 1 s 内的高频地震反应明显减小, 在周期大于 1 s 的地震反应有明显放大, 丰万玲本构计算结果则无该现象。根据反应谱对比图判别本文本构计算该模型场地发生液化, 丰万玲本构计算该场地未发生液化, 该结果与本文孔压计算结果一致。由图 3 (b), (c) 可以看出, 丰万玲有效应力本构分析所得地面加速度时程与入射加速度时程无明显差异, 本文分析结果在饱和砂土液化后高频地震动得到了明显的衰减。图 3 (e) 所示结果显示, 丰万玲孔压增长模型分析孔压增长缓慢, 最大孔压比仅为 0.1, 未

发生液化; 而本文分析结果表明, 层 7 于 16.55 s 孔压比达 1.0, 即开始液化, 总体表现为孔压比随作用时间逐渐增加, 当加速度接近峰值时, 上层饱和砂层孔压迅速上升, 并发生液化; 对于下层饱和砂土, 孔压比随作用时间逐渐增加, 达 0.54 后, 趋于平稳, 不难发现其平稳段对应于上层饱和砂土液化阶段; 同时可以看出本文方法模拟结果能较真实的反映饱和砂土地震作用下的实际孔压变化特征, 即孔压随地震荷载作用有增有减; 相比于本文模拟结果, 丰万玲有效应力本构虽能描述孔压增长过程, 但不能合理的模拟饱和砂土孔压在地震荷载作用下孔压变化特征, 未能反映含饱和砂土液化对场地地震反应的影响。

此外, 由图 4 可以看出, 层 7 饱和砂土层在液化前应变较小, 土体剪切模量较大, 应力应变曲线较陡, 液化后应变增大, 剪切模量减小, 应力应变曲线迅速变缓。层 9 饱和砂土层孔压比未达 1.0, 未发生液化, 其应变较小, 剪切模量的折减较为缓慢。

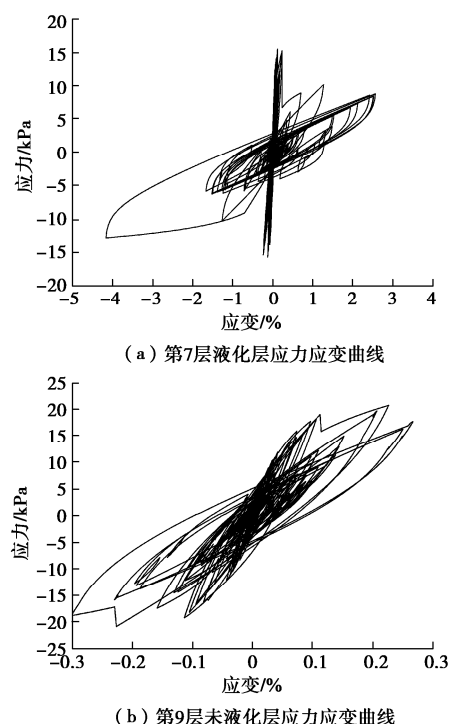


图4 本文方法模拟液化与未液化饱和砂土层应力-应变关系曲线

Fig. 4 Simulated results of stress-strain relationship curves between liquefied and unliquefied saturated sand

综上所述, 本文方法能再现饱和砂土层在强地震作用下孔压变化特征, 能反映液化饱和砂土层的减震效应和高频地震动的衰减特征。

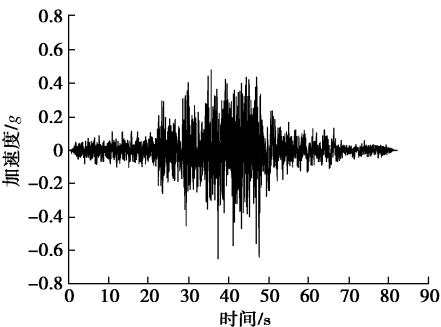
## 2.2 Fire Station 场地模型计算结果与实测结果对比

本文以加州 Corralitos 地区的 Fire Station 场地影响观测台阵的场地资料为基础, 建立了含饱和砂土层

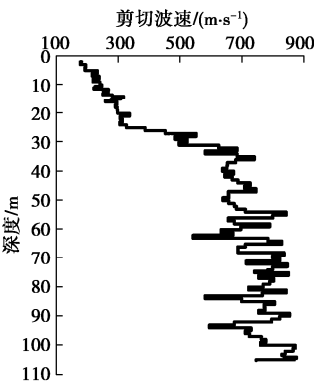
场地地震液化反应分析模型, 以地表下 102 m 基岩处实测加速度时程为作用地震动, 加速度时程如图 5(a)所示, 其峰值加速度为 0.75g。按照一维土层场地时域非线性计算精度和稳定性要求确定了各土层离散步距和计算时间步距, 采用本文方法模拟得到了场地地表加速度反应, 并与实际地表观测记录对比, 验证了本文方法数值模拟的可靠性。分析模型厚度为 102 m, 由松细砂、中密砂及黏土组成, 图 5(b) 给出了模型剪切波速随深度变化趋势, 模型相关参数如表 2 所示。同样根据石兆吉给出的液化判别式得到该实际场地模型上层厚度为 26 m 细砂的液化临界剪切波速为 371.7 m/s, 上层细砂的实测剪切波速均小于该值, 该场地为液化场地。

表 2 场地计算模型参数

Table 2 Model parameters for site calculation						
土类	层厚 /m	深度 /m	密度 /(t·m <sup>-3</sup> )	b/a	a <sub>1</sub> /(10 <sup>-3</sup> )	b <sub>1</sub>
松细砂	26	26	1.92	1711	7.18	3.717
黏土	12	38	1.68	1527	3.73	4.331
松细砂	22	60	1.92	1051	8.36	4.245
中密砂	40	100	1.68	709	10.53	4.081
基岩	2		1.92			



(a) 实测基岩地震动加速度时程

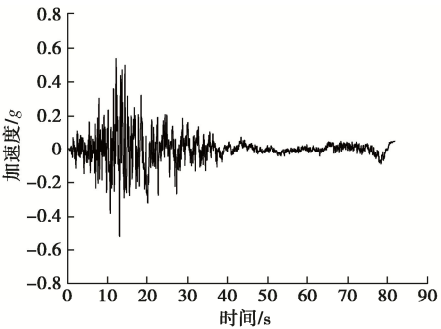


(b) 模型剪切波速随深度的变化

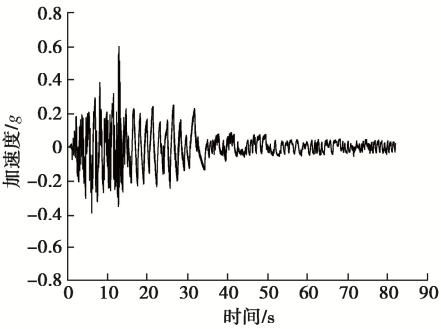
图 5 实测基岩地震动加速度时程和场地剪切波速随深度的变化

Fig. 5 Time histories of measured bedrock acceleration and variation of shear wave velocity with depth

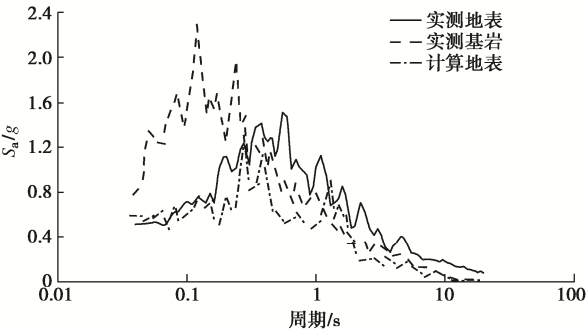
由表 2 可以看出, 分析模型覆盖土层主要为砂和黏土, 浅层砂土为饱和松细砂。图 6(a), (b) 所示实测和计算所得的地表加速度时程均显示 10s 左右地震动达到峰值, 土层发生液化, 该结果与图 6(d) 所示计算孔压比一致, 验证了本文计算方法的可靠性与有效性。图 6(d) 所示不同深度饱和砂土层孔压比表明, 浅层饱和和松细砂层孔压比随时间快速增加, 且埋深越浅发生液化越快, 而下层饱和和松细砂层孔压增长较为缓慢, 未发生液化。由此可知本文有效应力本构模型能真实反映饱和砂土层液化特征, 亦表明地表下 20~30 m 深度内的饱和砂土能产生液化, 这一结果的可信性得到了 2011 年新西兰 Mw6.3 地震中发现 20~30 m 深度内饱和砂土产生液化现象的证实<sup>[18]</sup>。图 6(c) 所示为地表与基岩加速度反应谱, 根据孙锐提出的液化场地地表反应谱特征, 可知实测地表与计算地表反应谱均显示该场地发生液化。在约 0.3 s 周期内, 计算地表加速度反应谱相对基岩加速度反应谱明显减小, 与实测地表加速度反应谱相近, 变化趋势相似。



(a) 实测地表地震动加速度时程



(b) 计算地表地震动加速度时程



(c) 数值模拟和实测地表加速度反应谱

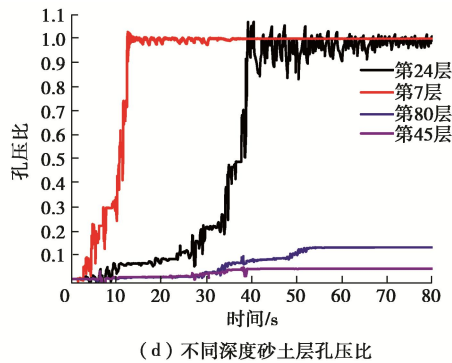


图6 数值模拟结果与观测结果

Fig. 6 Simulated and observed results

由此不难看出,饱和砂土层液化对短周期地震动具有明显的减震效应,本文方法模拟结果可信,能模拟饱和砂土层孔压变化规律和液化对地表加速度峰值及反应谱的影响特征。

### 3 结 论

从对数骨架曲线出发并考虑可逆超静孔隙水压力的孔压模型,结合每一加载循环饱和砂土体的剪切模量、抗剪强度修正方法,提出了一种基于对数动骨架曲线时域非线性土体动本构并考虑可逆超静孔隙水压力的含饱和砂土场地时域非线性地震反应分析方法。通过典型算例验证了本文方法的可行性和模拟结果的合理性,得到以下4点结论。

(1) 基于饱和砂土不排水循环三轴试验结果,提出了考虑可逆超静孔隙水压力的孔压计算模型,该模型不仅能模拟应力循环加载作用下孔压的增长,还能体现应力卸载时孔压的减小。

(2) 数值模拟结果对比分析表明,本文方法能再现饱和砂土层在强地震作用下孔压变化特征,能反映液化饱和砂土层的减震效应和高频地震动的衰减特征。

(3) 场地影响观测台阵 Fire Station 分析模型数值结果显示,本文有效应力本构模型能真实反映饱和砂土层液化特征,分析方法是可行的,且结果可信。

(4) 饱和砂土液化对地震动峰值加速度与加速度反应谱等地表地震动参数,以及饱和砂土体剪切模量和抗剪强度具有显著影响。

#### 参考文献:

[1] MASING G. Intrinsic stresses and solidification in the brass[C]// Proceedings of Second International Congress of Applied Mechanics, 1926, Zurich. (in Germany)

[2] ROSENBLUETH, E. On a kind of hysteretic damping[J]. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, 1964,

90(4): 37 - 47.

- [3] NEWMARK N M, ROSENBLUETH E. Fundamentals of Earthquake Engineering[M]. EnglewoodCliffs: Prentice-Hall, 1971: 163 - 192.
- [4] 赵丁凤, 阮 滨, 陈国兴. 基于 Davidenkov 骨架曲线模型的修正不规则加卸载准则与等效剪应变算法及其验证[J]. 岩土工程学报, 2017, 39(5): 888 - 895. (ZHAO Ding-feng, RUAN Bing, CHEN Guo-xing. Validation of the modified irregular loading-reloading rules based on Davidenkov skeleton curve and its equivalent shear strain algorithm implemented in ABAQUS[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, 39(5): 888 - 895. (in Chinese))
- [5] 王志良, 韩清宇. 黏弹塑性土层地震反应的波动分析法[J]. 地震工程与工程学报, 1981, 1(1): 117 - 137. (WANG Zhi-liang, HAN Qing-yu. Analysis of wave propagation for the site seismic response, using the visco-elastoplastic model[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1981, 1(1): 117 - 137. (in Chinese))
- [6] 李小军. 土的动力本构关系的一种简单函数表达式[J]. 岩土工程学报, 1992, 14(5): 90 - 94. (LI Xiao-jun. A simple functional formula of dynamic constitutive models of saturated soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1992, 14(5): 90 - 94. (in Chinese))
- [7] 李小军, 廖振鹏, 张克绪. 考虑阻尼拟合的动态骨架曲线函数式[J]. 地震工程与工程振动, 1994, 14(1): 30 - 35. (LI Xiao-jun, LIAO Zheng-peng, ZHANG Ke-xu. A functional formula of dynamic skeleton curve taking account of damping effect[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1994, 14(1): 30 - 35. (in Chinese))
- [8] 董 青, 苏 杰, 周正华. 基于对数骨架曲线的时域本构及其应用[J]. 岩土工程学报, 2020, 42(8): 1491 - 1498. (DONG Qing, SU Jie, ZHOU Zheng-hua. The time domain constitutive based on logarithmic skeleton curve and its application in seismic response calculation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, 42(8): 1491 - 1498. (in Chinese))
- [9] SEED H B. Pore-Water Pressure Changes during Soil Liquefaction[J]. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1976, 102(5): 323 - 345.
- [10] ISHIBASHI M A, SHERIF C. TSUCHIYA. Pore-pressure rise mechanism and soil liquefaction[J]. Soils and Foundations, 1977, 17(2): 18 - 26.
- [11] 孙 锐, 袁晓铭. 非均等固结下饱和砂土孔压增量简化计

- 算公式[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(9): 1021 - 1025. (SUN Rui, YUAN Xiao-ming. Simplified incremental formula for estimating pore water pressure of saturated sands underanisotropic consolidation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, 27(9): 1021 - 1025. (in Chinese))
- [12] 陈龙伟, 袁晓铭, 孙锐. 适于水平场地孔压发展的增量计算模型[J]. 应用基础与工程科学学报, 2010, 18(2): 190 - 198. (CHEN Long-wei, YUAN Xiao-ming, SUN Rui. An incremental pore-water pressure buildup model for horizontal soil strata[J]. Journal of Basic Science and Engineering, 2010, 18(2): 190 - 198. (in Chinese))
- [13] 付海清, 袁晓铭, 王淼. 基于现场液化试验的饱和砂土孔压增量计算模型[J]. 岩土力学, 2018, 39(5): 1612 - 1618. (FU Hai-qing, YUAN Xiao-ming, WANG Miao. An incremental model of pore pressure for saturated sand based on in-situ liquefaction test[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, 39(5): 1612 - 1618. (in Chinese))
- [14] 孙锐, 李晓飞, 陈龙伟. 孔压增长下双曲线模型参数研究[J]. 振动与冲击, 2018, 37(7): 1 - 7. (SUN Rui, LI Xiao-fei, CHEN Long-wei. Effects of increase in pore water pressure on dynamic parameters of hyperbolic model describing stress- strain relation of liquefiable soil[J]. Journal of Vibration and Shock, 2018, 37(7): 1 - 7. (in Chinese))
- [15] 丰万玲, 石兆吉. 判别水平土层液化势的孔隙水压力分析方法[J]. 工程抗震, 1988, 4: 30 - 34. (FENG Wang-Ling, SHI Zhao-Ji. Method of pore water pressure analysis for discrimination of liquefaction potential of horizontal layer[J]. Earthquake Resistant Engineering, 1988, 4: 30 - 34. (in Chinese))
- [16] 石兆吉, 郁寿松. 砂性土剪切波速与液化强度的关系[J]. 世界地震工程, 1991(3): 16 - 23. (SHI Zhao-Ji, YU Shuo-Song. Sandy soil shear wave velocity and liquefaction strength[J]. Journal of the World Earthquake Engineering, 1991(3): 16 - 23. (in Chinese))
- [17] 孙锐, 赵倩玉, 袁晓铭. 液化与非液化场地加速度反应谱对比[J]. 岩土力学, 2014, 35(1): 300 - 305. (SUN Rui, ZHAO Qian-Yu, YUAN Xiao-ming. Comparison between acceleration response spectra on liquefaction and non-liquefaction sites[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, 35(1): 300 - 305. (in Chinese))
- [18] 孙锐, 袁晓铭. 适于不同深度土层液化的剪切波速判别公式[J]. 岩土工程学报, 2019, 41(3): 440 - 447. (SUN Rui, YUAN Xiao-ming. Depth-consistent vs-based approach for soil liquefaction evaluation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, 41(3): 440 - 447. (in Chinese))

## 《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/CJGE202012021

# 三轴剪切过程中粗粒料颗粒破碎变化规律研究

吴二鲁<sup>1</sup>, 朱俊高<sup>\*1</sup>, 黄维<sup>2</sup>, 刘忠<sup>3</sup>

(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 210098; 2. 中国电建集团华东勘测设计研究院有限公司, 浙江 杭州 311122;  
3. 黄河水利委员会黄河水利科学研究院, 河南 郑州 450003)

**摘要:** 准确预测粗粒料在加载过程中颗粒破碎的变化规律, 并将其应用于粗粒料的本构模型中具有重要意义。合理定义和精确计算颗粒破碎指标是准确研究加载过程中粗粒料颗粒破碎变化规律的保障。引入 Einav 的分形破碎指标, 认为在目前的颗粒破碎指标中该指标最适合用来对比评价粗粒料的颗粒破碎程度, 并利用连续级配土的级配方程代替分形级配方程进行破碎指标的准确计算。在此基础上, 选取已有文献中的试验数据, 对粗粒料三轴剪切过程中的颗粒破碎变化规律进行了研究, 建立了一个可以描述三轴剪切过程中颗粒破碎指标与剪应变及平均正应力之间关系的数学模型, 并验证了该模型的适用性。

**关键词:** 粗粒料; 三轴剪切; 颗粒破碎; 级配方程; 变化规律

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)12-2330-06

**作者简介:** 吴二鲁(1993—), 男, 博士研究生, 主要从事土体基本性质及本构关系、土石坝工程研究。E-mail: 170804010004@hhu.edu.cn。

## Evolution law of particle breakage of coarse-grained soil during triaxial shearing

WU Er-lu<sup>1</sup>, ZHU Jun-gao<sup>1</sup>, HUANG Wei<sup>2</sup>, LIU Zhong<sup>3</sup>

(1. Key Laboratory of Ministry of Education for Geomechanics and Embankment Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China;  
2. PowerChina Huadong Engineering Corporation Limited, Hangzhou 311122, China; 3. Yellow River Institute of Hydraulic Research, Zhengzhou 450003, China)

**Abstract:** Accurate prediction of the evolution law of particle breakage during loading process is of great significance to building the constitutive model for coarse-grained soil. The reasonable definition and accurate calculation of particle breakage indices are the guarantee to exactly study the evolution law of particle breakage during loading process. The fractal breakage index of Einav is introduced and considered as the most suitable one to compare and evaluate the breakage degree of coarse-grained soil among breakage indices. It is realized to accurately calculate the fractal breakage index by replacing fractal gradation equation with the gradation equation for continuous gradation soil. On this basis, the evolution law of particle breakage of coarse-grained soil is studied by selecting the experimental data in the existing literatures. A mathematical model is established to describe the relationship among particle breakage indices, shear strain and average normal stress during triaxial shearing, and the applicability of this model is validated.

**Key words:** coarse-grained soil; triaxial shearing; particle breakage; gradation equation; evolution law

## 0 引言

粗粒料由于具有抗剪强度高、透水性强及压实性好等优良工程特性成为土石坝工程的主要填筑材料<sup>[1-2]</sup>。粗粒料易发生颗粒破碎<sup>[3-5]</sup>, 导致其级配和结构发生了改变, 从而对其变形性质产生了显著的影响<sup>[6-9]</sup>。因此, 研究粗粒料在加载过程中颗粒破碎的发展规律, 并将其应用于考虑颗粒破碎影响的粗粒料本构模型中具有重要意义<sup>[10-13]</sup>。

研究颗粒破碎规律之前, 需要找出一个衡量颗粒

破碎量的指标即破碎指标。为此, 不少学者对如何定义破碎指标进行了研究<sup>[14-18]</sup>, 如 Einav<sup>[19]</sup>将试验前后各粒级配的含量差值之和作为破碎指标  $B_g$ 。基于这些破碎指标, 国内外学者对粗粒料的颗粒破碎规律展开

**基金项目:** 国家重点研发计划项目 (2017YFC0404801); 国家自然科学基金项目 (U1865104, 51479052); 国家自然科学基金青年科学基金项目 (51609098)

**收稿日期:** 2020-01-19

**\*通信作者** (E-mail: zhujungao@hhu.edu.cn)



了大量研究<sup>[20-23]</sup>。刘汉龙等<sup>[24]</sup>通过大型三轴试验发现, 剪切之后的颗粒破碎指标  $B_r$  与围压之间呈双曲线的关系。蔡正银等<sup>[25]</sup>基于三轴剪切试验总结了剪切后级配与围压及初始级配之间的关系。张季如等<sup>[26]</sup>通过侧限压缩试验分析了应力水平与破碎指标  $B_r$  的数学关系。Jia 等<sup>[27]</sup>基于大量三轴试验数据, 总结了剪切过程中破碎指标  $B_r$  随着剪应变的变化规律。郭万里<sup>[28]</sup>研究了三轴试样剪切过程中及破坏时颗粒破碎指标的变化规律, 并给出了相应的经验公式。

从上述研究中可以看出, 对于粗粒料的颗粒破碎研究大多数都是针对三轴试样破坏时的破碎规律进行研究, 这些规律无法得到整个三轴剪切过程中颗粒破碎的变化规律。其次, 准确定义和求解颗粒破碎指标是准确研究三轴剪切过程中颗粒破碎变化规律的保证。为此, 本文通过对颗粒破碎指标的合理定义及三轴剪切过程中颗粒破碎指标的精确计算进行了分析。在此基础上, 研究了三轴剪切过程中粗粒料的颗粒破碎变化规律, 并提出了可以准确描述三轴剪切过程中颗粒破碎指标变化的数学模型。

## 1 颗粒破碎指标

### 1.1 颗粒破碎指标的选择

用来衡量颗粒破碎量的破碎指标是研究粗粒料颗粒破碎规律的基础。对已有的破碎指标<sup>[14-19]</sup>可以分为两类: ①采用某个粒径或特征参数(不均匀系数或曲率系数)的变化衡量颗粒破碎量; ②则是从考虑级配整体的变化角度衡量颗粒破碎量。相对而言, 第二类定义的颗粒破碎指标考虑了颗粒破碎前后级配的整体变化, 描述颗粒破碎量更加准确, 其中 Marsal 提出的  $B_g$  不仅定义明确, 而且计算简单, 因此, 被国内外众多学者采用<sup>[11, 28]</sup>, 其表达式为

$$B_g = \sum |\Delta W_k|, \quad (1)$$

式中,  $\Delta W_k$  为颗粒破碎前后某一粒组的含量差值。

对于第二类指标, 除了 Marsal 提出的  $B_g$ , Hardin<sup>[18]</sup>将  $P$ - $\lg d$  坐标系中  $d=0.074$  mm、 $P=100\%$  与发生颗粒破碎前的级配曲线围成的面积作为破碎潜能  $S_p$ , 然后将试验前后的级配曲线所围成的面积作为颗粒破碎量  $S$ , 如图 1 所示, 两者相除从而得到了破碎指标  $B_r$ 。Einav<sup>[19]</sup>认为 Hardin 提出的破碎潜能与实际不符, 为此提出极限级配的概念, 将极限级配曲线与初始级配曲线围成的面积作为颗粒破碎潜能  $S_g$ , 如图 2 所示, 定义的破碎指标  $B_E$  为

$$B_E = S/S_g. \quad (2)$$

郭万里<sup>[28]</sup>认为采用  $B_E$  衡量颗粒破碎量时, 首先需要通过额外的试验确定极限级配曲线, 而且该试验

需要在高应力状态下进行, 难度较大。所以, 郭万里<sup>[28]</sup>在式 (2) 的基础上, 将  $S_g$  换成初始级配曲线与最大粒径线及横坐标轴围成的面积, 从而得到了新的颗粒破碎指标  $B_W$ 。

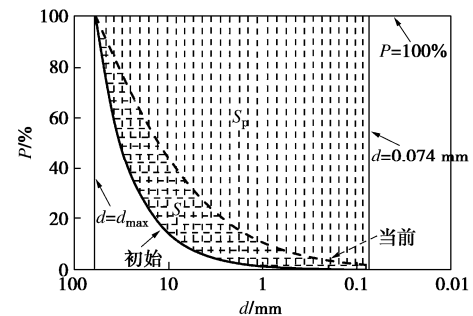


图 1 Hardin 破碎指标定义

Fig. 1 Definition of particle breakage index of Hardin

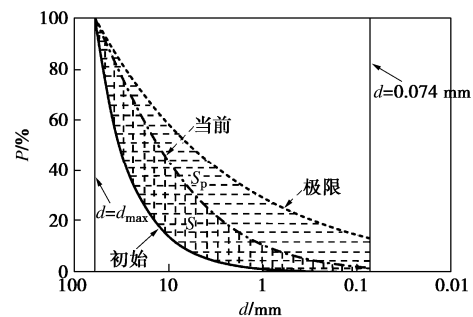


图 2 Einav 破碎指标定义

Fig. 2 Definition of particle breakage index of Einav

上述几个破碎指标中, 只有  $B_W$  的理论变化范围是 0 到无穷大, 其它的范围均为 0~1。颗粒破碎指标的变化区间为 0~1, 当指标值为 0 时, 粗粒料还未发生颗粒破碎, 当指标值为 1 时, 粗粒料的颗粒破碎程度达到最大。这样从指标的数值上就可以看出颗粒破碎发生的程度。因此,  $B_W$  不适合用来对比评价颗粒破碎发生的程度。

虽然  $B_g$  和  $B_r$  的理论范围均为 0~1, 但是, 从式 (1) 和图 1 中可以看出, 当粗粒料的颗粒破碎程度达到最大时,  $B_g$  和  $B_r$  的值都不可能是 1, 因此用它们衡量颗粒破碎发生的程度不够准确。此外, 极限级配是粗粒料的重要物理特性之一, 与其颗粒破碎相关联<sup>[29-30]</sup>。因此, 粗粒料的颗粒破碎指标定义应基于极限级配的基础之上。

破碎指标  $B_E$  是基于极限级配定义的, 其实际范围为 0~1。相对于其它破碎指标,  $B_E$  最适合用来评价粗粒料颗粒破碎发生的程度。而且, 已有研究表明<sup>[8, 29-30]</sup>, 对于不同初始级配的粗粒料, 其极限级配均趋近于分形维数为 2.7 的级配。也就是说, 采用  $B_E$  衡量颗粒破碎量无需通过额外的试验确定极限级配。所以, 本文采用  $B_E$  作为衡量粗粒料颗粒破碎量的指标。

### 1.2 颗粒破碎指标的计算

毫无疑问, 颗粒破碎指标定义的合理性是准确研

究粗粒料颗粒破碎规律的基础,颗粒破碎指标的精确计算是准确研究粗粒料颗粒破碎规律的保证。孙逸飞等<sup>[1]</sup>、Einav<sup>[19]</sup>和 Xiao 等<sup>[8, 30]</sup>均采用分形级配方程进行破碎指标  $B_E$  的计算,但是分形级配方程对于不少粗粒料级配不能很好地描述,尤其是对反 S 形级配曲线<sup>[31-33]</sup>。也就是说,某些情况下计算出的  $B_E$  不够准确。为此,本文采用朱俊高等<sup>[31]</sup>提出的适用于连续级配土的级配方程,

$$P = \frac{d^m}{(1-b)d_{\max}^m + bd^m} \times 100\% \quad , \quad (3)$$

式中,  $b, m$  为级配参数。

为了验证式 (3) 的适用性,利用式 (3) 对实际工程中一些粗粒料的级配曲线<sup>[32]</sup>进行了拟合,如图 3 所示。从图 3 可以看出,与分形级配方程相比,式 (3) 对于粗粒料的级配适用性更好,其拟合的级配曲线与实际级配曲线较为吻合。因此,用式 (3) 代替分形级配方程进行破碎指标  $B_E$  的计算,保证了其准确性。

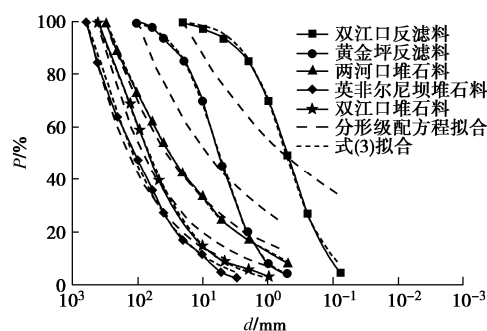


图 3 式 (3) 的适用性验证

Fig. 3 Verification of applicability of Eq. (3)

为了求得  $S_g$  和  $S$ , 首先引入级配曲线面积的概念。级配曲线面积为级配曲线与横坐标轴、最大粒径线和  $d=0.074\text{ mm}$  线围成的面积,如图 4 所示。将极限级配曲线面积、当前级配曲线面积和初始级配曲线面积分别表示为  $S_j, S_d$  和  $S_c$ , 根据图 2,  $S_g, S$  和  $B_E$  可以利用下式进行求解:

$$\left. \begin{aligned} S_g &= S_j - S_c \quad , \\ B_E &= \frac{S_d - S_c}{S_j - S_c} \quad , \\ S &= S_d - S_c \quad . \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

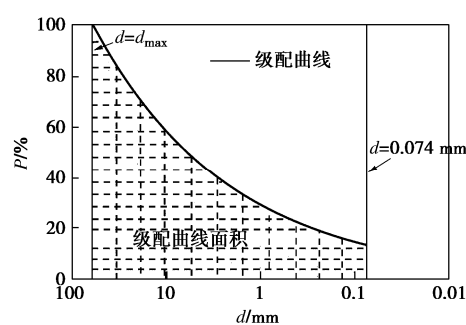


图 4 级配曲线面积  $S$

Fig. 4 Area of gradation curve

根据级配方程式 (3), 可以推出级配曲线面积  $S$  的计算公式,

$$S = \frac{\ln(1-kb) - \ln(1-b)}{mb \ln 10} \quad , \quad (5)$$

式中,

$$k = \frac{1}{(1-b)(d_{\max}/d)^m + b} \quad . \quad (6)$$

当  $b=0$  时, 式 (3) 与分形级配方程相同, 式 (5) 可表示为

$$S = \frac{1-k}{m \ln 10} \quad . \quad (7)$$

综上所述, 利用级配方程式 (3) 可以计算出破碎指标  $B_E$  的值。

2 颗粒破碎规律

Jia 等<sup>[27]</sup>通过大型三轴固结排水剪切试验,研究了堆石料在剪切过程中的颗粒破碎变化规律,指出颗粒破碎率与应力和应变两者有关,但是,究竟是何种关系并未给出。

为研究三轴剪切过程中粗粒料的颗粒破碎变化规律,得到破碎指标  $B_E$  与应力和应变之间的关系,重新整理了文献[27]中粗粒料 A 的颗粒破碎试验数据,其中最大颗粒粒径为 60 mm,并计算出不同应力和应变下的破碎指标  $B_E$ , 结果如表 1 所示。

表 1 三轴剪切过程中的颗粒破碎试验数据

Table 1 Test data of particle breakage during triaxial shearing			
围压/kPa	剪应变 $\varepsilon_s$ /%	平均正应力 $p$ /kPa	$B_E$ /%
0	0	0	0
500	1.87	1242	8.7
500	4.56	1422	11.1
500	8.44	1494	15.0
500	12.49	1469	15.3
500	16.01	1420	14.0
1000	1.75	2046	9.9
1000	4.60	2343	13.9
1000	7.20	2552	18.2
1000	10.66	2534	15.1
1000	15.19	2621	23.4
1500	1.90	2760	11.2
1500	7.34	3504	21.9
1500	9.31	3596	22.2
1500	12.47	3543	25.6
1500	14.35	3602	27.6
2000	1.85	3336	10.9
2000	4.55	4064	17.7
2000	7.26	4484	22.0
2000	10.75	4653	26.7
2000	13.76	4619	29.8

通过分析  $B_E$  与剪应变和平均正应力的关系,发现平均正应力和剪应变对  $B_E$  的影响可用下式定量描述:

$$B_E = a \arctan(\lambda \varepsilon_s) \exp(b p/p_a) \quad , \quad (8)$$

式中,  $a$ ,  $b$  和  $\lambda$  为拟合参数。

利用式 (8) 对表 1 的试验数据进行拟合,  $a=0.0891$ ,  $b=0.0182$ ,  $\lambda=40.1$ ,  $R^2=0.928$ , 平均相对误差=9.5%。

从中可以看出, 平均相对误差为 9.5%, 决定系数在 0.9 以上, 拟合效果较好。为进一步展示式 (8) 的拟合效果, 给出了三轴剪切过程中破碎指标  $B_E$  的拟合值与实测值的对比图, 如图 5 所示。

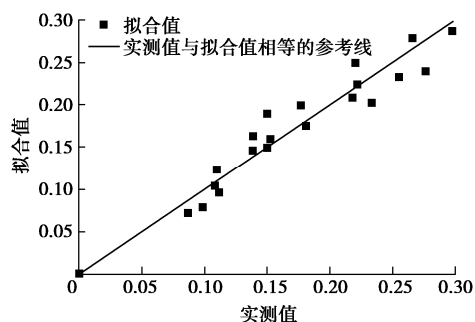


图 5  $B_E$  的实测值与拟合值

Fig. 5 Measured and fitting data of  $B_E$

3 验 证

式 (8) 虽然描述了破碎指标  $B_E$  与剪应变和平均正应力之间的定量关系, 但是, 式 (8) 只是根据一组堆石料的试验结果得出, 其适用性还需更多的试验数据进行验证。所以, 笔者又整理了另一种粗粒料 B 在三轴剪切过程中的颗粒破碎试验数据<sup>[28]</sup>, 其中最大颗粒粒径为 20 mm, 结果如表 2 所示。

表 2 粗粒料 B 的颗粒破碎试验数据

Table 2 Test data of particle breakage of coarse-grained soil B			
围压/kPa	剪应变 $\varepsilon_s$ /%	平均正应力 $p$ /kPa	$B_E$ /%
0	0	0	0
200	4.41	570	10.6
200	9.95	580	14.4
200	13.40	560	15.6
500	3.37	1140	11.6
500	7.53	1300	18.7
500	14.30	1320	23.1
1000	2.60	1800	12.2
1000	8.56	2370	26.0
1000	15.20	2480	32.1
1500	1.63	2160	13.2
1500	5.34	3010	30.2
1500	16.30	3570	41.4

利用式 (8) 拟合三轴固结排水剪切过程中堆石料 B 的颗粒破碎试验数据, 结果如图 6 所示。其中, 平

均相对误差为 7.5%, 决定系数为 0.981,  $B_E$  的拟合值与实测值较为吻合。可见, 式 (8) 适用于不同性质的粗粒料。

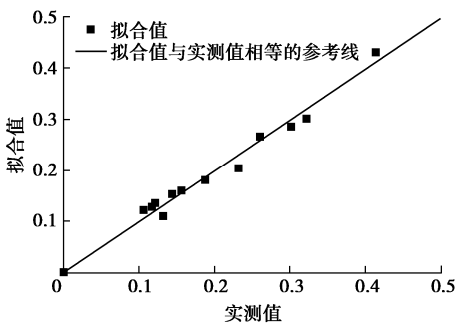


图 6 堆石料 B 破碎指标的实测值与拟合值

Fig. 6 Measured and fitting data of breakage index of coarse-grained soil B

4 结 论

本文首先探讨了如何合理定义和精确计算颗粒破碎指标, 在此基础上, 基于三轴固结排水剪切过程中粗粒料的颗粒破碎试验数据, 研究了剪应变和平均正应力对粗粒料颗粒破碎的影响, 得到如下 3 点结论。

(1) 在目前的颗粒破碎指标中, Einav 提出的破碎指标  $B_E$  不仅考虑了颗粒破碎前后级配整体的变化, 而且在破碎过程中可以从 0 变化到 1, 最适合用来评价比较粗粒料的破碎程度。

(2) 相对于分形级配方程, 连续级配土的级配方程可以更加精确地描述粗粒料的级配曲线。基于连续级配土的级配方程计算破碎指标  $B_E$ , 保证了其准确性。

(3) 建立了描述颗粒破碎指标  $B_E$  与剪应变及平均正应力之间关系的数学模型, 可较好地描述三轴剪切过程中粗粒料的颗粒破碎变化规律。

参考文献:

[1] 孙逸飞, 刘汉龙, 杨 贵. 考虑颗粒破碎引起级配演变的粗粒料屈服函数研究[J]. 岩土力学, 2013, 34(12): 3479 - 3484. (SUN Yi-fei, LIU Han-long, YANG Gui. Yielding function for coarse aggregates considering gradation evolution induced by particle breakage[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(12): 3479 - 3484. (in Chinese))

[2] XU M, SONG E X, CHEN J F. A large triaxial investigation of the stress-path-dependent behavior of compacted rockfill[J]. Acta Geotechnica, 2012, 7(3): 167 - 175.

[3] ALONSO E E, TAPIAS M, GILI J. Scale effects in rockfill behaviour[J]. Geotechnical Letters, 2012, 3: 155 - 160.

[4] 贾宇峰, 迟世春, 林 皋. 考虑颗粒破碎影响的粗粒土本

- 构模型[J]. 岩土力学, 2009, **30**(11): 3261 - 3267. (JIA Yu-feng, CHI Shi-chun, LIN Gao. Constitutive model for coarse granular aggregates incorporating particle breakage[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, **30**(11): 3261 - 3267. (in Chinese))
- [5] GUO W L, CAI Z Y, WU Y L, et al. Estimations of three characteristic stress ratios for rockfill material considering particle breakage[J]. Acta Mechanica Solida Sinica, 2019, **32**(2): 215 - 229.
- [6] TAPIAS M, ALONSO E E, GILI J. A particle model for rockfill behavior[J]. Géotechnique, 2015, **65**(12): 975 - 994.
- [7] XIAO Y, LIU H L. Elastoplastic constitutive model for rockfill materials considering particle breakage[J]. International Journal of Geomechanics, 2017, **17**(1): 04016041.
- [8] XIAO Y, LIU H L, DING X M, et al. Influence of particle breakage on critical state line of rockfill material[J]. International Journal of Geomechanics, 2016, **16**(1): 04015031.
- [9] 武颖利, 皇甫泽华, 郭万里, 等. 考虑颗粒破碎影响的粗粒土临界状态研究[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(增刊 2): 25 - 28. (WU Ying-li, HUANGFU Ze-hua, GUO Wan-li, et al. Influences of particle breakage on critical state of coarse-grained soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(S2): 25 - 28. (in Chinese))
- [10] 尹振宇, 许强, 胡伟. 考虑颗粒破碎效应的粒状材料本构研究: 进展及发展[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(12): 2170 - 2180. (YIN Zhen-yu, XU Qiang, HU Wei. Constitutive relations for granular materials considering particle crushing: review and development[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(12): 2170 - 2180. (in Chinese))
- [11] SALIM W, INDRARATNA B. A new elastoplastic constitutive model for coarse granular aggregates incorporating particle breakage[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2004, **41**(4): 657 - 671.
- [12] 贾宇峰, 迟世春, 林皋. 考虑颗粒破碎的粗粒土剪胀统一本构模型[J]. 岩土力学, 2010, **31**(5): 1381 - 1388. (JIA Yu-feng, CHI Shi-chun, LIN Gao. Dilatancy unified constitutive model for coarse granular aggregates incorporating particle breakage[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(5): 1381 - 1388. (in Chinese))
- [13] 米占宽, 李国英, 陈生水. 基于破碎能耗的粗颗粒料本构模型[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(12): 1801 - 1811. (MI Zhan-kuan, LI Guo-ying, CHEN Sheng-shui. Constitutive model for coarse granular materials based on breakage energy[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(12): 1801 - 1811. (in Chinese))
- [14] LADE P V, YAMAMURO J A, BOPP P A. Significance of particle crushing in granular materials[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1996, **122**(4): 309 - 316.
- [15] LEE K L, FARHOMAND L. Compressibility and crushing of granular soil in anisotropic triaxial[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1976, **4**(1): 68 - 86.
- [16] GUO W L, HUANG Y H, ANDY F, et al. Mathematical model revealing the evolution of particle breakage and particle-size distribution for rockfill during triaxial shearing[J]. European Journal of Environmental and Civil Engineering. DOI: 10.1080/19648189.2018.1552898.
- [17] MARSAL R J. Large-scale testing of rockfill materials[J]. ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1967, **93**(2): 27 - 43.
- [18] HARDIN B O. Crushing of soil particles[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1985, **111**(10): 1177 - 1192.
- [19] EINAV I. Breakage mechanics-part I: theory[J]. Journal of the Mechanics and Physics of Solids, 2007, **55**(6): 1274 - 1297.
- [20] COOP M R, SORENSEN K K, FREITAS T B, et al. Particle breakage during shearing of a carbonate sand[J]. Géotechnique, 2004, **54**(3): 157 - 163.
- [21] 陈镠芬, 高庄平, 朱俊高, 等. 粗粒土级配及颗粒破碎分形特性[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2015, **46**(9): 3446 - 3453. (CHEN Liu-fen, GAO Zhuang-ping, ZHU Jun-gao, et al. Gradation of coarse grained soil and fractal geometry character of particle breakage[J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2015, **46**(9): 3446 - 3453. (in Chinese))
- [22] 孔宪京, 刘京茂, 邹德高, 等. 紫坪铺面板坝堆石料颗粒破碎试验研究[J]. 岩土力学, 2014, **35**(1): 35 - 40. (KONG Xian-jing, LIU Jing-mao, ZOU De-gao, et al. Experimental study of particle breakage of Zipingpu rockfill material[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(1): 35 - 40. (in Chinese))
- [23] 田海, 孔令伟, 赵翀. 基于粒度熵概念的贝壳砂颗粒破碎特性描述[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(6): 1152 - 1159. (TIAN Hai, KONG Ling-wei, ZHAO Chong. Characterization of particle breakage with grading entropy on shell sand[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(6): 1152 - 1159. (in Chinese))
- [24] 刘汉龙, 秦红玉, 高玉峰, 等. 堆石粗粒料颗粒破碎试验研究[J]. 岩土力学, 2005, **26**(4): 562 - 566. (LIU Han-long,

- QIN Hong-yu, GAO Yu-feng, et al. Experimental study on particle breakage of rockfill and coarse aggregates[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, **26**(4): 562 - 566. (in Chinese))
- [25] 蔡正银, 李小梅, 关云飞, 等. 堆石料的颗粒破碎规律研究[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(5): 923 - 929. (CAI Zheng-yin, LI Xiao-mei, GUAN Yun-fei, et al. Particle breakage rules of rockfill materials[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(5): 923 - 929. (in Chinese))
- [26] 张季如, 张弼文, 胡泳, 等. 粒状岩土材料颗粒破碎演化规律的模型预测研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, **35**(9): 1898 - 1905. (ZHANG Ji-ru, ZHANG Bi-wen, HU Yong, et al. Predicting the particle breakage of granular geomaterials[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, **35**(9): 1898 - 1905. (in Chinese))
- [27] JIA Y F, XU B, CHI S C, et al. Research on the particle breakage of rockfill materials during triaxial tests[J]. International Journal of Geomechanics, 2017, **17**(10): 04017085.
- [28] 郭万里. 粗粒土颗粒破碎演化规律及本构模型研究[D]. 南京: 河海大学, 2018. (GUO Wan-li. Study on the Particle Breakage Evolution and Constitutive Model of Coarse-Grained Soils[D]. Nanjing: Hohai University, 2018. (in Chinese))
- [29] YANGZ Y, JUO J L. Interpretation of sieve analysis data using the box-counting method for gravelly cobbles[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2001, **38**(6): 1201 - 1212.
- [30] XIAO Y, LIU H L, YANG G, et al. A constitutive model for the state-dependent behaviors of rockfill material considering particle breakage[J]. Science China Technological Science, 2014, **57**(8): 1636 - 1646.
- [31] 朱俊高, 郭万里, 王元龙, 等. 连续级配土的级配方程及其适用性研究[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(10): 1931 - 1936. (ZHU Jun-gao, GUO Wan-li, WANG Yuan-long, et al. Equation for soil gradation curve and its applicability[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(10): 1931 - 1936. (in Chinese))
- [32] 吴二鲁, 朱俊高, 王龙, 等. 粗粒料的单参数级配方程及其适用性研究[J]. 岩土力学, 2020, **41**(3): 1 - 6. (WU Er-lu, ZHU Jun-gao, WANG Long, et al. Gradation equation with a parameter of coarse-grained soil and its applicability[J]. Rock and Soil Mechanics, 2020, **41**(3): 1 - 6. (in Chinese))
- [33] ZHU J G, GUO W L, WEN Y F, et al. New gradation equation and applicability for particle-size distributions of various soils[J]. International Journal of Geomechanics, 2018, **18**(2): 04017155.

## 本期广告索引

- 封 2 北京筑信达咨询有限公司  
封 3 北京理正软件股份有限公司  
封 4 南瑞集团水利水电技术分公司



DOI: 10.11779/CJGE202012022

# 珊瑚砂渗透性的微观机理研究

崔翔<sup>1,2</sup>, 朱长歧<sup>1</sup>, 胡明鉴<sup>1</sup>, 汪稔<sup>1</sup>, 刘海峰<sup>1</sup>

(1. 中国科学院武汉岩土力学研究所岩土力学与工程国家重点实验室, 湖北 武汉 430071; 2. 中国科学院大学, 北京 100049)

**摘要:** 珊瑚砂是一种海洋特殊土。特殊的物质来源和形成过程, 导致了其水文物理性质与陆源砂存在差异。文中设置了珊瑚砂和石英砂作为对照组, 通过一系列微观试验, 从微观角度定量研究并揭示了珊瑚砂特殊性质的原因。研究发现, 导致珊瑚砂特殊性质的微观因素包括颗粒表面性质和颗粒形状性质两方面。其中, 颗粒表面性质包括颗粒带电性和表面亲疏水性。颗粒带电性显示, 石英砂较珊瑚砂颗粒更易发生聚集和凝聚; 表面亲疏水性显示, 珊瑚砂较石英砂颗粒表面亲水性差。颗粒形状性质包括颗粒整体形状和颗粒表面粗糙度, 并呈现分段性规律。粒径 $\leq 0.25$  mm时, 珊瑚砂较石英砂颗粒形状规则, 且表面光滑; 粒径介于 $0.25\sim 0.75$  mm时, 珊瑚砂较石英砂颗粒形状规则, 但表面粗糙; 粒径 $\geq 0.75$  mm时, 珊瑚砂较石英砂颗粒形状不规则, 且表面粗糙。最后, 通过上述微观结论对珊瑚砂和石英砂渗透性差异机理作出合理解释, 并总结出颗粒微观性质对珊瑚砂渗透性影响的分段性规律。

**关键词:** 珊瑚砂; 石英砂; 微观试验; 颗粒表面性质; 颗粒形状性质

中图分类号: TU411

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)12-2336-06

**作者简介:** 崔翔(1993—), 男, 博士, 主要从事珊瑚吹填岛地下水环境模拟预测及多孔介质水文物理的相关研究工作。E-mail: 1745275378@qq.com。

## Microscopic mechanism of permeability of coral sand

CUI Xiang<sup>1,2</sup>, ZHU Chang-qi<sup>1</sup>, HU Ming-jian<sup>1</sup>, WANG Ren<sup>1</sup>, LIU Hai-feng<sup>1</sup>

(1. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China; 2. University of Chinese Academy of Sciences, Beijing 100049, China)

**Abstract:** Coral sand is a kind of special marine soil. The special material source and formation process lead to the difference of hydrophysical properties between coral sand and terrestrial sand. The coral sand and quartz sand are set as the control group. Through a series of microscopic experiments, the reasons for the special properties of coral sand are quantitatively studied and revealed. It is found that the microscopic factors leading to the particularity of coral sand include two aspects: particle surface properties and particle shape properties. The surface properties of particles include particle electrification and surface hydrophilicity. The particle electrification shows that quartz sand is more likely to aggregate and agglomerate than the coral sand. The hydrophilicity of surface shows that the hydrophilicity of coral sand is worse than that of quartz sand. The shape properties of particles include the overall shape of particles and the surface roughness of particles which show a piecewise rule. When the particle size is less than 0.25 mm, the coral sand has relatively regular shape and smooth surface compared with the quartz sand. When the particle size is  $0.25\sim 0.75$  mm, the coral sand has relatively regular shape but rough surface compared with the quartz sand. When the particle size  $\geq 0.75$  mm, the coral sand is relatively irregular in shape and rough in surface compared with the quartz sand. Finally, the mechanism of the difference permeabilities between the coral sand and the quartz sand is reasonably explained by the above microscopic conclusions, and the piecewise rules of the influences of particle microscopic properties on the permeability of the coral sand are summarized.

**Key words:** coral sand; quartz sand; microscopic experiment; particle surface property; particle shape property

## 0 引言

珊瑚岛礁地层一般由二元结构组成。上伏的松散或次固结珊瑚砂层, 和珊瑚砂层下面的礁灰岩层。二元结构分界线由岛礁所处位置地质构造决定, 一般位于 $15\sim 25$  m。由于受降雨淡化影响, 珊瑚岛礁地下可

能会产生天然淡水透镜体。而珊瑚砂层即为淡水透镜体形成和演化的唯一载体。因此, 研究珊瑚砂水文物理性质, 对于研究岛礁地下淡水的形成机理是十分重

要的。珊瑚砂是一种常分布于海洋区域的特殊土。其物质来源主要包括贝类、藻类、珊瑚和其他海洋生物碎屑<sup>[1]</sup>。在经历海洋破碎和搬运作用后, 堆积而成<sup>[2]</sup>。因其碳酸钙含量超过 90%, 又名钙质砂或钙质土。其特殊的物质来源和形成过程导致了其特殊的颗粒性质<sup>[3-4]</sup>。从而导致珊瑚砂与陆源砂相比, 力学性质和水文物理性质均有所不同。因此, 从微观角度研究珊瑚砂颗粒性质, 对于揭示珊瑚砂多孔介质的特殊力学和水理性质是十分重要的。本文也针对此问题开展了一系列研究工作。

珊瑚砂颗粒的微观性质研究方面, 目前已有学者取得了一些成果。2005 年, 陈海洋等<sup>[5]</sup>利用 Matlab 图像处理软件, 对取自光学显微镜的钙质砂颗粒图像进行处理, 采用统计和分形理论方法描述了珊瑚砂颗粒形状。2017 年, 任玉宾等<sup>[6]</sup>采用扫描电镜 (SEM) 与图像处理技术, 对三维珊瑚砂颗粒形状进行了描述。蒋明镜等<sup>[7]</sup>在进行珊瑚砂连通性孔隙研究时, 通过电镜扫描获取了珊瑚砂颗粒的图像参数, 然后利用 MATLAB 进行二值化处理, 得到了珊瑚砂面孔隙度随粒径的变化规律, 以及不同颗粒形状的面孔隙度规律。2018 年, 吴野等<sup>[8]</sup>在研究液体对珊瑚砂颗粒拖曳力时, 在显微镜下拍摄获取了 133 个珊瑚砂颗粒图像, 利用改进的 Wadell 形状参数对珊瑚砂颗粒形状进行了描述。Yang 等<sup>[9]</sup>以南海某礁附近的珊瑚砂为研究对象, 研究了三维颗粒形态和级配对珊瑚砂压缩性特征的影响, 并提出了一种三维颗粒细观观测和描述方法。2019 年, 张丙树等<sup>[10]</sup>在研究珊瑚砂压缩变形特征时, 通过 ST-2000 拍摄仪获取了包含 1200 个颗粒的 60 张照片, 然后利用颗粒/裂隙分析系统 (PCAS) 定量分析了颗粒形态规律。王步雪岩等<sup>[11]</sup>利用 PartAn 颗粒扫描仪获取了某一单粒径珊瑚砂颗粒多个投影面的图像并对其进行描述, 并将颗粒形状分为枝状、棒状、片状和块状。

上述学者的研究成果, 为珊瑚砂微观性质研究做出了巨大贡献, 为后来者们的研究奠定了基础, 且指明了方向。可知, 现有的珊瑚砂颗粒微观研究, 主要集中在颗粒形状对力学性质的影响。或受技术限制, 集中在某一较大的单粒径形状研究。或受时间和精力限制, 只能对数量较少数量的颗粒进行统计分析。本文针对这些问题, 开展了一系列工作。研究对象涵盖各个粒径范围的珊瑚砂颗粒, 并设置了石英砂作为对照组。珊瑚砂和石英砂每个粒级获取了 30000 多颗颗粒的 13 种形状参数, 完全符合统计分析对数据量的要求。微观研究角度不再局限于颗粒形状, 须知颗粒表面性质也是材料微观性质的重要组成部分。研究方法采用多种微观研究手段交叉对比分析的方式, 系统研究珊瑚砂颗粒的微观性质。最后, 利用珊瑚砂颗粒微

观性质结论, 从本质上揭示了珊瑚砂和石英砂渗透性差异的原因。

## 1 试验原理及方案

### 1.1 试验原理

本文微观研究从颗粒表面性质和颗粒形状性质两个角度出发。其中颗粒表面性质通过 Zeta 电位试验和接触角试验进行研究。颗粒形状性质通过扫描电镜和 PartAn 颗粒形貌扫描的手段进行研究。本文研究用珊瑚砂取自中国南海某珊瑚岛礁, 经室内筛分得到如图 1 所示的 6 个单粒径珊瑚砂。

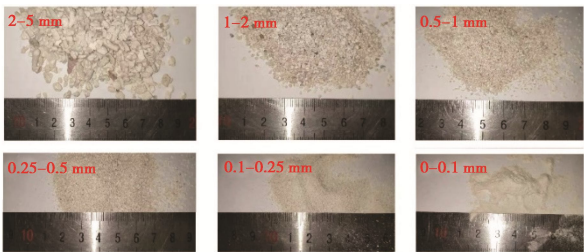


图 1 单粒径珊瑚砂样本

Fig.1 Coral samples with single particle size

#### (1) Zeta 电位和试验

Zeta 电位 (Zeta potential) 是连续相与附着在分散粒子上的流体稳定层之间的电势差, 用于度量颗粒之间相互排斥或吸引力的强度。Zeta 电位的绝对值越高, 体系越稳定, 即溶解或分散可以抵抗凝聚。反之, Zeta 电位绝对值越低, 越倾向于凝聚, 即吸引力超过了排斥力, 发生凝聚。其中 Zeta 电位绝对值代表其稳定性大小, 正负则代表粒子带何种电荷。Zeta 电位与体系稳定性之间的大致关系如表 1 所示。本次试验采用英国马尔文仪器公司生产的 Zetasizer Nano-ZS900 型 Zeta 电位分析仪, 可测颗粒粒径范围为 5 nm~10 μm。

表 1 Zeta 电位与体系稳定性关系

Table1 Relationship between Zeta potential and system stability	
Zeta 电位绝对值/mV	颗粒分散系稳定性
0~5	体系不稳定, 颗粒快速凝结或凝聚
10~30	体系开始不稳定, 颗粒有凝结或凝聚趋势
30~40	体系稳定性一般
40~60	体系稳定性较好
≥61	体系稳定性极好

#### (2) 接触角试验

接触角 (contact angle) 是指在气、液、固三相交点处所作的气-液界面的切线, 此切线在液体一方的与固-液交界线之间的夹角  $\theta$ , 如图 2 所示。液体在固体材料表面上的接触角, 是衡量该液体对材料表面润湿性能的重要参数。若  $\theta < 90^\circ$ , 则固体表面为亲水性, 即液体较易润湿固体, 其角越小, 表示润湿性越好; 若  $\theta > 90^\circ$ , 则固体表面为疏水性, 即液体不容易润湿

固体，容易在表面上移动<sup>[12-13]</sup>。本次试验采用德国 KRUSS 公司生产的 DAS100 型接触角测量仪。

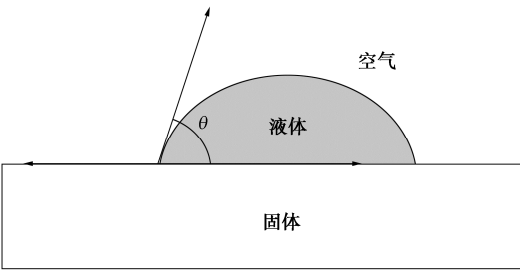


图 2 接触角示意图  
Fig. 2 Diagram of contact angle

(3) 扫描电镜试验

本文试验采用美国 FEI 公司生产的 Quanta 250 型扫描电子显微镜。该试验测试分析系统用聚焦电子束在试样表面逐点扫描成像。可测试样为块状或粉末颗粒。电子枪发射出的电流作用在样品表面，产生二次电子。通过信号收集与信号转换映射在屏幕上。因此可看到样品表面的同步扫描照片，实现对样品表面的形貌进行微观表征。

(4) PartAn 颗粒形貌扫描

本文试验采用 Microtrac 公司生产的 PartAn 3D 型颗粒形貌观测仪。内置超高分辨率动态相机，实现下落颗粒连续拍摄。配套系统编号并追踪每一个自由下落的颗粒。内置算法通过获取的图像计算每个颗粒的 30 多种形态参数，其中包括直接由图像处理得到的直接参数和根据直接参数计算得到的间接参数。

本文根据研究需要，选取其中 13 种参数参与分析研究，如表 2 所示。其中名称前标注\*的参数，是根据表内其他参数计算得来的间接参数，将直接参与本文的研究与分析。其中，圆度 (Circularity) 和偏度 (Skewness) 是用来评价颗粒与标准球体差距的指标 (颗粒整体形状)；凹度 (Concavity) 和凸度 (Convexity) 是用来评价颗粒表面凹凸程度的指标 (颗粒表面粗糙程度)。圆度值范围为 0~1，取 1 时颗粒为标准球体；偏度值大于等于 1，取 1 时颗粒为标准球体；凹度值范围为 0~1，取 0 时颗粒表面光滑；凸度值范围为 0~1，取 1 时颗粒表面光滑。

表 2 形貌参数表

Table 2 Morphological parameters		
参数名称	符号 (单位)	计算公式
圆度	$C_{ir}$	$C_{ir} = 4\pi A/P^2$
偏度	$S_{ke}$	$S_{ke} = F_L^2/(F_W \times F_T)$
凹度	$C_c$	$C_c = (C_A - A)/C_A$
凸度	$C_v$	$C_v = C_p/P$

注：A 为颗粒面积 (mm<sup>2</sup>)；P 为颗粒周长 (mm)；F<sub>L</sub> 为颗粒最大长度 (mm)；F<sub>W</sub> 为颗粒最大宽度 (mm)；F<sub>T</sub> 为颗粒最小宽度；C<sub>A</sub> 为围绕颗粒的最小凸边界面积 (mm<sup>2</sup>)；C<sub>P</sub> 为围绕粒子的最小凸边界周长 (mm)。

1.2 试验方案

试验方案如表 3 所示。其中 Zeta 电位试验和接触角试验两种试验的测试对象均要求为粉末状颗粒，因此，本文用来进行 Zeta 电位试验和接触角试验的材料为珊瑚砂和石英砂粉土级颗粒。由于此两种试验表征的为颗粒表面性质，因此测试结果适用于各个粒径的表面性质评价。

表 3 微观试验方案

Table 3 Microscopic experiment schemes	
试验名称	试样粒径/mm
Zeta 电位	≤0.1
接触角	≤0.1
扫描电镜	≤0.1, 0.1~0.25, 0.25~0.5, 0.5~1, 1~2
PartAn 形貌扫描	0.1~0.25, 0.25~0.5, 0.5~1, 1~2, 2~5

2 试验结果及分析

2.1 颗粒表面性质

Zeta 电位测试结果如图 3 所示。曲线为测试材料的 Zeta 电位分布曲线，曲线峰值即为测试材料的 Zeta 电位 (mV)。可知，珊瑚砂 Zeta 电位为 -11.4 mV，为负值，颗粒间带负电荷；石英砂 Zeta 电位为 3.34 mV，为正值，颗粒间带正电荷。由表 1 和 Zeta 电位性质可知，因为珊瑚砂 Zeta 电位绝对值大于石英砂，所以珊瑚砂颗粒较石英砂不易聚集。颗粒的聚集将会缩小孔隙尺寸，进而削弱多孔介质的渗透性。因此，在渗透性方面，珊瑚砂较石英砂具有带电性优势。

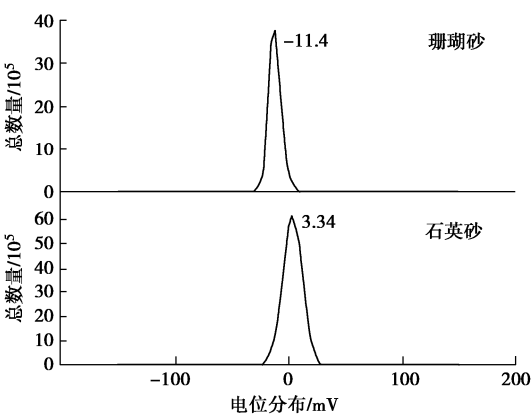


图 3 Zeta 电位分布曲线

Fig. 3 Distribution curves of Zeta potential

接触角测试结果如图 4 所示。由图可知，珊瑚砂接触角为 27.4°~27.5°，石英砂接触角为 18.7°~19.9°。根据前文介绍的接触角相关特性可知，接触角小于 90°，则为亲水表面。接触角越小则亲水性越好。石英砂接触角小于珊瑚砂，则石英砂表面亲水性较珊瑚砂好。颗粒表面的亲水性越强，孔隙液流经孔隙时的所受阻力越大，进而削弱多孔介质的渗透性。

因此, 从颗粒表面亲水性角度出发, 珊瑚砂的颗粒表面较石英砂亲水性差使其更利于渗流液通过, 渗透性更好。

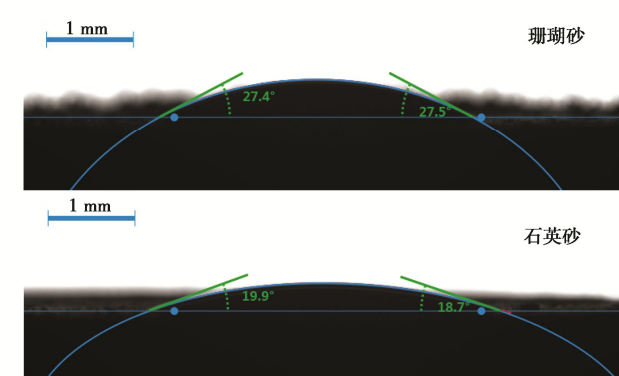


图 4 接触角试验结果

Fig.4 Experimental results of contact angle

2.2 颗粒形状性质

扫描电镜测试结果如图 5 所示。其中<0.1 mm 组选用了 2000 倍放大倍数, 0.1~0.25 mm 组选用了 800 倍放大倍数, 其他 0.25~0.5 mm 组、0.5~1 mm 组和 1~2 mm 组均选用了 100 倍放大倍数。从颗粒整体形状规则程度和颗粒表面凹凸程度两个角度分析。可知, 颗粒粒径在<1 mm 和 0.1~0.25 mm 范围内, 珊瑚砂较石英砂颗粒整体形状规则, 表面光滑; 粒径在 0.25~0.5 mm 和 0.5~1 mm 范围内, 珊瑚砂较石英砂颗粒整体形状规则, 但表面粗糙; 粒径在 1~2 mm 范围时, 珊瑚砂较石英砂颗粒整体形状不规则, 且表面粗糙。多孔介质中, 作为组成成分的土颗粒, 其颗粒形状及表面凹凸程度将会影响孔隙的大小及连通性, 进而影响渗透性。扫描电镜结果仅能对珊瑚砂颗粒微观性质进行半定量描述。下文中, 根据颗粒形貌扫描结果, 可已更加准确地对颗粒微观性质进行定量描述。

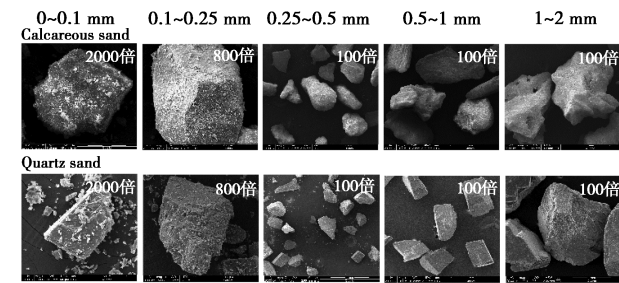


图 5 电镜扫描结果图

Fig. 5 SEM results

PartAn 颗粒形貌扫描结果中, 将各个粒级进行扫描的 30000 颗颗粒的形貌数据取算数平均值, 作为该粒级的综合形貌参数。图 6 为圆度 (Circularity) 和偏度 (Skewness) 在不同粒径范围的变化曲线。图 7 为

凸度 (Convexity) 和凹度 (Concavity) 在不同粒径范围的变化曲线。

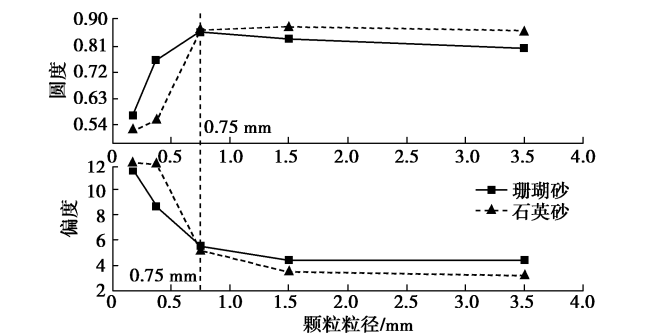


图 6 圆度&偏度-粒径曲线

Fig. 6 Curves of circularity, skewness and particle size

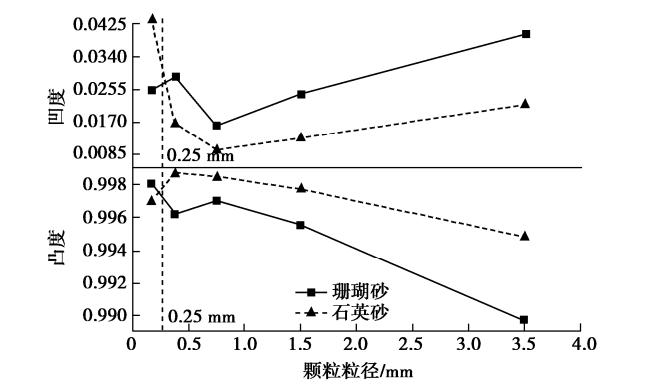


图 7 凹度&凸度-粒径曲线

Fig. 7 Curves of concavity, convexity and particle size

由前文试验原理可知, 圆度值范围为 0~1, 取 1 时颗粒为标准球体; 偏度值大于等于 1, 取 1 时颗粒为标准球体; 凹度值范围为 0~1, 取 0 时颗粒表面光滑; 凸度值范围为 0~1, 取 1 时颗粒表面光滑。所以根据图 5, 粒径<0.75 mm 时, 珊瑚砂颗粒整体形状较石英砂规则; 粒径>0.75 mm 时石英砂颗粒整体形状较珊瑚砂规则。根据图 7, 粒径<0.25 mm 时, 珊瑚砂颗粒表面较石英砂光滑; 粒径>0.25 mm 时珊瑚砂颗粒表面较石英砂粗糙。所以, 在渗透性方面, 珊瑚砂和石英砂的颗粒形状优势在不同粒径范围内有所不同。

由此可知, 根据 PartAn 颗粒形貌扫描得到的珊瑚砂和石英砂颗粒形状差异性规律与前文电镜扫描结果规律性基本吻合, 且更为精确。总结珊瑚砂颗粒微观性质表如表 4 所示。

表 4 珊瑚砂颗粒微观性质规律表

Table 4 Microscopic properties of coral sand particles

性质		规律
颗粒 形貌	<0.25 mm	珊瑚砂较石英砂颗粒规则, 表面光滑
	0.25~0.75 mm	珊瑚砂较石英砂颗粒规则, 表面粗糙
	>0.75 mm	珊瑚砂较石英砂颗粒不规则, 表面粗糙
颗粒 表面	颗粒带电性	珊瑚砂较石英砂不易聚集
	表面亲疏水性	珊瑚砂较石英砂亲水性差



2.3 基于微观性质的渗透性分析

渗透系数 (hydraulic conductivity), 在各向同性介质中, 它定义为单位水力梯度下的单位流量, 表示流体通过孔隙骨架的难易程度。在各向异性介质中, 渗透系数以张量形式表示。渗透系数愈大, 透水性愈强。常用渗透试验分为定水头渗透试验和变水头渗透试验, 前者用于砂质土, 后者用于粉土和黏土的渗透系数测定<sup>[14]</sup>。定水头渗透试验中渗透系数常用如下式:

$$K_T = \frac{QL}{AHt} \quad , \quad (1)$$

式中,  $K_T$  为渗透系数 (cm/s),  $t$  为渗透时间 (s),  $Q$  为  $t$  时间内渗出的水量 (ml),  $L$  为渗流路径长度 (cm),  $A$  为过水断面面积 (cm<sup>2</sup>),  $H$  为水头损失 (cm)。

变水头渗透试验中渗透系数为

$$k_t = 2.3 \frac{aL}{A(t_2 - t_1)} \lg \frac{h_1}{h_2} \quad , \quad (2)$$

式中,  $k_t$  为渗透系数 (cm/s),  $t_1$ ,  $t_2$  为渗透的开始和结束时间 (s),  $L$  为渗流路径长度 (cm),  $A$  为试样过水断面面积 (cm<sup>2</sup>),  $a$  为变水头管内横截面积 (cm<sup>2</sup>),  $h_1$ ,  $h_2$  为渗透试验开始和结束时的水头高度 (cm), 2.3 为对数转换系数。

本文设置石英砂和珊瑚砂为对照组, 试样粒径为 ≤0.1 mm、0.1~0.25 mm、0.25~0.5 mm、0.5~1 mm、1~2 mm 和 2~5 mm 单粒径土。图 8 为试验所得不同粒径的珊瑚砂和石英砂渗透系数曲线。

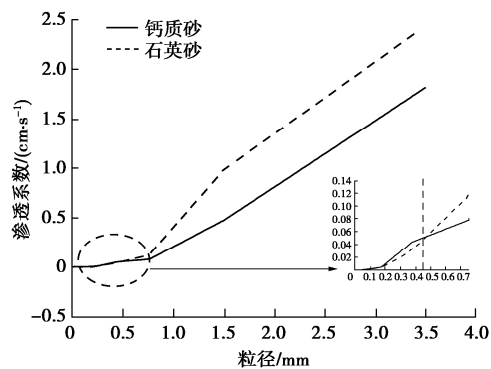


图 8 珊瑚砂&石英砂渗透系数

Fig. 8 Hydraulic conductivities of coral sand and quartz sand

从总体趋势可以看出, 珊瑚砂和石英砂渗透系数均随粒径增大而增大。且石英砂渗透系数大于珊瑚砂。这与前人的研究结论一致。而将曲线局部放大发现, 两种介质渗透性存在分段性规律。粒径<0.46 mm 时, 珊瑚砂渗透系数大于石英砂; 粒径>0.46 mm 时, 珊瑚砂渗透系数小于石英砂。首先确认 0.46 mm 介于 0.25~0.75 mm。由表 4 可知, 粒径<0.25 mm 时, 珊瑚砂颗粒圆且光滑, 形成水力通道有利于孔隙液流动, 且珊瑚砂具有带电性和疏水性优势, 因此珊瑚砂渗透

性大。粒径介于 0.25~0.46 mm 时, 珊瑚砂较石英砂圆, 但表面粗糙, 带电性和疏水性优势仍在, 此时珊瑚砂渗透系数大于石英砂, 说明此范围内珊瑚砂的颗粒形状, 带电性和疏水性作用强于表面粗糙度。粒径>0.46 mm 时, 珊瑚砂颗粒形状较石英砂先规则, 后不规则, 颗粒表面粗糙, 带电性和疏水优势仍在。此时珊瑚砂渗透系数小于石英砂, 说明在此范围内, 颗粒形状和表面粗糙度作用强于带电性和疏水性。

综上所述, 颗粒微观性质对珊瑚砂渗透性的影响存在分段性规律, 且在每段范围内各影响因素分为主要因素和次要因素。如表 5 所示。

表 5 珊瑚砂颗粒微观性质与渗透性关系表

Table 5 Relationship between microscopic properties and permeability of coral sand particles		
粒径范围	主要因素	次要因素
<0.46 mm	颗粒整体形状、颗粒带电性、表面亲疏水性	颗粒表面粗糙度
≥0.46 mm	颗粒整体形状、颗粒表面粗糙度	颗粒带电性、表面亲疏水性

3 结 论

(1) 从微观角度, 颗粒表面性质和颗粒形状性质是造成珊瑚砂特殊水理性质的原因。

(2) 颗粒表面性质包括颗粒带电性和表面亲疏水性。石英砂较珊瑚砂颗粒体系不稳定, 颗粒更易聚集。珊瑚砂较石英砂颗粒表面亲水性差。

(3) 颗粒形状性质包括颗粒整体形状和颗粒表面粗糙度。<0.25 mm 时, 珊瑚砂较石英砂颗粒规则, 表面光滑; 0.25~0.75 mm 时, 珊瑚砂较石英砂颗粒规则, 表面粗糙; >0.75 mm 时, 珊瑚砂较石英砂颗粒不规则, 表面粗糙。

(4) 微观性质对珊瑚砂渗透性影响存在分段性规律, 且各因素在不同粒径范围内分为主要和次要因素。具体如文中表 5 所示。

参考文献:

[1] 朱长歧, 周 斌, 刘海峰. 天然胶结钙质土强度及微观结构研究[J]. 岩土力学, 2014, 35(6): 1655 - 1663. (ZHU Chang-qi, ZHOU Bin, LIU Hai-feng. Study on strength and microstructure of natural consolidated calcareous soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, 35(6): 1655 - 1663. (in Chinese))

[2] 秦 月, 姚 婷, 汪 稔, 等. 基于颗粒破碎的钙质沉积物高压固结变形分析[J]. 岩土力学, 2014, 35(11): 3123 - 3128. (QIN Yue, YAO Ting, WANG Ren, et al. High



- pressure consolidation deformation analysis of calcareous sediments based on particle fragmentation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(11): 3123 - 3128. (in Chinese))
- [3] 朱长歧, 崔 翔, 胡明鉴, 等. 钙质土电导率和渗透性的相关研究[J]. 岩土力学, 2018, **39**(增刊 2): 142 - 148. (ZHU Chang-qi, CUI Xiang, HU Ming-jian, et al. Correlation between conductivity and permeability of calcareous soils[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, **39**(S2): 142 - 148. (in Chinese))
- [4] 朱长歧, 周 斌, 刘海峰. 胶结钙质土的室内试验研究进展[J]. 岩土力学, 2015, **36**(2): 311 - 319, 324. (ZHU Chang-qi, ZHOU Bin, LIU Hai-feng. Advances in laboratory studies on cemented calcareous soils[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(2): 311 - 319, 324. (in Chinese))
- [5] 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(9): 1389 - 1392. (CHEN Hai-yang, WANG Ren, LI Jian-guo, et al. Shape analysis of calcareous sand particles[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005(9): 1389 - 1392. (in Chinese))
- [6] 任玉宾, 王 胤, 杨 庆. 颗粒级配与形状对钙质砂渗透性的影响[J]. 岩土力学, 2018, **39**(2): 491 - 497. (REN Yu-bin, WANG Yin, YANG Qing. Effects of particle size and shape on the permeability of calcareous sand[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, **39**(2): 491 - 497. (in Chinese))
- [7] 蒋明镜, 吴 迪, 曹 培, 等. 基于 SEM 图片的钙质砂连通孔隙分析[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(增刊 1): 1 - 5. (JIANG Ming-jing, WU Di, CAO Pei, DING Zhi-jun. Analysis of connected pores of calcareous sand based on SEM image[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(S1): 1 - 5. (in Chinese))
- [8] 吴 野, 王 胤, 杨 庆. 考虑钙质砂细观颗粒形状影响的液体拖曳力系数试验[J]. 岩土力学, 2018, **39**(9): 3203 - 3212. (WU Ye, WANG Yin, YANG Qing. Liquid drag force coefficient test considering the influence of microparticle shape of calcareous sand[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, **39**(9): 3203 - 3212. (in Chinese))
- [9] SHEN Yang, ZHU Ying-hao, LIU Han-long, et al. Macro-meso effects of gradation and particle morphology on the compressibility characteristics of calcareous sand[J]. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 2018, **77**(3): 1047 - 1055.
- [10] 张丙树, 顾 凯, 李金文, 等. 钙质砂破碎过程及其微观机制试验研究[J]. 工程地质学报, 2020, **28**(4): 725 - 733. (ZHANG Bing-shu, GU Kai, LI Jin-wen, et al. Experimental study on calcareous sand crushing process and its microscopic mechanism[J]. Journal of Engineering Geology, 2020, **28**(4): 725 - 733. (in Chinese))
- [11] 王步雪岩, 孟庆山, 韦昌富, 等. 多投影面下珊瑚砂砾颗粒形貌量化试验研究[J]. 岩土力学, 2019, **40**(10): 3871 - 3878. (WANG Bu-xue-yan, MENG Qing-shan, WEI Chang-fu, et al. Quantitative experimental study on the morphology of coral sand and gravel grains under multiple projective surfaces[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, **40**(10): 3871 - 3878. (in Chinese))
- [12] FRANCISCO Zaera. Surface chemistry at the liquid/solid interface[J]. Surface Science, 2011, **605**(13/14): 1141 - 1145.
- [13] GIESSEN A E van, BUKMAN Dirk Jan, WIDOM B. Contact angles of liquid drops on low-energy solid surfaces[J]. Journal of Colloid And Interface Science, 1997, **192**(1): 257 - 265.
- [14] 土工试验方法标准: GB/T 50123—1999 [S]. 1999. (Standard for Geotechnical Test Methods: GB/T 50123—1999[S]. Beijing: China Planning Press, 1999. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202012023

# 基于核磁共振的聚氨酯固化砂土浸水作用分析

王 颖, 刘 瑾\*, 马晓凡, 祁长青, 卢洪宁

(河海大学地球科学与工程学院, 江苏 南京 211000)

**摘 要:** 为分析浸水对聚氨酯固化砂土的作用, 采用核磁共振技术对固化砂土浸水后的微观特性和强度特性进行研究。对添加不同固化剂含量、不同密度和不同浸水时间的固化砂土进行核磁共振和无侧限抗压强度测试。研究表明, 随着固化剂含量增加,  $T_2$  谱由单一峰值发展为多个峰值, 且幅值面积也持续增加; 幅值强度和面积随浸水时间增长而增加; 随着固化剂含量和浸水时间的增加, 总有效孔隙率增加, 且相对大孔喉所占的比例均增加; 密度增加, 小孔喉所占比例增加, 大孔喉减小; 随着固化剂含量和浸水时间增加, 核磁共振成像图中亮点越多, 有效孔隙增加; 随着密度增加, 核磁共振成像图中亮点由连续集中变化为分散状态; 强度随浸水时间增加而减小, 加入 1% 固化剂强度在浸水 24 h 前最高, 大于 2% 后, 浸水后强度随固化剂含量增加而增强。密度增加, 浸水后强度保持增加趋势。通过核磁共振技术测试了固化砂土的微观变化规律, 揭示了浸水对聚氨酯固化砂土微观特性的影响和以及宏观强度特性的微观作用机制。

**关键词:** 固化砂土; 浸水; 低场核磁共振; 微观特征; 成像分析

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 4548(2020)12 - 2342 - 08

**作者简介:** 王 颖(1994—), 男, 博士研究生, 主要从事环境岩土工程方面的研究工作。E-mail: hhuwy1@163.com。

## Immersion effect of polyurethane-reinforced sand based on NMR

WANG Ying, LIU Jin, MA Xiao-fan, QI Chang-qing, LU Hong-ning

(School of Earth Sciences and Engineering, Hohai University, Nanjing 211000, China)

**Abstract:** In order to analyze the effect of immersion on polyurethane-solidified sand, the micro and strength characteristics of reinforced sand after immersion are tested by NMR and unconfined compression tests. The results show that with the increase of curing agent content,  $T_2$  spectra develop from a single peak to multiple peaks, and the amplitude area continues to increase. The amplitude intensity and area increase with the increase of immersion time. With the increase of curing agent content and immersion time, the total effective porosity increases, and the proportion of pore throat increases. With the increase of density, the proportion of small pore throat increases, and the proportion of big pore throat decreases. With the increase of curing agent content and immersion time, the more the bright spots in the NMR image of the sample section, the more the effective pores. With the increase of the density, the bright spots in the NMR image change from continuous concentration to non-dispersive state, and the macropores in the sample decrease and the micropores increase; and the strength decreases with the increase of immersion time. The strength of reinforced sand with curing agent of 1% is the highest before immersion for 24 h. When the content of curing agent is more than 2%, the strength increases with the increase of the content of curing agent. With the increase of density, the strength keeps increasing after immersion. The microcosmic variation of solidified sand soil is tested by NMR. The influences of water immersion on the microcosmic properties of polyurethane reinforced sand and the microcosmic mechanism of the macroscopic strength properties are revealed.

**Key words:** solidified sand; immersion; low-field NMR; microscopic characteristic; imaging analysis

## 0 引 言

砂土是一种分布广泛、结构松散且黏聚力小的一种土。在砂土分布地区常发生水土流失、液化等一系列问题, 严重影响了生态环境的保护和工程的建设。因此, 为满足环保和工程安全的要求, 需要对砂土进行加固处理。传统的土体固化材料有水泥、石灰、粉

煤灰等, 这些加固材料可以有效提高砂土的黏聚力和强度<sup>[1-2]</sup>, 但因这些材料属于硬性加固材料, 很难满足生态环保的要求。

基金项目: 国家自然科学基金面上项目 (41877212)

收稿日期: 2020 - 01 - 07

\*通信作者 (E-mail: jinliu920@163.com)

近年来, 随着人们环保意识加强, 一些满足环保要求的柔性土体加固材料正在逐渐被应用到土体加固当中<sup>[3-4]</sup>。高分子土壤固化剂因其具有的高分子官能团能与土体表面的离子产生一系列物化作用, 从而可以有效增加土体之间的黏聚力, 提高土体强度<sup>[5-6]</sup>。刘瑾等<sup>[7]</sup>对 OPS (有机高分子固化剂) 型土壤固化剂固化后砂土的渗透特征和强度特征进行了研究, 表明 OPS 型固化剂可以有效降低砂土渗透特性并提高其强度。Liu 等<sup>[8]</sup>研究了高分子固砂剂加固后表层砂土的抗冲刷性, 研究成果表明高分子固砂剂可以有效提高表层砂土的抗冲刷性, 且抗冲刷性能随溶液喷洒量和浓度的增加而提高。Lee 等<sup>[9]</sup>将黄原胶生物高聚物用于路基土加固, 可有效提高土体的抗压强度和可塑性。以上研究成果表明, 高分子聚合物可有效改良土体结构和强度。除此之外, 一些学者通过改变加固后土体所处的环境条件来评价土体的加固效果。方秋阳等<sup>[10]</sup>研究了冻融循环对固化盐渍土的抗压强度及耐久性的影响, 认为固化盐渍土抗压强度随冻融次数的增加而减小, 且含水率是影响冻融后土的抗压性能的首要因素。Cai 等<sup>[11]</sup>研究了活性 Mgo 碳化后粉土在干湿循环条件下工程特性的变化, 表明干湿循环对碳化后粉土的孔隙分布有较大影响, 其中土体总孔体积、集料内孔体积和小孔体积均有不同程度的增大, 而中孔体积则有不同程度的减小。

以上主要是研究了不同固化材料加固后土体在宏观特征表现, 而土体的微观特征决定了土体的强度、渗透性等特性。X 射线衍射仪和显微镜常被用来观察土体的微观结构, 可以直观观察到土体内部的孔隙结构与形态分布, 但其观察范围比较局限, 很难对土体整体进行观察。近年来, 岩土体核磁共振测试技术因其具有直观、准确、对结构无损等优点, 正越来越多地被应用于岩土体微观结构的研究当中<sup>[12-15]</sup>。王萍等<sup>[16]</sup>采用核磁共振技术对不同浸泡时间的脆硬性泥页岩进行测量, 研究了脆硬性泥页岩水化后细观结构的损伤演化特征。刘勇健等<sup>[17]</sup>通过对真三轴固结不排水的软土进行核磁共振试验, 分析了在剪切过程中土体孔隙大小、孔径分布和孔隙结构参数变化特征。Li 等<sup>[18]</sup>根据核磁共振技术测得不同土体在冻融循环后的  $T_2$  谱图, 得到了不同土体在冻融循环后孔隙结构变化特征。安爱军等<sup>[19]</sup>结合核磁共振和扫描电镜, 研究了改良膨胀土的孔隙分布规律和内部颗粒胶结方式的变化。吕擎峰等<sup>[20]</sup>采用核磁共振技术, 对不同配比的水玻璃、石灰+粉煤灰及石灰+粉煤灰+水玻璃的固化盐渍土的微观特征进行分析研究, 研究成果表明颗粒间的胶结情况对固化效果的影响远大于孔隙特征。

聚氨酯固化剂作为一种新型土壤固化剂, 可用于

河道砂土岸坡的加固, 因而浸水对加固后砂土的特性研究具有重要意义。本文采用低场核磁共振技术, 对聚氨酯高分子固化剂固化砂土浸水后的微观特征和强度特性进行研究, 分析了加入不同含量固化剂的砂土在浸水不同时间后的  $T_2$  谱图、孔喉分布等特征, 并采用核磁共振成像技术分析浸水不同时间的固化砂土内部孔隙分布特征, 最后采用无侧限抗压强度试验对浸水后的固化砂土进行强度测试。研究成果可为加固土体浸水的微观特性与强度特性分析提供一定的参考。

1 试验材料与方法

1.1 试验材料

试验使用的砂土取自于南京市江宁区, 粒径分布曲线如图 1 所示, 砂土的物理指标如表 1 所示。试验中选取的固化材料为聚氨酯型高分子固化剂 (化学式见图 2, 为浅黄色透明液体, 与水可以以任意比例互溶, 聚氨酯固化剂溶液加入到砂土中, 随着水分挥发, 可以在砂粒之间形成具有一定强度的高分子固化膜。聚氨酯型高分子固化剂详细的指标参数: 密度为 1.18 g/cm<sup>3</sup>, 黏度为 650~700 mPa·s, 固含量为 85%, 凝固时间为 300~1800 s。

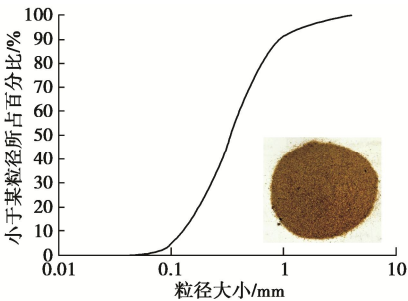


图 1 粒径分布曲线

Fig. 1 Grain-size distribution curve

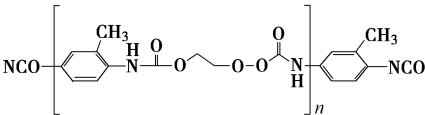


图 2 聚氨酯型高分子固化剂化学式

Fig. 2 Chemical formula of polyurethane polymer

表 1 砂土的物理参数

Table 1 Physical parameters of sand

孔隙率	干密度 $\rho/(g \cdot cm^{-3})$	相对密度 $G_s$	不均匀系数 $C_u$	曲率系数 $C_c$
$e_{max}=0.97$	$\rho_{max}=1.72$	2.69	2.27	1.13
$e_{min}=0.59$	$\rho_{min}=1.37$			

1.2 试验设备

试验中使用的微观测试仪器为苏州纽迈公司生产的 MacorMR12-150H-I 型低场核磁共振分析仪, 如图

3 所示, 主要包括核磁共振测量系统以及核磁共振成像系统。磁场强度 0.5 T, 磁体温度 32℃。

无侧限抗压强度试验采用的是南京土壤仪器厂生产的 YYW-2 型应变控制式无侧限压力仪, 试验过程中控制应变速率为 2.4 mm/min。



图 3 低场核磁共振分析仪

Fig. 3 Low-field NMR analyst instrument

1.3 试验原理与方案

(1) 试验原理

核磁共振技术是根据试样中的氢核在磁场环境下产生的相互作用关系, 从而获取试样内部氢质子的空间分布情况的测试技术。进行测试时, 首先将样品放入样品仓, 接着对主磁场施加一定频率的射频脉冲, 从而样品中的自旋氢核将吸收所加频率的电磁波, 将会从低能态跃迁至高能态。射频脉冲停止后, 在主磁场的作用下, 横向宏观磁化矢量逐渐缩小到零, 纵向宏观磁化矢量从零逐渐回到平衡状态, 这个过程称为核磁弛豫。核磁弛豫又可分解为: 纵向弛豫  $T_1$  和横向弛豫  $T_2$  两个部分。由于  $T_1$  测量时间很长, 从而在多孔介质流体中通常采用  $T_2$  来研究试样内部的孔隙结构特征。试样内部氢质子在磁场作用下其能量释放速度和强度不同, 从而可间接反映岩土孔隙结构特征。 $T_2$  与孔径之间关系为

$$T_2 = \frac{V}{\rho_2 S} \quad , \quad (1)$$

式中,  $V$  为孔隙体积,  $S$  为孔隙比表面积,  $\rho_2$  为表面弛豫强度,  $T_2$  谱值与孔隙体积成正比。因此,  $T_2$  谱分布反映了岩样的孔隙大小以及孔喉分布。

(2) 试验方案

为研究不同含量固化剂固化砂土浸水不同时间的微观特征, 试验中选用聚氨酯固化剂含量  $P_c$  (与砂土的质量比) 为 1%, 2%, 3%, 4%, 浸水时间  $t_i$  为 6, 12, 24, 48 h, 控制试样初始含水率为 10%, 密度  $\rho$  为 1.50 g/cm<sup>3</sup>。并选取 2% 固化剂固化后的砂土, 制成 1.40, 1.45, 1.50, 1.55, 1.60 g/cm<sup>3</sup> 的试样, 试样直径为 39.1 mm, 高度为 80 mm。详细试验方案如表 2 所示。将制好的样置于室温下养护 48 h 后浸水不同时间, 将浸水后试样取出擦拭表面水分后用保鲜膜密封, 放入核磁共振线圈中进行测试, 测试选择的核磁共振线圈直径为 60 mm, 并对测试完的试样进行无侧限抗

压强度测试。。

在进行测试之前, 先采用 FID 序列找到中心频率, 接着通过 CPMG 序列确定试验所采用的参数, 最后使用标准油样进行定标。本次试验, 确定仪器的参数: 射频中心频率为 12 MHz; 90° 射频脉冲宽度为 3.8  $\mu$ s; 180° 射频脉冲宽度为 10.4  $\mu$ s; 采样等待时间为 250  $\mu$ s; 采样间隔为 500 ms; 模拟增益为 20; 累加采样次数为 16; 回拨个数为 500。

表 2 详细试验方案

Table 2 Test schemes

$P_c/\%$	$t_i/h$	$\rho/(g \cdot cm^{-3})$
1	6, 12, 24, 48	1.50
2		
3		
4		
2	24	1.40, 1.45, 1.50, 1.55, 1.60

2 试验结果分析

2.1  $T_2$  谱图分析

$T_2$  为试样内部孔隙中流体的弛豫时间, 本文采用核磁共振分析仪对加入不同含量聚氨酯固化剂浸水不同时间的试样进行测试, 得到如图 4 所示的  $T_2$  谱图。

从图 4 可以看出, 不同固化剂含量加固后砂土的  $T_2$  谱值随着浸水时间的增加保持增加趋势, 且加入相同固化剂含量砂土后, 固化砂土浸水不同时间后的  $T_2$  谱图保持着相似的变化趋势, 幅值出现的弛豫时间均为 100~1000 ms。固化砂土  $T_2$  幅值以及幅值面积随着浸水时间增加也保持增加趋势, 表明加入相同固化剂含量的砂土, 试样的吸水率随着浸水时间增长而增大, 而试样内部孔隙结构的分布结构并不受浸水时间的变化而产生较大变化。从图 4 中还可以看出, 加入的固化剂含量的不同对固化砂土的  $T_2$  谱图具有显著影响。加入较低含量的固化剂 ( $P_c \leq 2\%$ ) 时,  $T_2$  谱图中均出现一个显著峰值, 加入固化剂含量为 3% 时, 试样的  $T_2$  谱图中出现了多个明显峰值, 而加入 4% 固化剂含量的砂土中信号幅值分布连续性增强。其中, 加入 3% 固化剂砂土的  $T_2$  幅值分别出现在 10~100 ms 和 100~1000 ms。而加入 4% 固化剂的砂土在浸水时间较短时, 出现两个幅值, 而随着浸水时间继续增加, 在弛豫时间为 100 ms 附近的信号幅值弛豫增加, 从而左侧幅值变的不太显著。且对比分析相同浸水时间不同固化剂含量的砂土试样可以看出, 随着固化剂含量的增加,  $T_2$  幅值面积出现显著的增加趋势。以上变化规律表明, 加入固化剂含量越多的砂土中, 其吸水率越高, 且固化剂含量的不同将会显著改变固化砂土内部孔隙的空间分布特征。根据  $T_2$  值与孔径大小之间的正比关系 ( $R = T_2 \times \rho_2$ ) 可知,  $T_2$  值越大表明该信号值对应的孔径所占比例越高, 从而可知随着加入固化



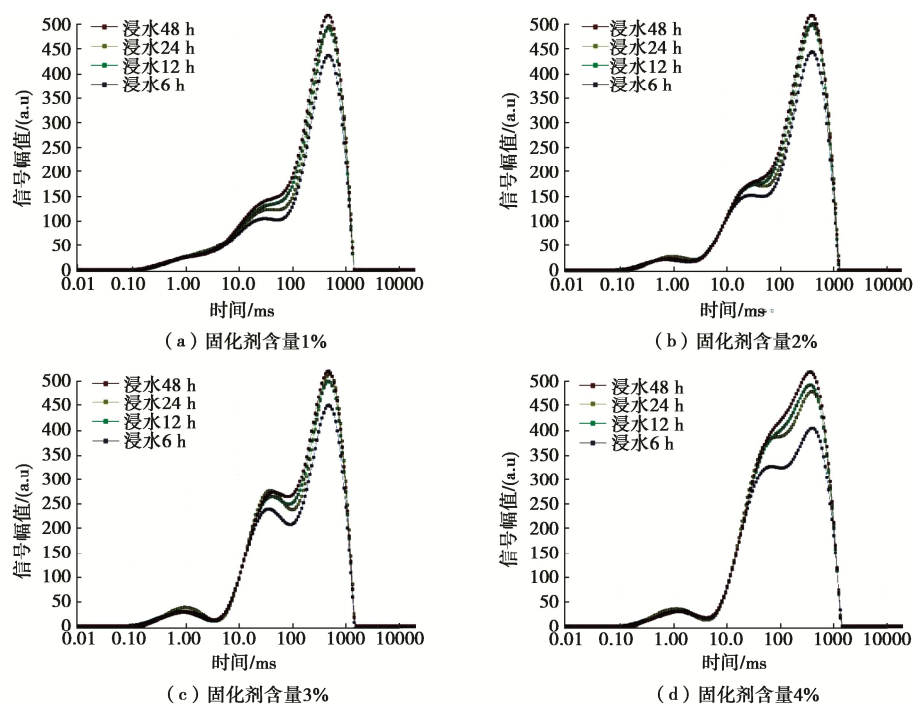


图 4 不同含量固化剂固化砂土浸水不同时间  $T_2$  谱图

Fig. 4  $T_2$  spectra of sand mixed with different contents of polymer after different immersion time

剂含量的增加, 试样内部的孔径分布由单一分布逐渐变化为均匀分布。

研究密度对固化砂土浸水后孔隙特征的影响, 采用核磁共振分析仪对不同密度的试样浸水 24 h 进行测试, 得到的  $T_2$  谱图如图 5 所示。从图 5 可以看出, 密度对  $T_2$  谱图形态变化没有明显的影响, 不同密度试样的  $T_2$  谱图均出现两个峰值, 一个主峰一个次峰, 主峰主要分布在 500~1000 ms, 次峰分布在 10~100 ms。且随着密度的增加,  $T_2$  谱图出现幅值的弛豫时间逐渐减小。且密度对信号幅值也具有明显的影响, 密度的增加能够有效降低固化砂土内部的信号幅值。从图 5 中还可以看出, 随着密度的增加,  $T_2$  谱图的幅值面积逐渐减小, 对应试样内部孔隙减小。表明密度增加, 固化砂土内部的孔径整体呈减小趋势, 且孔径分布的范围逐渐缩小, 分布区间向小孔径方向移动。

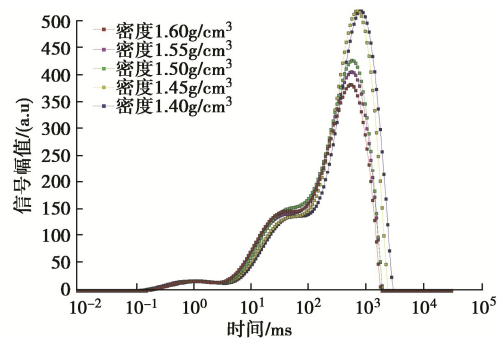


图 5 不同密度 2% 固化剂固化砂土浸水 24 h 后  $T_2$  谱图

Fig. 5  $T_2$  spectra of sand mixed with polymer content of 2% and different densities after immersion for 24 h

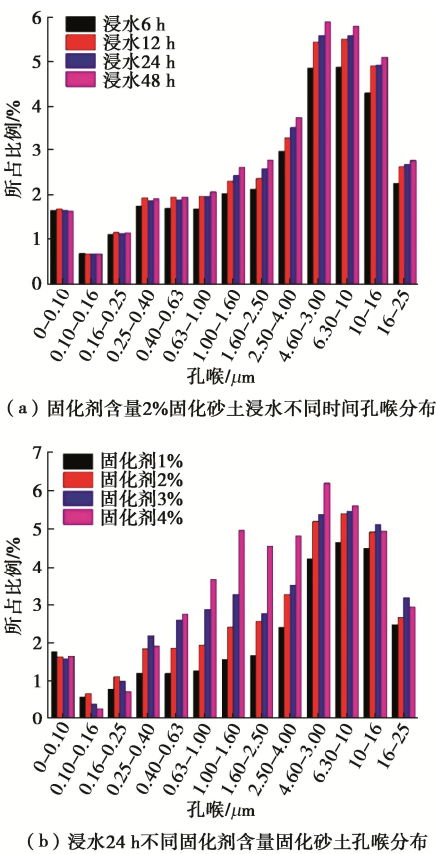


图 6 孔喉分布

Fig. 6 Distribution of pore throat

图 6 (a) 为 2% 固化剂含量固化砂土浸水 6, 12, 24, 48 h 后的孔喉分布。从图 6 (a) 中可以看出, 加入的固化剂含量相同时, 试样内部的孔隙几乎均在



1.0~10.0  $\mu\text{m}$ , 属于中小孔隙。其中, 大小在 4.0~6.3  $\mu\text{m}$ 、6.3~10.0  $\mu\text{m}$  以及 10.0~16.0  $\mu\text{m}$  的孔喉为试样内部孔隙的主要部分, 所占试样孔隙体积的比例为 4%~6%。试样内部的总有效孔隙率随着浸水时间的增长而增加, 且几乎所有孔喉区间所占比例均随着浸水时间的增加而增大。相对大孔隙所占的比例均随浸水时间的增长而增加, 表明固化后的砂土在浸水时间越长后所吸收的水分越多, 试样内部的孔隙在水化作用下的扩展也越为明显。图 6 (b) 为分别加入 1%, 2%, 3%, 4% 固化剂含量的砂土浸水 24 h 后的孔喉分布情况。从图 6 (b) 中可以观察到, 固化剂含量对试样内部的孔喉分布情况有明显的影响。固化剂含量较高时, 所分布在砂粒之间的固化膜越多, 从而吸收的水分越多, 表现出水信号强度越强。其中, 在孔喉区间位于 0.40~0.63  $\mu\text{m}$  至 6.3~10.0  $\mu\text{m}$  时, 该区间孔喉所占比例均随固化剂含量的增加而增多。而孔喉大于 10  $\mu\text{m}$  后, 加入 3% 固化剂含量砂土孔喉所占比例最高, 表明固化剂含量对大孔喉的作用效果开始减缓。

图 7 为加入 2% 固化剂不同密度固化砂土浸水 24 h 后的孔喉分布情况。从图 7 中可以看出, 试样密度为 1.40, 1.45  $\text{g}/\text{cm}^3$  时, 孔喉大小主要分布在 4.0~25.0  $\mu\text{m}$ , 约占试样孔隙体积的 15%~20%, 而密度为 1.50~1.60  $\text{g}/\text{cm}^3$  的试样孔喉主要分布于 2.5~16.0  $\mu\text{m}$ , 约占总孔隙体积的 12%~16%, 表明密度大的试样内部大孔喉所占比例逐渐减小。且从图中还可以看出, 孔喉区间在 0.1~0.63  $\mu\text{m}$  时所占比例随密度的增加而增多, 表明高密度试样中的小孔喉越多大孔喉越小。这是因为密度越大, 试样中的砂粒数量越多, 砂粒之间的接触更为紧密, 从而在砂粒表面形成固化膜越薄, 所吸收的水分越少。

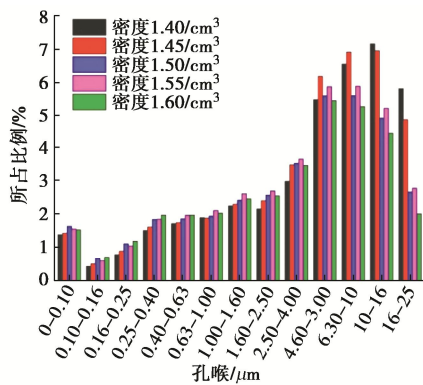


图 7 不同密度孔喉分布

Fig. 7 Distribution of pore throat of reinforced sand with different densities

2.2 成像分析

核磁共振分析仪可以对试样内部的孔隙分布情况

进行成像分析, 所得到的核磁共振成像图能够直观的观察试样内部的孔隙分布规律。本文对不同固化剂含量、不同浸水时间以及不同密度的试样进行核磁共振成像分析, 并对核磁共振所得到的灰度图采用核磁共振成像软件进行伪彩处理, 得到以下核磁共振成像图, 图中的亮点表示水分, 也可以近似表示为孔隙, 从而可知, 图中越亮的部分表示孔隙越多。其中, 图 8 为加入 1%, 2%, 3%, 4% 的试样分别浸水 6, 12, 24, 48 h 后的径向核磁共振成像图, 图 8 为加入 2% 固化剂不同密度试样浸水 24 h 后轴向成像图。

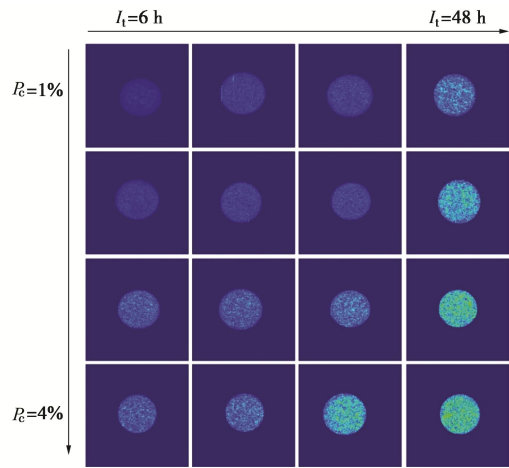


图 8 加入不同含量固化剂浸水不同时间后核磁共振成像图  
Fig. 8 MRI of sand mixed with different contents of curing agent after immersion for different time

从图 8 可以看出, 在相同浸水时间时, 加入较低固化剂含量的砂土成像图中亮点分散、少且小, 表明剖面上水分分布较少, 也说明试样内部分布的固化膜较少, 且只有在小孔隙中分布较少的固化膜。而随着固化剂含量的增加, 试样剖面上的亮点逐渐增多, 且逐渐变得集中, 表明砂粒之间的固化膜逐渐增多, 砂粒表面均附有一定厚度的固化膜, 固化膜均匀分布在砂粒之间, 将砂粒连接成为一体, 从而在径向剖面成像图中可以看到相对连续的亮点。图 8 中还显示出, 随着浸水时间的增加, 试样内部亮点由分散逐渐变化为连续, 亮点发展连接成为较密的网状结构, 试样内部的信号强度逐渐增强, 表明固化后砂土浸水后固化膜有一个缓慢的吸水过程。可以看到, 加入 4% 含量固化剂的砂土浸水 48 h 后, 成像剖面图几乎完全被亮点覆盖, 可以得到高固化剂含量加固后的砂土内部, 固化膜能够均匀分布在砂土之间, 并且包裹缠绕砂粒, 使其成为一体。从图 9 中可以看出, 随着密度的增加, 试样轴向剖面成像图中的亮点逐渐减小, 由密集连续变化为分散。从图 9 可知, 试样内部水分以及砂土表面所包裹的固化膜随着密度的增加而减小, 表明砂粒

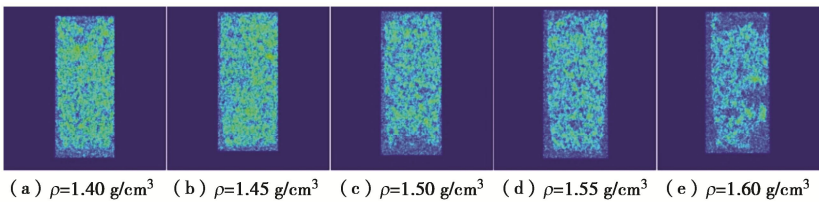


图 9 加入 2%固化剂不同密度试样浸水 24 h 后核磁共振成像图

Fig. 9 MRI of sand mixed with content of curing agent of 2% and different densities after immersion for 24 h

之间的连接更为紧密, 存在的孔隙也逐渐减小。低密度试样内部亮点呈现密集连续状态, 表明试样内部存在的大孔隙较多, 而高密度试样内部, 大面积亮点存在很少, 主要以分散的小亮点为主, 表明密度大的固化砂土内部大孔隙减小, 小孔隙增多。

2.3 含水率与强度分析

对核磁共振测试完的试样进行无侧限抗压强度测试, 所得结果如表 3 所示, 采用核磁共振测试技术可以直接得到试样的含水率, 如图 10 所示。

表 3 固化砂土浸水后强度

Table 3 Compressive strengths of reinforced sand after immersion

$p_c / \%$	$\rho / (\text{g} \cdot \text{cm}^{-3})$	$t_i / \text{h}$	$\sigma_c / \text{kPa}$
1	1.50	6	71.25
		12	60.29
		24	53.65
		48	39.34
2	1.50	6	45.48
		12	43.27
		24	41.54
		48	40.25
3	1.50	6	49.04
		12	46.87
		24	44.88
		48	42.08
4	1.50	6	52.31
		12	50.92
		24	48.75
		48	45.54
2	1.40	24	25.67
	1.45		31.92
	1.55		50.46
	1.60		76.46

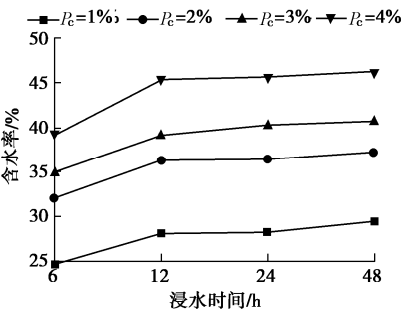


图 10 浸水后固化砂土的含水率

Fig. 10 Water contents of reinforced sand after immersion

从图 10 中可以看出, 浸水后固化砂土的含水率随着浸水时间的增加表现出先快速增加后趋于稳定的状

态。其中, 浸水时间从 6 h 增加到 12 h 时, 试样含水率增幅明显, 而浸水时间达到 12 h 后, 浸水时间的增加对试样的含水率影响开始减缓, 试样内部含水率基本达到稳定状态。且从图 10 中还可以看出, 浸水时间相同时, 固化剂含量越大固化砂土的含水率越大, 当固化剂含量从 1% 增加到 2% 时, 含水率具有明显增加的过程。因固化剂具有良好的吸水效果, 固化砂土的含水率有随固化剂含量增加一直保持增加的趋势。

抗压强度随固化剂含量和浸水时间的变化趋势如图 11 所示。结合表 3 和图 11 可知, 加入 1% 固化剂含量的砂土浸水 6 h 后含水率明显低于其他含量固化剂加固后砂土, 水软化速率较弱, 初期浸水强度较高, 而随着浸水时间增加, 1% 固化剂加固后砂土浸水后期强度小, 在浸水 24 h 之前, 加入 1% 固化剂含量的砂土抗压强度值最大, 而超过 24 h 后, 其强度降到最低。而当固化剂含量大于 1% 时, 在相同浸水时间下, 固化剂含量越大, 试样浸水后强度越大, 且固化后砂土的强度均随浸水时间的增加而保持减小趋势。这是因为砂粒之间的固化剂膜具有较好的吸水性 (图 10), 且固化剂含量越大, 砂粒之间的固化膜越多, 从而吸水现象越明显, 并且吸水后的固化剂出现膨胀软化现象, 从而根据核磁共振结果可以看出, 试样内部的水分逐渐增多, 且孔隙呈现扩张趋势。加入较小含量固化剂, 试样内部吸收的水分慢且少, 从而出现加入 1% 含量固化剂砂土的强度初期较高, 接着快速减小。而砂粒之间形成的固化膜吸水后依旧有一定强度, 从而在加入较高含量固化剂砂土的强度随固化剂含量增加而增强, 且强度随浸水时间增加均只有缓慢降低。

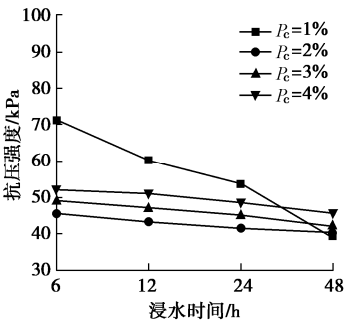


图 11 固化砂土浸水后抗压强度

Fig. 11 Compressive strengths of reinforced sand after immersion

密度对固化砂土浸水后强度的影响如图 12 所示。从图 12 中可以看出,随着密度的增加固化砂土浸水后强度保持增加趋势。结合表 3 和图 12 可知,密度从  $1.40 \text{ g/cm}^3$  增加到  $1.55 \text{ g/cm}^3$ , 抗压强度大致保持线性增加趋势,而密度从  $1.55 \text{ g/cm}^3$  增加到  $1.60 \text{ g/cm}^3$ , 抗压强度增幅明显增大,增幅为 51.53%。随着密度的增加,砂粒数量增多,从而砂粒之间孔隙减小且连接更为紧密。结合核磁共振结果(图 7)可以看出,密度增加,试样内部大孔隙减少,多分布为较小孔隙。除此之外,单颗粒表面附着的固化膜减少,所吸收的水分减少,试样吸水软化程度较弱,从而抗压强度增加。

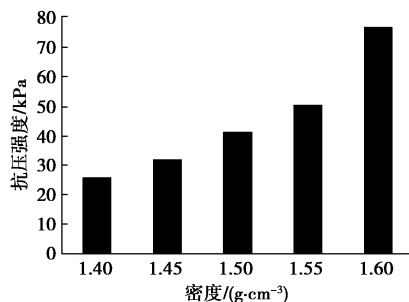


图 12 不同密度固化砂土浸水后的抗压强度

Fig. 12 Compressive strengths of reinforced sand with different densities after immersion

### 3 结 论

本文基于低场核磁共振测试技术,对加入不同固化剂含量的砂土浸水不同时间以及不同密度试样浸水后的  $T_2$  谱图、孔喉分布、成像以及强度进行了分析,得到 4 点结论。

(1) 随着固化剂含量的增加,  $T_2$  谱由单一峰值发展为多个峰值,峰值主要出现在  $100 \sim 1000 \text{ ms}$ , 且幅值面积也持续增加;随着浸水时间增长,  $T_2$  谱形态未产生明显变化,而幅值强度和面积均随浸水时间增长而增加。

(2) 随着浸水时间的增长,试样内部的总有效孔隙率增加,相对大孔隙所占的比例增加;随固化剂含量的增加,试样内部有效孔隙率增加,且有效大孔喉数量增多。随着密度增加,试样内部小孔喉所占比例增加,大孔喉减小。低密度试样孔喉主要分布在  $4.0 \sim 25.0 \mu\text{m}$ , 高密度试样孔喉主要分布在  $2.5 \sim 16.0 \mu\text{m}$ 。

(3) 随着固化剂含量和浸水时间的增加,试样剖面核磁共振成像图中亮点越多,表明试样内部水分越多,有效孔隙增加。随着密度增加,核磁共振成像图中亮点由连续集中变化未分散状态,表明试样内部大孔隙减小,小孔隙增多。

(4) 浸水后固化砂土强度随浸水时间增加而减

小,加入 1% 固化剂含量砂土强度在浸水 24 h 前最大,且固化剂含量大于 2% 时,浸水后强度随固化剂含量增加而增强。密度增加,浸水后强度保持增加趋势,且密度从  $1.55 \text{ g/cm}^3$  增加到  $1.60 \text{ g/cm}^3$ , 增幅最大。

### 参考文献:

- [1] SALAMATPOOR S, HAJIANNIA A, JAFARIAN Y. Physical and mechanical properties of sand stabilized by cement and natural zeolite[J]. *European Physical Journal Plus*, 2018, **13**(5): 205.
- [2] CHUAH S, DUAN WH, PAN Z, et al. The properties of fly ash based geopolymer mortars made with dune sand[J]. *Materials & Design*, 2016, **92**: 571 - 578.
- [3] 朱剑锋, 饶春义, 虞秋水, 等. 硫氧镁水泥复合固化剂加固淤泥质土的试验研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2019 (A01): 3206 - 3214. (ZHU Jian-feng, RAO Chun-yi, TUO Qiu-shui, et al. Experimental study on the consolidation of muddy soil with composite curing agent of Sox cement[J]. *Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2019(A01): 3206 - 3214. (in Chinese))
- [4] JAMSAWANG P, SUANSOMJEEN T, SUKONTASUKKUL P, et al. Comparative flexural performance of compacted cement-fiber-sand[J]. *Geotextiles and Geomembranes*, 2018, **46**(4): 414 - 425.
- [5] 陈志昊, 刘 瑾, 钱 卫, 等. 高分子固化剂/纤维改良砂土的抗拉强度试验研究[J]. *工程地质学报*, 2019, **27**(2): 135 - 144. (CHEN Zhi-hao, LIU Jin, QIAN Wei, et al. Experimental study on the tensile strength of polymer curing agent/fiber modified sand[J]. *Journal of Engineering Geology*, 2019, **27**(2): 135 - 144. (in Chinese))
- [6] 彭 宇, 张虎元, 林澄斌, 等. 抗疏力固化剂改性黄土工程性质及其改性机制[J]. *岩石力学与工程学报*, 2017, **36**(3): 762 - 772. (PENG Yu, ZHANG Hu-yuan, LIN Cheng-bin, et al. Engineering properties and modification mechanism of anti thinning curing agent modified loess[J]. *Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2017, **36**(3): 762 - 772. (in Chinese))
- [7] 刘 瑾, 白玉霞, 宋泽卓, 等. OPS 型固化剂改良砂土工程特性试验研究[J]. *东南大学学报(自然科学版)*, 2019, **49**(3): 495 - 501. (LIU Jin, BAI Yu-xia, SONG Ze-zhuo, et al. Experimental study on engineering properties of sand improved by OPS type solidifying agent[J]. *Journal of Southeast University (Natural Science Edition)*, 2019, **49**(3): 495 - 501. (in Chinese))
- [8] LIU J, CHEN Z H, KANUNGO D P, et al. Topsoil

- reinforcement of sandy slope for preventing erosion using water-based polyurethane soil stabilizer[J]. *Engineering Geology*, 2019, **252**: 125 – 135.
- [9] LEE S, CHUNG M, PARK H M, et al. Xanthan gum biopolymer as soil-stabilization binder for road construction using local soil in sri lanka[J]. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 2019, **31**(11): 06019012.
- [10] 方秋阳, 柴寿喜, 李 敏, 等. 冻融循环对固化盐渍土的抗压强度与变形的影响[J]. *岩石力学与工程学报*, 2016(5): 1041 – 1047. (FANG Qiu-yang, CHAI Shou-xi, LI Min, et al. Influence of freeze-thaw cycle on compressive strength and deformation of solidified saline soil[J]. *Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2016(5): 1041 – 1047. (in Chinese))
- [11] CAI G H, LIU S Y, ZHENG X. Influence of drying-wetting cycles on engineering properties of carbonated silt admixed with reactive MgO[J]. *Construction and Building Materials*, 2019, **204**: 84 – 93.
- [12] 周科平, 李杰林, 许玉娟, 等. 基于核磁共振技术的岩石孔隙结构特征测定[J]. *中南大学学报(自然科学版)*, 2012, **43**(12): 4796 – 4800. (ZHOU Ke-ping, LI Jie-lin, XU Yu-juan, et al. Measurement of rock pore structure based on NMR technology[J]. *Journal of Central South University (Science and Technology)*, 2012, **43**(12): 4796 – 4800. (in Chinese))
- [13] YAO Y B, LIU D M. Comparison of low-field NMR and mercury intrusion porosimetry in characterizing pore size distributions of coals[J]. *Fuel*, 2012, **95**: 152 – 158.
- [14] 谢凯楠, 姜德义, 孙中光, 等. 基于低场核磁共振的干湿循环对泥质砂岩微观结构劣化特性的影响[J]. *岩土力学*, 2019, **40**(2): 239 – 245, 253. (XIE Kai-nan, JIANG De-yi, SUN Zhong-guang, et al. Effect of dry wet cycle on microstructure degradation of argillaceous sandstone based on low field NMR[J]. *Geotechnical mechanics*, 2019, **40**(2): 239 – 245, 253. (in Chinese))
- [15] XIONG HR, YUAN K L, WEN M J, et al. Influence of pore structure on the moisture transport property of external thermal insulation composite system as studied by NMR[J]. *Construction and Building Materials*, 2019, **228**: 116815.
- [16] 王 萍, 屈 展. 基于核磁共振的脆硬性泥页岩水化损伤演化研究[J]. *岩土力学*, 2015, **36**(3): 687 – 693. (WANG Ping, QU Zhan. Study on hydration damage evolution of brittle shale based on NMR[J]. *Geotechnical mechanics*, 2015, **36**(3): 687 – 693. (in Chinese))
- [17] 刘勇健, 李彰明, 郭凌峰, 等. 基于核磁共振技术的软土三轴剪切微观孔隙特征研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2018, **37**(8): 153 – 161. (LIU Yong-jian, LI Zhang-ming, GUO Ling-feng, et al. Study on micro pore characteristics of triaxial shear of soft soil based on NMR technology[J]. *Journal of rock mechanics and engineering*, 2018, **37**(8): 153 – 161. (in Chinese))
- [18] LI J L, ZHOU K P, LIU W J, et al. NMR research on deterioration characteristics of microscopic structure of sandstones in freeze-thaw cycles[J]. *Transactions of Nonferrous Metals Society of China*, 2016, **26**(11): 2997 – 3003.
- [19] 安爱军, 廖靖云. 基于核磁共振和扫描电镜的蒙内铁路膨胀土改良微观结构研究[J]. *岩土工程学报*, 2018, **40**(增刊2): 152 – 156. (AN Ai-jun, LIAO Jing-yun. Study on the improved microstructure of expansive soil of Inner Mongolia railway based on NMR and SEM[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 2018, **40**(S2): 152 – 156. (in Chinese))
- [20] 吕擎峰, 周 刚, 王生新, 等. 固化盐渍土核磁共振微观特征[J]. *岩土力学*, 2019, **40**(1): 252 – 256, 266. (LÜ Qing-feng, ZHOU Gang, WANG Sheng-xin, et al. NMR microscopic characteristics of solidified saline soil[J]. *Geotechnical Mechanics*, 2019, **40**(1): 252 – 256, 266. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202012024

## 关于“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”的讨论

肖红菊

(铜陵学院建筑工程学院, 安徽 铜陵 244000)

### Discussion on “Nonlinear soil spring model and parameters for calculating deformation of enclosure structure of foundation pits”

XIAO Hong-ju

(School of Civil Engineering & Architecture, Tongling University, Tongling 244000, China)

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)12-2350-02

作者简介: 肖红菊(1980—), 女, 湖北荆州人, 硕士, 副教授, 主要从事岩土工程方面的研究和教学工作。E-mail: xiaohongju@126.com。

《岩土工程学报》2020年第6期刊出“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”一文<sup>[1]</sup>(以下简称“原文”)。原文提出在采用杆系有限元法进行基坑围护结构变形计算时, 被动区土体应采用非线性土体弹簧模型, 在此基础上建立了双曲函数土体弹簧模型, 并借助反分析的方法获得了上海地区典型土层的非线性弹簧参数。拜读原文后, 受益良多, 同时认为存在以下值得商榷之处, 在此提出, 以期探讨。

(1) 原文提出“假定基坑被动区土体的非线性弹簧满足非曲函数关系”, 但给出的表达式(2)则为基坑围护结构主动区所受土压力与围护结构变形的关系, 并非被动区土体弹簧的关系式。

(2) 原文在假定被动区土压力强度与围护变形双曲线关系基础上, 进而得到了被动区土体基床系数的表达式:

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

但式(1)可进一步变化为<sup>[2-3]</sup>

$$\left. \begin{aligned} k &= \frac{p}{s} = \frac{1}{a + bs} = \frac{1 - bp}{a} = \frac{1 - bp_a}{a} \\ p_a &= (\sum \gamma h_i + q)K_a - 2c\sqrt{K_a} \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

式中,  $p_a$  为计算点的主动土压力强度值。

但在原文后续分析以及工程应用中普遍认为, 被动区土体基床系数与主动区土压力关系不大, 主要与被动区土体性质、深度以及变形量有关, 因此建议假定基床系数与围护结构变形的关系, 而非假定主动区土压力强度值与围护结构变形的双曲线关系, 因为该关系无明确的物理意义。

(3) 原文在获得表征土体水平非线性基床系数特征的两个参数( $a$ ,  $b$ )时, 分析采用了原位测试方法和基于现场围护结构变形监测值的反分析法, 看似较为合理, 但两者物理意义不同。土体的水平基床系数是反映土体在受水平荷载作用下变

形特性的参数<sup>[4]</sup>, 是土体本身的一个参数, 基于原位测试获得的即为该参数, 但基坑围护结构变形的影响因素众多, 不仅和基坑穿越土层性质有关, 还与基坑的平面尺寸、围护结构的刚度和插入比、支撑的形式及布置方式等有关, 基于现场监测数据反分析获得的则是综合考虑上述因素的等效刚度, 相同的基坑, 在围护结构刚度、插入比和支撑竖向间距不同时, 围护结构实测水平变形也存在差异, 致使反分析获得的等效刚度也不相同, 因此, 将这两个参数建立等式关系不合理。用于基坑围护结构变形计算的土体弹簧参数模型还应根据原位测试结果来获得, 因为其物理意义更明确。

#### 参考文献:

- [1] 王洪新, 李雪强, 杨石飞, 等. 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[J]. 岩土工程学报, 2020, 42(6): 1032-1040. (WANG Hong-xin, LI Xue-qiang, YANG Shi-fei, et al. Nonlinear soil spring model and parameters for calculating deformation of enclosure structure of foundation pits[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, 42(6): 1032-1040. (in Chinese))
- [2] 杨光华. 地基非线性沉降计算的原状土切线模量法[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(11): 1927-1931. (YANG Guang-hua. Nonlinear settlement computation of the soil foundation with the undisturbed soil tangent modulus method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(11): 1927-1931. (in Chinese))

基金项目: 安徽省教育厅高校学科(专业)拔尖人才学术资助项目(gxbjZD40); 安徽省教育厅自然科学研究重点项目(KJ2019A0705); 安徽省教育厅高校优秀青年人才支持计划重点项目(gxyqZD2019074)  
收稿日期: 2020-06-28



- [3] 杨光华, 王鹏华, 乔有梁. 地基非线性沉降计算的原状土割线模量法[J]. 土木工程学报, 2007, 40(5): 49 - 52. (YANG Guang-hua, WANG Peng-hua, QIAO You-liang. An undisturbed-soil secant modulus method for calculation of nonlinear settlement of soil foundations[J]. China Civil

Engineering Journal, 2007, 40(5): 49 - 52. (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))

DOI: 10.11779/CJGE202012025

## 对“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”讨论的答复

王洪新<sup>1,2</sup>, 李雪强<sup>1</sup>, 杨石飞<sup>3</sup>, 路家峰<sup>3</sup>

(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)

### Reply to discussion on “Nonlinear soil spring model and parameters for calculating deformation of retaining structure of foundation pits”

WANG Hong-xin<sup>1,2</sup>, LI Xue-qiang<sup>1</sup>, YANG Shi-fei<sup>3</sup>, LU Jia-feng<sup>3</sup>

(1. Department of 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)

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 4548(2020)12 - 2351 - 02

作者简介: 王洪新(1973—), 男, 博士, 教授级高级工程师。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。

非常感谢肖红菊对“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”<sup>[1]</sup>(以下称“原文”)一文的关注, 原文在表述上的确存在不严谨的地方, 导致读者理解偏离原文本意。下面针对肖教授提出的 3 个问题<sup>[2]</sup>, 一一给出答复。

(1) 原文研究的主要目的: 在基坑的弹性地基梁计算模型的应用中, 在围护结构主动区一侧施加增量土水压力荷载, 增量荷载由土层水文地质参数和开挖工况确定; 在基坑被动区, 用满足双曲函数关系的非线性土弹簧代替传统的线弹性弹簧。原文中式(2)即为非线性弹簧所满足的关系, 并不存在讨论稿中的问题。

(2) 讨论稿中给出的式(2)是基于对问题(1)中所述的误解。诚然, 被动区土体的基床系数与主动区土压力确实存在一定的关系, 但在传统的基坑竖向弹性地基梁算法中, 这种关系通过假定计算模型方式被回避了。在原文中, 由于对  $p$  的说明不准确, 导致了理解上的歧义。在此, 进行补充说明。首先, 应明确的是, 原文采用的计算模型为原文图 1 所示<sup>[1]</sup>的增量法模型。在该模型中, 在基坑主动区一侧采用的是矩形增量荷载, 则被动区土弹簧的土压力强度应为实际水平土压力强度与静止水平土压力强度之差。原文没有对此说明且采用了字母“ $p$ ”, 并用“土压力强度”说明“ $p$ ”导致了读者的误解。如下式表达原文中的式(2), 更能让人理解笔者的本意(如图

1 所示):

$$\Delta p = p' - p_0 = \frac{s}{a + bs}, \quad (1)$$

式中,  $p'$  为被动区土体的实际水平土压力强度,  $p_0$  为被动区土体的静止水平土压力强度。

原文中的  $p$  实际上是式(1)中的  $\Delta p$ 。应该补充说明的是, 在围护墙水平位移不断较大时, 被动区土弹簧的土压力强度并不能无限接近  $p_{ult}$ ;  $p'$  的上限是被动土压力  $p_p$ 。所以, 应用非线性弹簧时,  $\Delta p - s$  关系应为图 1 中的实线  $A-B-C$ 。

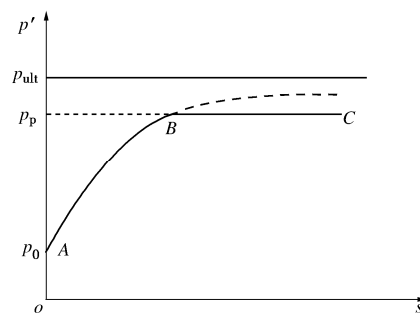


图 1  $p' - s$  关系

Fig. 1 Relationship between  $p'$  and  $s$

(3) 在基坑设计时, 首先采用土层原位测试结果获得非线性计算参数再进行计算分析的思路是正确的。但实际情况是, 土层原位测试方法采用的应力路径与基坑开挖时的应力路径不同; 另外, 由于原位试验测试时的探头尺寸过小, 由此导致的尺寸效应会使试验结果不能直接应用于基坑计算。笔者在研究初期, 也尝试采用原位测试成果直接获取非线性参数, 但由测量值直接计算的参数并不合理。为此, 采用了原位测试方法与基于现场围护结构变形监测值反分析法相结合的方法。应用基于现场监测数据的反分析结果, 对基于原位测试的成果进行修正, 就可以得到基于原位测试成果的非线性弹簧参数, 从而在实际基坑设计计算中在被动区采用非线性土弹簧。在讨论稿中, 肖教授认为影响基坑围护结构变形的因素还包括基坑的平面尺寸、围护结构的刚度和插入比、支撑的形式及布置方式等, 这一点在反分析时已经充分考虑了。比如, 基坑宽度、支撑形式和布置方式通过支撑刚度值来反映; 围护结构刚度和插入比也已经考虑在计算模型中了。通过原位测试和反分析两种方式获取的参数值物理意义是相同的, 并不存在肖教授所言的问题。

实际上, 笔者已经尝试采用非线性土弹簧对有原位测试成果的基坑进行了计算对比。针对田林路下穿隧道的基坑工程, 采用土层的旁压试验成果, 应用原文中的修正方法确定了被动区土弹簧参数, 计算得到的各施工工况的围护变形计算结果见图 2。图中同时给出了采用线弹性土弹簧的计算结果。显然, 采用非线性弹簧的成果更接近工程监测结果, 采用线弹性土弹簧的计算结果表现出不符合实际的“踢脚”变形。这是由于没有考虑小变形时土体“更刚”这个土体非线性特征导致的。

上述分析表明, 采用有两个参数的非线性土弹簧代替仅有一个参数的线性土弹簧, 计算得到的结果更能反映工程实际情况。在积累一定工程经验基础上, 结合一定原位测试, 可以得

到一个地区典型土层的参数指标范围。

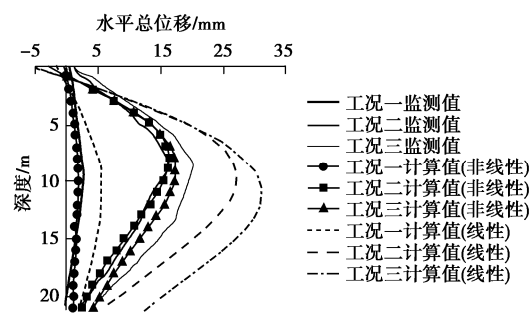


图 2 计算与实测对比

Fig. 2 Comparison between calculated and measured results

参考文献:

[1] 王洪新, 李雪强, 杨石飞, 等. 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[J]. 岩土工程学报, 2020, 42(6): 1032 - 1040. (WANG Hong-xin, LI Xue-qiang, YANG Shi-fei, et al. Nonlinear soil spring model and parameters for calculating deformation of enclosure structure of foundation pits[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, 42(6): 1032 - 1040. (in Chinese))

[2] 肖红菊. 关于“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”的讨论[J]. 岩土工程学报, 2020, 42(12): 2350 - 2351. (XIAO Hong-ju. Discussion on “Nonlinear soil spring model and parameters for calculating deformation of enclosure structure of foundation pits”[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, 42(12): 2350 - 2351. (in Chinese))

《岩土工程学报》

2020 年总目录 (第 42 卷), 第 1~12 期 (总 346~356, 359 期)

第 42 卷, 第 1 期 (总 346), 2020 年 1 月

黄文熙讲座

黄土地层大规模地震液化滑移的机理与风险评估 ..... 王兰民 (1)

论 文

- 微生物处理砂土不排水循环三轴剪切 CFD-DEM 模拟 ..... 蒋明镜, 孙若晗, 李 涛, 杨 涛, 谭亚飞 (20)
- 膨润土膨胀力时程曲线的形态特征及其模拟 ..... 叶为民, 刘樟荣, 崔玉军, 张 召, 王 琼, 陈永贵 (29)
- 基于岩土介质三维孔隙结构的两相流模型 ..... 张鹏伟, 胡黎明, Jay N Meegoda, Michael A Celia (37)
- 优先流作用下的胶体-重金属共迁移试验研究 ..... 张文杰, 李俊涛 (46)
- 基于等效时间的双屈服面三维流变模型 ..... 胡亚元, 丁 盼 (53)
- 堆载作用下土体分层特性对地铁隧道纵向变形的影响研究 ..... 梁发云, 袁 强, 李家平, 张少夏 (63)
- 非饱和砂土及黏土的水-力耦合双屈服面模型 ..... 李 舰, 刘 凯, 尹振宇, 崔玉军, 殷建华 (72)
- 深埋隧道围岩形变压力计算方法研究 ..... 王明年, 王志龙, 张 霄, 赵思光, 刘大刚, 童建军 (81)
- 马蹄形隧道拱脚裂纹对围岩稳定性的影响 ..... 周 磊, 朱哲明, 刘 邦, 邱 豪, 董玉清 (91)
- 双仓综合管廊抗震性能模型试验研究 ..... 仇文岗, 韩 亮, 陈志雄, 冯 立, 丁选明, 刘汉龙 (100)
- 花岗岩残积土原位力学特性的钻探扰动与卸荷滞时效应 ..... 安 然, 黎澄生, 孔令伟, 郭爱国 (109)
- 盾构穿越既有桥梁桩基磨桩技术的研究 ..... 王 哲, 吴淑伟, 姚王晶, 张凯伟, 李 强, 许四法 (117)
- 行波效应下黏弹性地基梁动力响应解析解 ..... 冯 浩, 杨喻声, 禹海涛 (126)
- 考虑注浆圈作用的体外排水隧道渗流场解析研究 ..... 李林毅, 阳军生, 高 超, 夏万友, 麻彦娜 (133)
- 饱和盐渍土的一维蠕变试验与模型研究 ..... 周凤玺, 王立业, 赖远明 (142)
- 基于性能的重力式挡墙地震易损性分析 ..... 朱宏伟, 姚令侃, 赖 军 (150)

短 文

- 单螺旋锚桩水平承载机理试验与理论研究 ..... 胡 伟, 孟建伟, 刘顺凯, 龙诚壁, 姚 琛, 高文华 (158)
- 循环扭剪作用下黄土的动剪切特性试验研究 ..... 邵 帅, 邵生俊, 陈 攀, 袁 浩 (168)
- 不同矿物成分下土样脱附曲线试验研究 ..... 朱赞成, 李纪伟, 林法力, 陈 雾, 孙德安, 刘 藤 (175)
- 隧道开挖对有接头地理管线影响的工程评价方法 ..... 周先成, 俞 剑, 黄茂松 (181)
- 边坡生命周期防灾监测信息整合及可视化云平台数据库建置研究 ..... 王淳谨, 黄治峯, 赖世屏, 张达德 (188)
- 考虑颗粒排列的土体几何迂曲度模型 ..... 颜 瀚, 滕继东, 张 升, 盛岱超 (195)

简 讯

- 第 29 届全国土工测试学术研讨会通知 ..... (45)
- 标准摘录: 出版物上数字用法 (GB/T 15835—2011) 选用汉字数字情形 ..... (36)
- 《岩土工程学报》征订启事 ..... (62)
- 欢迎订阅《勘察科学技术》 ..... (132)
- 本期广告索引 ..... (194)
- 向审稿人致谢 ..... (封 2, 封 4)
- 《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)

第 42 卷, 第 2 期 (总 347), 2020 年 2 月

黄文熙讲座

板桩结构土压力理论的创新与发展 ..... 蔡正银 (201)

## 论 文

- 考虑自重应力和 Hansbo 渗流的饱和黏土一维弹黏塑性固结分析 ..... 刘忠玉, 夏洋洋, 石明生, 张家超, 朱新牧 (221)
- 气压储能地下储气库围岩累积损伤特性数值研究 ..... 蒋中明, 秦双专, 唐 栋 (230)
- 高放废物深地质处置库蒙脱土对铀酰的吸附阻滞行为: 分子模拟研究 ..... 杨 微, 陈仁朋, 康 馨, Ali Zaoui (239)
- 悬浮长芯劲性搅拌桩复合地基固结解析解 ..... 杨 涛, 戴基彤, 王恒栋 (246)
- 适用于弹黏塑性本构模型的修正切面算法 ..... 李 舰, 蔡国庆, 尹振宇 (253)
- 环境湿度与温度对压实膨胀土裂隙发育影响试验研究 ..... 刘观仕, 陈永贵, 曾宪云, 张贵保 (260)
- 利用微生物技术改良泥炭土工程性质试验研究 ..... 桂 跃, 吴承坤, 刘颖伸, 高玉峰, 何 稼 (269)
- 软土地层管幕群顶进的相互作用及闭合姿态的实测分析 ..... 何君佐, 廖少明, 陈立生, 程池浩 (279)
- 弱震情况下高土石坝坝动力参数反演分析 ..... 王茂华, 迟世春, 相 彪, 周雄雄 (289)
- 冻融循环对冻土-混凝土界面冻结强度影响的试验研究 ..... 何鹏飞, 马 巍, 穆彦虎, 董建华, 黄永庭 (299)
- 非水平成层场地上核电结构时域土-结相互作用分析 ..... 陈少林, 张 娇, 郭琪超, 周国良, 刘启方, 王俊泉 (308)
- 低承台 2×2 能量桩基础单桩运行热力耦合特性研究 ..... 方金城, 孔纲强, 孟永东, 许晓亮, 刘红程 (317)
- 基于区间参数反演的重力坝非概率可靠性分析 ..... 魏博文, 占良红, 李火坤, 徐镇凯 (325)
- 基于地震变形易损性的高土石坝抗震安全分析 ..... 靳聪聪, 迟世春, 聂章博 (334)
- 预应力返包式加筋土挡墙的动力响应分析 ..... 卢 谅, 张均均, 马书文, 王宗建, 陈志雄 (344)

## 短 文

- 热传导 CPT 探头的研发与应用 ..... 刘松玉, 郭易木, 张国柱, 周 游 (354)
- 有限土体下考虑土拱效应的非极限主动土压力解 ..... 徐日庆, 徐叶斌, 程 康, 冯苏阳, 申 硕 (362)
- 土体干缩开裂过程的边界效应试验与离散元模拟 ..... 林朱元, 唐朝生, 曾 浩, 王怡舒, 程 青, 施 斌 (372)
- 软黏土中劲性复合桩水平承载特性  $p-y$  曲线研究 ..... 王安辉, 章定文, 谢京臣 (381)
- 基于 XFEM 的土体水力劈裂模拟 ..... 王翔南, 李全明, 于玉贞, 吕 禾 (390)
- 基于 Drucker-Prager 准则的高阶单元自适应上限有限元研究 ..... 孙 锐, 阳军生, 赵乙丁, 杨 峰 (398)

## 简 讯

- 第 29 届全国土工测试学术研讨会通知 ..... (259)
- 标准摘录: 出版物上数字用法(GB/T 15835—2011) 选用阿拉伯数字与汉字数字均可情形 ..... (288)
- 《岩土工程学报》征订启事 ..... (298)
- 本期广告索引 ..... (316)
- 欢迎订阅《勘察科学技术》 ..... (353)
- 《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)

## 第 42 卷, 第 3 期 (总 348), 2020 年 3 月

## 论 文

- 高地震烈度区深厚覆盖砂层液化研究 ..... 蔡正银, 吴诗阳, 武颖利, 张世殊 (405)
- 裂隙岩体含水层六价铬污染的修复 ..... 刘松玉, 刘宜昭, 赵洁丽, 张文伟, 刘 威, 范日东 (413)
- 局部锚杆失效对桩锚基坑支护体系的影响及其机理研究 ..... 郑 刚, 雷亚伟, 程雪松, 李溪源, 王若展 (421)
- 白鹤滩水电站错动带非线性渗透参数的原位试验确定 ..... 周志芳, 李思佳, 王 哲, 郭巧娜, 石安池, 陈 朦, 沈 琪 (430)
- 用 Bayes 法及后验分布极限确定土力学参数 ..... 阮永芬, 魏德永, 杨 均, 高 骏, 刘克文, 彭栓栓 (438)
- 降雨对软土基坑支护结构影响实测及机理研究 ..... 刘 畅, 季凡凡, 郑 刚, 刘 涛, 刘永超 (447)
- 基于微震与电磁辐射联合监测的多元岩爆预警方法研究 ..... 周春华, 李云安, 尹健民, 汪 洋, 周 朝, 郭喜峰 (457)
- 常偏应力剪切条件下砂土失稳模式的离散元模拟 ..... 刘 洋, 樊 猛, 晏洲毅 (467)
- 上部结构-土-隧道相互作用体系振动台试验模型土的设计与试验研究 ..... 谢 军, 包淑贤, 胡英飞, 倪雅静, 李延涛 (476)

地震动强度参数与地铁车站结构动力响应指标分析 .....	钟紫蓝, 申轶尧, 甄立斌, 张成明, 赵 密, 杜修力 (486)
岩石类材料动态强度准则 .....	胡 晶, 姚仰平, 张雪东, 魏迎奇, 张紫涛, 陈祖煜 (495)
昔格达地层隧道局部浸湿失稳特征及突变预测研究 .....	周 平, 王志杰, 侯伟名, 周飞聪, 杜彦良, 冯冀蒙, 徐海岩 (503)
剪胀型土剪胀特性的大数据深度挖掘与模型研究 .....	杨骏堂, 刘元雪, 郑颖人, 何少其 (513)
张开度影响的水平裂隙类岩试件破断试验与分析 .....	曾佳君, 张志军, 张栩栩, 蒲成志 (523)
武汉古河道承压水井流理论及在基坑降水中应用 .....	吕斌泉, 冯晓腊, 熊宗海 (533)
基于矿物晶体模型非均质岩石单轴压缩力学特性研究 .....	刘黎旺, 李海波, 李晓锋, 张国凯, 武仁杰 (542)
群孔微差爆破的地表振动波形预测及其效应分析 .....	刘小鸣, 陈士海 (551)

## 短 文

粗粒料颗粒破碎变化规律大型三轴试验研究 .....	刘萌成, 孟 锋, 王洋洋 (561)
黏性土中裙式吸力基础沉贯与注水拔出试验研究 .....	李大勇, 王栋林, 张雨坤, 高玉峰 (568)
白鹤滩右岸地下厂房顶拱深层变形机理分析 .....	孟国涛, 何世海, 陈建林, 吴家耀, 陈平志, 段兴平 (576)
薄膜压力传感器 (FSR) 曲面土压力测量研究 .....	刘开源, 许成顺, 贾科敏, 张小玲 (584)
初始主应力方向角对饱和珊瑚砂液化特性影响的试验 .....	马维嘉, 陈国兴, 秦 悠, 吴 琪 (592)

## 简 讯

第 29 届全国土工测试学术研讨会通知 .....	(437)
标准摘录: 出版物上数字用法 (GB/T 15835—2011) 选用阿拉伯数字情形 .....	(485)
标准摘录: 出版物上数字用法 (GB/T 15835—2011) 选用汉字数字情形 .....	(502)
标准摘录: 出版物上数字用法 (GB/T 15835—2011) 选用阿拉伯数字与汉字数字均可情形 .....	(560)
《岩土工程学报》征订启事 .....	(575)
本期广告索引 .....	(600)
《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)

## 第 42 卷, 第 4 期 (总 349), 2020 年 4 月

## 论 文

考虑土拱效应影响的路堤荷载下土工格室加筋体变形分析 .....	赵明华, 陈大兴, 刘 猛, 欧 强 (601)
高面板坝堆石体的填筑质量控制指标研究与应用 .....	朱 晟 (610)
位移多点约束法在面板堆石坝精细模拟中的应用研究 .....	魏匡民, 陈生水, 李国英, 米占宽, 傅中志 (616)
生石灰与微生物共同固化过湿性铝尾黏土试验研究 .....	欧孝夺, 莫 鹏, 江 杰, 苏 建, 彭远胜 (624)
频发微小地震下顺层岩质边坡累积损伤及稳定性分析 .....	刘新荣, 许 彬, 刘永权, 王继文, 蔺广义 (632)
黏土中箱筒型基础防波堤静力失稳破坏模式和承载力研究 .....	蒋敏敏, 蔡正银, 肖昭然, 徐光明 (642)
不同微波照射方式下岩石试样的内外升温特征试验 .....	高 峰, 邵 焱, 熊 信, 周科平, 曹善鹏 (650)
高地应力深埋隧道断裂破碎带大变形控制方法现场试验研究 .....	王道远, 刘 佳, 张 连, 袁金秀, 朱永全, 刘 辉, 崔光耀 (658)
盆地内外介质阻抗比对盆地地表地震动及次生 Rayleigh 面波的影响 .....	于彦彦, 丁海平, 刘启方 (667)
黄土自重湿陷变形的多地层离心模型试验方法 .....	米文静, 张爱军, 刘争宏, 刘宏泰 (678)
堆石料流变应变的硬化特性试验研究 .....	周墨臻, 张丙印, 钱晓翔, 孙 逊 (688)
采空区破碎煤岩样压实再次破碎特征的数值模拟研究 .....	张 村, 赵毅鑫, 屠世浩, 张 通 (696)
考虑抗拉强度剪断的非饱和土无限边坡稳定性分析 .....	李梦姿, 蔡国庆, 李 昊, 杨贝贝, 赵成刚 (705)
植物源脲酶诱导碳酸钙固化砂土试验研究 .....	吴林玉, 缪林昌, 孙潇昊, 陈润发, 王呈呈 (714)
卸荷条件下岩石平行偏置双裂隙的扩展规律研究 .....	周子涵, 陈忠辉, 王建明, 年庚乾, 陈 帅, 包 敏 (721)

## 短 文

基于凝胶分形模型膨润土侵蚀质量的计算方法 .....	徐永福 (731)
----------------------------	-----------



基于化学反应动力学方程的一维膨胀时程模型 .....	邹维列, 叶云雪, 韩 仲 (737)
堆石料颗粒破碎特性及 Wan-Guo 硬化法则的修正 .....	孙大伟, 张 亮, 徐志华, 张国栋 (745)
数值流形法在裂纹扩展中的应用 .....	喻志发, 于长一, 刘 丰, 闫澍旺 (751)
不同黏粒含量粉土的微观结构研究 .....	黄春霞, 黄 敏, 蔡 伟, 陈国兴, 刘 畅, 张艳美 (758)
常压至高压下中砂剪切特性及应力-剪胀关系 .....	郝冬雪, 岳 冲, 陈 榕, 任 杰, 陈 孚 (765)
上限法简化模型分析鱼雷锚水平承载力 .....	瑜 璐, 杨 庆, 张金利, 杨 钢 (773)
基于硬脆性岩石特征粒径的锥齿滚刀最优钻压分析 .....	谭 昊, 纪洪广, 曾志远, 刘志强 (782)
层状横观各向同性地基变形问题的一个近似解 .....	朱桂春, 史培新, 王占生 (790)
<b>简 讯</b>	
第 29 届全国土工测试学术研讨会通知 .....	(609)
标准摘录: 标点符号用法 (GB/T 15834—2011) 逗号的定义与用法 (一) .....	(657)
标准摘录: 标点符号用法 (GB/T 15834—2011) 逗号的定义与用法 (二) .....	(677)
标准摘录: 标点符号用法 (GB/T 15834—2011) 顿号的定义与用法 .....	(713)
标准摘录: 标点符号用法 (GB/T 15834—2011) 分号的定义与用法 .....	(744)
《岩土工程学报》征订启事 .....	(781)
本期广告索引 .....	(796)
《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)

## 第 42 卷, 第 5 期 (总 350), 2020 年 5 月

### 论 文

基于 Copula 函数的堆石料非线性强度参数相关性及其分布模型研究 .....	孔宪京, 宋来福, 徐 斌, 邹德高 (797)
基于 KL 展开的可靠度分析方法及其应用 .....	谭晓慧, 董小乐, 费锁柱, 龚文平, 修临天, 侯晓亮, 马海春 (808)
筒型基础-砂土地基动力响应的离心振动台试验研究 .....	刘 润, 李成凤, 练继建, 马鹏程 (817)
疲劳荷载下大理岩累积损伤过程的应变速率响应 .....	蔡燕燕, 唐 欣, 林立华, 陈华龙, 高海东, 李 刚, 俞 缙 (827)
混凝土面板堆石坝面板挠度分布式监测试验 .....	何 斌, 何 宁, 许滨华, 蔡 忍, 邵翰林, 张启灵 (837)
降雨对沟谷状黄土高填方地基增湿影响研究 .....	朱才辉, 李 宁 (845)
可折叠防沉板 $V$ - $M$ 加载模式下不排水承载力研究 .....	孙立强, 刘 松, 付登峰, 齐玉萌, 周 宸 (855)
盾构穿越临近地下挡土结构土压力及沉降影响模型试验 .....	芮 瑞, 何 清, 陈 成, 翟玉新 (864)
考虑土拱发挥过程的非饱和砂土盾构隧道极限支护力计算方法研究 .....	崔蓬勃, 朱永全, 刘 勇, 王庆磊, 潘英东 (873)
盾构隧道二次衬砌合理施作时机模型试验研究 .....	王士民, 陈 兵, 王先明, 鲁茜茜, 阮 雷, 蹇蕴奇 (882)
砂土非共轴本构模型及其在地基承载力方面的应用 .....	王 兴, 孔 亮, 李学丰 (892)
考虑多参数空间变异性的降雨入渗边坡失稳机理及可靠度分析 .....	蒋水华, 刘 贤, 黄发明, 黄劲松 (900)
开放型岩桥裂纹贯通机理及脆性破坏特征研究 .....	陈国庆, 陈 毅, 孙 祥, 王 栋, 秦昌安, 林之恒 (908)
基于 IDA 方法的两层三跨地铁地下结构地震易损性分析 .....	钟紫蓝, 申铁尧, 郝亚茹, 李立云, 杜修力 (916)
基于比拟方程法的桩承式加筋体三维分析方法 .....	李晓龙, 史宏彦 (925)
基于黏聚力模型的土工格栅筋土界面作用模拟方法 .....	陈 榕, 李 博, 郝冬雪, 高宇聪 (934)
黄土中优势通道渗流特征研究 .....	赵宽耀, 许 强, 刘方洲, 张先林 (941)
机械法联络通道施工中主隧道的破洞响应分析 .....	柳 献, 高一民, 张姣龙, 朱瑶宏 (951)

短 文

孔隙尺度下三维多孔介质扩散迂曲度的 SPH 计算 ..... 饶登宇, 白 冰 (961)

岩石高边坡爆破开挖损伤区岩体力学参数弱化规律研究 ..... 杨建华, 代金豪, 姚 池, 蒋水华, 姜清辉 (968)

土体等向固结曲线的 Logistic 模型 ..... 周凤奎, 邵彦平, MUSA Abdallah Ibrahim Ahmed (976)

冲击荷载下类煤岩组合体能量耗散与破碎特性分析 ..... 李成杰, 徐 颖, 叶洲元 (981)

简 讯

第 29 届全国土工测试学术研讨会通知 ..... (807)

标准摘录: 标点符号用法 (GB/T 15834—2011) 冒号的定义与用法 ..... (854)

标准摘录: 标点符号用法 (GB/T 15834—2011) 括号的定义与用法 (一) ..... (891)

标准摘录: 标点符号用法 (GB/T 15834—2011) 括号的定义与用法 (二) ..... (915)

本期广告索引 ..... (975)

《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)

第 42 卷, 第 6 期 (总 351), 2020 年 6 月

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, 朱鸿鹄, 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)

## 第42卷, 第7期(总352), 2020年7月

## 论 文

季冻区渠道湿干冻融离心模拟试验设备的研制 .....	黄英豪, 蔡正银, 朱 锐, 张 晨, 郭万里, 朱 洵, 陈 永 (1181)
考虑上拔荷载影响的水平受荷斜桩 $p-y$ 曲线 .....	曹卫平, 吴奇兴, 夏 冰, 张伟伟 (1189)
饱和盐渍土渗透吸力的回顾及研究 .....	周凤玺, 王立业, 赖远明 (1199)
非饱和土的峰值强度特性及破坏包线模型 .....	徐 筱, 蔡国庆, 李 舰, 赵成刚, 赵春雷 (1211)
细粒铁尾矿的沉积特性与基本物理力学性质试验研究 .....	郭晓霞, 陈之祥, 邵龙潭, 田筱剑 (1220)
非一致激励下长大盾构隧道结构地震响应分析 .....	王国波, 巴 峰, 孙富学, 袁明智, 郝朋飞 (1228)
土工离心试验微型孔压传感器标定方法与影响因素 .....	汤兆光, 王永志, 孙 锐, 王体强, 段雪锋, 王浩然 (1238)
土质边坡可靠性分析的分层非平稳随机场模型 .....	陈朝晖, 黄凯华 (1247)
横观各向同性层状地基上任意形状刚性基础动力响应求解与分析 .....	杨林青, 韩泽军, 林 皋, 周小文, 潘宗泽 (1257)
植被对土质覆盖层水分运移和存储影响试验研究 .....	焦卫国, 詹良通, 季永新, 贺明卫, 刘振男 (1268)
开挖致使古滑坡复活变形机理研究 .....	黄晓虎, 易 武, 龚 超, 黄海峰, 余 庆 (1276)
软硬互层岩质反倾边坡弯曲倾倒离心模型试验与数值模拟研究 .....	黄 达, 马 昊, 孟秋杰, 宋宜祥 (1286)
三峡库区靠椅状土质滑坡变形特征及机制分析 .....	邓茂林, 周 剑, 易庆林, 张富灵, 韩 蓓, 李卓骏 (1296)
大直径 GFRP 抗浮锚杆蠕变试验及蠕变模型 .....	白晓宇, 郑 晨, 张明义, 王永洪, 王海刚 (1304)
水溶性植物胶改性水泥-水玻璃封堵材料试验研究 .....	李召峰, 高益凡, 张 健, 齐延海, 王衍升, 刘 超 (1312)
基于改进差分进化算法的三维边坡锚固位置优化 .....	尹志凯, 卢坤林, 石 峰, 朱大勇 (1322)
南通富水砂性地层地铁深基坑抽水回灌现场试验研究 .....	刘祥勇, 宋享桦, 谭 勇, 景旭成 (1331)
土-水特征曲线对非饱和砂土抗剪强度的影响 .....	翟 钱, 戴国亮, 赵学亮 (1341)
深中通道沉管隧道基槽回淤及边坡稳定性研究 .....	曹影峰, 李兴高, 杨 益 (1350)

## 短 文

高岭土中铅污染物的电动迁移及去除 .....	刘志涛, 庄艳峰 (1359)
面板堆石坝深覆盖层处理技术研究及在河口村水库工程中的应用 .....	邢建营, 关志诚, 吕小龙 (1368)

## 简 讯

2020年黄文熙讲座(第23讲)学术报告会成功举行 .....	(1210)
第29届全国土工测试学术研讨会通知 .....	(1227)
岩土及地下工程教育部重点实验室(同济大学)2020年度开放课题申请指南 .....	(1285)
标准摘录: 标点符号用法(GB/T 15834—2011) 连接号的定义与用法 .....	(1330)
标准摘录: 标点符号用法(GB/T 15834—2011) 引号的定义与用法 .....	(1340)
标准摘录: 标点符号用法(GB/T 15834—2011) 冒号的定义与用法 .....	(1349)
《岩土工程学报》征订启事 .....	(1367)
本期广告索引 .....	(1376)
《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)

第 42 卷, 第 8 期 (总 353), 2020 年 8 月

论 文

振杆密实法处理湿陷性黄土地基试验研究 ..... 刘松玉, 杜广印, 毛忠良, 高常辉, 曾彪, 杨泳, 章定文 (1377)

填充沟对地铁运营引起地基振动隔振效果研究 ..... 蔡袁强, 江乾明, 曹志刚, 袁宗浩, 楼佳悦, 张盈哲 (1384)

冻融条件下加筋碎石桩复合地基路堤性状研究 ..... 陈建峰, 顾子昂, 王兴涛, 牛富俊, 叶观宝, 冯守中 (1393)

缓冲/回填材料——膨润土颗粒及其混合物研究进展 ..... 刘樟荣, 崔玉军, 叶为民, 王琼, 张召, 陈永贵 (1401)

基督城易液化场地震后小应变剪切刚度演化规律研究 ..... 周燕国, 沈涛, 王越, 丁海军 (1411)

平面 P 波入射下海底衬砌隧道地震响应解析分析 ..... 朱赛男, 李伟华, Vincent W Lee, 赵成刚 (1418)

基于双台阵模拟地震空间差动效应的模型箱参数解析 ..... 禹海涛, 陈希卓, 李攀 (1428)

地铁车站结构端部效应影响范围研究 ..... 王国波, 郝朋飞, 孙富学 (1435)

分数阶黏弹性地基中洞周超孔隙水压力消散特性分析 ..... 黄明华, 胡可馨, 赵明华 (1446)

岩土工程简化可靠度设计方法——修正分位数法 ..... 杨智勇, 唐栋, 张蕾, 祁小辉 (1456)

软土区双线盾构施工引起的土体变形及孔压研究 ..... 丁智, 洪哲浩, 冯丛烈, 魏新江, 徐涛, 王涛 (1465)

一种模拟节点达西渗透流速的双重网格多尺度有限单元法 ..... 赵文凤, 谢一凡, 吴吉春 (1474)

基于耐震时程分析法的地下结构抗震性能评价 ..... 钟紫蓝, 甄立斌, 申轶尧, 赵密, 杜修力 (1482)

基于对数骨架曲线的时域本构及其应用 ..... 董青, 苏杰, 周正华, 李小军 (1491)

薄层充填岩石节理剪胀特性试验研究 ..... 肖维民, 余欢, 朱占元, 李锐, 刘伟超 (1499)

基于单试件法的节理岩体抗剪强度参数分析 ..... 邓华锋, 熊雨, 肖瑶, 齐豫, 李涛, 许晓亮 (1509)

考虑蠕变影响的深部煤体分数阶渗透率模型研究 ..... 张雷, 周宏伟, 王向宇, 荣腾龙, 王路军, 车俊, 王雷 (1516)

不同阳离子对泥水盾构泥浆稳定性影响试验研究 ..... 孙金鑫, 钟小春, 付伟, 罗近海, 邓有春 (1525)

管土界面摩擦疲劳效应对深水井口导管贯入阻力的影响 ..... 王腾, 何家龙, 刘锦昆 (1532)

细观结构的非均质性对花岗岩强度及变形影响的颗粒流模拟 ..... 胡训健, 卞康, 谢正勇, 刘建, 陈明, 李冰洋 (1540)

致密砂岩水平井多裂缝扩展及转向规律研究 ..... 夏彬伟, 刘浪, 彭子烨, 高玉刚 (1549)

短 文

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

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

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

简 讯

2020 年黄文熙讲座(第 23 讲)学术报告会成功举行 ..... (1400)

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

《岩土工程学报》征订启事 ..... (1455)

本期广告索引 ..... (1464)

《岩土工程学报》第十二届编委会名单 ..... (扉页 I)

征稿简则 ..... (扉页 II)

第 42 卷, 第 9 期 (总 354), 2020 年 9 月

论 文

基于不排水强度的黏土基坑抗隆起稳定计算方法 ..... 黄茂松, 李奔杉, 唐震, 袁聚云 (1577)

广吸力范围内非饱和原状黄土的力学特性 ..... 孙德安, 徐钱垒, 陈波, 张舟 (1586)

三轴排水剪切下钙质砂的颗粒破碎特性 ..... 张季如, 华 晨, 罗明星, 张弼文 (1593)

软土地铁深基坑倒塌分析 ..... 王立忠, 刘亚竞, 龙 凡, 洪 义 (1603)

重力式劲性复合吸力式沉箱基础竖向抗拔承载特性试验研究 ..... 戴国亮, 朱文波, 龚维明, 竺明星, 万志辉 (1612)

考虑裂缝几何特性和 T 应力的类岩石材料压剪张拉断裂准则 ..... 王俊杰, 黄诗渊, 郭万里, 赵天龙 (1622)

港珠澳大桥拱北隧道施工变形规律分析 ..... 张冬梅, 逢 健, 任 辉, 韩 磊 (1632)

Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> 盐渍原状黄土冻融过程劣化特性试验研究 ..... 许 健, 张明辉, 李彦锋, 武智鹏 (1642)

黏性地层面板式土压平衡盾构刀盘泥饼堵塞试验研究 ..... 方 勇, 王 凯, 陶力铭, 刘鹏程, 邓如勇 (1651)

基于数字钻进技术的岩石强度参数测定试验研究 ..... 王玉杰, 余 磊, 赵宇飞, 曹瑞琅 (1659)

胶-砂粒径比对橡胶砂小应变动力特性的影响 ..... 刘方成, 姚玉文, 补国斌, 景立平, 宾 佳 (1669)

温度对饱和黏性土剪切特性影响的试验研究 ..... 费 康, 周 莹, 付长鄂 (1679)

花岗岩细观破裂特征及宏观尺度效应的颗粒流研究 ..... 孙 闯, 敖云鹤, 张家鸣, 王 帅 (1687)

基于统计损伤原理的岩石加速蠕变模型研究 ..... 刘文博, 张树光, 陈 雷, 孙博一, 路平平 (1696)

易溶盐含量对伊犁原状黄土力学特性的影响规律 ..... 牛丽思, 张爱军, 赵佳敏, 王毓国, 赵庆玉 (1705)

堆石料变形参数的粒径尺寸相关性研究 ..... 邵晓泉, 迟世春 (1715)

残积土孔内剪切试验的强度特性及广义邓肯-张模型研究 ..... 安 然, 孔令伟, 张先伟 (1723)

考虑桩土局部分离的单桩水平瞬态响应分析 ..... 丁肇伟, 宋春雨, 陈龙珠, 孙 红 (1733)

振动作用下碎石桩复合地基渗流理论分析与物理模拟 ..... 刘 凯, 周燕国, 孙政波, 陈云敏 (1742)

基于微结构张量的岩石各向异性弹塑性本构及其应用 ..... 殷 达, 孟庆祥, 徐建荣, 石安池, 吴关叶, 徐卫亚 (1751)

短 文

非饱和土空间分数阶渗流模型的有限差分方法研究 ..... 王 睿, 周宏伟, 卓 壮, 薛东杰, 杨 帅 (1759)

基于 3D 打印研究颗粒形状对砂土宏观力学性质的影响 ..... 康 馨, 陈植欣, 雷 航, 胡黎明, 陈仁朋 (1765)

简 讯

悼念谢定义教授 ..... (封 3)

2021 年黄文熙讲座(第 24 讲)主讲人已经产生 ..... (1585)

2020 年第五届土木工程国际会议 (ICCCIVIL2020) 通知 ..... (1592)

2020 年岩土工程西湖论坛一号通知 ..... (1602)

第三届全国交通岩土工程学术会议一号通知 ..... (1621)

2020 年(第九届)国际桥梁与隧道技术大会暨展览会 ..... (1732)

《岩土工程学报》征订启事 ..... (1750)

本期广告索引 ..... (1764)

《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)

第 42 卷, 第 10 期 (总 355), 2020 年 10 月

论 文

湿干冻融耦合循环作用下渠道劣化过程离心模型试验研究 ..... 蔡正银, 朱 锐, 黄英豪, 张 晨, 郭万里 (1773)

TJ-M1 模拟火壤承载特性的研究 ..... 蒋明镜, 吕 雷, 李立青, 黄 伟 (1783)



冻土毛细-薄膜水分迁移机制及其试验验证 ..... 程 桦, 陈汉青, 曹广勇, 荣传新, 姚直书, 蔡海兵 (1790)

隧道掘进爆破诱发隧道后方开挖段地表振动效应分析 ..... 陈士海, 刘小鸣, 张子华, 林从谋 (1800)

基于变截面孔隙模型描述岩土介质的渗透及持水特性 ..... 张 昭, 程靖轩, 刘奉银, 齐吉琳, 柴军瑞, 李会勇 (1807)

射流联合盾构切削钢筋混凝土仿真与试验 ..... 庄欠伟, 袁一翔, 徐天明, 张 弛 (1817)

横观各向同性冻胀寒区隧道应力与位移的塑性统一解 ..... 张常光, 高本贤, 单冶鹏, 李宗辉 (1825)

高铁地基低黏土矿物泥岩微膨胀性定量评定研究 ..... 薛彦瑾, 王起才, 马丽娜, 张戎令, 李 盛, 张 凯 (1832)

基于污染物击穿时间的填埋场复合衬垫厚度简化设计方法 ..... 张春华, 吴家葳, 陈 赞, 谢海建, 陈云敏 (1841)

深部圆形巷道围岩能量的调整机制及平衡关系 ..... 陈昊祥, 王明洋, 戚承志, 李 杰 (1849)

带地连墙异跨地铁车站结构周围地基液化振动台试验 ..... 王建宁, 杨 靖, 庄海洋, 付继赛, 窦远明 (1858)

正交-等值线法在堆石料细观参数标定中的应用 ..... 王晋伟, 迟世春, 邵晓泉, 赵飞翔 (1867)

正断型断裂模拟及其对山岭隧道影响研究 ..... 汪 振, 钟紫蓝, 赵 密, 杜修力, 黄景琦 (1876)

粒间摩擦对岩土颗粒材料三维力学行为的影响机制 ..... 杨舒涵, 周 伟, 马 刚, 刘嘉英, 漆天奇 (1885)

疏干条件下隧洞涌水量及孔压分布解析研究 ..... 吴 建, 周志芳, 庄 超 (1894)

超固结土中排水圆孔扩张弹塑性 UH 解 ..... 武孝天, 徐永福 (1903)

大豆脲酶诱导碳酸钙沉积与黄原胶联合防风固沙室内试验研究 ..... 吴 敏, 高玉峰, 何 稼, 刘 阳 (1914)

膨胀土裂隙发育的厚度效应试验研究 ..... 骆赵刚, 汪时机, 张继伟, 杨振北 (1922)

模拟海水环境下 MICP 固化钙质砂的力学特性 ..... 李 昊, 唐朝生, 刘 博, 吕 超, 程 青, 施 斌 (1931)

短 文

深水海洋环境下砂土换填地基振冲加固应用研究 ..... 秦志光, 袁晓铭, 牛 犇, 曹振中 (1940)

土石混合体-基岩界面剪切力学特性试验研究 ..... 杨忠平, 蒋源文, 李诗琪, 李 进, 胡元鑫 (1947)

固化/稳定化和软土加固污染土的强度和浸出特性研究 ..... 王 菲, 徐汪祺 (1955)

基于广义 S 变换的不同类型泥石流声波试验研究 ..... 胡至华, 胡雨豪, 马东涛, 袁 路, 李 梅 (1962)

简 讯

2020 年第五届土木工程国际会议 (ICCIVIL2020) 通知 ..... (1799)

2020 年岩土工程西湖论坛一号通知 ..... (1806)

第三届全国交通岩土工程学术会议一号通知 ..... (1840)

《土力学及基础工程实用名词词典》第二版简介 ..... (1902)

《岩土工程学报》征订启事 ..... (1913)

本期广告索引 ..... (1968)

《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)

第 42 卷, 第 11 期 (总 356), 2020 年 11 月

论 文

两种岩土隔震系统的振动台试验研究 ..... 景立平, 尹志勇, 孙海峰, 董 瑞, 徐琨鹏, 李永强 (1969)

膨胀土的水力作用机理及膨胀变形理论 ..... 徐永福 (1979)

膨胀土完全软化强度指标试验研究 ..... 张坤勇, 徐 娜, 陈 恕, ENAMULLAH Baba Kalan, 谢宇飞 (1988)

- 处置库近场膨润土胶体产生及稳定性研究进展 ..... 蔡叶青, 陈永贵, 叶为民, 崔玉军, 陈 宝 (1996)
- 盾构在泡沫混凝土中的接收及现场实测分析 ..... 刘孟波, 廖少明, 陈立生, 赵国强, 徐伟忠 (2006)
- 赋存结构面粉砂质泥岩力学性能弱化机制研究 ..... 张淑坤, 王来贵, 陆 璐, 王树达, 冯佃芝 (2015)
- 基于图像数字技术的砂岩裂隙可视化渗流特性试验研究 ..... 刘 杰, 唐洪宇, 杨渝南, 石 谦, 李 政, 黎 照, 高 进, 兰 俊 (2024)
- 塑料排水板加固软土地基失效案例分析 ..... 张达德, 王淳謹, 方 力 (2034)
- 基于辛体系的筋箍碎石桩受力变形分析 ..... 张 玲, 张旭波, 徐泽宇, 欧 强 (2040)
- 岩石爆破中孔内起爆位置对爆炸能量传输的调控作用研究 ..... 高启栋, 卢文波, 冷振东, 王亚琼, 孙鹏昌, 陈 明 (2050)
- 考虑颗粒黏结效应的非饱和土水-力耦合边界模型 ..... 韩博文, 蔡国庆, 李 舰, 赵成刚 (2059)
- 基于散热的高放废物处置库废物罐间距研究 ..... 周祥运, 孙德安, 林宇亮 (2069)
- 跨断层地下隧洞衬砌结构地震响应及损伤机理研究 ..... 杨步云, 陈俊涛, 肖 明 (2078)
- 正断层错动对围岩-衬砌体系响应影响的离散-连续耦合模拟研究 ..... 马亚丽娜, 崔 臻, 盛 谦, 周光新, 王天强 (2088)
- 引入梯度应力的岩爆预测方法 ..... 何佳其, 吝曼卿, 刘夕奇, 张 兰, 张电吉, 熊 文, 彭亚利 (2098)
- 加筋路堤下刚性桩复合地基若干有限元建模类型分析 ..... 姜彦彬, 何 宁, 汪璋淳, 何 斌, 钱亚俊 (2106)
- 不同变形条件下盾构隧道粘钢加固效果的模型试验研究 ..... 刘学增, 赖浩然, 桑运龙, 段俊铭, 丁 爽 (2115)

## 短 文

- 珊瑚砂蠕变特性的试验研究 ..... 李小梅, 王 芳, 韩 林, 关云飞 (2124)
- 植物-生物聚合物联合加固土的试验研究 ..... 倪 静, 王子腾, 耿雪玉 (2131)
- 三维真土压力盒的设计与应力参数的计算 ..... 陈之祥, 邵龙潭, 李顺群, 郭晓霞, 田筱剑 (2138)
- 一个冻土的渗透系数模型及其验证 ..... 张 升, 颜 瀚, 滕继东, 张 训, 盛岱超 (2146)
- 基于边缘阈值分割的钻孔图像 RQD 自动分析方法研究 ..... 李清波, 杜朋召 (2153)

## 简 讯

- 第 11 届全国工程排水与加固技术研讨会暨港口工程技术交流大会(二号通知) ..... (1978)
- 黄土力学的理论与实践专题学术研讨会(二号通知) ..... (2005)
- 2020 年第五届土木工程国际会议 (ICCCIVIL2020) 通知 ..... (2068)
- 欢迎订阅《勘察科学技术》 ..... (2097)
- 《岩土工程学报》征订启事 ..... (2152)
- 本期广告索引 ..... (2160)
- 《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)

第 42 卷, 第 12 期 (总 359), 2020 年 12 月

## 论 文

- 基于混合物理论的饱和岩石弹塑性模型 ..... 胡亚元 (2161)
- 饱和软黏土的蛋形单面界面模型 ..... 徐日庆, 鞠露莹, 俞建霖, 蒋佳琪, 丁 盼 (2170)
- 含软弱层顺倾岩体边坡锚固地震响应试验研究 ..... 言志信, 刘春波, 龙 哲, 韩 杨, 靳飞飞, 张功会 (2180)

单轴压缩条件下花岗岩声学信号频域特征分析 .....	赵 奎, 杨道学, 曾 鹏, 丁健华, 龚 鹵, 王晓军, 钟 文 (2189)
循环荷载作用下筋箍碎石桩复合地基工作性状试验研究 .....	张 玲, 徐泽宇, 赵明华 (2198)
砂-砾复合地层盾构隧道开挖面稳定模型试验与极限支护压力研究 .....	宋 洋, 王韦颐, 杜春生 (2206)
冲击扰动下滑移型岩爆的模拟试验及机理探讨 .....	邓树新, 王明洋, 李 杰, 张国凯, 王 振 (2215)
高孔隙率砂岩中破坏模式演化的多尺度分析 .....	吴焕然, 刘汉龙, 赵吉东, 肖 杨 (2222)
富水砂层冻结壁形成过程声场响应特征研究 .....	张基伟, 刘书杰, 张 松, 李方政, 韩玉福, 王 磊 (2230)
三层三跨框架式地铁地下车站结构抗震性能水平研究 .....	杨 靖, 云 龙, 庄海洋, 任佳伟, 陈文斌 (2240)
CFRP 加固地铁车站结构中柱地震损伤评价研究 .....	马 超, 王作虎, 路德春, 杜修力 (2249)
叠合式衬砌结构抗外载特性足尺试验与数值研究 .....	李代茂, 严振瑞, 唐欣薇, 莫键豪, 黄鸿浩, 刘庭金 (2257)
盾构隧道“T 字缝”接触应力与防水性能研究 .....	周文锋, 廖少明, 门燕青 (2264)
深埋隧洞硬岩板裂化过程试验研究 .....	胡小川, 苏国韶, 陈冠言, 燕柳斌, 梅诗明 (2271)
砾性土动三轴液化试验橡皮膜顺变性补偿新方法 .....	王 鸾, 孙 锐, 刘荟达, 袁晓铭, 汪云龙 (2281)
超大型深水沉井下沉及渗流的离心模型试验研究 .....	蒋炳楠, 马建林, 王蒙婷, 李蜀南, 周和祥 (2291)
<b>短 文</b>	
盾构隧道下穿引起砌体结构建筑沉降损伤实例研究 .....	陈仁朋, 曾 巍, 吴怀娜, 吴文斌, 刘齐建 (2301)
可控刚性桩与排水体组合型复合地基受力与变形特性的模型试验研究 .....	周志军, 陈昌富, 肖水强 (2308)
岩土工程三轴试验微摩擦荷载传力板的研制及初步应用 .....	王艳丽, 程展林, 潘家军, 徐 晗, 王君雄 (2316)
基于对数动骨架考虑可逆孔压的有效应力本构研究 .....	董 青, 周正华, 苏 杰, 李小军, 郝 冰, 李远东 (2322)
三轴剪切过程中粗粒料颗粒破碎变化规律研究 .....	吴二鲁, 朱俊高, 黄 维, 刘 忠 (2330)
珊瑚砂渗透性的微观机理研究 .....	崔 翔, 朱长歧, 胡明鉴, 汪 稔, 刘海峰 (2336)
基于核磁共振的聚氨酯固化砂土浸水作用分析 .....	王 颖, 刘 瑾, 马晓凡, 祁长青, 卢洪宁 (2342)
<b>讨 论</b>	
关于“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”的讨论 .....	肖红菊 (2350)
对“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”讨论的答复 .....	王洪新, 李雪强, 杨石飞, 路家峰 (2351)
<b>简 讯</b>	
第三届全国软土工程学术会议第一号通知(征文) .....	(2214)
黄土力学的理论与实践专题学术研讨会在西安成功召开 .....	(2221)
新书介绍:《工程艺术大师:卡尔·太沙基》 .....	(2239)
欢迎订阅《勘察科学技术》 .....	(2300)
《岩土工程学报》征订启事 .....	(2329)
本期广告索引 .....	(2335)
2020 年总目录(第 42 卷), 第 1~12 期(总 346~356, 359 期) .....	( I )
《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)

# Chinese Journal of Geotechnical Engineering

## Contents of Vol.42, No. 1~12, (Total No. 346~356, 359) 2020

**Vol. 42, No. 1 (Total No. 346) Jan. 2020**

### HUANG WEN-XI LECTURE

Mechanism and risk evaluation of sliding flow triggered by liquefaction of loess deposit during earthquakes ..... WANG Lan-min (1)

### PAPERS

CFD-DEM simulation of microbially treated sands under undrained consolidated cyclic triaxial tests .....  
..... JIANG Ming-jing, SUN Ruo-han, LI Tao, YANG Tao, TAN Ya-fei-ou (20)

Features and modelling of time-evolution curves of swelling pressure of bentonite .....  
..... YE Wei-min, LIU Zhang-rong, CUI Yu-jun, ZHANG Zhao, WANG Qiong, CHEN Yong-gui (29)

Two-phase flow model based on 3D pore structure of geomaterials .....  
..... ZHANG Peng-wei, HU Li-ming, Jay N Meegoda, Michael A Celia (37)

Investigation of co-migration of heavy metal with colloid under preferential flow ..... ZHANG Wen-jie, LI Jun-tao (46)

Three-dimensional rheological model for double-yield surface based on equivalent time ..... HU Ya-yuan, DING Pan (53)

Influences of soil characteristics on longitudinal deformation of shield tunnels induced by surface surcharge .....  
..... LIANG Fa-yun, YUAN Qiang, LI Jia-ping, ZHANG Shao-xia (63)

Hydro-mechanical double-yield-surface model for unsaturated sand and clay .....  
..... LI Jian, LIU Kai, YIN Zhen-yu, CUI Yu-jun, YIN Jian-hua (72)

Method for calculating deformation pressure of surrounding rock of deep-buried tunnels .....  
..... WANG Ming-nian, WANG Zhi-long, ZHANG Xiao, ZHAO Si-guang, LIU Da-gang, TONG Jian-jun (81)

Influence of arch foot crack on stability of surrounding rock mass in horseshoe-shaped tunnels .....  
..... ZHOU Lei, ZHU Zhe-ming, LIU Bang, QIU Hao, DONG Yu-qing (91)

Model tests on seismic performance of double-box underground utility tunnel .....  
..... ZHANG Wen-gang, HAN Liang, CHEN Zhi-xiong, FENG Li, DING Xuan-ming, LIU Han-long (100)

Effects of drilling disturbance and unloading lag on in-situ mechanical characteristics of granite residual soil .....  
..... AN Ran, LI Cheng-sheng, KONG Ling-wei, GUO Ai-guo (109)

Grinding pile technology of shield tunnels crossing pile foundation of existing bridges .....  
..... WANG Zhe, WU Shu-wei, YAO Wang-jing, ZHANG Kai-wei, LI Qiang, XU Si-fa (117)

Dynamic response of viscoelastic foundation beams under traveling wave effect ..... FENG Hao, YANG Yu-sheng, YU Hai-tao (126)

Analytical study on seepage field of tunnels with external drainage considering effect of grouting rings .....  
..... LI Lin-yi, YANG Jun-sheng, GAO Chao, XIA Wan-you, MA Yan-na (133)

One-dimensional creep tests and model studies on saturated saline soil ..... ZHOU Feng-xi, WANG Li-ye, LAI Yuan-ming (142)

Seismic vulnerability assessment of gravity retaining walls based on performance ..... ZHU Hong-wei, YAO Ling-kan, LAI Jun (150)

### NOTES

Experimental and theoretical researches on horizontal bearing mechanism of single screw anchor pile .....  
..... HU Wei, MENG Jian-wei, LIU Shun-kai, LONG Cheng-bi, YAO Chen, GAO Wen-hua (158)

Experimental study on dynamic shear characteristics of loess under cyclic torsional shearing .....  
..... SHAO Shuai, SHAO Sheng-jun, CHEN Pan, YUAN Hao (168)

Experimental research on desorption curves of soil samples under different mineral compositions .....  
..... ZHU Zan-cheng, LI Ji-wei, LIN Fa-li, CHEN Fen, SUN De-an, LIU Teng (175)

Evaluation method for effect of tunneling on underground jointed pipelines ... ZHOU Xian-cheng, YU Jian, HUANG Mao-song (181)

Cloud database platform of integrated visualization for life-cycle prevention and safety monitoring of slope hazards .....  
..... WANG Chwen-huan, HUANG Chih-fong, LAI Shih-ping, CHANG Ta-The Dave (188)

Model for tortuosity of soil considering geometric arrangement of particles .....  
..... YAN Han, TENG Ji-dong, ZHANG Sheng, SHENG Dai-chao (195)

<b>NEWS</b> .....	(36, 45, 62, 132, 194)
<b>Members of Editorial Board of Chinese Journal of Geotechnical Engineering</b> .....	(head page I)
<b>Invitation for original papers</b> .....	(head page II)

### Vol. 42, No. 2 (Total No. 347) Feb. 2020

#### HUANG WEN-XI LECTURE

Innovation and development of earth pressure theories for sheet-pile structures .....	CAI Zheng-yin (201)
---	---------------------

#### PAPERS

One-dimensional elastic viscoplastic consolidation analysis of saturated clay considering gravity stress and Hansbo's flow .....	LIU Zhong-yu, XIA Yang-yang, SHI Ming-sheng, ZHANG Jia-chao, ZHU Xin-mu (221)
Numerical study on accumulative damage characteristics of underground rock caverns for compressed air energy storage .....	JIANG Zhong-ming, QIN Shuang-zhuan, TANG Dong (230)
Radionuclide adsorption mechanism in buffer materials in high-level radioactive waste container: MD study .....	YANG Wei, CHEN Ren-peng, KANG Xin, Ali Zaoui (239)
Analytical solutions for consolidation of a composite ground with floating stiffened deep cement mixing columns with long core piles .....	YANG Tao, DAI Ji-tong, WANG Heng-dong (246)
Modified cutting-plane integration scheme for elasto-viscoplastic models .....	LI Jian, CAI Guo-qing, YIN Zhen-yu (253)
Effects of ambient air humidity and temperature on crack development of compacted expansive soils .....	LIU Guan-shi, CHEN Yong-gui, ZENG Xian-yun, ZHANG Gui-bao (260)
Improving engineering properties of peaty soil by biogeotechnology .....	GUI Yue, WU Cheng-kun, LIU Ying-shen, GAO Yu-feng, HE Jia (269)
Field investigations on interaction between jacking pipes and closure of pipe roofs in soft ground .....	HE Jun-zuo, LIAO Shao-ming, CHEN Li-sheng, CHENG Chi-hao (279)
Back analysis of dynamic parameters of high earth-rock dam materials under weak earthquakes .....	WANG Mao-hua, CHI Shi-chun, XIANG Biao, ZHOU Xiong-xiong (289)
Experiment study on effects of freeze-thaw cycles on adfreeze strength at frozen soil-concrete interface .....	HE Peng-fei, MA Wei, MU Yan-hu, DONG Jian-hua, HUANG Yong-ting (299)
Time-domain soil-structure interaction analysis of nuclear facilities on non-horizontal layered site .....	CHEN Shao-lin, ZHANG Jiao, GUO Qi-chao, ZHOU Guo-liang, LIU Qi-fang, WANG Jun-quan (308)
Thermo-mechanical coupling characteristics of single energy pile operation in 2×2 pile-cap foundation .....	FANG Jin-cheng, KONG Gang-qiang, MENG Yong-dong, XU Xiao-liang, LIU Hong-cheng (317)
Non-probabilistic reliability analysis of gravity dams based on inversion of interval parameters .....	WEI Bo-wen, ZHAN Liang-hong, LI Huo-kun, XU Zhen-kai (325)
Seismic safety analysis of high earth-rockfill dams based on seismic deformational fragility .....	JIN Cong-cong, CHI Shi-chun, NIE Zhang-bo (334)
Dynamic response of prestressed wrap-reinforced earth retaining walls .....	LU Liang, ZHANG Jun-jun, MA Shu-wen, WANG Zong-jian, CHEN Zhi-xiong (344)

#### NOTES

Development and application of heat conduction CPT probe .....	LIU Song-yu, GUO Yi-mu, ZHANG Guo-zhu, ZHOU You (354)
Method to calculate active earth pressure considering soil arching effect under nonlimit state of clay .....	XU Ri-qing, XU Ye-bin, CHENG Kang, FENG Su-yang, SHEN Shuo (362)
Laboratory characterization and discrete element modeling of desiccation cracking behavior of soils under different boundary conditions .....	LIN Zhu-yuan, TANG Chao-sheng, ZENG Hao, WANG Yi-shu, CHENG Qing, SHI Bin (372)
$p$ - $y$ curves for lateral bearing behavior of strength composite piles in soft clay .....	WANG An-hui, ZHANG Ding-wen, XIE Jing-chen (381)
Hydraulic fracturing simulation of soils based on XFEM .....	WANG Xiang-nan, LI Quan-ming, YU Yu-zhen, LÜ He (390)
Upper bound adaptive finite element method with higher-order element based on Drucker-Prager yield criterion .....	



.....	SUN Rui, YANG Jun-sheng, ZHAO Yi-ding, YANG Feng (398)
<b>NEWS</b> .....	(259, 288, 298, 316, 353)
<b>Members of Editorial Board of Chinese Journal of Geotechnical Engineering</b> .....	(head page I)
<b>Invitation for original papers</b> .....	(head page II)

### Vol. 42, No. 3 (Total No. 348) Mar. 2020

#### PAPERS

Liquefaction of deep overburden layers in zones with high earthquake intensity .....	CAI Zheng-yin, WU Shi-yang, WU Ying-li, ZHANG Shi-shu (405)
Remediation of fractured rock aquifers contaminated by hexavalent chromium .....	LIU Song-yu, LIU Yi-zhao, ZHAO Jie-li, ZHANG Wen-wei, LIU Wei, FAN Ri-dong (413)
Influences and mechanisms of anchor failure on anchored pile retaining system of deep excavations .....	ZHENG Gang, LEI Ya-wei, CHENG Xue-song, LI Xi-yuan, WANG Ruo-zhan (421)
Determination of nonlinear permeability parameters for shear zones in Baihetan Hydropower Station by in-situ tests .....	ZHOU Zhi-fang, LI Si-jia, WANG Zhe, GUO Qiao-na, SHI An-chi, CHEN Meng, SHEN Qi (430)
Determination of soil mechanics parameters based on Bayes method and posterior distribution limit .....	RUAN Yong-fen, WEI De-yong, YANG Jun, GAO Jun, LIU Ke-wen, PENG Shuan-shuan (438)
Measurement and mechanism of influences of rainfall on supporting structures of foundation pits in soft soils .....	LIU Chang, JI Fan-fan, ZHENG Gang, LIU Tao, LIU Yong-chao (447)
Multivariate early warning method for rockbursts based on comprehensive microseismic and electromagnetic radiation monitoring .....	ZHOU Chun-hua, LI Yun-an, YIN Jian-min, WANG Yang, ZHOU Chao, GUO Xi-feng (457)
DEM simulation of instability mode in sand under constant shear drained conditions .....	LIU Yang, FAN Meng, YAN Zhou-yi (467)
Design and experimental research on model soils used for shaking table tests of superstructure-soil-tunnel interaction system .....	XIE Jun, BAO Shu-xian, HU Ying-fei, NI Ya-jing, LI Yan-tao (476)
Ground motion intensity measures and dynamic response indexes of metro station structures .....	ZHONG Zi-lan, SHEN Yi-yao, ZHEN Li-bin, ZHANG Cheng-ming, ZHAO Mi, DU Xiu-li (486)
Dynamic strength criterion for rock-like materials .....	HU Jing, YAO Yang-ping, ZHANG Xue-dong, WEI Ying-qi, ZHANG Zi-tao, CHEN Zu-yu (495)
Local slaking instability characteristics and catastrophic prediction of deep tunnels in Xigeda strata .....	ZHOU Ping, WANG Zhi-jie, HOU Wei-ming, ZHOU Fei-cong, DU Yan-liang, FENG Ji-meng, XU Hai-yan (503)
Deep mining of big data and model tests on dilatancy characteristics of dilatant soils .....	YANG Jun-tang, LIU Yuan-xue, ZHENG Ying-ren, HE Shao-qi (513)
Fracture test and analysis of horizontal fissure rock-like specimens influenced by apertures .....	ZENG Jia-jun, ZHANG Zhi-jun, ZHANG Xu-xu, PU Cheng-zhi (523)
Theory of artesian well flow in ancient river in Wuhan and its application in foundation pit dewatering .....	LÜ Bin-quan, FENG Xiao-la, XIONG Zong-hai (533)
Research on mechanical properties of heterogeneous rocks using grain-based model under uniaxial compression .....	LIU Li-wang, LI Hai-bo, LI Xiao-feng, ZHANG Guo-kai, WU Ren-jie (542)
Prediction and effect analysis of surface vibration waveform for group hole delay blasting .....	LIU Xiao-ming, CHEN Shi-hai (551)

#### NOTES

Evolution of particle crushing of coarse-grained materials in large-scale triaxial tests .....	LIU Meng-cheng, MENG Feng, WANG Yang-yang (561)
Model tests on penetration and extration of modified suction caissons in clay .....	LI Da-yong, WANG Dong-lin, ZHANG Yu-kun, GAO Yu-feng (568)
Mechanism of deep deformation of roof arch of underground powerhouse at right bank of Baihetan Hydropower Station .....	MENG Guo-tao, HE Shi-hai, CHEN Jian-lin, WU Jia-yao, CHEN Ping-zhi, DUAN Xin-ping (576)
Measurement of earth pressures on curved surface of thin film pressure sensor .....	

.....	LIU Kai-yuan, XU Cheng-shun, JIA Ke-min, ZHANG Xiao-ling (584)
Experimental studies on effects of initial major stress direction angles on liquefaction characteristics of saturated coral sand .....	
.....	MA Wei-jia, CHEN Guo-xing, QIN You, WU Qi (592)
<b>NEWS</b> .....	(437, 485, 502, 560, 575, 600)
<b>Members of Editorial Board of Chinese Journal of Geotechnical Engineering</b> .....	(head page I)
<b>Invitation for original papers</b> .....	(head page II)

### Vol. 42, No. 4 (Total No. 349) Apr. 2020

#### PAPERS

Deformation analysis of geocell-reinforced body under embankment load considering soil arch effect .....	
.....	ZHAO Ming-hua, CHEN Da-xing, LIU Meng, OU Qiang (601)
Study and application of control indices for filling quality of high concrete face rockfill dams .....	ZHU Sheng (610)
Application of displacement multi-point constraint refinement method in simulation of concrete-faced rockfill dams .....	
.....	WEI Kuang-min, CHEN Sheng-shui, LI Guo-ying, MI Zhan-kuan, FU Zhong-zhi (616)
Experimental study on solidification of bauxite tailing clay with quicklime and microorganism .....	
.....	OU Xiao-duo, MO Peng, JIANG Jie, SU Jian, PENG Yuan-sheng (624)
Cumulative damage and stability analysis of bedding rock slope under frequent microseisms .....	
.....	LIU Xin-rong, XU Bin, LIU Yong-quan, WANG Ji-wen, LIN Guang-yi (632)
Failure modes and bearing capacity of composite bucket foundation breakwater in clay .....	
.....	JIANG Min-min, CAI Zheng-yin, XIAO Zhao-ran, XU Guang-ming (642)
Rising characteristics of internal and external temperatures of rock specimens under different microwave irradiation modes .....	
.....	GAO Feng, SHAO Yan, XIONG Xin, ZHOU Ke-ping, CAO Shan-peng (650)
Field tests on large deformation control method for surrounding rock of deep tunnel in fault zone with high geostress .....	
.....	WANG Dao-yuan, LIU Jia, ZHANG Chuo, YUAN Jin-xiu, ZHU Yong-quan, LIU Hui, CUI Guang-yao (658)
Effects of impedance ratio between basin sediment and surrounding rock on seismic ground motions and basin-induced Rayleigh waves .....	YU Yan-yan, DING Hai-ping, LIU Qi-fang (667)
Multi-stratigraphic centrifugal model test method for determination of self-weight collapsible deformation of loess .....	
.....	MI Wen-jing, ZHANG Ai-jun, LIU Zhen-hong, LIU Hong-tai (678)
Experimental study on hardening effect of creep in rockfill material .....	
.....	ZHOU Mo-zhen, ZHANG Bing-yin, QIAN Xiao-xiang, SUN Xun (688)
Numerical simulation of compaction and re-breakage characteristics of coal and rock samples in goaf .....	
.....	ZHANG Cun, ZHAO Yi-xin, TU Shi-hao, ZHANG Tong (696)
Stability of infinite unsaturated soil slopes with tensile strength cut-off .....	
.....	LI Meng-zi, CAI Guo-qing, LI Hao, YANG Bei-bei, ZHAO Cheng-gang (705)
Experimental study on sand solidification using plant-derived urease-induced calcium carbonate precipitation .....	
.....	WU Lin-yu, MIAO Lin-chang, SUN Xiao-hao, CHEN Run-fa, WANG Cheng-cheng (714)
Propagation of offset parallel cracks in rock under unloading conditions .....	
.....	ZHOU Zi-han, CHEN Zhong-hui, WANG Jian-ming, NIAN Geng-qian, CHEN Shuai, BAO Min (721)

#### NOTES

Calculation of erosion mass of bentonite based on fractal model for colloids .....	XU Yong-fu (731)
Chemical reaction kinetics based models for describing evolution of one-dimensional expansion with time .....	
.....	ZOU Wei-lie, YE Yun-xue, HAN Zhong (737)
Particle breakage characteristics of rockfill materials and correction of Wan-Guo hardening rule .....	
.....	SUN Da-wei, ZHANG Liang, XU Zhi-hua, ZHANG Guo-dong (745)
Application of numerical manifold method in crack propagation .....	YU Zhi-fa, YU Chang-yi, LIU Feng, YAN Shu-wang (751)
Microstructure of silt with different clay contents .....	
.....	HUANG Chun-xia, HUANG Min, CAI Wei, CHEN Guo-xing, LIU Chang, ZHANG Yan-mei (758)

Shear characteristics and stress-dilation relation of medium sand under normal to high pressures .....	HAO Dong-xue, YUE Chong, CHEN Rong, REN Jie, CHEN Fu (765)
Simplified model for upper bound method to analyze horizontal bearing capacity of torpedo anchors .....	YU Lu, YANG Qing, ZHANG Jin-li, YANG Gang (773)
Optimal drilling pressure of cone-tipped cutters based on characteristic size of hard and brittle rocks .....	TAN Hao, JI Hong-guang, ZENG Zhi-yuan, LIU Zhi-qiang (782)
Approximate solution for deformation problems of transversely isotropic multi-layered soils .....	ZHU Gui-chun, SHI Pei-xin, WANG Zhan-sheng (790)
<b>NEWS</b> .....	(609, 657, 677, 713, 744, 781, 796)
<b>Members of Editorial Board of Chinese Journal of Geotechnical Engineering</b> .....	(head page I)
<b>Invitation for original papers</b> .....	(head page II)

### Vol. 42, No. 5 (Total No. 350) May 2020

#### PAPERS

Correlation and distribution model for nonlinear strength parameters of rockfill based on Copula function .....	KONG Xian-jing, SONG Lai-fu, XU Bin, ZOU De-gao (797)
Reliability analysis method based on KL expansion and its application .....	TAN Xiao-hui, DONG Xiao-le, FEI Suo-zhu, GONG Wen-ping, XIU Lin-tian, HOU Xiao-liang, MA Hai-chun (808)
Centrifugal shaking table tests on dynamic response of bucket foundation-sandy soil .....	LIU Run, LI Cheng-feng, LIAN Ji-jian, MA Peng-cheng (817)
Strain rate response of damage accumulation of marble under fatigue loading .....	CAI Yan-yan, TANG Xin, LIN Li-hua, CHEN Hua-long, GAO Hai-dong, LI Gang, YU Jin (827)
Tests on distributed monitoring of deflection of concrete faces of CFRDs .....	HE Bin, HE Ning, XU Bin-hua, CAI Ren, SHAO Han-lin, ZHANG Qi-ling (837)
Moistening effects of high-fill embankment due to rainfall infiltration in loess gully region .....	ZHU Cai-hui, LI Ning (845)
Undrained capacity of foldable mudmats under combined $V$ - $M$ loading .....	SUN Li-qiang, LIU Song, FU Deng-feng, QI Yu-meng, ZHOU Chen (855)
Model tests on earth pressure and settlement of shield tunnel crossing adjacent underground retaining structures .....	RUI Rui, HE Qing, CHEN Cheng, ZHAI Yu-xin (864)
Calculation of ultimate supporting forces of shield tunnels in unsaturated sandy soils considering soil arching effects .....	CUI Peng-bo, ZHU Yong-quan, LIU Yong, WANG Qing-lei, PAN Ying-dong (873)
Model tests on reasonable construction time of secondary lining of shield tunnel .....	WANG Shi-min, CHEN Bing, WANG Xian-ming, LU Xi-xi, RUAN Lei, JIAN Yun-qi (882)
Three-dimensional non-coaxial constitutive model for sand and its application in bearing capacity of foundation .....	WANG Xing, KONG Liang, LI Xue-feng (892)
Failure mechanism and reliability analysis of soil slopes under rainfall infiltration considering spatial variability of multiple soil parameters .....	JIANG Shui-hua, LIU Xian, HUANG Fa-ming, HUANG Jin-song (900)
Crack coalescence and brittle failure characteristics of open rock bridges .....	CHEN Guo-qing, CHEN Yi, SUN Xiang, WANG Dong, QING Chang-an, LIN Zhi-heng (908)
Seismic fragility analysis of two-story and three-span metro station structures based on IDA method .....	ZHONG Zi-lan, SHEN Yi-yao, HAO Ya-ru, LI Li-yun, DU Xiu-li (916)
3-D analysis method for pile-supported geosynthetic reinforcements based on analog equation method .....	LI Xiao-long, SHI Hong-yan (925)
Simulation for interaction between geogrids and soil by cohesive zone model .....	CHEN Rong, LI Bo, HAO Dong-xue, GAO Yu-cong (934)
Seepage characteristics of preferential flow in loess .....	ZHAO Kuan-yao, XU Qiang, LIU Fang-zhou, ZHANG Xian-lin (941)
Structural response of main tunnel linings during construction of connecting aisle by means of mechanized drilling .....	

.....	LIU Xian, GAO Yi-min, ZHANG Jiao-long, ZHU Yao-hong (951)
<b>NOTES</b>	
Pore-scale SPH simulations of diffusive tortuosity in 3-D porous media .....	RAO Deng-yu, BAI Bing (961)
Weakening laws of rock mass properties in blasting excavation damage zone of high rock slopes .....	
.....	YANG Jian-hua, DAI Jin-hao, YAO Chi, JIANG Shui-hua, JIANG Qing-hui (968)
Logistic model for isotropic consolidation curve of soils .....	ZHOU Feng-xi, SHAO Yan-ping, MUSA Abdallah Ibrahim Ahmed (976)
Energy dissipation and crushing characteristics of coal-rock-like combined body under impact loading .....	
.....	LI Cheng-jie, XU Ying, YE Zhou-yuan (981)
<b>NEWS</b> .....	(807, 854, 891, 915, 975)
<b>Members of Editorial Board of Chinese Journal of Geotechnical Engineering</b> .....	(head page I)
<b>Invitation for original papers</b> .....	(head page II)

### Vol. 42, No. 6 (Total No. 351) June 2020

#### 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)
<b>NEWS</b> .....	(1049, 1150, 1173)
<b>Members of Editorial Board of Chinese Journal of Geotechnical Engineering</b> .....	(head page I)
<b>Invitation for original papers</b> .....	(head page II)

### Vol. 42, No. 7 (Total No. 352) July 2020

#### PAPERS

Development of centrifuge model test equipment for canals in seasonal frozen areas under cyclic action of wetting-drying and freeze-thaw .....	
.....	HUANG Ying-hao, CAI Zheng-yin, ZHU Rui, ZHANG Chen, GUO Wan-li, ZHU Xun, CHEN Yong (1181)
<i>p-y</i> curve of laterally loaded batter piles considering effect of uplift loads .....	
.....	CAO Wei-ping, WU Qi-xing, XIA Bing, ZHANG Wei-wei (1189)
Review and research on osmotic suction of saturated saline soils .....	ZHOU Feng-xi, WANG Li-ye, LAI Yuan-ming (1199)
Peak strength characteristics and failure envelope model of unsaturated soils .....	
.....	XU Xiao, CAI Guo-qing, LI Jian, ZHAO Chen-gang, ZHAO Chun-lei (1211)
Experimental study on sedimentary behavior and basic physical mechanical properties of fine iron tailings .....	
.....	GUO Xiao-xia, CHEN Zhi-xiang, SHAO Long-tan, TIAN Xiao-jian (1220)
Seismic response analysis of long shield tunnels under non-uniform excitation .....	
.....	WANG Guo-bo, BA Feng, SUN Fu-xue, YUAN Ming-zhi, HAO Peng-fei (1228)
Calibration method and effect factors of miniature pore water pressure transducer for geotechnical centrifuge modelling .....	
.....	TANG Zhao-guang, WANG Yong-zhi, SUN Rui, WANG Ti-qiang, DUAN Xue-feng, WANG Hao-ran (1238)
Non-homogeneous random field model for reliability analysis of slopes .....	CHEN Zhao-hui, HUANG Kai-hua (1247)
Solution and analysis for dynamic response of arbitrarily shaped rigid foundation on transversely isotropic layered soil .....	
.....	YANG Lin-qing, HAN Ze-jun, LIN Gao, ZHOU Xiao-wen, PAN Zong-ze (1257)
Experimental study on effects of vegetation on water transport and storage in soil cover .....	
.....	JIAO Wei-guo, ZHANG Liang-tong, JI Yong-xin, HE Ming-wei, LIU Zhen-nan (1268)
Reactivation and deformation mechanism of ancient landslides by excavation .....	
.....	HUANG Xiao-hu, YI Wu, GONG Chao, HUANG Hai-feng, YU Qing (1276)
Centrifugal model test and numerical simulation for anaclinal rock slopes with soft-hard interbedded structures .....	
.....	HUANG Da, MA Hao, MENG Qiu-jie, SONG Yi-xiang (1286)
Characteristics and mechanism of deformation of chair-shaped soil landslides in Three Gorges Reservoir area .....	
.....	DENG Mao-lin, ZHOU Jian, YI Qing-lin, ZHANG Fu-ling, HAN Bei, LI ZHUO Jun (1296)
Creep tests and standard linear solid model for large-diameter glass fiber-reinforced polymer anti-floating anchors .....	
.....	BAI Xiao-yu, ZHENG Chen, ZHANG Ming-yi, WANG Yong-hong, WANG Hai-gang (1304)
Experimental study of water-soluble vegetable gum-modified cement-sodium silicate plugging materials .....	
.....	LI Zhao-feng, GAO Yi-fan, ZHANG Jian, QI Yan-hai, WANG Yan-sheng, LIU Chao (1312)
Optimization of anchorage location of three dimensional slopes based on improved differential evolution algorithm .....	
.....	YIN Zhi-kai, LU Kun-lin, SHI Feng, ZHU Da-yong (1322)
Field tests on groundwater recharge of deep excavations in Nantong water-rich sandy stratum .....	
.....	LIU Xiang-yong, SONG Xiang-hua, TAN Yong, JING Xu-cheng (1331)



Effect of soil-water characteristic curve on shear strength of unsaturated sandy soils .....	ZHAI Qian, DAI Guo-liang, ZHAO Xue-liang (1341)
Back silting and slope stability of foundation trench in Shenzhen-Zhongshan immersed tunnel project .....	CAO Ying-feng, LI Xing-gao, YANG Yi (1350)

## NOTES

Electrokinetic migration and removal of lead pollutants in kaolin .....	LIU Zhi-tao, ZHUANG Yan-feng (1359)
Overburden treatment for concrete face rockfill dams and its application in Hekoucun project .....	XING Jian-ying, GUAN Zhi-cheng, LÜ Xiao-long (1368)

NEWS .....	(1210, 1227, 1285, 1330, 1340, 1349, 1367, 1376)
------------	--

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

Invitation for original papers .....	(head page II)
--------------------------------------	----------------

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

## PAPERS

Field tests on improvement of collapsible loess by vibratory probe compaction method .....	LIU Song-yu, DU Guang-yin, MAO Zhong-liang, GAO Chang-hui, ZENG Biao, YANG Yong, ZHANG Ding-wen (1377)
Vibration-isolation effectiveness of in-filled trench on ground vibration induced by subway operation .....	CAI Yuan-qiang, JIANG Qian-ming, CAO Zhi-gang, YUAN Zong-hao, LOU Jia-yue, ZHANG Ying-zhe (1384)
Behaviour of embankment on composite foundation with geosynthetic-encased stone columns under freeze-thaw condition .....	CHEN Jian-feng, GU Zi-ang, WANG Xin-tao, NIU Fu-jun, YE Guan-bao, FENG Shou-zhong (1393)
Advances in researches on buffer/backfilling materials—bentonite pellets and pellet mixtures .....	LIU Zhang-rong, CUI Yu-jun, YE Wei-min, WANG Qiong, ZHANG Zhao, CHEN Yong-gui (1401)
Post-earthquake evolution of small-strain shear stiffness at liquefiable deposit in Christchurch .....	ZHOU Yan-guo, SHEN Tao, WANG Yue, DING Hai-jun (1411)
Seismic response of undersea lining tunnels under incident plane P waves .....	ZHU Sai-nan, LI Wei-hua, Vincent W Lee, ZHAO Cheng-gang (1418)
Analytical solution for design parameters of model box to simulate seismic spatial variability effect using double-array shaking tables .....	YU Hai-tao, CHEN Xi-zhuo, LI Pan (1428)
Spatial influence scope of end wall of metro station structures .....	WANG Guo-bo, HAO Peng-fei, SUN Fu-xue (1435)
Dissipation characteristics of excess pore-water pressure around tunnels in viscoelastic foundation using a fractional-derivative model .....	HUANG Ming-hua, HU Ke-xin, ZHAO Ming-hua (1446)
Simplified reliability-based design method for geotechnical structures—modified quantile value method .....	YANG Zhi-yong, TANG Dong, ZHANG Lei, QI Xiao-hui (1456)
Soil deformation and excess pore water pressure caused by excavation of twin-bored tunnels in soft soil .....	DING Zhi, HONG Zhe-hao, FENG Cong-lie, WEI Xin-jiang, XU Tao, WANG Tao (1465)
A dual-mesh multiscale finite element method for simulating nodal Darcy velocities in aquifers .....	ZHAO Wen-feng, XIE Yi-fan, WU Ji-chun (1474)
Seismic performance evaluation of underground structures using endurance time analysis .....	ZHONG Zi-lan, ZHEN Li-bin, SHEN Yi-yao, ZHAO Mi, DU Xiu-li (1482)
Time-domain constitutive model based on logarithmic skeleton curve and its application .....	DONG Qing, SU Jie, ZHOU Zheng-hua, LI Xiao-jun (1491)
Experimental study on shear dilatancy characteristics of thinly-infilled rock joints .....	XIAO Wei-min, YU Huan, ZHU Zhan-yuan, LI Rui, LIU Wei-chao (1499)
Shear strength parameters of jointed rock mass based on single test sample method .....	DENG Hua-feng, XIONG Yu, XIAO Yao, QI Yu, LI Tao, XU Xiao-liang (1509)
Fractional permeability model for deep coal considering creep effect .....	ZHANG Lei, ZHOU Hong-wei, WANG Xiang-yu, RONG Teng-long, WANG Lu-jun, CHE Jun, WANG Lei (1516)

- Experimental study on effects of different cations on stability of slurry within slurry shield .....  
 ..... SUN Jin-xin, ZHONG Xiao-chun, FU Wei, LUO Jin-hai, DENG You-chun (1525)
- Influences of friction fatigue effects of conductor-soil interface on penetration resistance of conductor of wellhead in deep water  
 ..... WANG Teng, HE Jia-long, LIU Jin-kun(1532)
- Influence of meso-structure heterogeneity on granite strength and deformation with particle flow code .....  
 ..... HU Xun-jian, BIAN Kang, XIE Zheng-yong, LIU Jian, CHEN Ming, LI Bing-yang (1540)
- Multi-fracture propagation and deflection laws of horizontal wells in tight sandstone .....  
 ..... XIA Bin-wei, LIU Lang, PENG Zi-ye, GAO Yu-gang(1549)

## NOTES

- Development and application of physical simulation test system for small and medium-sized tunnels based on biaxial motor loading  
 ..... LI Yuan-hai, LIU De-zhu, YANG Shuo (1556)
- Size effects of large penetrable bedding fault zone ... ZHANG Chun-sheng, SHEN Jun-liang, CHU Wei-jiang, LIU Ning, SHI An-chi (1564)
- Empirical formula for permeability coefficient of coarse grained soil based on gradation equation and its verification .....  
 ..... BAO Meng-die, ZHU Jun-gao, WU Er-lu, WANG Long, CHEN Ge (1571)

**NEWS** ..... (1400, 1417, 1455, 1464)

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

**Invitation for original papers** ..... (head page II)

## Vol. 42, No. 9 (Total No. 354) Sep. 2020

## PAPERS

- Analysis method for basal stability of braced excavations in clay based on undrained shear strength .....  
 ..... HUANG Mao-song, LI Yi-shan, TANG Zhen, YUAN Ju-yun (1577)
- Mechanical behavior of unsaturated intact loess over a wide suction range ... SUN De-an, XU Qian-lei, CHEN Bo, ZHANG Zhou (1586)
- Behavior of particle breakage in calcareous sand during drained triaxial shearing .....  
 ..... ZHANG Ji-ru, HUA Chen, LUO Ming-xing, ZHANG Bi-wen (1593)
- Collapse of deep excavations for metro lines in soft clay ..... WANG Li-zhong, LIU Ya-jing, LONG Fan, HONG Yi (1603)
- Model tests on uplift bearing capacity of gravitational reinforced composite suction caisson foundation .....  
 ..... DAI Guo-liang, ZHU Wen-bo, GONG Wei-ming, ZHU Ming-xing, WAN Zhi-hui (1612)
- Compression-shear tension fracture criteria for rock-like materials considering geometric characteristics of cracks and T-stresses  
 ..... WANG Jun-jie, HUANG Shi-yuan, GUO Wan-li, ZHAO Tian-long(1622)
- Observed deformation behavior of Gongbei Tunnel of Hong Kong-Zhuhai-Macao Bridge during construction .....  
 ..... ZHANG Dong-mei, PANG Jian, REN Hui, HAN Lei (1632)
- Experimental study on deterioration behavior of saline undisturbed loess with sodium sulphate under freeze-thaw action .....  
 ..... XU Jian, ZHANG Ming-hui, LI Yan-feng, WU Zhi-peng (1642)
- Experimental study on clogging of cutterhead for panel earth-pressure-balance shield tunneling in cohesive strata .....  
 ..... FANG Yong, WANG Kai, TAO Li-ming, LIU Peng-cheng, DENG Ru-yong(1651)
- Experimental study on measurement of rock strength parameters based on digital drilling technology .....  
 ..... WANG Yu-jie, SHE Lei, ZHAO Yu-fei, CAO Rui-lang(1659)
- Effect of particle size ratio of rubber to sand on small strain dynamic characteristics of rubber-sand mixtures .....  
 ..... LIU Fang-cheng, YAO Yu-wen, BU Guo-bin, JING Li-ping, BIN Jia (1669)
- Experimental study on effect of temperature on shear behavior of saturated clays ..... FEI Kang, ZHOU Ying, FU Chang-yun (1679)
- Particle flow of meso-fracture characteristics and macro-scale effect of granites .....  
 ..... SUN Chuang, AO Yun-he, ZHANG Jia-ming, WANG Shuai (1687)
- Accelerated creep model for rock based on statistical damage principle .....  
 ..... LIU Wen-bo, ZHANG Shu-guang, CHEN Lei, SUN Bo-yi, LU Ping-ping(1696)
- Influences of soluble salt content on mechanical properties of Ili undisturbed loess .....  
 ..... NIU Li-si, ZHANG Ai-jun, ZHAO Jia-min, WANG Yu-guo, ZHAO Qing-yu (1705)

Particle size correlation of deformation parameters for rockfill materials .....	SHAO Xiao-quan, CHI Shi-chun (1715)
Mechanical properties and generalized Duncan-Chang model for granite residual soils using borehole shear tests .....	AN Ran, KONG Ling-wei, ZHANG Xian-wei (1723)
Horizontal transient response analysis of single pile considering local separation of pile and soil .....	DING Zhao-wei, SONG Chun-yu, CHEN Long-zhu, SUN Hong (1733)
Theoretical analysis and physical modeling of stone columns-improved ground under shaking loading .....	LIU Kai, ZHOU Yan-guo, SUN Zheng-bo, CHEN Yun-min (1742)
Anisotropic elastoplastic constitutive model based on microstructure tensor and its engineering application .....	YIN Da, MENG Qing-xiang, XU Jian-rong, SHI An-chi, WU Guan-ye, XU Wei-ya (1751)
<b>NOTES</b>	
Finite difference method for space-fractional seepage process in unsaturated soil .....	WANG Rui, ZHOU Hong-wei, ZHUO Zhuang, XUE Dong-jie, YANG Shuai (1759)
Effects of particle shape on mechanical performance of sand with 3D printed soil analog .....	KANG Xin, CHEN Zhi-xin, LEI Hang, HU Li-ming, CHEN Ren-peng (1564)
<b>NEWS</b> .....	(1585, 1592, 1602, 1621, 1732, 1750, 1764)
<b>Members of Editorial Board of Chinese Journal of Geotechnical Engineering</b> .....	(head page I)
<b>Invitation for original papers</b> .....	(head page II)

### Vol. 42, No. 10 (Total No. 355) Oct. 2020

#### PAPERS

Centrifugal model tests on deterioration process of canal under cyclic action of coupling wetting-drying and freeze-thaw .....	CAI Zheng-yin, ZHU Rui, HUANG Ying-hao, ZHANG Chen, GUO Wan-li (1773)
Bearing properties of TJ-M1 Mars soil simulant .....	JIANG Ming-jing, LÜ Lei, LI Li-qing, HUANG Wei (1783)
Migration mechanism of capillary-film water in frozen soil and its experimental verification .....	CHENG Hua, CHEN Han-qing, CAO Guang-yong, RONG Chuan-Xin, YAO Zhi-shu, CAI Hai-bing (1790)
Analysis of surface vibration effect on tunnel excavation section induced by tunneling blasting .....	CHEN Shi-hai, LIU Xiao-ming, ZHANG Zi-hua, LIN Cong-mou (1800)
Variable cross-sectional pore model to describe hydraulic conductivity and water retention behaviors of geotechnical materials ...	ZHANG Zhao, CHENG Jing-xuan, LIU Feng-yin, QI Ji-lin, CHAI Jun-rui, LI Hui-yong (1807)
Simulation and experiment on cutting reinforced concrete with jet combined shield method .....	ZHUANG Qian-wei, YUAN Yi-xiang, XU Tian-ming, ZHANG Chi (1817)
Unified plastic solution for stress and displacement of tunnels in cold regions considering transversely isotropic frost heave .....	ZHANG Chang-guang, GAO Ben-xian, SHAN Ye-peng, LI Zong-hui (1825)
Quantitative evaluation of micro-swelling property for mudstone with low clay minerals in foundations of high-speed railways ...	XUE Yan-jin, WANG Qi-cai, MA Li-na, ZHANG Rong-ling, LI Sheng, Zhang-Kai (1832)
Simplified method for determination of thickness of composite liners based on contaminant breakthrough time .....	ZHANG Chun-hua, WU Jia-wei, CHEN Yun, XIE Hai-jian, CHEN Yun-min (1841)
Mechanism of energy adjustment and balance of rock masses near a deep circular tunnel .....	CHEN Hao-xiang, WANG Ming-yang, QI Cheng-zhi, LI Jie (1849)
Shaking table test on liquefaction characteristics of foundation around a complicated subway station with diaphragm walls .....	WANG Jian-ning, YANG Jing, ZHUANG Hai-yang, FU Ji-sai, DOU Yuan-ming (1858)
Application of orthogonal-contour method in calibration of microscopic parameters of rockfill materials .....	WANG Jin-wei, CHI Shi-chun, SHAO Xiao-quan, ZHAO Fei-xiang (1867)
Simulation of normal fault rupture and its impact on mountain tunnels .....	

- ..... WANG Zhen, ZHONG Zi-lan, ZHAO Mi, DU Xiu-li, HUANG Jing-qi (1876)  
 Mechanism of inter-particle friction effect on 3D mechanical response of granular materials .....  
 ..... YANG Shu-han, ZHOU Wei, MA Gang, LIU Jia-ying, QI Tian-qi (1885)  
 Analytical study on water inflow and pore water pressure of tunnels under drainage .....  
 ..... WU Jian, ZHOU Zhi-fang, ZHUANG Chao (1894)  
 Elasto-plastic solution for drained cavity expansion in over-consolidated soil incorporating three-dimensional unified hardening model  
 ..... WU Xiao-tian, XU Yong-fu (1903)  
 Laboratory study on use of soybean urease-induced calcium carbonate precipitation with xanthan gum for stabilization of desert sand  
 against wind erosion ..... WU Min, GAO Yu-feng, HE Jia, LIU Yang (1914)  
 Thickness effect on crack evolution of expansive soil ..... LUO Zhao-gang, WANG Shi-ji, ZHANG Ji-wei, YANG Zhen-bei (1922)  
 Mechanical behavior of MICP-cemented calcareous sand in simulated seawater environment .....  
 ..... LI Hao, TANG Chao-sheng, LIU Bo, LÜ Chao, CHENG Qing, SHI Bin (1931)

## NOTES

- Vibroflotation method for foundation treatment of replaced sandy soil in deepwater marine environment .....  
 ..... QING Zhi-guang, YUAN Xiao-ming, NIU Ben, CAO Zhen-zhong (1940)  
 Experimental study on shear mechanical properties of soil-rock mixture-bedrock interface .....  
 ..... YANG Zhong-ping, JIANG Yuan-wen, LI Shi-qi, LI Jin, HU Yuan-xin (1947)  
 Strength and leaching performances of stabilized/solidified (S/S) and ground improved (GI) contaminated site soils .....  
 ..... WANG Fei, XU Wang-qi (1955)  
 Experimental study on acoustic waves of different types of debris flow using generalized S transform .....  
 ..... HU Zhi-hua, HU Yu-hao, MA Dong-tao, YUAN Lu, LI Mei (1962)

NEWS ..... (1799, 1806, 1840, 1902, 1913, 1968)

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

Invitation for original papers ..... (head page II)

## Vol. 42, No. 11 (Total No. 356) Nov. 2020

## PAPERS

- Shaking table tests on two geotechnical seismic isolation systems .....  
 ..... JING Li-ping, YIN Zhi-yong, SUN Hai-feng, DONG Rui, XU Kun-peng, LI Yong-qiang (1969)  
 Hydraulic mechanism and swelling deformation theory of expansive soils ..... XU Yong-fu (1979)  
 Experimental study on fully softened shear strength of expansive soil .....  
 ..... ZHANG Kun-yong, XU Na, CHEN Shu, ENAMULLAH Baba Kalan, XIE Yu-fei (1988)  
 Advances in formation of bentonite colloid and its stability in near-field of high-level radioactive waste repository .....  
 ..... CAI Ye-qing, CHE Yong-gui, YE Wei-min, CUI Yu-jun, CHEN Bao (1996)  
 In-situ measurements of shield machine receiving in foamed concrete .....  
 ..... LIU Meng-bo, LIAO Shao-ming, CHEN Li-sheng, ZHAO Guo-qiang, XU Wei-zhong (2006)  
 Weakening effects of occurrence structural plane on mechanical properties of silty mudstone .....  
 ..... ZHANG Shu-kun, WANG Lai-gui, LU Lu, WANG Shu-da, FENG Dian-zhi (2015)  
 Experimental research on visible seepage of sandstone fissure using digital image-based method .....  
 ..... LIU Jie, TANG Hong-yu, YANG Yu-nan, SHI Qian, LI Zheng, LI Zhao, GAO Jin, LAN Jun (2024)  
 An unfunctional case of vertical drains-reinforced soft foundation ..... CHANG Ta-Teh, WANG Chwen-Huan, FANG Li (2034)  
 Stress and deformation analysis of geosynthetic-encased stone columns based on symplectic system .....  
 ..... ZHANG Ling, ZHANG Xu-bo, XU Ze-yu, OU Qiang (2040)  
 Regulating effect of detonator location in blast-holes on transmission of explosion energy in rock blasting .....  
 ..... GAO Qi-dong, LU Wen-bo, LENG Zhen-dong, WANG Ya-qiong, SUN Peng-chang, CHEN Ming (2050)  
 Hydro-mechanical coupling bounding surface model for unsaturated soils considering bonding effect of particles .....  
 ..... HAN Bo-wen, CAI Guo-qing, LI Jian, ZHAO Cheng-gang (2059)

Canister spacing in a high level radioactive nuclear waste repository based on heat conduction .....	ZHOU Xiang-yun, SUN De-an, LIN Yu-liang (2069)
Seismic response and damage mechanism of lining structures for underground tunnels across fault .....	YANG Bu-yun, CHEN Jun-tao, XIAO Ming (2078)
Influences of normal fault dislocation on response of surrounding rock and lining system based on discrete-continuous coupling simulation .....	MA Ya-lina, CUI Zhen, SHENG Qian, ZHOU Guang-xin, WANG Tian-qiang (2088)
New method for introducing gradient stress into rock-burst prediction .....	HE Jia-qi, LIN Man-qing, LIU Xi-qi, ZHANG Lan, ZHANG Dian-ji, XIONG Wen, PENG Ya-li (2098)
Finite element modelling types for rigid pile composite foundation under geosynthetic-reinforced embankment .....	JIANG Yan-bin, HE Ning, WANG Zhang-chun, HE Bin, QIAN Ya-jun (2106)
Model tests on effect of bonded steel plate reinforcement of shield tunnels under different deformation conditions .....	LIU Xue-zeng, LAI Hao-ran, SANG Yun-long, DUAN Jun-ming, DING Shuang (2115)
<b>NOTES</b>	
Experimental study on creep properties of coral sand .....	LI Xiao-mei, WANG Fang, HAN Lin, GUAN Yun-fei (2124)
Experimental study on combined plant-biopolymer method for soil stabilization .....	NI Jing, WANG Zi-teng, GENG Xue-yu (2131)
Design of three-dimensional true earth pressure sensor and calculation of stress parameters .....	CHEN Zhi-xiang, SHAO Long-tan, LI Shun-qun, GUO Xiao-xia, TIAN Xiao-jian (2138)
New model for hydraulic conductivity of frozen soils ...	ZHANG Sheng, YAN Han, TENG Ji-dong, ZHANG Xun, SHENG Dai-chao (2146)
Automatic RQD analysis method based on information recognition of borehole images .....	LI Qing-bo, DU Peng-zhao (2153)
<b>NEWS</b> .....	(1978, 2005, 2068, 2097, 2152, 2160)
<b>Members of Editorial Board of Chinese Journal of Geotechnical Engineering</b> .....	(head page I)
<b>Invitation for original papers</b> .....	(head page II)

### Vol. 42, No. 12 (Total No. 359) Dec. 2020

#### PAPERS

Elastoplastic model for saturated rock based on mixture theory .....	HU Ya-yuan (2161)
Egg-shaped bounding surface model for saturated soft clay ...	XU Ri-qing, JU Lu-ying, YU Jian-lin, JIANG Jia-qi, DING Pan (2170)
Experimental study on seismic response of anchorage of bedding rock slope with weak layer .....	YAN Zhi-xin, LIU Chun-bo, LONG Zhe, HAN Yang, JIN Fei-fei, ZHANG Gong-hui (2180)
Frequency-domain characteristics of acoustic signals of granite under uniaxial compression .....	ZHAO Kui, YANG Dao-xue, ZENG Peng, DING Jian-hua, GONG Cong, WANG Xiao-jun, ZHONG Wen (2189)
Experimental research on behaviors of geogrid-encased stone column-improved composite foundation under cyclic loads .....	ZHANG Ling, XU Ze-yu, ZHAO Ming-hua (2198)
Model tests on stability and ultimate support pressure of shield tunnel in sand-gravel composite stratum .....	SONG Yang, WANG Wei-yi, DU Chun-sheng (2206)
Mechanism and simulation experiment of slip-type rock bursts triggered by impact disturbances .....	DENG Shu-xin, WANG Ming-yang, LI Jie, ZHANG Guo-kai, WANG Zhen (2215)
Multiscale analyses of failure pattern transition in high-porosity sandstones .....	WU Huan-ran, LIU Han-long, ZHAO Ji-dong, XIAO Yang (2222)
Response characteristics of sound fields of stratum frozen wall of water-rich sand during developing process .....	ZHANG Ji-wei, LIU Shu-jie, ZHANG Song, LI Fang-zheng, HAN Yu-fu, WANG Lei (2230)
Seismic performance levels of frame-type subway underground station with three layers and three spans .....	YANG Jing, YUN Long, ZHUANG Hai-yang, REN Jia-wei, CHEN Wen-bin (2240)
Seismic damage evaluation of CFRP-strengthened columns in subway stations .....	MA Chao, WANG Zuo-hu, LU De-chun, DU Xiu-li (2249)
Full-scale model tests and numerical investigations on bearing characteristics of superimposed lining structures under external loads .....	LI Dai-mao, YAN Zhen-rui, TANG Xin-wei, MO Jian-hao, HUANG Hong-hao, LIU Ting-jin (2257)



Contact stress and waterproof capacity of T-joint in shield tunnel ..... ZHOU Wen-feng, LIAO Shao-ming, MEN Yan-qing (2264)

Experimental study on slabbing process of hard rock in deep tunnels .....  
..... HU Xiao-chuan, SU Guo-shao, CHEN Guan-yan, YAN Liu-bin, MEI Shi-ming (2271)

New method to compensate for membrane compliance in dynamic triaxial liquefaction tests on gravelly soils .....  
..... WANG Luan, SUN Rui, LIU Hui-da, YUAN Xiao-ming, WANG Yun-long (2281)

Centrifugal model tests on sinking and seepage of a large deep-water open caisson .....  
..... JIANG Bing-nan, MA Jian-lin, WANG Meng-ting, LI Shu-nan, ZHOU He-xiang (2291)

**NOTES**

Case study of tunneling-induced settlement and damage of masonry buildings .....  
..... CHEN Ren-peng, ZENG Wei, WU Huai-na, WU Wen-bin, LIU Qi-jian(2301)

Model tests on stress and deformation properties of composite foundation with controllable rigid piles and drainage bodies .....  
..... ZHOU Zhi-jun, CHEN Chang-fu, XIAO Shui-qiang(2308)

Development and preliminary application of a microfriction load-transfer plate for triaxial tests in geotechnical engineering .....  
..... WANG Yan-li, CHENG Zhan-lin, PAN Jia-jun, XU Han, WANG Jun-xiong (2316)

Constitutive model for effective stress based on logarithmic skeleton curve considering reversible pore pressure .....  
..... DONG Qing, ZHOU Zheng-hua, SU Jie, LI Xiao-jun, HAO Bing, LI Yuan-dong (2322)

Evolution law of particle breakage of coarse-grained soil during triaxial shearing .....  
..... WU Er-lu, ZHU Jun-gao, HUANG Wei, LIU Zhong (2330)

Microscopic mechanism of permeability of coral sand ... CUI Xiang, ZHU Chang-qi, HU Ming-jian, WANG Ren, LIU Hai-feng(2336)

Immersion effect of polyurethane-reinforced sand based on NMR .....  
..... WANG Ying, LIU Jin, MA Xiao-fan, QI Chang-qing, LU Hong-ning(2342)

**DISCUSSIONS**

Discussion on “Nonlinear soil spring model and parameters for calculating deformation of enclosure structure of foundation pits”  
..... XIAO Hong-ju(2350)

Reply to discussion on “Nonlinear soil spring model and parameters for calculating deformation of retaining structure of foundation pits”  
..... WANG Hong-xin, LI Xue-qiang, YANG Shi-fei, LU Jia-feng (2351)

**NEWS** ..... (2214, 2221, 2239, 2300, 2329, 2335)

**Contents of Vol.42, No.1~12, 2020** (Total No. 346~356, 359) ..... ( I )

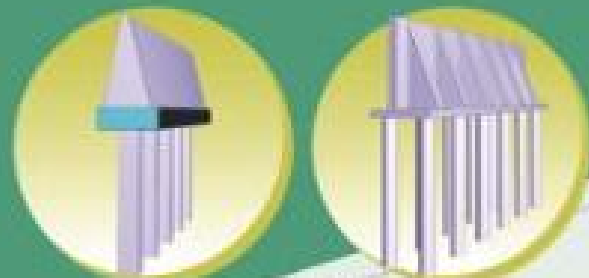
**Members of Editorial Board of Chinese Journal of Geotechnical Engineering** ..... (head page I )

**Invitation for original papers** ..... (head page II )

# 理正岩土桩基托梁挡土墙计算分析软件

桩基托梁挡土墙是由上部挡土墙、中部托梁（托架）及下部桩基组成的一种组合型支护结构，在市政建设软土地区边坡支护中应用广泛。本软件是首个集挡土墙、托梁、桩为一体的整体分析计算软件，主要依据现行最新设计规范，可计算悬臂梁墙、多种截面形式的土压力；可分别进行土压力控制或墙顶能力控制两种模式下的桩基托梁设计；可完成挡土墙抗滑移稳定性验算、抗倾覆稳定性验算、截面强度验算；承台正截面及斜截面承载力验算、桩内力及配筋计算。建模简单，计算快速，设计内容全面，可实现多个组合计算及最不利组合的比选，最终输出图文并茂的计算书。

本软件支持建筑、公路、铁路三大行业，依据各行业最新规范设计，并可做计算参数的自定义配置。可分为桩基模型和抗滑桩模型。



## 桩基模型

主要依据现行规范《建筑桩基技术规范 JGJ 94-2008》，软件桩基部分考虑群桩效应桩的竖向、水平承载力验算；可以考虑地基土液化；Boussinesq理论或Mindlin理论的桩基沉降验算；软弱下卧层的地基承载力验算。

桩基形式可为单排桩或多排桩，形状可为圆形或方形，桩头形状可为扩底或不扩底；承载力性状可为端承摩擦桩、摩擦桩、摩擦端承桩和端承桩；成桩方法可以为非挤土桩、部分挤土桩、挤土桩（穿越饱和土层）和挤土桩（不穿越饱和土层）。

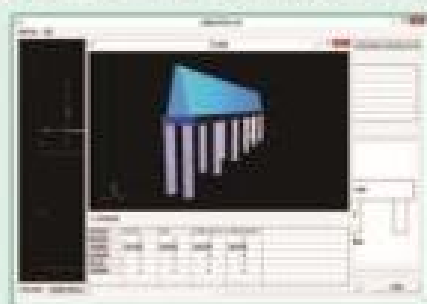
## 抗滑桩模型

主要依据现行规范《建筑边坡工程技术规范 GB 50330-2013》、《公路桥基设计规范 JT-GD30-2015》、《铁路桥基支挡结构设计规范（2009年版修订版）》，软件桩基部分采用有限元方法分析变形和内力。对于支挡结构变形要求严格的情况，还可施加锚索。桩基形式可为单排桩或双排桩，形状可为圆形或矩形。

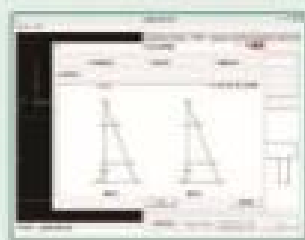
- 支持重力式、衡重式、悬臂式和扶壁式挡墙形式及单排、多排桩基模式；



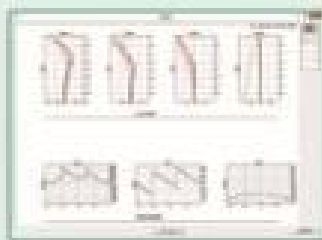
- 提供3D模型查看，可自定义设置查看样式；



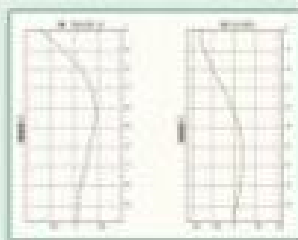
- 输出挡土墙、托梁、桩每步计算的结果，便于及时查看和方案调整；



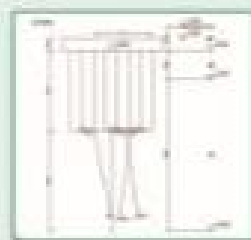
挡土墙土压力



抗滑桩模型桩基连梁内力图



桩基模型桩身内力图



多桩沉降图

- 可以实现多个组合计算及最不利组合的比选，最终输出图文并茂的计算书。



**NARI 南瑞集团**  
NARI GROUP CORPORATION

**水利水电技术分公司**

WATER RESOURCES AND HYDROPOWER TECHNOLOGY COMPANY

# 专于安全监测事业 齐全的产品与服务

自1973年开始一直专业从事工程安全监测技术研究、仪器设备研制和相关技术咨询服 务，获20余项专利、2项软件著作权，生产的产品涵盖了工程安全监测各个领域并已在国内外300多个大中型工程应用。

- 差动电阻式安全监测仪器系列
- 振弦式安全监测仪器系列
- 电容式安全监测仪器系列
- 土石坝安全监测仪器系列
- 电位器式安全监测仪器系列
- DAMS-IV型智能分布式工程安全监测系统
- DSIMS系列大坝安全信息管理网络系统软件
- 真空激光准直测量系统
- 多种类型渗流、渗压、渗漏监测仪器系列
- CCD坐标仪、伺服加速度式测斜仪系列

地址：南京市江宁区诚信大道19号  
电话：025-81085810  
网址：<http://www.sgepri.sgcc.com.cn>

邮编：211106  
传真：025-81085888