

ISSN 1000-4548  
CODEN YGXUEB

# 岩土工程学报

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

第39卷 第12期 (总317期)  
Vol.39 No.12 (Total 317)

12  
(卷终)  
2017

主 办

中国水利学会 中国土木工程学会  
中国力学学会 中国建筑学会  
中国水力发电工程学会 中国振动工程学会

ISSN 1000-4548



12

9 771000 454001



## PLAXIS 2D

## 材料本构模型

- 弹塑性模型
- 墨尔-库仑模型
- 硬化土模型
- 小应变刚度硬化模型
- 软土模型
- 软土蠕变模型
- 修正剑桥模型
- 布克-布朗模型
- 节理岩体模型
- NGI-ADP模型
- 模拟颗粒状土模型 (DPS)
- Sekiguchi-Ohta模型 (SOHUS)

## 建模

- 孔隙地层建模
- 土工试验及参数优化
- 隧道模拟 (so)
- 结构单元 (如地基中土工格栅)
- 真空回填建模
- 形状设计器 (shape)
- 隧道设计器 (TUNNAD)
- DXF, DWG, 3DS 和地形图导入
- 对象拉伸/阵列/交叉/合并
- 模型浏览器 (model browser)
- 估计方法 (estimate function), DPLG, R1, L1
- 并行网格划分

## 计算

- 静力分析
- 自动重新生成施工阶段
- 方便直观的阶段浏览器
- 场应力计算/构造应力场
- 敏感性计算/圆柱分析/安全分析
- 稳态渗透计算工具
- (地基)材料参数/岩石参数/地下水参数
- 安全分析中考虑/不考虑土体/结构单元的强度折减
- 实体单元内力输出
- 等值线图, 云图, 等值面图和不通过

## PLAXIS 3D

## 结果

- 整体计算结果
- 后处理模型浏览器
- 可移动的视窗切割
- 查看合力部署
- 相互拖动和动画生成
- 图形注释
- 动态信息显示
- 应力和位移的真实评估
- 实体单元内力输出
- 等值线图, 云图, 等值面图和不通过

## 静力

- 非线性和土特性的模拟
- 振动测试
- 土体失稳风险评估 (如边坡)
- 水位快速下降分析
- 土石坝 (如溢坝坝体)
- 边坡稳定性分析 (如滑坡/边坡)

## 动力

- 地震模拟
- 单源振动
- 冲击荷载
- 机械或交通振动
- 土-结构动力相互作用
- 结构在地层作用下的响应
- 动力作用下边坡稳定性分析

## 温度 (2D)

- 含水层中粘孔热交换的效率和持水性
- 地下缺陷热存储引起的温度变化
- 基坑工程中由于内支撑的热膨胀导致的支撑内力和围护墙内力
- 人工地温热成因的开挖工程中冻结管周围的温度分布
- 考虑地下管道热膨胀情况下的地表位移和稳定性
- 气候改变对地表温度分布的影响 (如永久冻土地区)
- 评估土层性质的相应变化

## PLAXIS VIP

具备PLAXIS VIP用户可以获得更多版本的Plaxis软件，也可以得到VIP专属功能，还有获得更增值的技术服务。

## VIP扩展功能

- 布壳-布朗模型
- 自由场&柔性基础边界
- 导入CPT记录以生成土层
- 造型脚本API (shapeAPI)
- 突口-太田模型 (Takemoto)

- 实体单元内力输出
- 隧道设计器支持锚杆设计 (so)
- 场应力计算/构造应力场 (so)
- 敏感性分析&参数变化 (so)
- 的求所有边界节点自由度 (so)

- 支持64位内核、多核计算
- 自由度束缚 (so)
- NGI-ADP模型
- 圆形阵列 (so)
- 自由度锁定 (so)

## 增值服务

- 方便快捷的获取最新研发成果
- 获得优先专享的技术支持
- 提供和专家服务的费用折扣
- 便捷灵活的许可管理方式



北京筑信达工程咨询有限公司

地址：北京市石景山区古城南路17号财富工程4层西侧  
电话：010-68802889 服务热线：010-68802880-202  
传真：010-68802881  
网站：[www.jxdz.com](http://www.jxdz.com) 电子邮箱：[info@jxdz.com](mailto:info@jxdz.com)  
邮箱：[info@jxdz.com](mailto:info@jxdz.com)



www.jxdz.com

# 《岩土工程学报》第十二届编委会名单

2016年4月8日 南京

名誉编委:	周 镜	孙 钧	黄熙龄	魏汝龙	谢定义	殷宗泽	
主任:	陈生水						
副主任:	汪小刚	龚晓南	孔令伟	滕延京	陈祖煜	张建民	
编委:	(以汉语拼音为序)						
蔡袁强	蔡正银	曹文贵	陈国兴	陈龙珠	陈仁朋	陈生水	陈卫忠
陈云敏	陈正汉	陈祖煜	程展林	邓 刚	杜修力	范嘉程	冯世进
冯夏庭	高广运	高文生	高玉峰	葛宇甯	龚晓南	何满潮	洪振舜
黄安斌	黄茂松	黄润秋	蒋明镜	孔令伟	赖远明	李广信	李国英
李术才	李万红	李运辉	刘汉龙	刘松玉	卢文波	马 巍	明经平
缪林昌	邵生俊	沈 强	沈水龙	沈小克	施 斌	施建勇	宋二祥
孙德安	滕延京	汪 稔	汪小刚	王复明	王建华	王兰民	王立忠
王明洋	王卫东	王 媛	韦昌富	吴宏伟	谢和平	谢康和	谢永利
徐长节	徐永福	杨春和	杨光华	杨 庆	杨仲轩	姚仰平	于玉贞
俞清瀚	袁晓铭	岳中琦	詹良通	张 嘎	张鸿儒	张建红	张建民
张文忠	章为民	赵明华	郑 刚	郑 宏	郑俊杰	周 成	周创兵
周 健	周小平	朱合华	朱俊高	卓子然			
M. D. Bolton	L. Laloui	X. S. Li	J. Chu	F. H. Lee	H. S. Yu	J. H. Yin	
W. D. Guo	J. C. Chai	J. Han	F. Zhang	Y. J. Cui	Ta-teh Chang		
主编:	蔡正银						
副主编:	汪小刚	杨春和	明经平				
责任编辑:	明经平	周 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39卷第12期(总317) 2017年12月出版

Chinese Journal of Geotechnical Engineering

(Monthly, Started in 1979)

Vol. 39, No. 12 (Total No. 317) Published in Dec. 2017

主 管	中国科学技术协会		
主 办	中国水利学会	中国土木工程学会	
	中国力学学会	中国建筑学会	
	中国水力发电工程学会	中国振动工程学会	
承 办	南京水利科学研究院		
编 辑 出 版	《岩土工程学报》编辑部		
	地址:南京虎踞关34号, 210024		
	电话:(025) 85829534, 85829556 传真:(025) 85829555		
	电子信箱: <a href="mailto:ge@nhri.cn">ge@nhri.cn</a>		
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	<a href="http://www.cgejournal.com">www.cgejournal.com</a>		

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](mailto: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](http://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](http://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所工程实践成果等。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](http://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](mailto:ge@nhri.cn))。

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

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

(4) 署名者应为稿件执笔人或稿件内容的主要责任者。

(5) 稿件可能涉及机密资料时应由作者单位出具非泄密证明。

(6) 凡被海内外正式出版物公开发表或已录用的稿件本刊不再受理。

## 3 稿件选用和清稿体例

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

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

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

(4) 稿件一经发表即付稿酬,并按发表文章页数收取版面费。

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

(6) 本刊版面为A4开本,双栏排版,版芯为25.4 cm×17.8 cm。

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

(8) 图表设计恰当,具自明性;先见引文,后见图表;表名和图名一律中英文并列。表格用三线表。单栏图幅宽为8.0 cm,双栏图幅宽为

17.0 cm。插图比例宜适当,图面宜清晰,线条宜均匀,主线选5号线,坐标线选4号线,辅助线选3号线,图中汉字为小5号宋体字,图中字符务必与正文一致。

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

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

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

a) 专著(普通图书、会议文集、学位论文、报告、汇编等):[参考文献序号] 主要责任者.文献题名:其他题名信息[文献类型标志].其他责任者.版本项.出版地:出版者,出版年:引文页码。

b) 期刊中析出文献:[参考文献序号] 主要责任者.析出文献题名[J].刊名:刊名其他信息,年,卷(期):起止页码。

c) 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[文献类型标志]//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。

d) 国际、国家标准:[参考文献序号] 主要责任者.标准编号 标准名称[S].出版地:出版者,出版年。

e) 专利:[参考文献序号] 专利所有者.专利题名:专利国别,专利号[P].公告日期或公开日期。

f) 电子文献:[参考文献序号] 主要责任者.电子文献题名:其他题名信息[电子文献类型标志/载体类型标志].出版地:出版者,出版年(更新或修改日期)[引用日期].获取和访问路径。

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,不经缩写点。

注:①文献类型标志: M—普通图书, C—会议文集, J—期刊, D—学位论文, R—报告, S—标准, P—专利;②电子文献类型标志: DB—数据库, CP—计算机程序, EB—电子公告;③载体类型标志: MT—磁带, DK—磁盘, CD—光盘, OL—联机网络。

## 4 退 稿

(1) 未录用稿件一般以E-mail发送退稿通知。

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

(3) 退稿不承诺提供审阅意见。

## 5 本刊编辑部

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

另设岩石力学编辑组在中国科学院武汉岩土力学研究所内。地址:武汉市武昌小洪山,邮政编码:430071,电话:(027)87198484。

凡选用稿件均在南京本部统编。有关编辑出版事宜请与南京本部联系。

## 目 次

## 论 文

湛江黏土动剪切模量的结构损伤效应与定量表征 ..... 孔令伟, 臧 濛, 郭爱国 (2149)  
考虑板土相互作用的排水板通水特性试验研究 ..... 朱群峰, 高长胜, 占鑫杰, 张 凌, 杨守华, 明经平 (2158)  
各向异性砂土宏观特性三维离散元分析 ..... 蒋明镜, 张 安, 付 昌, 李 涛 (2165)  
深部岩体隧洞即时型岩爆微震震源体积的分形特征研究 ..... 于 洋, 冯夏庭, 陈炳瑞, 肖亚勋, 丰光亮 (2173)  
水泥掺量和颗粒级配对碎石基床冻融特性影响的试验研究 ..... 王天亮, 宋宏芳, 郭卓豪, 岳祖润, 林永清 (2180)  
烧碱激发钢渣粉在淤泥质土中的试验研究 ..... 吴燕开, 胡晓士, 胡 锐, 石玉斌, 韩 天, 于佳丽 (2187)  
多元不排水长短桩复合地基固结解析解 ..... 杨 涛, 李 超, 阮一舟 (2195)  
三峡库区塔坪H2古滑坡台阶状复活变形的库水-降雨耦合作用机制 ..... 黄 达, 顾东明, 陈智强, 朱 宏, 陈赐金 (2203)  
土工织物散体桩桩体大三轴试验研究 ..... 陈建峰, 王兴涛, 曾 岳, 叶观宝, 冯守中, 李丽华 (2212)  
超大次循环荷载下超固结黏土的长期不排水力学特性研究 ..... 韩 剑, 姚仰平, 尹振宇 (2219)  
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 ..... 杨 平, 陈 瑾, 张尚贵, 万朝栋 (2226)  
后压浆桩增强效应作用机制及荷载沉降关系研究 ..... 戴国亮, 万志辉 (2235)  
基于组合权重-理想点法的应变型岩爆五因素预测分级 ..... 徐 琛, 刘晓丽, 王恩志, 王思敬 (2245)  
复杂结构面缓倾层状岩体边坡破坏机制 ..... 王林峰, 唐红梅, 唐 芬, 叶四桥 (2253)  
水泥固化的风积沙地基扩展基础抗拔试验研究 ..... 盛明强, 乾增珍, 鲁先龙 (2261)  
基于环剪试验的汶川地震大型滑坡启动机理探索 ..... 崔圣华, 裴向军, 王功辉, 黄润秋 (2268)  
回填EPS混合土的防滑悬臂式挡墙地震稳定性分析 ..... 高洪梅, 卜春尧, 王志华, 周 薇, 陈国兴 (2278)  
不同含水饱和度低渗透岩石气体滑脱效应研究 ..... 巢志明, 王环玲, 徐卫亚, 贾朝军, 方应东 (2287)  
弱胶结结构性软黏土力学特性的试验研究 ..... 陈 波, 孙德安, 高 游, 李 健 (2296)  
内源爆炸荷载作用下饱和土中圆形衬砌隧道的瞬态响应解答 ..... 高 盟, 张继严, 王 澄, 晁明颂, 陈青生 (2304)

## 短 文

不同接触状态岩石节理的剪切力学性质试验研究 ..... 唐志成, 王晓川 (2312)  
酸碱环境干湿循环作用下砂岩抗剪强度劣化规律研究 ..... 刘新荣, 袁 文, 傅 晏, 王子娟, 朱乐文, 谢应坤 (2320)  
考虑时效性的静压桩荷载-沉降关系预测方法 ..... 李 林, 李镜培, 孙德安, 张凌翔 (2327)  
不同加载速率下冻结黏土的强度及破坏特性 ..... 栗晓林, 王红坚, 牛永红 (2335)

## 简 讯

第十届全国基坑工程研讨会(第1号征文通知) ..... (2211)  
第七届中国水利水电岩土力学与工程学术研讨会(1号征文通知) ..... (2260)  
第十届全国土动力学学术会议(一号通知) ..... (2286)  
本期广告索引 ..... (2311)  
岩土工程西湖论坛(2018): 岩土工程变形控制设计理论与实践(1号通知) ..... (2319)  
勘误 ..... (2326)  
《岩土工程学报》征订启事 ..... (2334)  
2017年总目录(第39卷), 第1~12期(总304~308, 310~314, 316~317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

Structural damage effect on dynamic shear modulus of Zhanjiang clay and quantitative characterization .....	KONG Ling-wei, ZANG Meng, GUO Ai-guo (2149)
Experimental study on discharge capacity of prefabricated vertical drain considering interaction of PVD and soil .....	ZHU Qun-feng, GAO Chang-sheng, ZHAN Xin-jie, ZHANG Ling, YANG Shou-hua, MING Jing-ping (2158)
Macro and micro-behaviors of anisotropy granular soils using 3D DEM simulation .....	JIANG Ming-jing, ZHANG An, FU Chang, LI Tao (2165)
Fractal characteristics of micro-seismic volume for different types of immediate rock-bursts in deep tunnels .....	YU Yang, FENG Xia-ting, CHEN Bing-rui, XIAO Ya-xun, FENG Guang-liang (2173)
Freeze-thaw characteristics of subgrade macadam fillings influenced by cement content and grain-size composition .....	WANG Tian-liang, SONG Hong-fang, GUO Zhuo-hao, YUE Zu-run, LIN Yong-qing (2180)
Experimental study on caustic soda-activated steel slag powder in muddy soil .....	WU Yan-kai, HU Xiao-shi, HU Rui, SHI Yu-bin, HAN Tian, YU Jia-li (2187)
Analytical solution for consolidation of a composite ground with impervious multi-long-short piles .....	YANG Tao, LI Chao, RUAN Yi-zhou (2195)
Hybrid effects of rainfall and reservoir level fluctuation on old Taping H2 landslide in Wushan County in Three Gorges Reservoir area .....	HUANG Da, GU Dong-ming, CHEN Zhi-qiang, ZHU Hong, CHEN Ci-jin (2203)
Large triaxial compression tests on geosynthetic-encased granular columns .....	CHEN Jian-feng, WANG Xing-tao, ZENG Yue, YE Guan-bao, FENG Shou-zhong, LI Li-hua (2212)
Long-term undrained mechanical behavior of overconsolidated clay under cyclic loading with a large number of cycles .....	HAN Jian, YAO Yang-ping, YIN Zhen-yu (2219)
Whole range monitoring for temperature and displacement fields of cross passage in soft soils by AGF .....	YANG Ping, CHEN Jin, ZHANG Shang-gui, WAN Chao-dong (2226)
Enhanced mechanism and load-settlement relationship of post-grouting piles .....	DAI Guo-liang, WAN Zhi-hui (2235)
Prediction and classification of strain mode rockburst based on five-factor criterion and combined weight-ideal point method .....	XU Chen, LIU Xiao-li, WANG En-zhi, WANG Si-jing (2245)
Failure mechanism of gently inclined bedding rock mass slopes with complex fissures .....	WANG Lin-feng, TANG Hong-mei, TANG Fen, YE Si-qiao (2253)
Uplift load tests on model spread foundations in cement-stabilized aeolian sand .....	SHENG Ming-qiang, QIAN Zeng-zhen, LU Xian-long (2261)
Initiation of a large landslide triggered by Wenchuan earthquake based on ring shear tests .....	CUI Sheng-hua, PEI Xiang-jun, WANG Gong-hui, HUANG Run-qiu (2268)
Seismic stability of anti-sliding cantilever retaining wall with EPS composite soil .....	GAO Hong-mei, BU Chun-yao, WANG Zhi-hua, ZHOU Wei, CHEN Guo-xing (2278)
Gas Klinkenberg effect of low-permeability rocks with different degrees of water saturation .....	CHAO Zhi-ming, WANG Huan-ling, XU Wei-ya, JIA Chao-jun, FANG Ying-dong (2287)
Experimental study on mechanical behavior of weakly structured soft clays .....	CHEN Bo, SUN De-an, GAO You, LI Jian (2296)
Exact solutions for dynamic responses of a cylindrical lined tunnel in saturated soil to internal blast loads .....	GAO Meng, ZHANG Ji-yan, WANG Ying, CHAO Ming-song, CHEN Qing-shen (2304)
<b>NOTES</b>	
Experimental studies on mechanical behaviour of rock joints with varying matching degrees .....	TANG Zhi-cheng, WANG Xiao-chuan (2312)
Deterioration rules of shear strength in sandstones under wetting and drying cycles in acid and alkali environment .....	LIU Xin-rong, YUAN Wen, FU Yan, WANG Zi-juan, ZHU Le-wen, XIE Ying-kun (2320)
Prediction method for time-dependent load-settlement relationship of a jacked pile .....	LI Lin, LI Jing-pei, SUN De-an, ZHANG Ling-xiang (2327)
Strength and failure properties of frozen clay under varying loading rates .....	LI Xiao-lin, WANG Hong-jian, NIU Yong-hong (2335)
<b>NEWS</b> (2211, 2260, 2286, 2311, 2319, 2326, 2334)	
Contents of Vol.39, No.1~12, 2017 (Total No. 304~308, 310~314, 316~317) .....	( I )
Members of Editorial Board of Chinese Journal of Geotechnical Engineering .....	(head page I )
Invitation for original papers .....	(head page II )

DOI: 10.11779/CJGE201712001

# 湛江黏土动剪切模量的结构损伤效应与定量表征

孔令伟<sup>1</sup>, 臧 濛<sup>1, 2</sup>, 郭爱国<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. 武汉轻工大学土木工程与建筑学院, 湖北 武汉 430023)

**摘要:** 湛江黏土是一种具有高结构强度的灵敏性黏土, 其强度包络线在固结围压达到结构屈服应力时存在明显转折, 为了考察小应变条件下该黏土的动剪切模量随围压水平演化规律, 开展了原状样与重塑样在不同围压水平下的共振柱试验与三轴 CU 试验, 探讨考虑土体结构性损伤影响的动剪切模量表征方法。结果表明, 重塑土最大动剪切模量  $G_{\max}$  随有效围压的变化可用 Hardin 公式很好表征, 而原状土  $G_{\max}$  随有效围压的变化呈现先增大后减小特征, 其转折点对应围压大于结构屈服应力, 但最大动剪切模量与不排水剪切强度比值或经孔隙比函数归一化后的最大剪切模量随有效围压变化的转折特征点与结构屈服应力相当。出现上述现象的缘由在于该黏土  $G_{\max}$  同时受土体压硬性的正效应与结构损伤的负效应双重影响, 当固结压力小于结构屈服压力时, 正效应占主导, 反之则相反。针对 Hardin 公式未考虑结构性损伤的影响与难以延伸极端应力水平的不足, 提出具有更广适宜性的描述模式。基于不同固结压力下该黏土的静刚度与微观结构演变性状, 阐明了结构性损伤对其动剪切模量影响的物理机制, 并间接印证了提出表征公式的合理性。

**关键词:** 湛江黏土; 动剪切模量; 结构损伤; 共振柱试验; Hardin 改进公式

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)12-2149-09

**作者简介:** 孔令伟(1967-), 男, 湖北通山人, 博士, 研究员, 博士生导师, 主要从事特殊土的力学特性与灾害防治技术研究。E-mail: [lwkong@whrsm.ac.cn](mailto:lwkong@whrsm.ac.cn)。

## Structural damage effect on dynamic shear modulus of Zhanjiang clay and quantitative characterization

KONG Ling-wei<sup>1</sup>, ZANG Meng<sup>1, 2</sup>, GUO Ai-guo<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. School of Civil Engineering and Architecture, Wuhan Polytechnic University, Wuhan 430023, China)

**Abstract:** The Zhanjiang clay is a kind of sensitive clay with high structural strength, whose failure envelope has a significant breakpoint when the confining pressure reaches the structural yield stress. The resonant column tests and CU triaxial tests are performed on undisturbed and remoulded specimens to investigate the evolution rules of dynamic shear modulus with confining pressure under small strain, and the characterization method for dynamic shear modulus considering the structural damage effect is also discussed. The results show that the values of  $G_{\max}$  of remoulded and undisturbed specimens with the confining pressure are different: the former can be well described by the formula of Hardin, while the latter increases initially then decreases; and confining pressure at the turning points are higher than the yield stress, however, the turning points of the ratio of shear modulus to shear strength or the normalized shear modulus by the void ratio function with confining pressure are close to the yield stress. The reason is that the values of  $G_{\max}$  of the structured clay are influenced by both the positive effect of compressive hardening and the negative effect of structural damage, and the former is predominant when the confining pressures are less than the yield stress, otherwise it is opposite. Focusing on the deficiencies of the formula of Hardin without considering the structural damage effect and difficultly extending to the extreme stress level, a widely suitable expression mode is proposed. Based on the change of static rigidity and microstructure of Zhanjiang clay with consolidation pressure, the physical mechanism of influence of structural damage on dynamic shear modulus is illustrated, and the rationality of the proposed formula is confirmed indirectly.

**Key words:** Zhanjiang clay; dynamic shear modulus; structural damage; resonant column test; modified formula of Hardin

## 0 引言

动剪切模量作为土动力特性的重要参数, 在土体

基金项目: 国家自然科学基金项目(51179186, 41372314)

收稿日期: 2016-09-26

动力分析和场地地震安全性评价中具有重要作用, 如何确定动剪切模量是土动力学长期关注的问题之一。原位测试法确定动剪切模量是以波动理论为依据, 通过量测剪切波速获得, Ku 等<sup>[1]</sup>建立了现场剪切波速数据库, 通过小应变剪切模量评估土体应力历史及沉积地质年代; 共振柱试验是室内测定土体小应变剪切模量最为可靠的方法, Senetakis 等<sup>[2]</sup>在试验基础上, 指出小应变下土体振动响应与颗粒接触形态以及微观机制密切关联; 在工程实践中, 则可由土的物理参数和应力状态根据经验公式估算, 因 Hardin 公式能较好反映超固结比、孔隙比和有效应力对小应变剪切模量  $G_{\max}$  的影响, 迄今在国内外应用最为广泛<sup>[3]</sup>。

结构性黏土分布广泛, 其工程特性均与其结构性关联, 而土体的结构性损伤又受其应力状态制约, 迄今关注结构损伤对黏土动剪切模量的影响很少。Park<sup>[4]</sup>通过统计, 将各类土初始动剪切模量与围压的关系归纳为幂函数; Kagawa<sup>[5]</sup>通过测试 5 个场地海积软土的动剪切模量与阻尼比, 发现其最大剪切模量  $G_{\max}$  与有效围压  $s$  成正比。对于大多数砂土、粉土及软土而言, 其动剪切模量随固结压力增大而增大, 业内已形成共识。但结构性土的力学特性在承受低于和高于结构屈服应力时, 力学性状差异较大<sup>[6-7]</sup>, 其动剪切模量变化规律是否在结构屈服前后相一致, 鲜见报道。事实上, 随着平均应力增大, 土体的结构性会发生不同程度的损伤, Hardin 公式在计算小应变剪切模量  $G_{\max}$  时, 仅考虑有效应力增长引起  $G_{\max}$  增加, 其实质是反映土体压硬性的效应, 并未关注结构性的影响, 而结构性作为黏土的固有属性, 其损伤演变过程必然影响其强度和刚度, Hardin 公式是否完全适用于计算结构性土的小应变剪切模量尚值得深究。

湛江市是中国重点抗震设防城市之一, 历史上曾发生过多次烈度 6~7 度的中强震, 且具有震源浅、震感强的特点, 而工程建设的抗震设计均涉及以强结构性著称的湛江组灰色黏土地层, 以往多侧重于其微观结构与静力学特性探讨<sup>[7-9]</sup>, 对其动力特性认知尚处于探索阶段<sup>[10]</sup>。为了揭示湛江黏土在小应变动剪切模量  $G_{\max}$  随固结应力的演化规律, 本文开展了其原状样和重塑样在不同应力水平下的共振柱试验与三轴 CU 试验, 探讨该黏土动剪切模量与其结构损伤的关联性及

表 1 湛江黏土基本物理力学性质指标平均值与颗粒组成

Table 1 Physical and mechanical average indexes and grain-size distribution of Zhanjiang clay

重度 $g$ ( $\text{kN} \cdot \text{cm}^{-3}$ )	含水率 $w/\%$	孔隙 比 $e$	液限 $w_L/\%$	塑限 $w_p/\%$	塑性 指数 $I_p$	竖向渗透 系数 $K$ ( $10^{-8} \text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$ )	原状土无侧限抗 压强度 $q_u/\text{kPa}$	灵敏 度 $S_t$	结构屈服 应力 $s_k$ /kPa	颗粒组成/%		
										$>0.05$ /mm	$0.005 \sim 0.05$ /mm	$0.002 \sim 0.005$ /mm
17.2	57.4	1.46	60.5	28.2	32.3	1.74	133.0	7.2	400	6.5	37.4	21.9
												34.2

表征方法, 并应用原状样在不同固结压力下的静刚度与微观结构演变性状分析结构性损伤对其动剪切模量影响的物理机制。

## 1 湛江黏土的基本性质与变形强度特征

### 1.1 基本特性

土样取自湛江市霞山区, 埋深为 15.0~20.0 m。表 1 为其物理力学性质及颗粒组成。X-衍射测试的矿物组成: 原生矿物石英占 34%、长石占 4%, 次生黏土矿物占 62%; 在次生黏土矿物中, 蒙脱石占 10%, 绿泥石占 35%, 伊利石占 35%, 高岭石占 20%。可见, 该黏土含水率与孔隙比均很高, 黏粒含量超过 50.0%, 无侧限抗压强度达 133.0 kPa, 具有不良的物理特性与较好的力学特性, 黏土矿物为其黏粒组的主要成分。

### 1.2 变形强度特征

湛江原状土采用固定活塞的薄壁取土器取得, 重塑土采用揉搓法备样, 图 1 为原状湛江黏土压缩曲线, 其  $e - \lg s$  曲线具有结构性黏土的分段式变形典型特征, 其结构屈服应力高达 400 kPa, 灵敏度达 7.2, 说明天然湛江黏土是一种强结构性的灵敏性黏土。

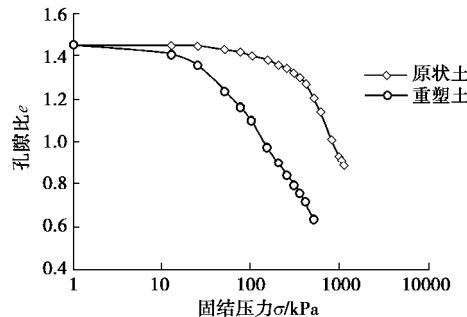


图 1 湛江黏土压缩试验曲线

Fig. 1 Compression curves of Zhanjiang clay

原状样和重塑样 CU 试验的应力 - 应变曲线如图 2 所示, 当固结围压小于 400 kPa 时, 原状土的应力 - 应变曲线呈现应变软化性状, 破坏时的应变为 3%~5%, 且伴有明显残余强度段; 当固结围压增大到 800 kPa, 其应力 - 应变关系表现为硬化型; 而重塑土的应力 - 应变性状则表现为轻微应变软化和应变硬化特征, 且在固结围压小于结构屈服应力时, 原状土峰值强度高于重塑土, 反之则相反。

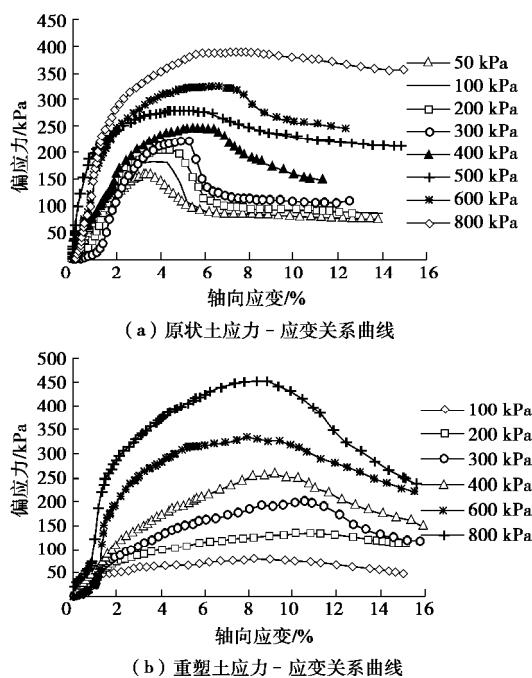


图2 湛江黏土应力-轴向应变曲线

Fig. 2 Stress-axial strain relation curves of Zhanjiang clay

图3为原状土和重塑土由CU试验获得的总应力强度包络线, 其强度指标如表2所示。可见, 湛江黏土在不同应力水平下原状土的摩尔强度包络线存在明显转折点, 而重塑土的强度包络线表现为一条直线。原因是当围压小于结构屈服应力时, 原状土的变形小, 固结压密作用不明显, 结构强度发挥主导作用; 当固结压力大于结构屈服应力时, 其结构性逐渐破损, 土体显著压密, 包络线出现转折, 导致其强度指标在结构屈服应力前后不同, 结构屈服应力前的黏聚力远大于结构屈服应力后, 而摩擦角则有所提高。重塑土呈现较高强度指标是因固结体变大于原状土, 体现土体的压硬性效应。这些都表明从原状土结构破损到重塑土是一个渐变的过程, 经历了黏聚力的丧失和摩擦力的增长, 是一个此消彼长的过程。

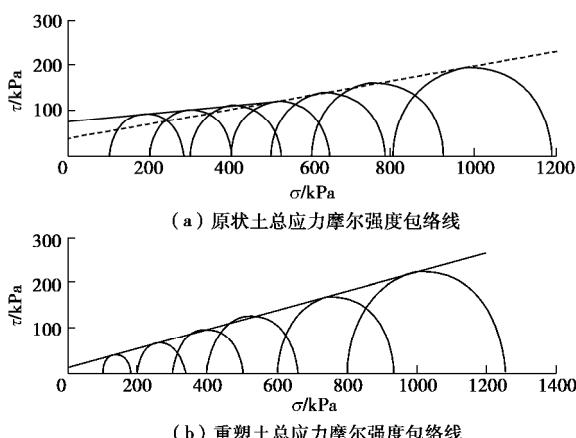


图3 湛江黏土强度包络线

Fig.3 Strength envelope curves of Zhanjiang clay

表2 湛江黏土抗剪强度指标

Table 2 Shear strength parameters of Zhanjiang clay

土样	结构屈服前		结构屈服后	
	$c_1/\text{kPa}$	$\varphi_1/(\text{°})$	$c_2/\text{kPa}$	$\varphi_2/(\text{°})$
原状土	75.6	5.0	39.6	9.1
重塑土	14.3	11.9	14.3	11.9

## 2 湛江黏土共振柱试验与动剪切模量结构损伤效应

### 2.1 试验方法与试验结果

共振柱试验在英国GDS公司生产Stokoe共振柱(RCA)上完成(图4), 试验采用分级等压固结, 在每级排水固结完成后量测变形与排水量, 并逐级增加振动应力, 测试扭转方向的自振频率和相应剪应变, 再切断动力, 测试土体振动衰减曲线。根据试样的体积与孔隙比变化, 由式(1)计算动剪切模量, 然后继续下一级围压试验, 直至试验完成。

$$G=r\left(\frac{2\pi fH}{b}\right)^2, \quad (1)$$

式中,  $G$  为土样的动剪切模量,  $r$  为土样的质量密度,  $f$  为扭转振动共振频率,  $H$  为土样的高度,  $b$  为扭转振动频率方程的特征值。

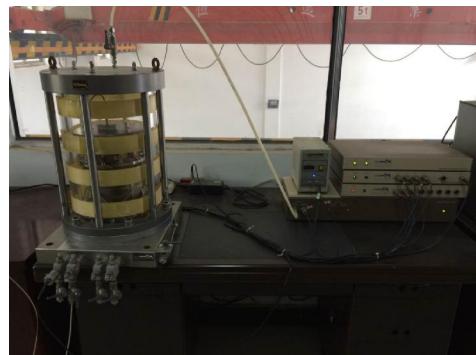


图4 GDS 共振柱(RCA)测试系统

Fig. 4 GDS resonant column (RCA) test system

试样尺寸为直径50 mm、高100 mm, 试验前预先抽气真空饱和再进行反压饱和, 当饱和度达98%且固结完成后进行共振柱试验, 原状样各级有效围压分别控制为50, 100, 200, 300, 400, 500, 600, 700, 800, 900 kPa, 重塑样则控制为100, 200, 400, 600, 800 kPa。

图5为在不同固结压力下量测获得的动剪切模量 $G$ 与剪应变 $g$ 的关系曲线, 不难看出,  $G$ 随着 $g$ 的增大而逐渐减小, 当 $g$ 较小时,  $G$ 减小较缓慢, 而当 $g$ 增大到一定程度,  $G$ 衰减加快。类比原状土和重塑土在不同围压下的试验曲线, 发现原状土和重塑土 $G$ 随

围压变化规律并不一致,重塑土  $G-g$  曲线随围压增大呈现单调增长特征,如图 5 (b) 所示;而图 5 (a) 原状土  $G-g$  曲线则随围压增大呈现先增大后减小的异常性状,在围压为 600 kPa 时开始降低,且该围压大于结构屈服应力 400 kPa,该种现象在以往文献中尚少见报道。

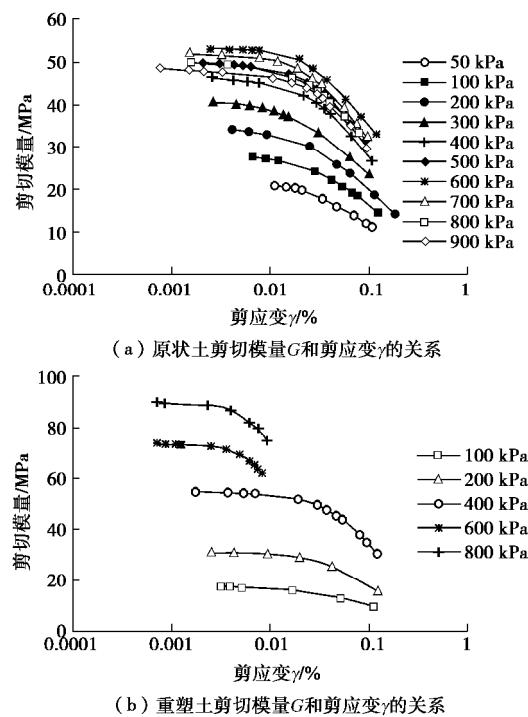


图 5 湛江黏土剪切模量  $G$  和剪应变  $g$  关系曲线

Fig. 5 Shear modulus  $G$ -shear strain  $g$  relation curves of Zhanjiang clay

## 2.2 最大动剪切模量与围压应力水平的关系

根据图 5 的曲线变化规律,可以假定湛江黏土在小幅振动荷载作用下,其动应力-应变关系也符合 Hardin-Drnevich 双曲线规律,则其动剪应力  $t$  和剪应变幅值  $g$  的关系可采用式(2)描述,由此可得式(3)所示的动剪切模量表述式。

$$t = \frac{g}{a+bg} \quad , \quad (2)$$

$$G = \frac{1}{a+bg} \quad , \quad (3)$$

式中,  $a$ ,  $b$  为试验参数。

由式(3)拟合图 5 试验结果,可得到图 6 所示  $1/G-g$  关系曲线,则最大动剪模量值为  $G_{\max} = 1/a$ , 原状土和重塑土在不同固结围压水平下的孔隙比  $e$  和最大动剪切模量  $G_{\max}$  如表 3 所示。

由表 3 容易得到如图 7 所示的湛江黏土最大动剪切模量  $G_{\max}$  与固结围压  $s$  关系,不难发现,原状土最大动剪切模量  $G_{\max}$  随围压增大呈现出先增大后减小

的变化特性,当围压达到 600 kPa 时开始降低,该转折点对应围压大于结构屈服应力 400 kPa,而重塑土  $G_{\max}$  随围压增大而呈现单调增大规律。此外,在相同固结围压条件下,当固结压力较小时,原状土  $G_{\max}$  大于重塑土,而当固结压力达到较高水平时,原状土  $G_{\max}$  却低于重塑土。结合图 2 与表 2 的三轴 CU 试验结果,说明在小围压固结条件下,原状土最大剪切模量  $G_{\max}$  和不排水峰值强度  $S_u$  均高于重塑土,当围压高于结构屈服应力后,重塑土的固结效应显著,呈现出较高的刚度与强度特性。

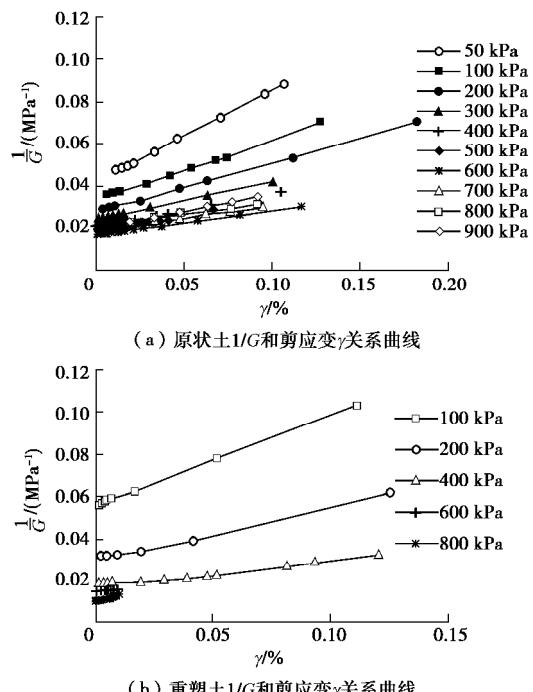


图 6 湛江黏土  $1/G$  和剪应变  $g$  关系曲线

Fig. 6  $1/G-g$  relation curves of Zhanjiang clay

表 3 湛江黏土不同围压下的孔隙比  $e$  和最大动剪切模量  $G_{\max}$

Table 3 Values of void ratio  $e$  and maximum dynamic shear modulus  $G_{\max}$  of Zhanjiang clay under various consolidation pressures

围压 /kPa	原状土		重塑土	
	孔隙比 $e$	模量 $G_{\max}/\text{MPa}$	孔隙比 $e$	模量 $G_{\max}/\text{MPa}$
50	1.41	23.81	—	—
100	1.38	29.76	1.05	17.95
200	1.34	35.97	0.88	31.95
300	1.30	41.67	—	—
400	1.24	47.85	0.74	55.55
500	1.16	51.55	—	—
600	1.08	54.64	0.67	75.76
700	1.02	53.48	—	—
800	0.96	51.55	0.61	92.59
900	0.90	49.75	—	—

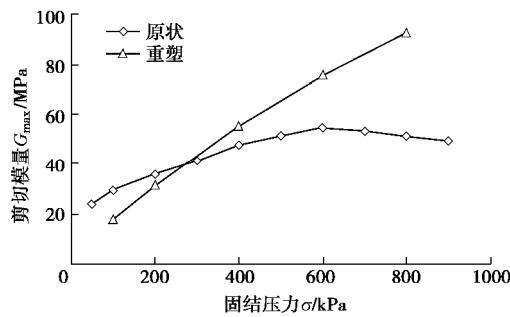
图 7 湛江黏土  $G_{\max}$  和  $S$  关系曲线

Fig. 7 Shear modulus  $G_{\max}$ -confining pressure  $S$  relation curves of Zhanjiang clay

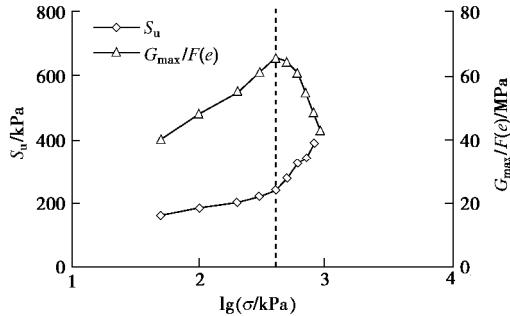
图 8 湛江黏土  $G_{\max}/F(e)$  和  $S_u$  随固结压力  $\lg S$  变化关系

Fig. 8 Variation relations of  $G_{\max}/F(e)$  and  $S_u$  with confining pressure  $\lg S$  of Zhanjiang clay

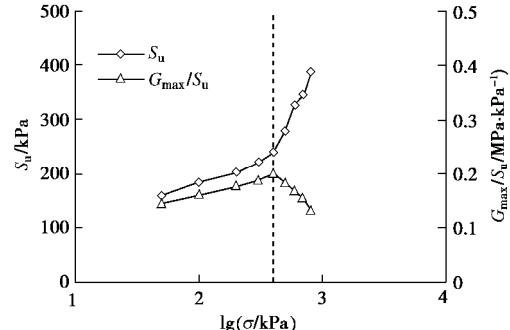
图 9 湛江黏土  $G_{\max}/S_u$  随固结压力  $\lg S$  变化关系

Fig. 9 Variation relation of  $G_{\max}/S_u$  with confining pressure  $\lg S$  of Zhanjiang clay

为了论证原状样的刚度弱化特征与结构损伤的关联性, 将经孔隙比函数  $F(e)=1/(0.3+0.7e^2)$  归一化后的模量  $G_{\max}/F(e)$  和不排水峰值强度  $S_u$  与固结围压  $S$  的关系表示为如图 8 所示。发现原状土经孔隙比函数归一化后的最大剪切模量随围压变化的转折点与不排水峰值强度  $S_u$  随围压  $S$  变化曲线相一致, 也与结构屈服应力相当。为此, 将湛江黏土在不同固结围压水平下的  $G_{\max}/S_u$  变化规律一并列于图 9, 以兹对照。显然, 湛江黏土  $G_{\max}/S_u$  随着固结围压的增大也呈现明显的分段特征, 在小围压条件下, 因原状土的结构损伤较小, 其强度和刚度均随固结围压增大而增大, 但当围压应力水平达结构屈服应力 400 kPa 时, 原状土

$G_{\max}/S_u$  曲线开始出现转折, 此时虽最大动剪切模量  $G_{\max}$  还有所增大, 但相对于不排水剪切强度  $S_u$  的增长幅度要小, 致使  $G_{\max}/S_u$  开始出现衰减趋势。随着固结围压的进一步增大, 土体结构发生渐进损伤, 其性状逐渐向重塑土过渡, 因土体压硬性效应使其  $S_u$  增长幅度较大, 而固结围压引起土体的结构损伤对  $G_{\max}$  的衰减程度也加大, 从而导致  $G_{\max}/S_u$  固结围压增大而显著减小。

从上述试验结果看, 重塑土最大动剪切模量随围压水平增加而增大的变化规律符合国内外已形成的共识认知; 但原状土最大动剪切模量随围压的变化呈现先增大后减小的特征, 且只有最大动剪切模量与不排水剪切强度比值以及经孔隙比函数归一化后的最大剪切模量随固结围压变化的转折点对应围压值才与结构屈服应力相当。究其缘由, 可以认为结构性黏土的刚度除受压硬性这一土体基本特性制约外, 还与其结构性这一固有属性相关, 对于结构性黏土而言, 其压硬性的表现可能因结构性强弱不同而各异。湛江黏土因具有很高的结构强度与灵敏度, 原状样最大动剪切模量随固结围压水平增大的变化特性, 除受固结压力与孔隙比函数的正效应影响外, 同时受应力水平诱导其结构损伤的负效应影响, 且在不同应力水平下的影响程度有所不同。当固结应力小于结构屈服压力时, 正效应占主导, 反之则由负效应主导, 这就是原状土与重塑土  $G_{\max}$  随围压的增大呈现不同变化规律的物理机制。

### 2.3 考虑结构损伤效应的最大动剪切模量表征方法

影响黏土  $G_{\max}$  因素很多, 包括试验条件以及土的物理特性, 对于一般黏性土, 主要因素为固结压力  $S$  或有效平均应力  $S'_m$  和孔隙比  $e$ 。通常动模量  $G_{\max}$  随有效平均应力的增大与孔隙比的减小而增大。目前通用的 Hardin 经验公式将最大动剪切模量  $G_{\max}$  表示为有效围压和孔隙比的函数:

$$G_{\max} = AF(e) \left( \frac{S'_m}{p_a} \right)^n \quad (4)$$

式中  $A$  是反映各种应力或应变历史形成的土体常数;  $n$  是拟合常数;  $S'_m$  是平均有效应力;  $p_a$  为标准大气压, 量纲与  $S'_m$  相同;  $e$  是孔隙比,  $F(e)$  是孔隙比函数, 黏性土一般为  $F(e)=1/(0.3+0.7e^2)$ 。

仅从式 (4) 的表征形式看, 如平均有效应力  $S'_m$  按通常习惯不计标准大气压, 则 Hardin 公式的表述方式不适用于  $S'_m=0$  的工况, 因为在  $S'_m=0$  条件下, 土体刚度  $G_{\max} \neq 0$ , 只是大小程度不同, 宜将式 (4) 作如下修改, 以满足  $S'_m=0$  工况下的刚度计算。

$$G_{\max} = AF(e) \left( 1 + \left( \frac{s'_m}{p_a} \right)^n \right) \quad (5)$$

显然,  $G_{\max}$  随平均有效应力增加与孔隙比减小而不断增大, 为单调增函数。从结构性黏土的压缩变形特性看, 不管其初始扰动程度如何, 当应力水平很高时, 其  $e - \lg s$  压缩曲线都会大致交于一点, 此点纵坐标为  $0.42e_o$  ( $e_o$  为初始孔隙比), 其后的压缩曲线, 随着应力增大而基本一致。事实上, 在三轴等固结过程中, 土体变形性状也基本类似。然而, 按式 (5) 则  $G_{\max}$  随  $s'_m$  增加而不断增大, 对于相同土体但初始扰动程度不同的土样, 该式无法满足应力水平足够高时处于刚度近似的要求。为此, 对于不同初始扰动程度的相同土体, 在不考虑结构损伤效应条件下, 假设  $G_{\max}$  随  $s'_m$  变化具有相同的演化律, 仅存在变化幅度不同, 且当应力水平足够高时,  $G_{\max}$  存在渐近极值, 则可对式 (5) 作修正, 为消除孔隙比对  $G_{\max}$  的影响, 一般考虑经孔隙比函数归一化最大剪切模量  $G_{\max}/F(e)$  与固结压力  $s_c$  或有效平均应力  $s'_m$  关系, 如下所示:

$$G_{\max}/F(e) = \frac{A \left( 1 + \left( \frac{s'_m}{p_a} \right)^n \right)}{1 + B \left( 1 + \left( \frac{s'_m}{p_a} \right)^n \right)} \quad (6)$$

式中,  $A$ ,  $B$ ,  $n$  均为反映各种应力或应变历史形成的土体常数,  $n$  为  $G_{\max}/F(e)$  随  $s'_m$  变化快慢程度的速率因子,  $A/B$  为理论上  $s'_m$  趋于无穷大的模量极限值,  $A/(1+B)$  则为  $s'_m = 0$  的模量值  $G_{\max}/F(e_0)$ 。此时, 式 (6) 既能满足  $s'_m = 0$  时  $G_{\max} \neq 0$ , 又能保证  $s'_m$  足够大时最大剪切模量存在渐近值的要求。图 10 为重塑土经归一化后最大剪切模量与围压的拟合曲线 (拟合参数见表 4), 呈现出刚度随应力水平增大的良好压硬性,  $G_{\max}/F(e)$  极限值为 84.32 MPa。

由于原状土经孔隙比函数归一化的最大剪切模量随有效围压增大呈现先增大后减小的变化特征 (图 8), 且转折点对应于结构屈服应力, 这表明要合理描述具有强结构性的湛江黏土最大剪切模量随围压的变化规律, 除平均有效应力  $s'_m$  及孔隙比  $e$  外, 尚应考虑结构损伤的影响, 而式 (6) 难以反映结构损伤的刚度软化效应。通过引入式 (7) 的刚度软化系数  $k$ , 可得式 (8) 所示的考虑结构损伤效应的最大动剪切模量表征方法。

$$k = k_r + \frac{1 - k_r}{1 + \left( h \frac{s'_m}{p_c} \right)^I} \quad (7)$$

$$G_{\max}/F(e) = \frac{A \left( 1 + \left( \frac{s'_m}{p_a} \right)^n \right)}{1 + B \left( 1 + \left( \frac{s'_m}{p_a} \right)^n \right)} \left( k_r + \frac{1 - k_r}{1 + \left( h \frac{s'_m}{p_c} \right)^I} \right) \quad (8)$$

以下分析式 (7) 各参数物理意义, 并论证引入刚度软化系数  $k$  合理性与式 (8) 用于完整描述结构性黏土最大动剪切模量演变规律的有效性。

参数  $k_r$  为理论上  $s'_m$  趋于无穷大时的刚度软化系数, 可称为残余软化系数或最小软化系数;  $s'_m$  足够大时的模量极值  $G_{\max}/F(e) = Ak_r/B$ ;  $I$  是表征刚度软化快慢程度的速率因子,  $p_c$  定义为结构性黏土的表观先期固结压力, 等同于结构屈服应力  $s_k$ , 由压缩试验确定。 $h$  是结构屈服应力  $p_c$  与刚度软化系数  $k = (1 + k_r)/2$  时平均有效应力  $s'_m$  的比值, 如令此对应平均有效应力  $s'_m = s_o$ , 据式 (7) 可得  $h$  值。

$$h = \frac{p_c}{s_o} \quad (9)$$

由式 (9) 也可将式 (8) 改写成式 (10) 的形式,  $s_o$  为软化系数  $k = (1 + k_r)/2$  时所对应的平均有效应力。

$$G_{\max}/F(e) = \frac{A \left( 1 + \left( \frac{s'_m}{p_a} \right)^n \right)}{1 + B \left( 1 + \left( \frac{s'_m}{p_a} \right)^n \right)} \left( k_r + \frac{1 - k_r}{1 + \left( \frac{s'_m}{s_o} \right)^I} \right) \quad (10)$$

从式 (7) ~ (10) 容易看出, 当  $s'_m = 0$  时, 刚度软化系数  $k = 1$ ,  $G_{\max}/F(e) = A/(1+B)$ ; 因  $s_o$  大于  $p_c$ ,  $h$  小于 1.0, 在平均有效应力  $s'_m$  小于结构屈服应力  $p_c$  时, 软化系数  $k \approx 1$ ; 当  $s'_m > p_c$  时, 土体结构渐进破损,  $k$  值逐渐减小, 直至逼近其极限值  $k_r$ ; 当  $h = 0$  时, 式 (8) 退化为式 (6), 对于结构性较弱土体, 压硬性占主导,  $k$  接近 1, 式 (6) 与式 (8) 差异很小, 可用于表征重塑土与结构性不强的土体最大动剪切模量随固结应力演变特性。至此, 可以认为式 (8) 既可反映压硬性对结构性黏土最大动剪切模量的影响, 也可以考虑结构损伤的刚度弱化效应, 还可兼顾延伸于极端应力下结构性黏土的刚度响应特征。

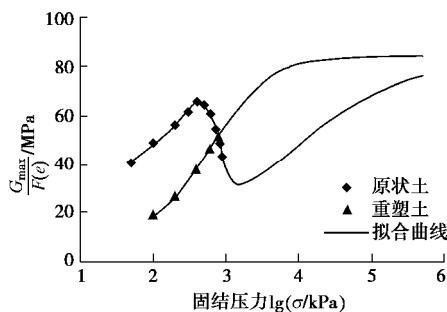
结合该黏土结构屈服应力为 400 kPa 与表 3 试验结果, 采用式 (8) 对原状湛江黏土归一化最大剪切模量与围压关系进行定量表征, 拟合曲线和参数见图 10 与表 4。可以说, 式 (8) 能很好反映刚度软化过程, 归一化最大动剪切模量在固结应力小于结构屈服应力时, 呈现增函数特征, 而一旦超过结构屈服应力, 软化现象显著, 软化系数  $k = (1 + k_r)/2 = 0.65$  时, 对应的平均有效应力  $s_o = 736$  kPa; 当应力水平增大至 1500 kPa 左右时,  $G_{\max}/F(e)$  达到刚度软化阶段的极小

表 4 原状土和重塑土的拟合参数

Table 4 Fitting parameters of undisturbed and remoulded clays

拟合参数	A/MPa	B	n	$k_r$	$\eta$	$\lambda$	极限值/MPa	$R^2$
原状土	28.45	0.1002	0.5517	0.2953	0.5434	4.399	83.84	0.9957
重塑土	12.48	0.1480	1.1010	—	—	—	84.32	0.9997

值, 其后随应力水平的增大而增大, 直至逼近极限值 83.84 MPa, 这刚好与重塑样的  $G_{\max}$  极限值 84.32 MPa 基本相当。

图 10 湛江黏土  $G_{\max}/F(e)$  与围压  $\lg s$  关系曲线Fig. 10 Shear modulus  $G_{\max}/F(e)$  and confining pressure  $\lg s$  relation curves of Zhanjiang clay

实际上, 从力学机制看, 湛江天然黏土在固结围压水平不断增大过程中, 孔隙比函数归一化最大动剪切模量的演变过程历经了 3 个阶段: ①第一阶段 ( $s_c = 0 \sim 400$  kPa), 因土体具有较强结构性与围压增大压硬性的共同正效应, 使其刚度呈强化特征; ②第二阶段 ( $s_c = 400 \sim 1500$  kPa), 围压超过结构屈服应力, 导致土体结构渐进破损, 其结构状态渐向重塑土过渡, 结构损伤的副效应起主导, 刚度显著弱化; ③第三阶段 ( $s_c > 1500$  kPa), 土体在高应力作用下, 其天然原始结构进一步破损, 向重塑土性能逼近, 压硬性的正效应重新占主导, 刚度不断强化, 并当应力水平足够高时, 其最大剪切模量渐近值与重塑土相同。由此可见, 式(8)能够很好地用于完整描述结构性黏土最大动剪切模量随应力水平变化的演变规律, 具有更广的适宜性。

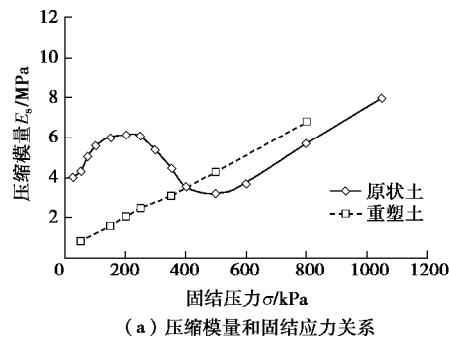
### 3 印证分析与机制讨论

受共振柱施加固结压力最大量程为 1.0 MPa 所限, 暂难以实施更大固结压力的共振柱试验直接验证图 10 原状土外延第三阶段曲线变化规律。但从宏观力学效应看, 结构性黏土的独特性主要表现为其工程特性在结构屈服前后具有很大不同, 通常都存在明显转折<sup>[6]</sup>; 从微观机制看, 则主要体现在其初始状态的内部结构特征及在受荷过程中的演变性状。刚度作为表征土体在荷载下抗变形能力的参量, 无论是静刚度还是动刚度, 通常都采用模量来衡量, 诸如压缩模量、体积模量与动剪切模量等。虽然静模量与动模量并不

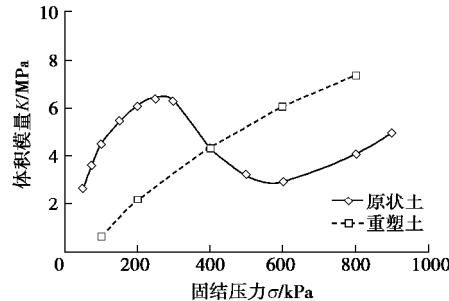
同, 也难以建立普适性的定量关系, 但从不同应力水平下的响应特征可相互定性印证, 原因在于土体性能的决定性内在要素归根结底始终和其物质成分、结构特征及形成过程相关联。正因如此, 从不同固结压力下静刚度与微观结构变化规律出发, 采用比拟与演绎思路求证图 10 外延第三阶段曲线变化规律的合理性, 并探讨其本质机制, 也不失为一种可行的间接佐证途径。

#### 3.1 湛江黏土静刚度的应力水平效应

压缩模量  $E_s$  和体积模量  $K$  均可用以表征土体的静刚度, 由湛江黏土压缩曲线 (见图 1) 可获得其  $E_s$  随固结应力的变化规律, 根据 CU 试验等压固结排水过程中量测的体变则可计算出相应  $K$  值, 结果如图 11 所示。可以发现, 无论是  $E_s$  还是  $K$ , 湛江黏土原状样的静刚度均随应力水平的增大而呈现出先增大后减小再增大 3 个阶段的变化规律; 而重塑样则一直呈压硬性特征, 且从数值上看, 在较低应力条件下, 原状样的压缩模量与体积模量也均比重塑样大, 反之则相反。这些规律都与图 10 的湛江黏土最大动剪切模量变化趋势相吻合, 从比拟结果看, 印证了强结构性黏土的动刚度同时受土体压硬性的正效应与结构损伤的副效应影响机制, 也间接证实了所提出描述方法的合理性。



(a) 压缩模量和固结应力关系



(b) 体积模量和固结应力关系

图 11 湛江黏土模量和固结应力关系曲线

Fig. 11 Relationship between modulus and confining pressure of Zhanjiang clay

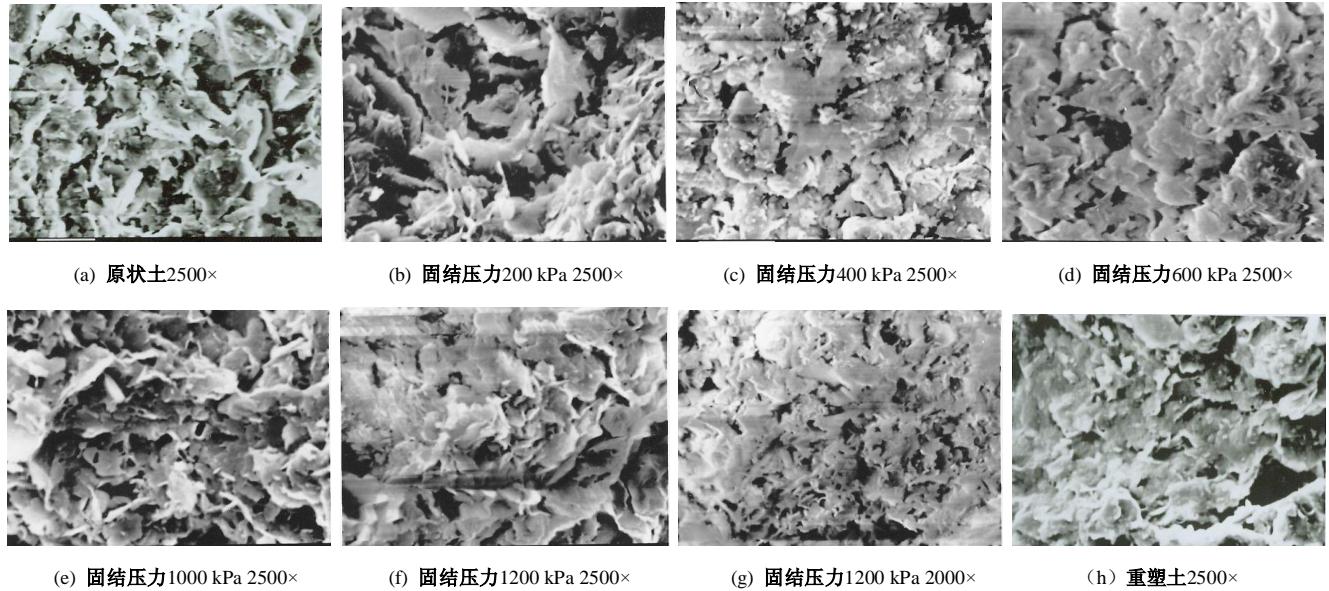


图 12 湛江黏土 SEM 照片

Fig. 12 SEM photos of Zhanjiang clay

### 3.2 湛江黏土的微观结构特征与应力水平效应

针对原状土及其平行历经不同固结压力的固结试验完成后试样,采用冷冻真空升华干燥法制备SEM试验样品,应用S-250MK III型扫描电镜追踪观测在200~1200 kPa固结压力下湛江黏土微结构形态演化规律,其原状样、重塑样及不同固结应力下原状土SEM照片如图12所示。从组构特征看,湛江黏土呈开放式絮凝结构,基本单元体间成架空形式,接触点数目较少,构成孔隙发育的骨架,无定向排列,而重塑样则呈开放叠片架结构,并具有定向排列特征。

从图12所显示出的湛江黏土在不同固结压力下微观结构演化SEM照片看,随着固结压力的增大,土体微观结构总体上表现为从空架结构逐渐转化为片架结构,根据演变趋向可以粗略划分3个阶段:①结构微调阶段,该阶段固结压力小于结构屈服应力,各种孔隙含量相对稳定,宏观上土体略有压密,但变形不大,微观上表现为颗粒间的接触模式有局部调整,但未发生根本变化;②结构破损能阶段,此阶段固结压力已超过结构屈服压力,集聚体间孔隙体积明显下降,集聚体间的连接发生破坏,原始结构破损能逐渐显著,颗粒间接接触模式逐渐过渡到以面-面镶嵌的状态为主,也趋于有序性;③结构固化阶段,土体微观结构已从初始架空结构逐渐转化为片架结构,整体形态与重塑土趋于一致,颗粒间呈现较密实接触,定向排列较明显,稳固的结构状态初见端倪。基于土体的宏观力学性质受控于其组构特征这一普遍规律,根据上述历经不同固结压力作用下湛江黏土微观结构的变化特征,从演绎推理的逻辑自洽性看,湛江结构性黏土的最大

动剪切模量随固结围压水平的提高必然呈现先增大后减小再增大3个阶段的变化规律,这也符合建立结构性模型的思路,即通过细观研究得出定性正确的规律性,定量的关系仍通过宏观研究确定<sup>[11]</sup>。

综上所述,湛江黏土的静刚度与微观结构随不同固结压力水平的变化趋势,均呈现出与最大动剪切模量演变过程类似的三阶段特征,正好证实了湛江黏土最大动剪切模量随围压的演变性状与其强结构性密切关联,不仅表现出一般黏土的压硬性效应,更具有显著的结构损伤效应。

## 4 结 论

(1) 湛江黏土是一种典型的强结构性土,其重塑样最大动剪切模量  $G_{\max}$  随有效围压增加而增大,但原状土  $G_{\max}$  随有效围压的变化呈先增大后减小的奇异特征,且其转折点对应围压大于结构屈服应力,经孔隙比函数归一化的  $G_{\max}/F(e)$  随有效围压变化的转折特征点与结构屈服应力相当。

(2) 针对 Hardin 公式表征方式难以延伸极端应力水平与未考虑结构性损伤影响的不足,通过分析函数极限存在条件与引入描述结构性损伤效应的刚度软化系数,提出能用于完整表征结构性黏土最大动剪切模量随应力水平变化演变规律的定量方法,具有更广的适宜性。

(3) 在宽应力水平范围条件下,湛江黏土最大动剪切模量随应力水平的逐渐增大呈现出先增大后减小再增大3个阶段的变化规律,缘由在于其响应特征同时受土体压硬性的正效应与结构损伤的负效应双重影

响, 不同固结压力下湛江黏土的静刚度与微观结构演变性状也具有类似的特征, 间接印证了影响结构性黏土动剪切模量的物理机制。

### 参考文献:

[1] KU T, MAYNE P W. Yield stress history evaluated from paired in-situ shear moduli of different modes[J]. *Engineering Geology*, 2013, **152**(1): 122 - 132.

[2] SENETAKIS K, ANASTASIADIS A, PITILAKIS K, et al. The dynamics of a pumice granular soil in dry state under isotropic resonant column testing[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2013, **45**: 70 - 79.

[3] HARDIN B O, BLACK W L. Vibration modulus of normally consolidated clay[J]. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE* 1968, **94**(2): 453 - 69.

[4] PARK D. Evaluation of dynamic soil properties: strain amplitude effects on shear modulus and damping ratio[M]. Ithaca: Cornell University, 1998.

[5] KAGAWA T. Moduli and damping factors of soft marine clays[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1992, **118**(9): 1360 - 1375.

[6] 沈珠江. 软土工程特性和软土地基设计[J]. *岩土工程学报*, 1998, **20**(1): 100 - 111. (SHEN Zhu-jiang. Engineering properties of soft soils and design of soft ground[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 1998, **20**(1): 100 - 111. (in Chinese))

[7] 谭罗荣, 孔令伟. 特殊岩土工程地质学[M]. 北京: 科学出版社, 2006. (TAN Luo-rong, KONG Ling-wei. *Engineering behavior of special rock and soil*[M]. Beijing: Science Press, 2006. (in Chinese))

[8] ZHANG X W, KONG L W, LI J. An investigation of alterations in Zhanjiang clay properties due to atmospheric oxidation[J]. *Géotechnique*, 2014, **64**(12): 1003 - 1009.

[9] 孔令伟, 张先伟, 郭爱国, 等. 湛江强结构性黏土的三轴排水蠕变特征[J]. *岩石力学与工程学报*, 2011, **30**(2): 365 - 372. (KONG Ling-wei, ZHANG Xian-wei, GUO Ai-guo, et al. Creep behavior of Zhanjiang strong structured clay by drained triaxial test[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2011, **30**(2): 365 - 372. (in Chinese))

[10] 蔡濛, 孔令伟, 郭爱国. 静偏应力下湛江结构性黏土的动力特性[J]. *岩土力学*, 2017, **38**(1): 33 - 40. (ZANG Meng, KONG Ling-wei, GUO Ai-guo. Effects of static deviatoric stress on dynamic characteristics of Zhanjiang structured clay[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2017, **38**(1): 33 - 40. (in Chinese))

[11] 沈珠江. 理论土力学[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2000. (SHEN Zhu-jiang. *Theoretical soil mechanics*[M]. Beijing: China Water & Power Press, 2000. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201712002

# 考虑板土相互作用的排水板通水特性试验研究

朱群峰<sup>1, 2</sup>, 高长胜<sup>1, 2</sup>, 占鑫杰<sup>\*1, 2</sup>, 张凌<sup>1, 2</sup>, 杨守华<sup>1, 2</sup>, 明经平<sup>1, 2</sup>

(1. 南京水利科学研究院, 江苏南京 210024; 2. 水文水资源与水利工程国家重点实验室, 江苏南京 210029)

**摘要:** 为研究排水板在实际工况下的通水特性, 研制排水板纵向通水量测试新仪器, 采用室内真空预压模型试验、堆载预压模型试验和直接充灌淤泥等方法来制作板土单元体(试样), 并开展板土单元体(试样)通水能力测试。试验结果表明: 无论是直接充灌淤泥法、堆载预压法还是真空预压法, 高性能排水板通水量均大于现行规程试验结果, 而普通排水板通水量均小于现行规程试验结果, 现行规程方法高估了真空预压后普通排水板的通水能力。对比结果表明: 高性能排水板在堆载预压后通水能力与真空预压后通水能力接近, 而普通排水板在堆载预压后通水能力明显高于真空预压后通水能力。因此, 对于变形大且固结时间长的新近吹填淤泥地基加固工程应优先选用高性能排水板。

**关键词:** 高性能排水板; 普通排水板; 通水量测试新仪器; 板土单元体; 模型试验

中图分类号: TU411 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)12-2158-07

作者简介: 朱群峰(1966-), 男, 湖北罗田人, 教授级高级工程师。主要从事软基处理咨询、设计、监测及科研工作。

E-mail: [qfzhu@nhri.cn](mailto:qfzhu@nhri.cn)。

## Experimental study on discharge capacity of prefabricated vertical drain considering interaction of PVD and soil

ZHU Qun-feng<sup>1, 2</sup>, GAO Chang-sheng<sup>1, 2</sup>, ZHAN Xin-jie<sup>1, 2</sup>, ZHANG Ling<sup>1, 2</sup>, YANG Shou-hua<sup>1, 2</sup>, MING Jing-ping<sup>1, 2</sup>

(1. Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210029, China; 2. State Key Laboratory of Hydrology-Water Resources and Hydraulic Engineering, Nanjing 210029, China)

**Abstract:** In order to study the practical discharge capacity of prefabricated vertical drain (PWD), a new apparatus is developed. The laboratory vacuum preloading model tests, surcharge preloading model tests and direct filling tests are used to produce the PVD-soil element samples, and the discharge capacity measurements of PVD-soil element samples are conducted. The test results show that regardless of using the direct filling tests, laboratory vacuum preloading tests and surcharge preloading tests, the discharge capacity of high-performance PVD is higher than that measured by the current specification, and that of the traditional PVD is lower than the value measured by the current specification. The results by the current specification overestimate the discharge capacity of the traditional PVD under vacuum preloading. The comparative test results reveal that the discharge capacity of the high-performance PVD under surcharge preloading is close to that under vacuum preloading, and the discharge capacity of the traditional PVD under surcharge preloading is higher than that under vacuum preloading. Therefore, for the newly dredged soft soil reinforcement project, when the settlement of soil is large and the consolidation period is long, the high-performance PVD should be preferred.

**Key words:** high-performance PVD; traditional PVD; new apparatus for discharge capacity measurement; element of PVD and soil; model test

## 0 引言

塑料排水板是软基排水固结过程中关键的排水材料。目前中国普通排水板通常以处理软土厚度进行选材分类, 常规的A、B、C型排水板板宽一般为10 cm, 纵向通水量大于(15~40) cm<sup>3</sup>/s, 滤布等效孔径<75 μm, 滤布渗透系数大于 $5 \times 10^{-4}$  cm/s, 这些普通排水板已在软基加固工程中普遍应用<sup>[1-3]</sup>。近年来, 随着超软淤泥地基处理工程日益增多, 工程界对排水板性能开展了更多探索, 如在一些重要和重大工程中, 为保

证排水板的持久排水作用, 提出采用高性能塑料排水板<sup>[4]</sup>。高性能塑料排水板芯板材料采用纯新聚丙烯塑料, 齿槽挺直光滑, 芯板和滤膜采用热黏合工艺, 整体性较强。同时高性能排水板滤布等效孔径大于普通

基金项目: 水利部公益性行业科研专项经费资助项目(201401006);  
南京水利科学研究院中央级公益性科研院所基本科研业务费专项资金重点项目(Y316004, Y317007); 软弱土与环境土工教育部重点实验室开放基金(2017P02)

收稿日期: 2016-10-26

\*通讯作者(E-mail: [xjzhan@nhri.cn](mailto:xjzhan@nhri.cn))

排水板。排水板滤布等效孔径是影响其功效的重要指标, 该指标值是工程技术人员根据材料生产工艺水平和工程实践总结得到的。一般来说, 较小的等效孔径可能会使孔隙水无法通畅排出, 而较大的等效孔径又易使细土颗粒透过滤布后淤积在排水板芯槽内, 出现堆积淤堵, 通水能力下降。目前中国排水板规程<sup>[5]</sup>中均规定滤布等效孔径要小于  $75 \mu\text{m}$ , 欧洲标准《垂直排水井技术规程》中规定排水板滤布等效孔径要小于  $100 \mu\text{m}$ , 而高性能排水板滤布等效孔径多在  $80\sim150 \mu\text{m}$  之间(已超出国内外规程要求), 其允许淤泥地基一些细小土颗粒随孔隙水排出, 而不被吸附在排水板滤布中<sup>[6]</sup>。

塑料排水板通水能力是其重要性能指标, 对被加固软土排水固结效果起决定作用, 常采用通水量表示。现行规程排水板通水量测试方法<sup>[7]</sup>是在板体外侧套上乳胶膜, 施加  $350 \text{ kPa}$  侧压力, 然后测试其通水量。部分研究者为考虑弯折因素影响, 采用人为弯折排水板, 套上乳胶膜, 然后测试其通水量<sup>[8]</sup>。以上方法均无法考虑板土相互作用下排水板弯折后的实际通水能力。俞炯奇通过对比工程使用前、后的排水板性能指标, 指出当排水板随土体固结发生弯折后, 其通水性能显著降低<sup>[9]</sup>。目前考虑板土相互作用的排水板通水量测试结果未见报道, 特别是针对中国市场上常见的 SPB 型普通排水板和高性能排水板。

本文首先介绍新研制的排水板通水量测试新仪器, 随后通过 3 种不同方法(真空预压模型试验、堆载预压模型试验、充灌淤泥试验)制备“板土单元体”试样, 采用新研制仪器测试“板土单元体”中排水板通水量, 据此研究排水板在接近实际工况的通水性能。

## 1 排水板通水量测试新仪器

### 1.1 现行规程排水板通水量测试仪器

现行规程中排水板通水量测试仪器如图 1 所示。测试方法<sup>[7]</sup>是在排水板外侧套上乳胶膜, 施加恒定侧压力( $350 \text{ kPa}$ ), 调节进出水管水位, 保持试验水力梯度  $i=0.5$ , 然后测试其通水量。该方法无法考虑板土相互作用以及板体弯曲的影响。

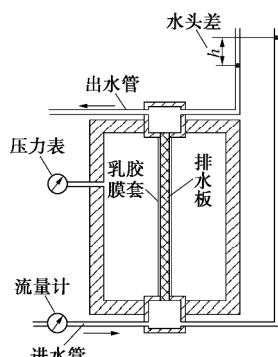


图 1 现有规程排水板通水量测试仪器

Fig. 1 Measuring apparatus of discharge capacity of PVD in

current specification

### 1.2 排水板通水量测试新仪器

排水板通水量测试新仪器主要由压力室、排水板通水及控制系统、侧压力控制系统等组成, 其示意图如图 2 所示。

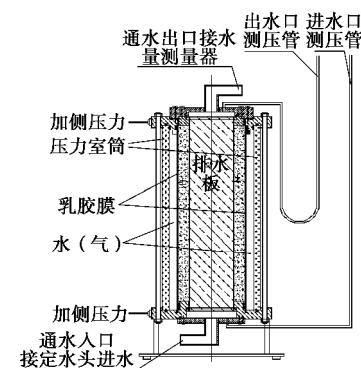


图 2 排水板通水量测试新仪器示意图

Fig. 2 Illustration of new measuring apparatus of discharge capacity of PVD

压力室直径为  $240 \text{ mm}$ , 高度为  $410 \text{ mm}$ 。在压力室内, 试样和围压水通过乳胶膜分隔。侧压力控制系统由压力源、调压阀、水等组成。压力源采用压缩空气, 调压阀控制试样周围水压。排水板通水与控制系统由水箱、进出水端测压管、量筒等组成。

采用新仪器测试时, 首先在压力室底座上安装“板土单元体”试样(制作方法见第 2 节), 随后连接进水管和进水端水头测量管路, 安装压力室及上部通水装置, 连接出水端水头测量管路, 向压力室内通水, 对试样施加压力后测量其通水量。

新仪器主要特点是能模拟排水板随土体发生弯曲的实际工况, 可考虑排水板与土体相互作用。因此, 用新仪器来测试排水板通水量能真实反映排水板的实际通水特性。

## 2 板土单元体制备

板土单元体试样包括真空预压板土单元体、堆载预压板土单元体和充灌淤泥板土单元体。

### 2.1 试验土样

试验土料采用连云港疏浚造地的吹填淤泥。将湿土料晾晒风干后碾压分散; 过  $5 \text{ mm}$  筛, 剔除贝壳、植物根茎等杂物。将土料按照含水量 75% 配制成泥浆, 在塑料容器内浸泡 15 d 以上。浸泡过程中充分搅拌, 促使土颗粒分散、排气饱和。土体基本物理性质指标如表 1 所示。

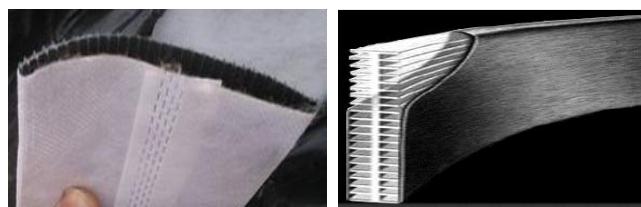
### 2.2 塑料排水板

塑料排水板分别采用高性能塑料排水板和国标 SPB-100 型普通塑料排水板(如图 3 所示)。

表1 土体物理性质指标

Table 1 Physical properties of soil

比重 $G_s$	液限 $w_L/\%$	塑限 $w_p/\%$	塑性 指数 $I_p$	颗粒含量/%		
				>0.075 mm	0.075~ 0.005 mm	<0.005 mm
2.75	54.8	24.8	30	7.6	44.9	47.5



(a) 普通排水板 (b) 高性能排水板

图3 普通排水板和高性能塑料排水板

Fig. 3 Traditional and high performance PVDs

对两种塑料排水板开展基本性能测试, 测试方法参照《土工合成材料测试规程》(SL235—2012)<sup>[7]</sup>, 测试结果如表2, 3所示。从表中可知, 相比于普通塑料排水板, 高性能排水板复合体抗拉强度高、伸长率大, 滤膜抗拉强度高, 等效孔径大。根据规程方法<sup>[7]</sup>测试得到高性能排水板和国标SPB-100型排水板的通水量分别为90.9 cm<sup>3</sup>/s和38.2 cm<sup>3</sup>/s。

### 2.3 真空预压板土单元体制备

真空预压是吹填淤泥的主要加固方式, 真空预压“板土单元体”是本文的主要研究对象。真空预压板土单元体(试样)的制备方法: 首先开展淤泥的真空预压模型试验, 试验结束后以排水板为中心, 取直径大于150 mm, 高度大于450 mm的土柱。为制备包裹排水板的“板土单元体”试样, 同时适应仪器尺寸并且便于试验安装, 用钢丝锯等工具将土柱整修成直径150 mm, 长度400 mm, 排水板长度450 mm(两端长

表2 SPB-100型塑料排水板基本性质指标

Table 2 Basic characteristics of SPB-100 PVD

复合体					滤膜					
单位长度 质量 $/(g\cdot m^{-1})$	厚度 /mm	宽度 /mm	复合体 抗拉强度 /kN	复合体伸 长率/%	单位面积 质量 $/(g\cdot m^{-2})$	厚度 /mm	纵向干态抗 拉强度 $/(N\cdot cm^{-1})$	横向湿态抗 拉强度 $/(N\cdot cm^{-1})$	渗透系数 $/(cm\cdot s^{-1})$	等效孔径 /mm
88	4.0	98.5	2.94	9.4	78	0.37	31.2	22.5	$11.6 \times 10^{-3}$	<0.074
			延伸率 10%				伸长率 10%	伸长率 15%		$O_{98}$

表3 高性能塑料排水板基本性质指标

Table 3 Basic characteristics of high-performance PVD

复合体					滤膜					
单位长 度质量 $/(g\cdot m^{-1})$	厚度 /mm	宽度 /mm	复合体 抗拉强度 /kN	复合体伸 长率 /%	单位面 积质量 $/(g\cdot m^{-2})$	厚度 /mm	纵向干态抗 拉强度 $/(N\cdot cm^{-1})$	横向湿态抗 拉强度 $/(N\cdot cm^{-1})$	渗透 系数 $/(cm\cdot s^{-1})$	等效 孔径 /mm
117	4.4	102	4	30	126	0.39	63.2	60.1	$8.5 \times 10^{-3}$	0.1
			延伸率 10%				伸长率 10%	伸长率 15%		$O_{98}$

度比土柱大25 mm)的试样。取样和整修过程中操作均匀规范, 减小对试样的扰动。“板土单元体”中土体形成一定的应力水平, 限制了排水板变形, 因此取样后排水板弯曲曲率基本没有变化。“板土单元体”试样制备后安装在测试新仪器中, 然后开展通水量测试。



图4 真空预压模型试验示意图

Fig. 4 Illustration of vacuum preloading model tests

真空预压模型试验(如图4所示)共分为4组, 试验过程如下<sup>[6]</sup>: 首先在钢筒(直径730 mm、高度1200 mm)中充灌含水量75%的淤泥浆, 静置10 d后排出表面积水和浮泥, 铺设无纺布, 在浮泥表面均匀分布插设4根排水板, 再铺设约7 cm厚砂垫层。排水板下端至模型筒底板, 上端高出砂垫层约15 cm。砂垫层上铺一层无纺布后覆盖密封膜。砂垫层中埋设直径约2.5 cm的滤管, 与抽气管及抽真空系统连接。模型试验前取筒中淤泥测试其含水量, 4个模型筒中淤泥含水量接近。

吹填淤泥尚未完成自重固结, 如直接抽真空至设计值, 淤泥颗粒会在排水板周围形成“土柱”, 进而影响加固效果。为保证加固效果, 负压荷载分3级逐级增加(33, 60, 80 kPa), 由自动控制系统启闭电磁阀



来稳定负压荷载。真空预压模型试验中加载过程如图 5 所示。

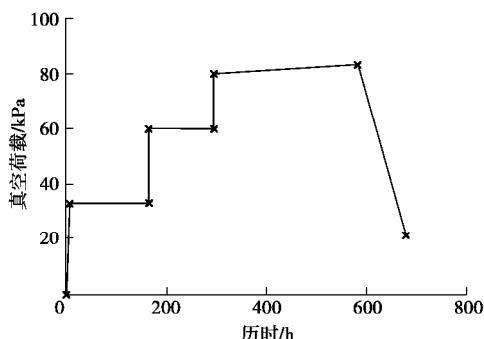


图 5 真空预压模型试验加载过程线

Fig. 5 Applied vacuum pressures during vacuum preloading model tests

控制模型筒 (#1~#4) 土体压缩变形(率) 分别为 10%, 15%, 20% 和 25%, 当变形达到预定值时关闭抽气阀停止抽气。模型试验中淤泥沉降曲线如图 6 所示。

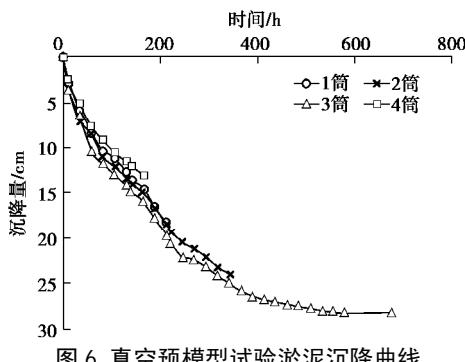


图 6 真空预压模型试验淤泥沉降曲线

Fig. 6 Settlement versus time in vacuum preloading model tests

各模型筒 (#1~#4) 中淤泥实际固结压缩量和压缩变形如表 4 所示。

表 4 真空预压模型试验中最终真空间度和压缩变形

Table 4 Final vacuum pressures and consolidation settlements in vacuum preloading model tests

模型筒编 号	最终真空间度 /kPa	淤泥固结 压缩量/mm	压缩变形率 /%
1	60	182	16.2
2	80	239	21.4
3	80	281	25.6
4	33	130	11.7

## 2.4 堆载预压板土单元体制备

堆载预压板土单元体(试样)制备方法为:首先开展淤泥堆载预压模型试验, 试验结束后以排水板为中心, 取直径大于 150 mm, 高度大于 450 mm 的土柱。用钢丝锯等工具, 将土柱修整成直径 150 mm, 长度

400 mm, 排水板长度 450 mm(两端长度比土柱长 25 mm)的板土单元体(试样)。最后将“板土单元体”试样安装在测试新仪器中, 开展通水量测试。

堆载预压模型试验在油桶中进行(直径 680 mm, 高 780 mm), 荷载通过杠杆式大型固结仪分级施加(如图 7 所示)。首先在筒中充灌含水量 75% 的泥浆, 充灌、静置方法与真空预压模型相同。在土体中均匀插设 4 根排水板(3 根高性能板和 1 根普通板), 再铺设约 10cm 厚砂垫层。砂垫层上安装载荷板, 板上布置小口径通孔以利于排水。荷载分 5 级逐级(1.6, 22, 50, 80, 107 kPa)施加避免淤泥挤出。堆载预压模型试验中加载过程如图 8 所示。



图 7 堆载预压模型试验示意图

Fig. 7 Illustration of surcharge preloading model tests

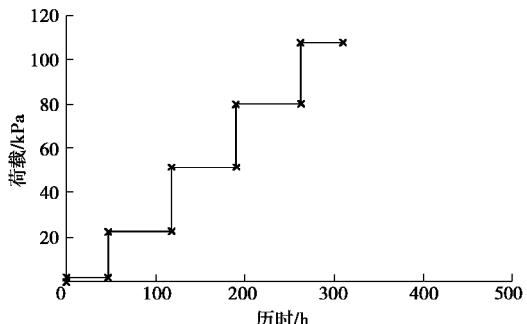


图 8 堆载预压模型加载过程线

Fig. 8 Applied pressures during surcharge preloading model tests

堆载预压模型试验中控制土体最终压缩率为 25%, 土体沉降曲线如图 9 所示。

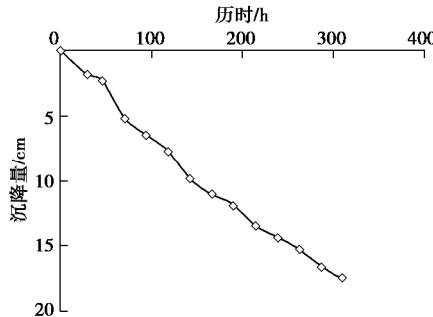


图 9 堆载预压模型试验淤泥沉降曲线

Fig. 9 Settlement versus time in surcharge preloading model tests

## 2.5 充灌淤泥板土单元体制备

充灌淤泥板土单元体制备方法为: 将长度为450 mm的排水板试样一端插入压力室底座芯槽, 用橡胶圈挤入排水板与芯槽之间的间隙并盖上盖板, 使排水板与芯槽柔性密封。将乳胶膜下端固定在直径150 mm的底座上并用橡皮圈扎紧, 在乳胶膜外安装定型筒(内径155 mm), 将乳胶膜上端翻套在定型筒上口并将排水板套上保护套, 防止充灌淤泥时过分污染排水板; 向定型筒支撑的乳胶膜内充灌淤泥, 充灌过程中随淤泥高度逐步提升排水板保护套直至完全拔出。淤泥充灌接近上口时安装加高筒, 使淤泥面高出定型筒上口约20 mm; 淤泥上加2 kg重物, 静置18~20 h后移去加高筒, 除去超高淤泥土, 使土柱高度为400 mm, 试样制备完成。

充灌淤泥板土单元体试样中包括3组高性能直板试样、1组普通直板试样、2组人为弯折高性能板试样。其中2组人为弯折高性能板均弯折5处, 装样时控制板体弯折率。

## 3 通水量测定方法

采用真空预压、堆载预压板土单元体试样测试通水量时, 首先将试样一端的排水板插入压力室底座芯槽, 用橡胶圈挤入排水板与芯槽的间隙并盖上盖板, 使排水板与芯槽柔性密封。修整试样, 使土柱与底座接合良好。用承膜筒将乳胶膜套在试样上, 下端与底座用乳胶橡皮圈扎紧密封; 安装试样固定筒, 将乳胶膜上端翻套在固定筒上口。

采用充灌淤泥方法制备的试样已直接固定在压力室内。在试样排水板上端套上引导套, 安装上盖, 排水板穿出上盖芯槽后拔出引导套, 用橡胶圈加盖板将排水板与芯槽之间缝隙密封; 乳胶膜上端与试样上盖用乳胶橡皮圈扎紧密封。

板土单元体(试样)安装后, 连接底部排水板通水装置, 连接进水管和进水端水头测量管路; 安装压力室及上部通水装置, 连接出水端水头测量管路。压力室进水, 施加350 kPa侧压力, 测量前根据排水板长度调整试验水头, 使其满足水力梯度, 预压60 min后开始测量。试验过程中间隔2~3 h记录一次通水量和时间, 直至通水量测值满足6 h误差≤5%, 最后测定值即为排水板通水量试验结果。排水板通水量<sup>[7]</sup>按下式计算:

$$Q = \frac{V}{ti} \quad (1)$$

式中,  $Q$ 为通水量( $\text{cm}^3/\text{s}$ ),  $V$ 为 $t$ 时段内通过排水板的水流量( $\text{cm}^3$ ),  $t$ 为通过 $V$ 流量所经历的时间(s),  $i$ 为水力梯度, 设定为0.5。

拆除试样时测量排水板通水段长度, 计算对应 $i=0.5$ 时的水头, 用不同水头所测得通水量关系, 内插计算得到的通水量为该排水板通水量试验结果。

## 4 试验结果分析

### 4.1 真空预压后排水板通水量试验结果

真空预压制备试样通水量测试结果如表5所示。<sup>#1, #2, #3</sup>模型筒分别开展2组高性能板和1组普通板测试, <sup>#4</sup>模型筒中淤泥压缩率低, 加固结束后淤泥土尚处于流塑状态, 开挖取样和切削制样十分困难, 只开展1组高性能板和1组普通板测试。

根据表5可知: 弯曲率相近时, 高性能排水板通水量远高于普通排水板。对于高性能排水板, 板体弯曲率(7.0%~25.4%)对通水量结果影响较小(150.5~176.9  $\text{cm}^3/\text{s}$ )。对于普通排水板, 板体弯曲率对通水量有一定影响: 当排水板弯曲率为4.3%时, 其通水量为17.2  $\text{cm}^3/\text{s}$ ; 当排水板弯曲率为24.5%时, 其通水量降低至9.3  $\text{cm}^3/\text{s}$ 。真空预压后普通排水板的通水量结果(8.5~17.2  $\text{cm}^3/\text{s}$ )远低于规程试验结果(38.2  $\text{cm}^3/\text{s}$ , SL 235—2012)。

表5 真空预压后排水板通水量试验结果

Table 5 Discharge capacities of PVD by vacuum preloading model tests

筒编号	排水板	模型压缩率/%	排水板实际长度/cm	板弯曲率*/%	通水量/( $\text{cm}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ )
1	高性能-1	16.2	43.4	7.8	155.2
1	高性能-2	16.2	43.0	7.0	176.9
1	普通	16.2	53.0	24.5	9.3
2	高性能-1	21.4	45.4	11.9	150.5
2	高性能-2	21.4	53.6	25.4	160.1
2	普通	21.4	47.0	14.9	8.5
3	高性能-1	25.6	45.5	12.1	153.1
3	高性能-2	25.6	53.5	25.2	164.2
3	普通	25.6	48.8	18.0	11.0
4	高性能-1	11.7	41.5	3.6	174.3
4	普通	11.7	41.8	4.3	17.2

注: 板弯曲率是指排水板弯曲长度(实际长度-40 cm)与实际长度之比。

### 4.2 堆载预压后排水板通水量试验结果

堆载预压后排水板通水量测试结果如表6所示。试验共测试2根高性能板和1根普通板。

表6 堆载预压后排水板通水量试验结果

Table 6 Discharge capacities of PVD by surcharge preloading tests

排水板	模型压缩率/%	实际长度/cm	板弯曲率*/%	通水量/( $\text{cm}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ )
高性能-1	25.9	44.0	9.1	156.7
高性能-2	25.9	50.3	20.5	146.7
普通	25.9	43.8	8.7	25.3

注: 板弯曲率是指排水板弯曲长度(实际长度-40 cm)与实际长度之比。

根据表6可知, 弯曲率接近时(8.7%~9.1%),

高性能排水板通水量 ( $156.7 \text{ cm}^3/\text{s}$ ) 远高于普通排水板 ( $25.3 \text{ cm}^3/\text{s}$ )。

#### 4.3 充灌淤泥后排水板通水量试验结果

充灌淤泥后排水板通水量测试结果如表 7 所示。高性能直板通水量为  $112.8 \sim 133.6 \text{ cm}^3/\text{s}$ ; 普通直板通水量为  $61.7 \text{ cm}^3/\text{s}$ , 其值约为高性能直板通水量的 50%。人为弯折后, 高性能排水板通水量降低。

表 7 充灌淤泥后排水板通水量试验结果

Table 7 Discharge capacities of PVD by slurry filling tests

排水板	排水板状态	压缩率/%	通水量/ $(\text{cm}^3 \cdot \text{s}^{-1})$
高性能-1	直板	—	120.0
高性能-2	直板	—	133.6
高性能-3	直板	—	112.8
普通-1	直板	—	61.7
高性能-4	人为弯折	15.3	110.4
高性能-5	人为弯折	24.9	92.8

#### 4.4 堆载预压、真空预压排水板通水量对比分析

对比表 5, 6 试验结果可知, 高性能排水板在两种加载方式 (真空、堆载) 作用下的通水量测试结果接近。普通排水板在真空预压后通水量明显低于堆载预压后通水量: 4 组真空预压后普通排水板通水量平均值为  $11.5 \text{ cm}^3/\text{s}$ , 为堆载预压后普通排水板通水量 ( $25.3 \text{ cm}^3/\text{s}$ ) 的 45% 左右, 其主要原因是两种荷载 (堆载、真空) 作用下淤泥颗粒的迁移形式不同。吹填淤泥颗粒间连接较弱, 真空负压作用下, 淤泥颗粒向排水板运移, 部分颗粒吸附在滤膜中, 部分颗粒积聚在排水板弯折处或芯槽中<sup>[10-11]</sup>; 而堆载作用下, 淤泥颗粒向排水板的迁移作用较小。因此堆载预压后普通排水板的通水能力比真空预压后排水板的通水能力大。

#### 4.5 堆载预压、充灌淤泥排水板通水量对比分析

表 8 汇总了堆载预压和充灌淤泥 2 种方法得到的排水板通水量试验结果。从表 8 可知, 排水板弯曲程度相近时, 堆载预压后高性能排水板通水量大于人为弯折排水板通水量, 其主要原因可能是: 高性能排水板芯板强度高不易弯折, 随土体固结发生变形后, 仍能保持弧形弯曲状态而维持较好的通水能力。而人为弯折排水板时可能会导致弯折处通水断面变小, 通水能力降低。堆载预压后普通排水板的通水量 ( $25.3 \text{ cm}^3/\text{s}$ ) 低于充灌淤泥直板的通水量 ( $61.7 \text{ cm}^3/\text{s}$ ), 排水板发生弯折后其通水能力大幅降低。

#### 4.6 现行规程与本文试验结果对比分析

现行规程<sup>[7]</sup>排水板通水量测试方法 (见 2.2 节) 没有考虑板体弯曲和板土相互作用, 其测试结果具有如下特征: ①对于普通排水板, 规程方法测试通水量 ( $38.2 \text{ cm}^3/\text{s}$ ) 高于堆载预压和真空预压排水板通水量测试结果 ( $25.3, 11.5 \text{ cm}^3/\text{s}$ ); ②对于高性能排水板, 规程方法测试通水量 ( $90.9 \text{ cm}^3/\text{s}$ ) 低于堆载预压、真

空预压后排水板通水量 ( $146.7 \sim 176.9 \text{ cm}^3/\text{s}$ ), 其主要原因是: 规程方法中排水板外套乳胶膜, 并施加 350 kPa 水压, 排水板的排水通道在水压作用下发生较大变形。而考虑板土相互作用的测试方法中, 高性能排水板包裹在土体中, 随土体固结发生弯曲变形, 土体侧向限制作用比水压限制作用小, 因此测试的通水量比规程测试值高。

表 8 堆载预压、充灌淤泥后排水板通水量试验结果

Fig. 8 Discharge capacities of PVD by surcharge preloading tests and slurry filling tests

试验类型	排水板	模型压缩率/%	实际长度/cm	板弯曲率 <sup>*</sup> /%	通水量/ $(\text{cm}^3 \cdot \text{s}^{-1})$
堆载	高性能-1	25.9	44.0	9.1	156.7
堆载	高性能-2	25.9	50.3	20.5	146.7
堆载	普通	25.9	43.8	8.7	25.3
充灌淤泥	高性能-1	人为弯折	47.3	15.3	110.4
充灌淤泥	高性能-2	人为弯折	53.3	24.9	92.8
充灌淤泥	普通-1	—	40.0	直板	61.7

注: 板弯曲率是指排水板弯曲长度 (实际长度-40 cm) 与实际长度之比。

试验后对随土体固结变形的排水板形态进行了观察。高性能板在土体固结压缩时呈“S”型弯曲变形, 而普通板发生弯折变形。前者排水通道仍然顺畅, 通水能力与直板接近; 后者通水能力在弯折后明显降低。

根据试验结果, 真空预压后普通排水板通水量较低 ( $11.5 \text{ cm}^3/\text{s}$ ), 而高性能排水板通水量为普通排水板通水量的 10 倍, 因此, 对于变形大且固结时间长的新近吹填淤泥地基加固工程应优先选用高性能排水板。

#### 4.7 排水板通水量影响因素

根据本文试验结果及分析, 排水板通水量与以下因素相关:

(1) 板土相互作用, 表现为排水板的变形形式 (弯曲、弯折)、弯曲率、土体颗粒向排水板运移等。排水板随土体固结发生变形, 弯折变形比弯曲变形的通水量降低更明显; 弯曲率越大, 其通水量降低更明显; 土颗粒在真空负压作用下吸附到排水板滤膜, 积聚在排水板芯槽和弯折处, 使得竖向排水通道面积降低, 排水路径减少, 导致排水板通水量降低。

(2) 加载方式。在同样变形条件下, 普通排水板在真空预压后通水量明显低于堆载预压后通水量。

(3) 排水板种类。加固后高性能排水板通水量变化较小, 普通排水板通水量显著降低。

(4) 约束方式。考虑板土相互作用的排水板通水量测试结果与规程方法结果有较大差异, 原因是以上两种方法中排水板的约束方式不同。考虑板土相互作用的方法更接近实际工况。

## 5 结 论

为研究排水板在实际工况下的通水特性, 研制了

排水板通水量测试新仪器, 分别采用室内真空预压模型试验、堆载预压模型试验和充灌等方法制备板土单元体(试样), 开展排水板实际通水特性试验。综合本文工作, 得到如下结论:

(1) 研制了新型的排水板通水量测试仪器, 可以满足长度 400 mm, 直径 150 mm 板土单元体试样通水量测试。测试时既可以通过模型试验制作原状试样, 也可以采用直接充灌淤泥的方法制样。该仪器可以考虑板土相互作用对其通水量的影响。

(2) 板土单元体通水量试验结果表明: 无论是采用真空预压法、堆载预压法还是直接充灌淤泥法时, 高性能排水板通水量略大于常规方法试验结果, 而普通排水板通水量远小于常规方法试验结果。其主要原因是: 高性能板芯板强度高, 随土体固结压缩时呈“S”型弯曲, 其排水通道仍然顺畅, 通水能力与直板接近; 普通排水板芯板强度低, 随土体固结压缩发生弯折变形, 通水能力因弯折而明显降低。

(3) 高性能排水板在真空预压后通水能力与堆载预压后通水能力接近; 而普通排水板在真空预压后通水能力明显低于堆载预压后通水能力。因此, 对于变形大且固结时间长的新吹填淤泥地基加固工程应优先选用高性能排水板。

## 参考文献:

- [1] 赵维炳, 刘家豪, 高长胜, 等. 工程排水加固技术发展现状与展望[C]// 第六届全国工程排水与加固技术研讨会. 南京, 2005: 1 - 11. (ZHAO Wei-bin, LIU Jia-hao, GAO Chang-sheng, et al. Present situation and prospect of practice of drainage and reinforcement engineering[C]// Proceedings of the 6th Symposium on Drainage and Improvement Engineering. Nanjing, 2005: 1 - 11. (in Chinese))
- [2] 刘家豪. 塑料板排水法加固软土地基技术的发展[C]// 第四届塑料板排水法加固软基技术研讨会. 广州, 1999: 1 - 7. (LIU Jia-hao. Development of drainage and improvement method on soft soil[C]// Proceedings of the 4th Symposium on Weak Ground Improvement Using Prefabricated Drains. Guangzhou, 1999: 1 - 7. (in Chinese))
- [3] 杨明昌. 塑料排水板 6 年检测资料的统计与分析[C]// 第七届塑料板排水法加固软基技术研讨会. 深圳, 2008: 167 - 171. (YANG Ming-chan. Statistics and analysis on detection data of prefabricated vertical drain of 6 year[C]// Proceedings of the 7th Symposium on Drainage and Improvement Engineering. Shenzhen, 2008: 167 - 171. (in Chinese))
- [4] 乐超, 徐超, 吴雪峰, 等. 两种塑料排水板滤膜淤堵特性试验研究[J]. 岩土力学, 2014, 35(9): 2529 - 2534. (LE Chao, XU Chao, WU Xue-feng, et al. Experimental research on clogging characteristics of two types of PVD filters[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, 35(9): 2529 - 2534. (in Chinese))
- [5] JTS 206—1—2009 水运工程塑料排水板应用技术规程[S]. 2009. (JTS 206—1—2009 Technical specification for application of plastic drainboard for port and waterway engineering[S]. 2009. (in Chinese))
- [6] 高长胜, 朱群峰. 高性能塑料排水板通水性能模型试验研究[R]. 南京: 南京水利科学研究院, 2014: 1 - 42. (GAO Chang-sheng, ZHU Qun-feng. Model test on discharge capacity of high performance prefabricated vertical drain[R]. Nanjing: Nanjing Hydraulic Research Institute, 2014: 1 - 42. (in Chinese))
- [7] SL 235—2012 土工合成材料测试规程[S]. 2012. (SL 235—2012 Specification for test and measurement of geosynthetics[S]. 2012. (in Chinese))
- [8] JEONG Y, LEE S. Flow capacity reduction of prefabricated vertical drain by kinking deformation[C]// Proceedings of the International Offshore and Polar Engineering Conference. Lisbon, 2007: 1315 - 1319.
- [9] 俞炯奇, 孙伯永. 长期在地下工作后的塑料排水板的性能研究[J]. 水利学报, 2007(增刊): 711 - 715. (YU Jiong-qi, SUN Bo-yong. The capacity of prefabricated strip drains after application in the soft soil foundation for a long time[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2007(S0): 711 - 715. (in Chinese))
- [10] 闫澍旺, 孙立强, 李伟, 等. 真空加固超软土工艺的室内模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(3): 341 - 347. (YAN Shu-wang, SUN Li-qiang, LI Wei, et al. Model tests on vacuum preloading technology of super-soft soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(3): 341 - 347. (in Chinese))
- [11] 孙立强, 闫澍旺, 李伟, 等. 超软土真空预压室内模型试验研究[J]. 岩土力学, 2011, 32(4): 984 - 990. (SUN Li-qiang, YAN Shu-wang, LI Wei, et al. Study of super-soft soil vacuum preloading model test[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(4): 984 - 990. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201712003

# 各向异性砂土宏微观特性三维离散元分析

蒋明镜<sup>1, 2, 3</sup>, 张安<sup>1, 2, 3</sup>, 付昌<sup>1, 2, 3, 4</sup>, 李涛<sup>1, 2, 3</sup>

(1. 同济大学土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092; 2. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092;  
3. 同济大学土木工程学院地下建筑与工程系, 上海 200092; 4. 河南省电力勘测设计院, 河南 郑州 450007)

**摘要:** 各向异性对砂土强度和变形特性有显著的影响, 为了研究各向异性砂土的宏微观特性, 基于三维离散元法, 对7个不同沉积角的试样进行了一系列的三轴模拟试验。利用“Clump”命令生成近似椭球形状颗粒, 并且采用三维抗转动模型来模拟颗粒间的抗转动能力。离散元模拟结果与已知室内试验结果吻合很好。结果表明: 随着沉积角的增大, 偏应力和轴向应变的关系逐渐由应变软化向应变硬化发展。沉积角较小的试样剪胀性更强并且容易到达临界状态, 颗粒组构-应力联合不变量(表征颗粒长轴组构张量和应力张量的相对角度)的值接近于-1, 且颗粒长轴组构各向异性先增大后减小; 然而对于沉积角较大的试样, 在轴向应变50%处, 仍不能达到临界状态, 并且联合不变量的值大于-1, 颗粒长轴组构各向异性先减小后不断增大。对于法向接触组构, 组构主轴方向迅速向应力主轴方向偏转, 组构各向异性的演化规律与偏应力随轴向应变的演化规律相似。

**关键词:** 各向异性; 三维离散单元法; 砂土; 临界状态; 三轴试验

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)12-2165-08

**作者简介:** 蒋明镜(1965-), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事天然结构性黏土、砂土、非饱和土的宏微观试验、本构模型和数值分析方面的研究以及土体渐进破坏分析, 并从事相关的教学工作。E-mail: [mingjing.jiang@tongji.edu.cn](mailto:mingjing.jiang@tongji.edu.cn)。

## Macro and micro-behaviors of anisotropy granular soils using 3D DEM simulation

JIANG Ming-jing<sup>1, 2, 3</sup>, ZHANG An<sup>1, 2, 3</sup>, FU Chang<sup>1, 2, 3, 4</sup>, LI Tao<sup>1, 2, 3</sup>

(1. State Key Laboratory of Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. Department of Geotechnical Engineering, College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 4. Henan Electric Power Survey & Design Institute, Zhengzhou 450007, China)

**Abstract:** Anisotropy has a significant effect on the strength and deformation characteristics of granular sand. In order to study the macro- and micro-behaviors of anisotropic sand, a series of numerical triaxial tests are performed on seven specimens with different bedding angles using the three-dimensional discrete element method (DEM). The approximate ellipse-shaped particles are generated using the command of clump, and a 3D rolling resistance model is implemented to simulate the local rolling resistance between particles. Good agreement is achieved between the present DEM simulation results and previously published experimental results. The relationship between deviator stress and axial strain changes from strain softening to strain hardening with the increase in bedding angle. The specimens with smaller inclination angles are more dilative and easier to reach the critical state. The combined invariants representing the relative orientation of particle orientation fabric tensor and stress tensor can approach nearly to -1. Their fabric anisotropies of particle orientation increase first and then decrease. However, for the specimens with higher bedding angles, the critical state cannot be reached even when the axial strain reaches 50% and the combined invariants are much larger than -1. Their fabric anisotropies first drop and then continuously increase. For the contact normal based fabric tensor, the principal axis rotates instantly toward the principal axis of the stress tensor, and the evolution of fabric anisotropy is similar to that of deviatoric stress against the axial strain.

**Key words:** anisotropy; three-dimensional discrete element method; granular soil; critical state; triaxial test

## 0 引言

土体各向异性根据其产生原因分为原生各向异性及次生各向异性两种<sup>[1]</sup>。原生各向异性是指天然土体

受沉积条件及重力场的定向作用, 颗粒长轴在沉积过

基金项目: 国家自然科学重点基金项目(51639008)

收稿日期: 2016-09-19

程中出现优势方向而产生的；而次生各向异性是指由于应力状态等发生变化而导致的各向异性，又被称为诱发各向异性。各向异性对于土体力学和变形特性影响明显，如相同地基不同方向地基承载力差别可达30%左右<sup>[2]</sup>，基坑隆起系数在竖直及水平方向相差两倍以及隧道开挖过程中横向及纵向土体位移相差较大等，这些工程实例表明土体的各向异性对施工方案设计有着重要影响。为此，国内外学者在室内试验、宏观本构理论和离散元数值模拟等方面进行了大量的研究。

在室内试验研究方面，Oda<sup>[3]</sup>、Authur 等<sup>[4]</sup>和 Tatsuoka 等<sup>[5]</sup>分别采用常规三轴试验、真三轴试验以及平面应变试验研究砂土初始组构各向异性对土体的强度和变形特性的影响，试验研究表明：各向异性砂土抗剪强度随加载方向与颗粒沉积方向夹角的增大而降低，试样达到破坏时的轴向应变显著增加，试样的剪胀性呈现出显著的各向异性。其他学者通过采用直剪试验<sup>[6-7]</sup>和空心圆柱试验<sup>[8]</sup>等也得了相似的结论。

在土体各向异性本构理论研究方面，国内外学者主要是将组构参数或各向异性状态参数引入各向同性模型中建立各向异性本构模型，并且可分为两种不同方式<sup>[9]</sup>：①利用原生组构各向异性，并假定其在试验剪切时保持不变<sup>[10-13]</sup>；②考虑组构各向异性在剪切过程中的演化<sup>[14-15]</sup>。相关室内试验<sup>[16]</sup>和数值模拟表明<sup>[17]</sup>，第②种方法更加合理和实际。因此，为了获得更加合理的宏观本构模型，还需对各向异性砂土的力学特性的微观机理，尤其是组构的演化规律进行研究。

由于室内试验很难对试样组构各向异性进行定量描述，而离散单元法，可以实时观测试样内部微观结构信息，已被国内外学者广泛应用于各向异性砂土的宏、微观力学特性的研究。受到接触算法和计算效率的影响，目前对各向异性砂土的分析主要以二维椭圆颗粒为主，如 Jiang 等<sup>[18-19]</sup>、蒋明镜等<sup>[20-21]</sup>和 Ting 等<sup>[22]</sup>所采用的理想光滑椭圆颗粒，Mahmood 等<sup>[23]</sup>和 Yan 等<sup>[24]</sup>所采用的形状近似椭圆的团颗粒（将多个圆盘绑定形成一个近似椭圆的刚体，每个刚体被视为一个颗粒）。然而，在二维情况下，椭圆颗粒的转动行为与实际砂土并不相符，并且二维孔隙结构也与三维情况下存在一定差别，因此并不能很好的对实际砂土体变进行描述。相关学者也采用了三维理想椭球颗粒进行模拟，如 Ng<sup>[25]</sup>采用的 ELLIPSE3H 程序，但是该方法接触点求解较复杂，计算效率相对较低。对于团颗粒，颗粒之间的接触实质为圆盘与圆盘或者球与球之间的接触，接触判断算法相对简单。因此，笔者认为采用三维团颗粒进行各向异性砂土宏观离散元分析更加合理与高效。

本文以 PFC<sup>3D</sup> 软件为平台<sup>[26]</sup>，通过“Clump”命令将球体组合成形状近似椭球的团颗粒。并引入三维抗转动模型来模拟颗粒局部抗转动能力，然后通过分层欠压法生成沉积角不同的各向异性砂土试样，并对这些试样进行三轴试验模拟。试验结束后，首先，从宏观角度上，将模拟结果与室内试验的应力应变曲线和体变曲线进行对比，验证该方法的有效性，并分析加载方向与沉积方向的夹角对各向异性试样的力学和变形特性的影响。然后，从微观角度上，分析颗粒长轴、接触法向等微观组构的演化规律，对宏观力学和变形特性进行解释。

## 1 团颗粒生成及微观接触模型

### 1.1 团颗粒生成

通过 PFC<sup>3D</sup> 软件的“Clump”命令生成团颗粒主要包括两种方式：①通过直接设定团颗粒中 pebble（小圆球）的具体位置及半径定义其形状；②导入边界网格面（见图 1），通过空间几何尺寸关系在边界面内根据相应算法自行生成 pebble，其优点在于能够通过两个 pebble 接触点处切线的夹角生成团颗粒，夹角越大，则会在网格面内生成更多的 pebble，使得生成的团颗粒表面相对光滑，通过此方法可以比较容易控制颗粒形状。但是生成的团颗粒的体积和转动惯量均是以导入的网格面为边界进行计算的，与本研究想要得到的团颗粒在物理力学特性上存在一定差别。因此本研究将两种方法相结合，即：首先采用第②种方法在边界范围内生成目标团颗粒形状，随后将团颗粒中所有 pebble 的半径及坐标记录下来，生成各项指标均满足要求的团颗粒模板（长短轴比为 1.7）。接下来三轴试验成样过程中均是以此团颗粒模板为基础生成粒径不同的团颗粒。

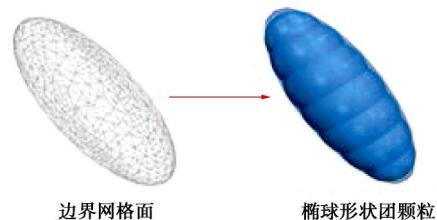


图 1 椭球形状颗粒生成示意图

Fig. 1 Schematic diagram of generation of ellipse-shaped particles

### 1.2 微观接触模型

实际土颗粒表面往往比较粗糙，因此颗粒间存在一定的接触面积，导致颗粒间的接触可以传递力矩，因此本模拟在考虑颗粒整体形状影响的基础上采用三维抗转动模型，以考虑颗粒间的局部抗转动作用，以更加真实的模拟土颗粒。根据文献[27]，模型力学响

应包括法向、切向、转动向和扭转向 4 个方向。法向力学响应采用全量法进行计算; 切向力学响应采用增量法进行计算, 最大值不超过  $mk_n u_n$ ; 转动向力学响应采用增量法计算, 最大值  $M_r^{\max}$  不超过  $2.1F_n \bar{R}_c / 4$ ; 扭转向也采用增量法计算, 最大值  $M_t^{\max}$  不超过  $0.65mF_n \bar{R}_c$ 。图 2 中  $k_n$  为法向刚度,  $k_s$  为切向刚度,  $k_r$  为转动向刚度,  $k_t$  为扭转向刚度,  $F_s^{\max}$  为峰值切向力,  $M_r^{\max}$  为峰值弯矩,  $M_t^{\max}$  为峰值扭矩,  $u_n$  为法向重叠量,  $u_s$  为相对剪切位移,  $q_r$  为相对转动角,  $q_t$  为相对扭转向角,  $m$  为摩擦系数。另外,  $\bar{R}_c$  为接触半径,  $\bar{R}_c = b\bar{R}$ , 其中,  $b$  为粒间抗转动系数,  $\bar{R} = 2R_1 R_2 / (R_1 + R_2)$ ,  $R_1$  和  $R_2$  分别为两接触颗粒 (pebble) 的半径。

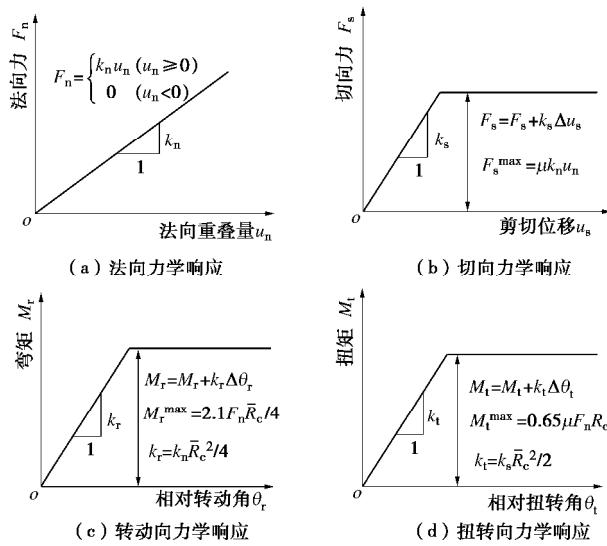


图 2 接触模型力学响应

Fig. 2 Mechanical responses of contact model

## 2 各向异性砂土制备

为了方便与室内试验数据进行对比, 本研究采用的是丰浦砂级配 (图 3)。基于 1.1 节生成的团颗粒模板, 通过体积等效法, 放缩团颗粒模板, 即可自动生成与级配曲线各粒径对应的球体积相等的团颗粒。

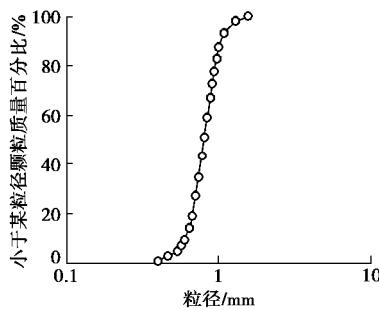


图 3 颗粒级配曲线

Fig. 3 Grain-size distribution curves

各向异性砂土成样方法参考笔者等<sup>[21]</sup>提出的二维各向异性砂土制备方法, 生成 7 种不同沉积角  $\delta$  ( $0^\circ$ ,  $15^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $45^\circ$ ,  $60^\circ$ ,  $75^\circ$ ,  $90^\circ$ ) 的立方体离散元试样。试样目标孔隙比均为 0.65。对于  $0^\circ$  和  $90^\circ$  的试样, 可采用分层欠压法<sup>[28]</sup>分五层直接制备。而对于其他沉积角度试样, 首先需要按照沉积角生成倾斜的底墙和左右侧墙、竖直的前后侧墙以及水平的顶墙, 前后侧墙和左右侧墙的间距为试样的宽度。六面刚性墙生成后, 在该区域生成一定数目、长轴倾角随机分布的团颗粒, 然后顶墙缓慢向下移动, 使得该层试样达到目标孔隙比, 然后调整顶墙位置, 重复上述步骤, 直至五层试样生成, 如图 4 (a) 所示。根据试样尺寸及加载方向的需要, 删除左上部分突出的团颗粒并重新设定顶墙的位置参数, 即可制备相应沉积角度的各向异性砂土离散元试样, 如图 4 (b) 所示。

$15^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $45^\circ$ ,  $60^\circ$ ,  $75^\circ$ ,  $90^\circ$ ) 的立方体离散元试样。试样目标孔隙比均为 0.65。对于  $0^\circ$  和  $90^\circ$  的试样, 可采用分层欠压法<sup>[28]</sup>分五层直接制备。而对于其他沉积角度试样, 首先需要按照沉积角生成倾斜的底墙和左右侧墙、竖直的前后侧墙以及水平的顶墙, 前后侧墙和左右侧墙的间距为试样的宽度。六面刚性墙生成后, 在该区域生成一定数目、长轴倾角随机分布的团颗粒, 然后顶墙缓慢向下移动, 使得该层试样达到目标孔隙比, 然后调整顶墙位置, 重复上述步骤, 直至五层试样生成, 如图 4 (a) 所示。根据试样尺寸及加载方向的需要, 删除左上部分突出的团颗粒并重新设定顶墙的位置参数, 即可制备相应沉积角度的各向异性砂土离散元试样, 如图 4 (b) 所示。

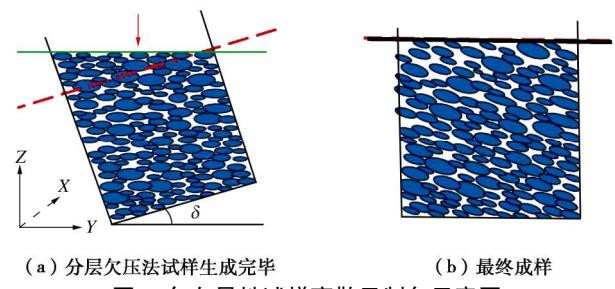
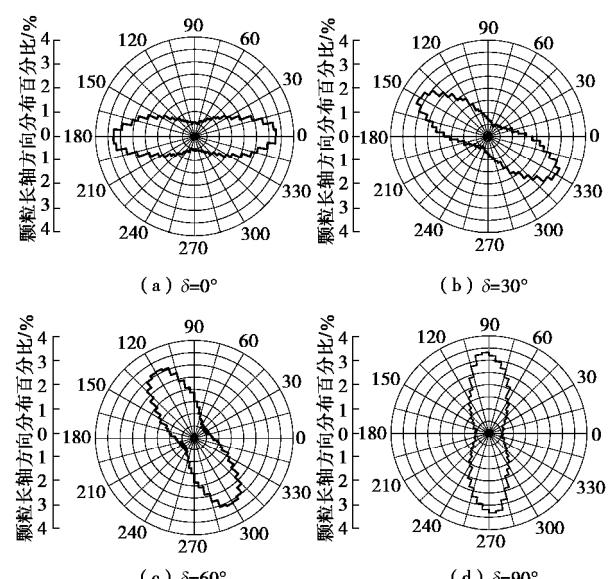


图 4 各向异性试样离散元制备示意图

Fig. 4 Schematic diagram of preparation of anisotropic sample using discrete element method

图 5 为试样椭球颗粒在  $YZ$  平面投影的颗粒长轴分布玫瑰图。由图可见, 各试样颗粒长轴优势方向与水平面所成夹角, 与成样过程中底墙的倾角基本相同。

图 5 颗粒初始排列玫瑰花图 ( $YZ$  投影面)Fig. 5 Rose diagrams of initial particle arrangement ( $YZ$  projection plane)

## 3 离散元模拟参数及实施步骤

各向异性试样制备完成后, 各试样在 100 kPa 围

压下进行固结, 然后进行三轴剪切试验。

在成样阶段, 为了生成目标孔隙比为 0.67 的试样, 在分层欠压过程中颗粒间的摩擦力尽可能小, 使颗粒间能够更加紧凑, 因此这一阶段对应的摩擦系数选为 0.2。在固结和三轴剪切过程中, 颗粒间摩擦系数为 0.5。在离散元的计算过程中, 为了获得合理的计算时步, 在准静态的条件下对颗粒质量进行放大来增大时步, 在提高计算效率的同时, 保持试样整体力学特性基本不变<sup>[29-30]</sup>, 离散元模拟参数如表 1 所示。

表 1 各向异性砂土离散元模拟参数

Table 1 Parameters of anisotropic sand in DEM simulation

各向异性净砂离散元模拟参数		数值
颗粒参数	颗粒数目	20000 左右
	颗粒长短轴比例 $A_m$	1.7
	颗粒法向接触刚度 $k_n/(N\cdot m^{-1})$	$6.0 \times 10^8$
	颗粒切向接触刚度 $k_s/(N\cdot m^{-1})$	$4.0 \times 10^8$
	成样过程中颗粒间摩擦系数 $\mu$	0.2
墙体参数	剪切过程中颗粒间摩擦系数 $\mu$	0.5
	颗粒抗转动系数 $\beta$	0.2
	墙体法向接触刚度 $k_n/(N\cdot m^{-1})$	$6.0 \times 10^8$
	墙体切向接触刚度 $k_s/(N\cdot m^{-1})$	$4.0 \times 10^8$
	颗粒与墙体间摩擦系数	0.0
试验参数	围压	100 kPa
	应变速率	3%/min

## 4 宏观力学与变形特性

### 4.1 力学特性

各向异性净砂离散元模拟的结果首先需要与室内试验结果对比以研究其合理性。本研究将选取 Lam 等<sup>[31]</sup>所做的室内三轴压缩试验结果对离散元模拟结果进行对比。图 6(a)为室内试验的应力应变曲线, 图 6(b)为离散元模拟所得应力应变结果。室内试验结果及离散元模拟结果均表明: 随着沉积角  $d$  的增大, 试样峰值偏应力逐渐减小, 且整体力学响应逐渐由应变软化向硬化发展; 试样初始剪切模量逐渐减小。离散元模拟结果与室内试验结果相一致表明采用离散元方法能够合理的对各向异性净砂力学特性进行反映。

图 7(a)和图 7(b)分别为室内试验及离散元模拟中各向异性净砂峰值内摩擦角比和残余内摩擦角比随沉积角的变化规律, 其中,  $j_0$  和  $j_{r0}$  分别为  $d=0^\circ$  时试样的峰值和残余内摩擦角。如图 7(a)所示, 室内试验和离散元结果均表明, 随着  $d$  的增大, 峰值内摩擦角比有减小的趋势, 当  $d > 60^\circ$  时, 峰值内摩擦角比基本保持不变。由于离散元应力应变曲线在残余阶段具有一定波动, 因此本文选取轴向应变 35%~45% 的内摩擦角平均值作为残余内摩擦角。而室内试验加载到的应变较小, 应力-应变曲线虽未完全但已趋于稳定, 因此本文选取其应力-应变曲线最后一个点计算残余内摩擦角。如图 7(b)所示, 离散元模拟

结果表明: 当  $d \leq 30^\circ$  时, 残余内摩擦角比变化较小, 与 Oda 等<sup>[2]</sup>的室内试验结果基本一致; 当  $d > 30^\circ$  时, 在 Oda 等<sup>[2]</sup>的室内试验结果中, 残余内摩擦角比变化较小, Lam 等<sup>[29]</sup>的室内试验与本文模拟结果均表明随着沉积角的增加, 残余内摩擦角略微增加。

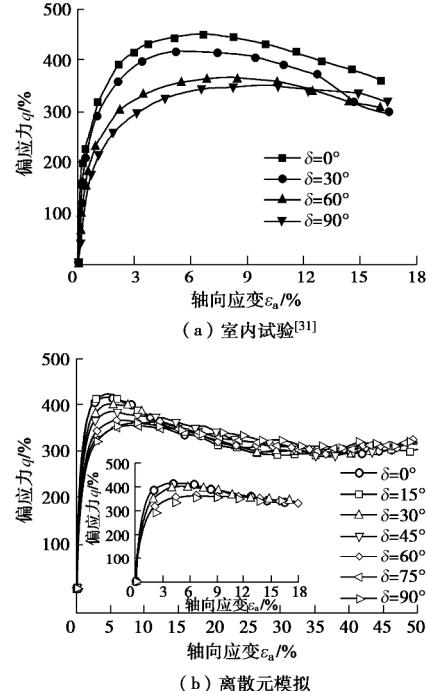


图 6 室内试验及离散元模拟应力-应变关系对比

Fig. 6 Comparison of stress-strain relationships between experimental and DEM simulation results

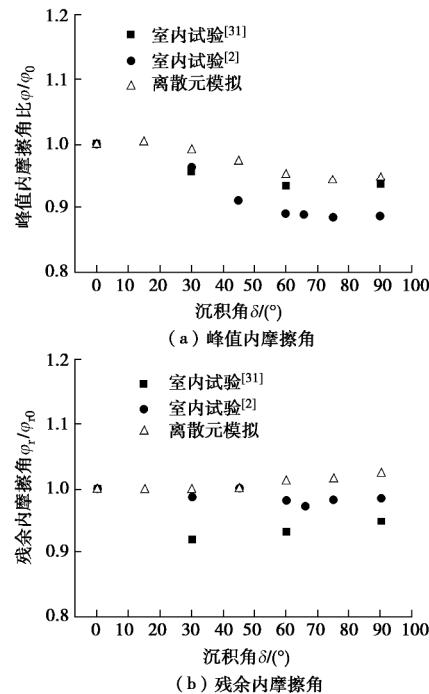


图 7 内摩擦角随沉积角变化规律

Fig. 7 Variation of internal frictional angle against sedimentary angle

#### 4.2 剪切变形特性

图 8 (a) 和图 8 (b) 分别为室内试验<sup>[31]</sup>和离散元模拟所得到的体应变-轴向应变曲线, 室内试验结果及离散元模拟结果均表明: 在初始剪切阶段, 试样首先发生剪缩, 随着剪切的进行, 逐渐由剪缩发展为剪胀。随着  $\delta$  的增大, 体应变绝对值减小, 即剪胀性减小。室内试验及离散元模拟结果基本相同, 表明离散元能很好的模拟各向异性砂土的体变规律。另外对于沉积角较小的试样 ( $d \leq 45^\circ$ ), 孔隙比能够达到稳定进而达到临界状态。而对于  $d$  为  $60^\circ$ ,  $75^\circ$  和  $90^\circ$  试样, 体应变绝对值仍持续增加, 当轴向应变为 50% 时, 试样仍不能够达到临界状态。

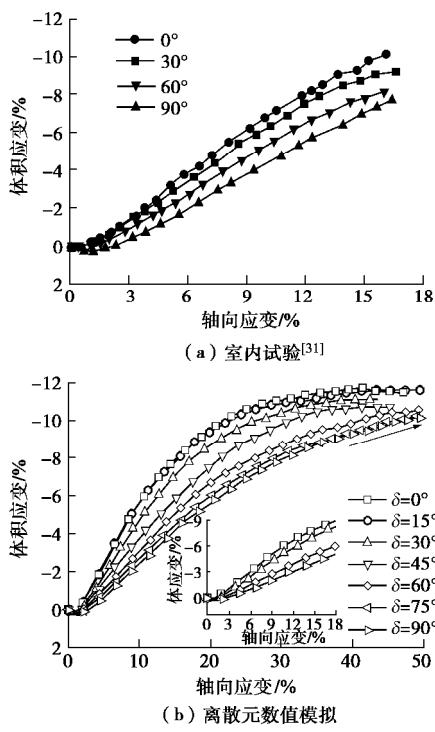


图 8 室内试验及离散元模拟体应变-轴向应变结果对比

Fig. 8 Comparison of volumetric strain-axial strain relationships between experimental and DEM simulation results

#### 5 微观特性描述

各向异性砂土的宏观变形和力学特性与微观组构演化密切相关, 本文主要采用组构张量法对颗粒长轴方向、接触法向进行定量的描述。颗粒长轴指的是团颗粒中各 pebble 球心的连线。

对于组构张量法, 比较简便可行的办法是采用二阶对称张量。本文采取 Oda 等<sup>[32]</sup>提出的组构张量的计算方法, 其表达式如下所示:

$$J_{ij} = \frac{1}{2N} \sum_{k=1}^{2N} u_i^k u_j^k, \quad (1)$$

式中,  $N$  代表单元内砂颗粒的总数或者接触总数,  $u_i^k$  是第  $k$  个颗粒或者接触的主轴单位向量。

离散元模拟过程中, 主要对颗粒长轴和接触法向组构的各向异性程度及方向进行了记录。组构的各向异性系数  $F$  (表征各向异性程度) 可由偏组构张量  $F_{ij}$  的模来表示:

$$F = \|F_{ij}\| = \sqrt{F_{ij} F_{ij}}, \quad (2)$$

式中, 偏组构张量  $F_{ij} = j_{ij} - 1/3 j_{kk} d_{ij}$ 。

为了反映组构主方向与应力主方向的夹角, 本文定义一个应力张量和组构张量的联合不变量  $A$ , 表达式如式 (3) 所示, 对于颗粒长轴组构, 联合不变量用  $A_P$  表示, 对于法向接触组构, 用  $A_c$  表示。该联合不变量  $A$  与组构各向异性系数  $F$  的乘积, 即为 Li 等<sup>[12]</sup>提出的各向异性本构模型中的各向异性状态参量。

$$A = \frac{\text{tr}(S_{ij} F_{ij})}{\|S_{ij}\| \cdot \|F_{ij}\|}, \quad (3)$$

式中, 偏应力张量  $S_{ij} = S_{ij} - (1/3) S_{kk} d_{ij}$ 。

#### 5.1 颗粒长轴组构演化规律

图 9 为颗粒长轴组构-应力联合张量不变量  $A_P$  的变化情况。由图可知: 对于  $\delta=0^\circ$  的试样, 在加载过程中,  $A_P$  的值约等于 -1, 说明颗粒长轴主方向基本垂直于最大主应力方向; 对于  $d > 0^\circ$  的试样, 随着轴向应变的增加,  $A_P$  逐渐减小并向 -1 靠近, 说明颗粒长轴组构主方向逐渐向最大主应力垂直方向偏转, 并且随着  $\delta$  的增大,  $A_P$  减小的速度越快, 说明对于  $d$  的较大的试样, 颗粒转动的程度更高, 而这种颗粒的重新排列会使得试样部分孔隙减小, 从而减弱试样整体的剪胀性。对于能够达到临界状态的试样 ( $d \leq 45^\circ$ ),  $A_P$  的值趋于稳定并接近于 -1。而对于  $d$  为  $60^\circ$ ,  $75^\circ$  和  $90^\circ$  的试样, 在 50% 应变处,  $A_P$  仍然保持不断减小的趋势, 说明颗粒长轴组构主方向仍在不断的调整, 因此在宏观变形特性上表现出不断剪胀的趋势而未能达到临界状态。

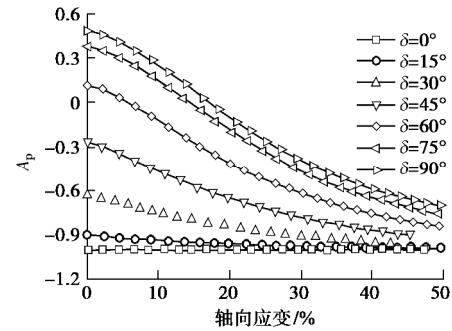


图 9 不同沉积角下  $A_P$  变化曲线

Fig. 9 Curves of  $A_P$  with different sedimentary angles

图 10 为不同  $d$  颗粒长轴组构各向异性系数随轴

向应变的变化关系。由图可知,在初始时刻,尽管相对于整体坐标系而言颗粒排列不同,但是相对于沉积面而言,试样的颗粒各向异性程度基本相同。由图可以看出随着加载的进行,颗粒各向异性系数逐渐发生变化,对于 $d=0^\circ, 15^\circ, 30^\circ$ 的试样,各向异性系数先增大后减小,并且趋于稳定;对于 $d=45^\circ$ 的试样,各向异性系数逐渐减小,并趋于稳定;而对于 $d=60^\circ, 75^\circ, 90^\circ$ 的试样,在初始三轴压缩时刻,颗粒组构主方向偏向于加载方向,因此在前期加载阶段(轴向应变<20%),颗粒各向异性系数不断减小,并且随着 $d$ 的增大,各向异性减小的幅度越大,然后随着剪切的继续进行,颗粒组构各向异性逐渐增强,并且随着 $d$ 的增大,各向异性系数增加的幅度越大,并且均未到达一个稳定的值。综上可见,初始颗粒组构不同使得各向异性砂土宏观变形特性各异,并且颗粒长轴-接触力联合张量不变量 $A_p$ 以及颗粒组构的各向异性系数是否能达到稳定值,可以作为判断土体是否能够达到临界状态的重要依据。

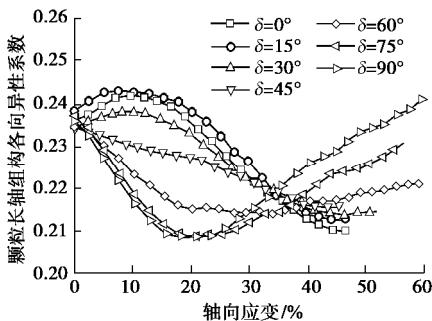


图 10 不同沉积角颗粒组构各向异性变化曲线

Fig. 10 Fabric anisotropies of particle direction with different sedimentary angles

## 5.2 接触法向组构演化规律

图 11 为 $d$  为 $0^\circ, 30^\circ, 60^\circ$  和  $90^\circ$  4 个试样在三轴剪切初始时刻,接触法向在 YZ 面上投影的分布玫瑰画图。由图可知,粒间接触的主方向与成样过程中顶墙基本垂直。这是由于在压缩过程中沿压缩方向颗粒间被压密,使得该方向接触较其他方向更多。

图 12 为接触组构-应力联合张量不变量 $A_c$  的变化情况。三轴剪切前,对于 $d=0^\circ$  的试样,  $A_c$  约等于 1, 说明接触组构主方向和最大主应力方向基本重合,并且在加载过程中 $A_c$  的值保持不变。对于 $\delta>0^\circ$  的试样,随着加载的进行,  $A_c$  逐渐增大,主要是因为在小主应力方向,颗粒接触点逐渐减小,而在大主应力方向,颗粒接触点逐渐增多,从而使得接触组构主方向逐渐向加载方向偏转。不同 $\delta$  试样 $A_c$  最终稳定在 1 附近。

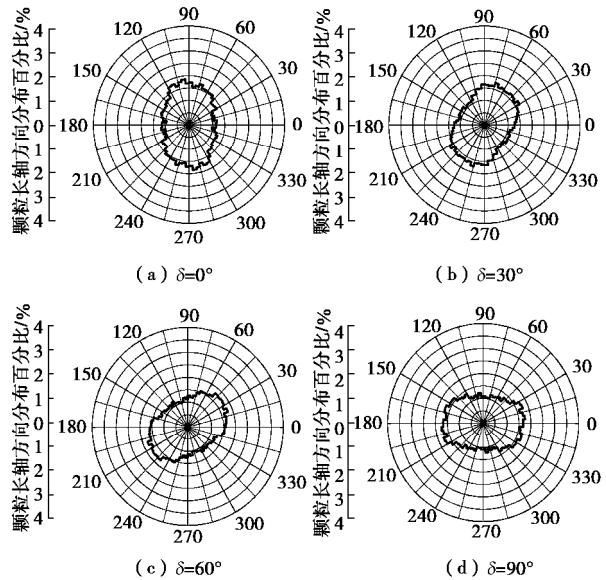


图 11 接触法向排列玫瑰图 (YZ 投影面)

Fig. 11 Rose diagrams of contact normal distribution (YZ projection plane)

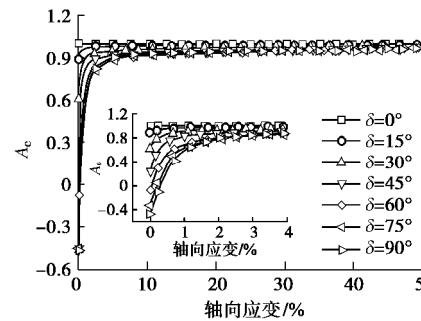


图 12 不同沉积角下  $A_c$  变化曲线

Fig. 12 Curves of  $A_c$  with different sedimentary angles

图 13 为不同 $d$  接触法向组构各向异性系数随轴向应变的变化关系。由图可知,当 $d=0^\circ, 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ$  时,随着轴向应变增大,接触各向异性系数先增大后减小,最终达到某一稳定值;当 $d=60^\circ$  时,接触各向异性系数随着轴向应变增大而增大,最终基本稳定在某一值;而对于 $75^\circ$  和  $90^\circ$  试样,随着轴向应

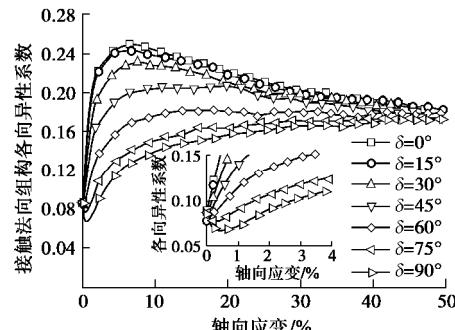


图 13 不同沉积角接触法向组构各向异性变化曲线

Fig. 13 Fabric anisotropies of contact normal with different sedimentary angles

变的增加, 各向异性系数先略微减小, 主要是因为在成样过程中, 由于墙体作用使得初始时刻接触组构主方向与加载方向相差较大, 在竖直方向荷载作用下, 接触组构主方向旋转, 使得原有的接触各向异性减弱, 然后随着剪切的继续进行, 接触各向异性逐渐增强, 最终达到稳定。另外, 随着  $d$  的增大, 各向异性系数是逐渐增大的, 且增大速率越快, 这与宏观上应力应变曲线是相一致的。

## 6 结 论

本文基于三维离散元方法, 采用“Clump”命令生成近似椭球颗粒, 并引入三维抗转动接触模型, 模拟各向异性砂土的三轴剪切试验, 得到主要结论如下:

(1) 本文所采用的离散元方法能很好地反映各向异性砂土应力应变和剪切变形特性, 随着沉积角的增加, 试样峰值强度、初始剪切刚度和剪胀性均减小。

(2) 对于沉积角较小的试样( $0^\circ$ ,  $15^\circ$ ,  $30^\circ$ ), 颗粒组构各向异性程度先增加后减小, 并趋于稳定, 试样均能到达临界状态; 对于沉积角为 $45^\circ$ 的试样, 各向异性程度逐渐减小, 并趋于稳定, 试样也能达到临界状态; 而对于沉积角为 $60^\circ$ ,  $75^\circ$ 和 $90^\circ$ 的试样, 各向异性程度先减小后增大, 颗粒长轴发生较大程度偏转, 使得试样部分孔隙减小, 从而减弱试样整体的剪胀性, 并且当轴向应变为50%, 试样仍未达到临界状态。

(3) 颗粒组构-应力联合不变量(表征颗粒长轴组构张量和应力张量的相对角度)的值是否能接近于-1以及各向异性系数是否趋于稳定, 可以为判断各向异性砂土能否进入临界状态提供参考。

(4) 接触法向主方向迅速向主应力方向偏转, 随着沉积角的增加, 接触法向组构各向异性演化规律逐渐由“应变软化”向“应变硬化”发展, 这与宏观上应力应变曲线的变化规律是相似的。

## 参考文献:

- [1] CASAGRANDE A, CARILLO N. Shear failure of anisotropic materials[J]. Journal of Boston Society of Civil Engineers, 1944, **31**(4): 74 – 81.
- [2] ODA M, KOISHIKAWA I, HIGUCHI T. Experimental study of anisotropic shear strength of sand by plane strain test[J]. Soils and Foundations, 1978, **18**(1): 25 – 38.
- [3] ODA M. Initial fabrics and their relations to mechanical properties of granular material[J]. Soils and Foundations, 1972, **12**(1): 17 – 36.
- [4] ARTHUR J R F, MENZIES B K. Inherent anisotropy in a sand[J]. Géotechnique, 1972, **22**(1): 115 – 128.
- [5] TATSUOKA F, SAKAMOTO M, KAWAMURA T, et al. Strength and deformation characteristics of sand in plane strain compression at extremely low pressures[J]. Soils and Foundations, 1986, **26**(1): 65 – 84.
- [6] GUO P J. Modified direct shear test for anisotropic strength of sand[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2008, **134**(9): 1311 – 1318.
- [7] 童朝霞, 周少鹏, 姚仰平, 等. 测定各向异性砂土抗剪强度特性的新型直剪装置及初步应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, **31**(12): 2579 – 2584. (TONG Zhao-xia, ZHOU Shao-peng, YAO Yang-ping, et al. An improved direct shear apparatus for shear strength of anisotropic sands and its primary application[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, **31**(12): 2579 – 2584. (in Chinese))
- [8] PRADHAN T B S, TATSUOKA F, HORII N. Simple shear testing on sand in a torsional shear apparatus[J]. Soils and Foundations, 1988, **28**(2): 95 – 112.
- [9] GAO Z, ZHAO J. Constitutive modeling of anisotropic sand behavior in monotonic and cyclic loading[J]. Journal of Engineering Mechanics, 2015, **04015017**(8).
- [10] LI X S, DAFALIAS Y F. Constitutive modeling of inherently anisotropic sand behavior[J]. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, 2002, **128**(10): 868 – 880.
- [11] YIN Z Y, CHANG C S, HICHER P Y. Micromechanical modelling for effect of inherent anisotropy on cyclic behaviour of sand[J]. International Journal of Solids & Structures, 2010, **47**(14/15): 1933 – 1951.
- [12] YAO Y P, KONG Y X. Extended UH model: Three-dimensional unified hardening model for anisotropic clays[J]. Journal of Engineering Mechanics, 2011, **138**(7): 853 – 866.
- [13] YAO Y P, TIAN Y, GAO Z W. Anisotropic UH model for soils based on a simple transformed stress method[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2017, **41**(1): 54 – 78.
- [14] LI X S, DAFALIAS Y F. Anisotropic critical state theory: role of fabric[J]. Journal of Engineering Mechanics, 2012, **138**(3): 263 – 275.
- [15] GAO Z W, ZHAO J D, LI X S, et al. A critical state sand plasticity model accounting for fabric evolution[J]. International Journal for Numerical & Analytical Methods in Geomechanics, 2014, **38**(4): 370 – 390.
- [16] ODA M, KAWAMOTO K, SUZUKI K, et al. Microstructural

interpretation on reliquefaction of saturated granular soils under cyclic loading[J]. *Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering*, 2001, **127**(5): 416 – 423.

[17] LI X, LI X S. Micro-macro quantification of the internal structure of granular materials[J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 2009, **135**(7): 641 – 656.

[18] JIANG M J, LI T, SHEN Z F. Fabric rates of elliptical particle assembly in monotonic and cyclic simple shear tests: a numerical study[J]. *Granular Matter*, 2016, **18**(3): 1 – 14.

[19] JIANG M J, LI T, CHAREYRE B. Fabric rates applied to kinematic models: evaluating elliptical granular materials under simple shear tests via discrete element method[J]. *Granular Matter*, 2016, **18**(3): 1 – 15.

[20] 蒋明镜, 付 昌, 刘静德, 等. 不同沉积方向各向异性结构性砂土离散元力学特性分析[J]. *岩土工程学报*, 2016, **38**(1): 138 – 146. (JIANG Ming-jing, FU Chang, LIU Jing-de, et al. DEM simulations of anisotropic structured sand with different deposit directions[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2016, **38**(1): 138 – 146. (in Chinese))

[21] 蒋明镜, 陈 添, 刘静德, 等. 沉积角对净砂宏观力学特性影响的离散元分析[J]. *岩土力学*, 2016, **37**(2): 554 – 562. (JIANG Ming-jing, CHEN Tian, LIU Jing-de, et al. Discrete element analysis of effects of sedimentary angle on macro-micromechanical properties of pure sand[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2016, **37**(2): 554 – 562. (in Chinese))

[22] TING J M, MEACHUM L, ROWELL J D. Effect of particle shape on the strength and deformation mechanisms of ellipse - shaped granular assemblages[J]. *Engineering Computations*, 2013, **12**(2): 99 – 108.

[23] MAHMOOD Z, IWASHITA K. Influence of inherent anisotropy on mechanical behavior of granular materials based on DEM simulations[J]. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2010, **34**(8): 795 – 819.

[24] YAN W M, ZHANG L. Fabric and the critical state of idealized granular assemblages subject to biaxial shear[J]. *Computers and Geotechnics*, 2013, **49**: 43 – 52.

[25] NG T T. Macro- and micro-behavior of granular materials under different sample preparation methods and stress paths[J]. *International Journal of Solids & Structures*, 2004, **41**(21): 5871 – 5884.

[26] Itasca Consulting Group Inc. PFC3D (particle flow code in three dimensions) version 5.0 manual[M]. Minneapolis: Itasca Consulting Group Inc, 2015.

[27] JIANG M J, SHEN Z F, WANG J F. A novel three-dimensional contact model for granulates incorporating rolling and twisting resistances[J]. *Computers and Geotechnics*, 2015, **65**: 147 – 163.

[28] JIANG M J, KONRAD J M, LEROUEIL S. An efficient technique for generating homogeneous specimens for DEM studies[J]. *Computers & Geotechnics*, 2003, **30**(7):579 – 597.

[29] THORNTON C. Numerical simulations of deviatoric shear deformation of granular media[J]. *Géotechnique*, 2000, **50**(1): 43 – 54.

[30] ZHAO X L, EVANS T M. Numerical analysis of critical state behaviors of granular soils under different loading conditions[J]. *Granular Matter*, 2011, **13**(6):751 – 764.

[31] LAM W K, TATSUOKA F. Effects of initial anisotropic fabric and  $\sigma_2$  on strength and deformation characteristics[J]. *Soils and Foundations*, 1988, **28**(1): 89 – 106.

[32] ODA M, NEMAT-NASSER S, KONISHI J. Stress-induced anisotropy in granular masses[J]. *Soils and Foundations*, 1985, **25**(3): 85 – 97.

DOI: 10.11779/CJGE201712004

# 深部岩体隧洞即时型岩爆微震震源体积的分形特征研究

于 洋<sup>1,2</sup>, 冯夏庭<sup>2</sup>, 陈炳瑞<sup>2</sup>, 肖亚勋<sup>2</sup>, 丰光亮<sup>2</sup>

(1. 华东交通大学江西省岩土工程基础设施安全与控制重点实验室, 江西 南昌 330013; 2. 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)

**摘要:** 根据即时型岩爆孕育及发生过程中微震信息的自相似性, 提出了一种震源体积的分形计算方法。运用上述方法, 基于锦屏二级水电站施工排水洞及4条引水隧洞施工过程中的大量不同类型、等级的即时型岩爆案例, 展开微震事件震源体积分布的分形行为研究。研究结果表明: 即时型岩爆孕育及发生过程中的微震信息震源体积分布是具有分形结构的; 即时性应变型岩爆体积分形维数大于0.7, 即时性应变-结构面滑移型岩爆体积分形维数小于0.6, 这意味着根据微震事件体积分形维数可以对即时性岩爆的类型进行区分; 对于即时型岩爆来说, 岩爆等级越强则微震体积分形维数值越大; 对于即时性应变-结构面滑移型岩爆, 结构面数越多则震源体积分形维数值越小。上述研究结果可以为高地应力条件下不同类型岩爆的预测与防治提供合理的科学依据。

**关键词:** 即时型岩爆; 水电站; 微震事件; 震源体积; 分形维数

中图分类号: TU45 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)12-2173-07

作者简介: 于 洋(1982-), 男, 博士, 主要从事深部岩体力学方面的研究工作。E-mail: [lukeryuyang@163.com](mailto:lukeryuyang@163.com)。

## Fractal characteristics of micro-seismic volume for different types of immediate rock-bursts in deep tunnels

YU Yang<sup>1,2</sup>, FENG Xia-ting<sup>2</sup>, CHEN Bing-rui<sup>2</sup>, XIAO Ya-xun<sup>2</sup>, FENG Guang-liang<sup>2</sup>

(1. Jiangxi Key Laboratory of Infrastructure Safety Control in Geotechnical Engineering, East China Jiao Tong University, Nanchang 330013, China; 2. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China)

**Abstract:** A fractal method is put forward to study the self-similarity of the volume distribution of micro-seismic events during the development of different types of immediate rock-bursts. The proposed method is used to study the fractal behaviours of the volume distribution of micro-seismic events during the development of immediate rock-bursts that occur in four deep headrace tunnels and one drainage tunnel at the Jinping II Hydropower Station. The results indicate that the volume distribution of micro-seismic events during the evolution of immediate rock-bursts displays fractal properties. The fractal dimension of volume can be used as the basis for estimating rock-burst type, that is, the fractal dimensions of immediate strain rock-bursts are  $>0.7$  and  $<1$ , but those of immediate strain-structure slip rock-bursts are  $>0.2$  and  $<0.6$ . For the immediate strain rock-bursts and the immediate strain-structure slip rock-bursts, if the intensity is lower, the fractal dimensions of volume will be smaller. For the immediate strain-structure slip rock-bursts, the more the number of structure planes, the smaller the fractal dimensions of volume. These conclusions can be used as the guideline to develop a warning system and to reduce the risk of rock-bursts during construction of deep, hard-rock tunnels.

**Key words:** immediate rock-burst; hydropower station; micro-seismic event; micro-seismic volume; fractal dimension

## 0 引言

岩爆是高应力条件下, 聚积于岩体中的弹性变形势能突然猛烈释放, 导致岩石爆裂并弹射出来的现象。深部岩体隧洞开挖过程中频发的岩爆灾害时常会造成大量的人员伤亡以及巨大的财产损失。因此, 岩爆的预测与防治对于深部地下工程的顺利开展具有十分重要的意义。

目前, 微震监测已经在深部岩体隧洞岩爆的研究中取得了成功地应用<sup>[1]</sup>, 国内外学者将微震震源体积作为可靠的震源参数进行了大量的研究: Mendeck 等<sup>[2-3]</sup>提

基金项目: 国家自然科学基金项目(51509092); 江西省自然科学基金项目(2016BAB216141, 2016BAB206159); 江西省教育厅科研项目(150518); 岩土力学与工程国家重点实验室开放基金项目(Z015004)  
收稿日期: 2016-09-14

出岩体发生失稳破坏前常伴随有累积震源体积上升这一前兆特征。陈炳瑞等<sup>[4]</sup>针对深埋隧洞 TBM 开挖方式下的微震活动性进行了研究。结果表明, 在一些岩爆发生之前, 微震事件数及微震事件震源体积在时间上具有一个突增的过程, 此过程中常伴随着累积震源体积的增加以及能量指数的降低。

自从 Mandelbrot<sup>[5]</sup>根据海岸线的自相似性提出了分形几何的概念以来, 分形几何迅速的发展为一个重要的数学分支, 近 20 年来分形理论被发展为一个有效的理论工具用于针对自然界以及工程技术中不规整的现象进行描述, 并且被广泛的应用到几乎各个领域, 在基于微震信息的岩爆前兆特征研究方面取得许多令人瞩目的显著成果: Kagan 等<sup>[6-7]</sup>首先证实了地震孕育过程中的微震事件在空间结构及时间序列上是具有分形特征的, 并且空间分形维数值一般情况下是震源深度的 2.2 倍, 然后在进一步的研究中指出如果将地震看作是一次大型的事件, 那么余震发生的几率与  $t^1$  具有正比例关系。另外, Gutenberg-Richter 理论同样指出从小的岩体微裂隙到大范围的地震, 其频率、能量、震级以及表面的有效裂隙的尺寸都是具有自相似性的<sup>[8-14]</sup>。

根据深埋隧洞开挖过程中岩爆的发生时间、位置可以将其划分为即时型岩爆和时滞型岩爆<sup>[15-16]</sup>。即时型岩爆, 指在工程开挖卸荷效应影响范围内发生的岩爆, 空间上发生在掌子面及其附近的围岩中, 时间上发生在开挖后几小时到几天内; 时滞型岩爆, 指发生在隧洞掌子面开挖应力调整扰动范围之外, 一般在时间上滞后该区开挖时间 6~30 d, 空间上在距离掌子面 80 m 的范围内, 其发生是岩爆区开挖应力调整与外界扰动联合作用的结果。根据岩爆的发生机制又可将其划分为应变型岩爆和应变-结构面滑移型岩爆<sup>[1]</sup>。综上所述, 即时型岩爆可以分为即时性应变型岩爆和即时性应变-结构面滑移型岩爆。

本文以锦屏二级水电站埋深隧洞的开挖过程为工程背景。引入分形理论的计算方法, 针对上述两种不同类型即时性岩爆孕育及发生过程中的微震信息进行震源体积的分形特征研究, 并且对分形维数的分布规律进行机理分析。其结果可以为深埋地下隧洞开挖过程中岩爆风险的控制提供合理的科学依据。

## 1 工程概述及微震实时监测

### 1.1 工程概述

锦屏二级水电站深埋隧洞工程, 位于四川省凉山彝族自治州境内的雅砻江锦屏大河弯处雅砻江干流上, 最大埋深为 2525 m, 其中埋深大于 1600 m 的洞

段占隧洞总长度的 70% 以上, 主要由 7 条相互平行的隧洞组成, 分别为交通辅助洞<sup>#A</sup>、<sup>#B</sup>, 施工排水洞<sup>P</sup>以及<sup>#1~#4</sup>引水隧洞<sup>[17]</sup>。

根据岩爆发生时所发出的声响级别、爆坑断面尺寸及其孕育过程中的破坏的特征<sup>[18-19]</sup>, 锦屏二级水电站岩爆等级划分标准详见表 1。隧洞施工表明: 锦屏二级水电站深埋隧洞在施工过程中产生大量岩爆, 岩爆等级以轻微、中等为主, 局部开挖段发生强烈、极强岩爆, 由于轻微岩爆对工程产生的影响基本可以忽略, 本文主要针对中等及强烈岩爆展开研究。

表 1 锦屏二级水电站岩爆强度判别标准

Table 1 Intensities classification of immediate rock-bursts in deep tunnels of Jinping II Hydropower Station

岩爆等级	破坏形式	声响级别	爆坑深度	施工影响程度
轻微岩爆	围岩表面岩体剥落, 基本无岩体的声响, 持续时间短	可以听到轻微抛射	小于 0.5 m	影响程度较轻
中等岩爆	围岩岩体严重剥落, 具有爆破的声响, 声之间, 且破	发出类似雷管	0.5~1.0 m	具有一定坏范围显
强烈岩爆	轻微的岩体抛射	音具有一定的现象	持续时间	影响
	大量围岩岩体被突然、快速地抛射而出	发出炸药爆炸	大于 1.0 m	严重影响施工安全

### 1.2 微震实时监测

采用南非 ISS 微震监测系统, 对钻爆法开挖方式下施工排水洞<sup>P</sup>及<sup>#1~#4</sup>引水洞的施工过程进行连续性实时微震监测(每天爆破 1~2 次, 每次爆破进尺 2.5~3 m), 微震监测区如图 1 所示。该监测系统传感器采样频率为 100~6000 Hz, 采用 8 个传感器协同布局, 大大的增加了微震事件定位精度(达到 98% 以上)<sup>[1]</sup>, 其系统及信号处理过程详见文献[4]。

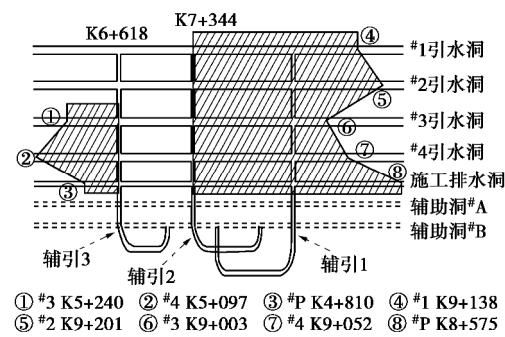


图 1 锦屏二级水电站钻爆法开挖方式下的微震监测区(<sup>#A</sup>、<sup>#B</sup>为交通辅助洞)

Fig. 1 Ranges of micro-seismic monitoring on DBM excavation of diversion tunnels in Jinping II Hydropower Station

### 1.3 微震事件震源体积参数

微震事件震源体积(视体积)是描述岩爆孕育过

程的重要参数, 经常用来描述岩爆发生前岩体的变化规律<sup>[2-4]</sup>, 表示的是震源塑性变形区岩体的体积, 可以通过微震监测仪器记录的波形参数获得, 是一个较为稳健的震源参数, 其表达式为<sup>[20]</sup>

$$V_A = \frac{mP^2}{E} \quad , \quad (1)$$

式中,  $V_A$  为微震源体积,  $m$  为岩石的剪切模量,  $P$  为微震体变势,  $E$  为微震辐射微震能。

## 2 深埋隧洞即时型岩爆微震震源体积的分形特征研究

### 2.1 应变型岩爆震源体积分形特征

锦屏二级水电站 2011 年 11 月 6 日, #2 引水洞向西 1-2-W 掌子面附近桩号 K8+398—402 位置北侧边墙发生强烈岩爆。该岩爆发生洞段内围岩完整, 无结构面发育, 围岩岩性为 T2b 白色巨厚状中粗晶大理岩。岩爆坑最大深度为 1.1 m, 爆坑呈宽 10 m、高 6.5~8 m 的圆形断面, 表面起伏不变, 其破坏表征形式体现出典型的应变型岩爆特征<sup>[15]</sup>。结合该岩爆过程中岩体破坏机制与开挖扰动的关系, 定义此次强烈岩爆为即时性应变型岩爆。该即时性应变型岩爆发生后岩体的宏观破坏情况如图 2 所示。选择岩爆中心线前后 30 m 范围内的微震事件进行震源体积分形研究<sup>[1]</sup>, 2011 年 11 月 6 日即时型岩爆孕育及发生过程中此范围内的微震事件震源体积对数  $\lg v$  的最大值为 2.08, 最小值为 0.46, 其微震事件空间分布情况如图 3 所示。

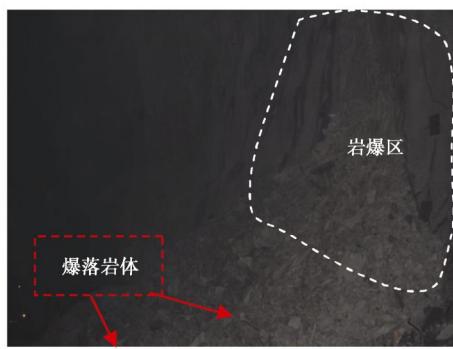


图 2 2011 年 11 月 6 日岩爆现场照片

Fig. 2 The rock-burst on 6 November 2011

基于分形几何学原理<sup>[5]</sup>, 微裂隙产生过程中微震震源体积分布的相关积分可以表示为

$$c(v) = \frac{2N(v)}{N(N-1)} \quad (v \leq V) \quad . \quad (2)$$

式中  $V$  为所有微震事件在震源体积范围区间内的上限值;  $v$  为  $V$  体积范围内每一个微震事件的震源体积值;  $N(v)$  为  $v$  震源体积范围内的微震事件的偶对数目;  $N$  为  $V$  体积范围内的微震事件总数。计算出  $v$  体积范

围内的相关指数  $c(v)$ , 如果微裂隙产生过程中的微震事件在震源体积上是具有分形结构的, 那么可以将微震事件震源体积分布的相关积分表达为<sup>[5, 8]</sup>

$$c(v) \propto v^{D_v} \quad , \quad (3)$$

即

$$D_v = \lim_{v \rightarrow V} \frac{\lg c(v)}{\lg v} \quad . \quad (4)$$

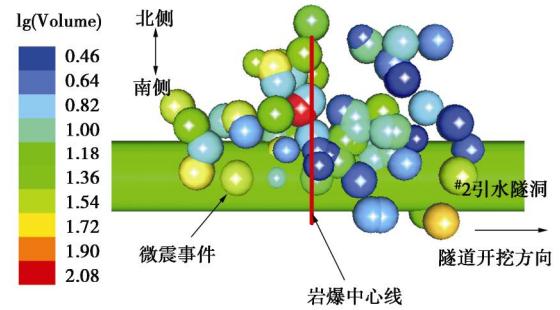


图 3 2011 年 11 月 6 日岩爆微震事件定位图

Fig. 3 Micro-seismic events in area in 2011

根据 2011 年 11 月 6 日即时性应变型岩爆孕育及发生过程中的总微震事件数  $N$  (图 3 所示的所有微震事件) 以及  $v$  震源体积范围内的微震事件对的数目  $N(v)$ , 运用图 4 及式 (2) 根据微震事件在震源体积上的分布情况计算出  $\lg c(v)$ 。以微震事件体积范围  $\lg v$  为横坐标 (此处选取为 0 到 0.8, 1.1, 1.4, 1.7, 以及最大值  $\lg V$ : 2.08)、 $\lg c(v)$  为纵坐标, 建立直角坐标系并进行线性拟合。若拟合直线具有较好的线性相关性, 表明此即时性应变型岩爆孕育过程中所产生的岩石微裂隙在震源体积上是具有分形分布关系的。同时, 所求得的直线斜率  $D_v$  值为此次即时性应变型强烈岩爆孕育及发生过程中微震事件在震源体积上的分形维数值 (如图 5 中的  $\diamond$ )。

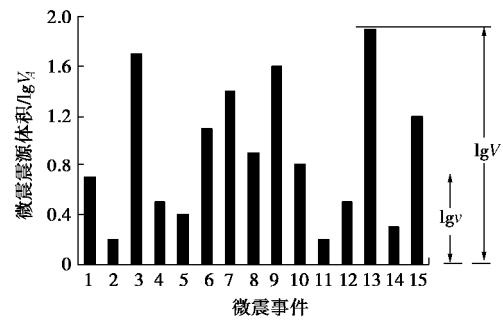


图 4 微震震源体积分形计算参数的选取

Fig. 4 Parameter selection of fractal calculation of micro-seismic volume

运用上述分形计算方法, 根据表 2 中所选取的参数, 对多次即时性应变型岩爆孕育及发生过程中的微震事件进行微震震源体积分形计算, 如图 5 所示。图

5 中线性拟合的平均方差 (RMSE) 可表示为

$$RMSE = \frac{\sum D_i^2}{n} \quad , \quad (5)$$

$D_i$  是线性拟合直线与拟合点之间纵坐标的差值,  $n$  是拟合点的个数 (此处  $n = 5$ )。从图 5 中可以看出,  $lgv$  与  $lgc(v)$  之间具有良好的线性关系, 其自相似系数  $R$  均大于 0.97, 平均方差也都小于  $3 \times 10^{-3}$ 。因此, 即时性应变型岩爆孕育及发生过程中的微震事件在震源体积上是具有分形分布特征的并且表现出良好的自相似性。

表 2 即时性应变型岩爆震源体积分形参数选取

Table 2 Immediate strain rock-burst data

岩爆等级	岩爆日期	最小震源体积/m <sup>3</sup>	选取最小值 lgv	最大震源体积/m <sup>3</sup>	选取最大值 lgV
强烈	2011-11-06	$2.86 \times 10^0$	0.8	$1.21 \times 10^2$	2.08
强烈	2011-01-11	$1.37 \times 10^0$	0.8	$1.12 \times 10^2$	2.05
强烈	2011-01-26	$2.38 \times 10^0$	0.8	$9.55 \times 10^1$	1.98
强烈	2011-04-20	$4.03 \times 10^0$	0.8	$1.07 \times 10^2$	2.03
中等	2011-02-19	$1.87 \times 10^0$	0.8	$1.05 \times 10^2$	2.02
中等	2011-08-26	$7.04 \times 10^{-1}$	0.8	$9.35 \times 10^1$	1.97

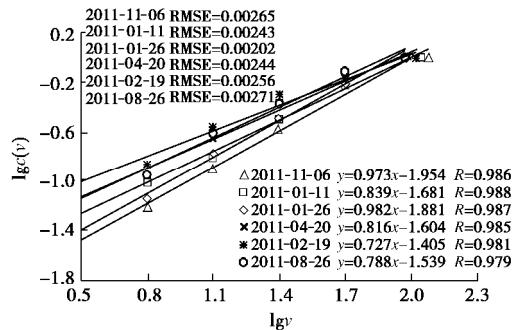


图 5 即时性应变型岩爆微震事件震源体积分形维数拟合图

Fig. 5 Fractal fitting of volume of micro-seismic events during evolution of immediate strain rock-bursts

## 2.2 应变 - 结构面滑移型岩爆震源体积分形特征

2010 年 11 月 10 日, #3 引水隧洞桩号 9+721—710 位置南侧边墙至拱肩处发生强烈岩爆。爆坑最大深度达 1.2 m, 岩爆爆坑表面可见一条明显的剪切滑移面。此次岩爆既受高地应力的作用, 同时也受结构面的控制。结合该岩爆过程中岩体破坏机制与开挖扰动的关系, 定义此次强烈岩爆为一条 (组) 结构面控制所产生的即时性应变-结构面滑移型岩爆。该即时性应变-结构面滑移型岩爆发生后岩体的宏观破坏情况如图 6 所示。同样选择岩爆中心线前后 30 m 范围内的微震事件进行体积分形研究, 2010 年 11 月 10 日强烈岩爆孕育及发生过程中的微震事件震源体积对数  $lgv$  的最大值为 2.01, 最小值为 -0.02, 其孕育及发生过程中此

范围内的微震事件发生情况如图 7 所示。运用前文所述的震源体积分形方法, 对锦屏二级水电站多次一条结构面控制作用下的即时性应变-结构面滑移型岩爆孕育及发生过程中获得的微震事件进行微震震源体积分形计算, 如图 8 所示。

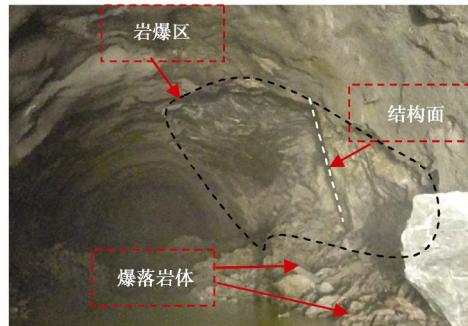


图 6 2010 年 11 月 10 日岩爆现场照片

Fig. 6 The rock burst on 10 November 2010

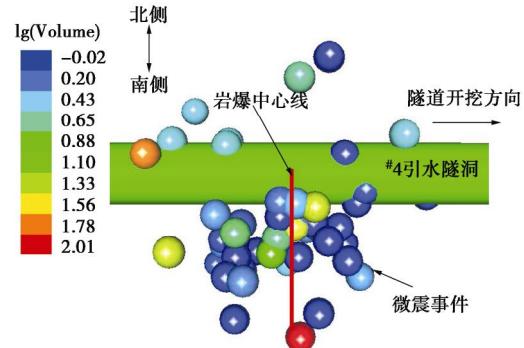


图 7 2010 年 11 月 10 日岩爆微震事件定位图

Fig. 7 Micro-seismic events in area in 2010

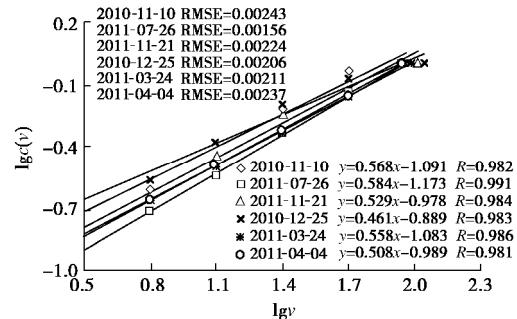


图 8 一条结构面控制作用下即时性应变-结构面滑移型岩爆微震事件震源体积分形维数拟合图

Fig. 8 Fractal fitting of volume of micro-seismic events during evolution of immediate strain-structure slip rock-bursts with one structural plane

2011 年 1 月 3 日, #4 引水隧洞桩号 8+051—060 位置掌子面靠近北侧边墙发生中等岩爆, 爆坑最大深度达 0.7 m、宽度为 7~9 m、高约 5 m, 岩性为 T2b

灰色厚层状大理岩。此次岩爆爆坑表面可见多条明显的剪切滑移面 (如图 9 所示)。

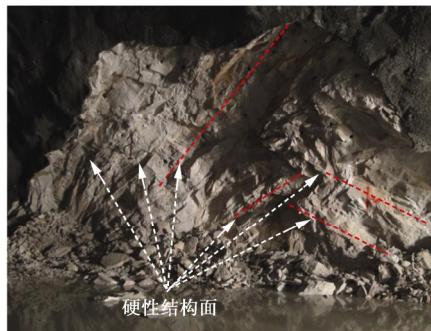


图 9 2011 年 1 月 3 日岩爆现场照片

Fig. 9 Rock burst on 3 January 2011

结合该次中等岩爆发生过程中开挖与扰动的对应关系, 定义此次岩爆为两组结构面控制作用下的即时性应变—结构面滑移型岩爆。对施工过程中多条结构面控制作用下的即时性应变—结构面滑移型岩爆进行震源体积分形计算 (图 10 (a)、(b) 所示)。综合分析图 8 及图 10 (a)、(b) 发现,  $\lg v$  与  $\lg c(v)$  之间具有良好的线性关系, 其自相似系数  $R$  均大于 0.97, 平均方差也均小于  $3 \times 10^{-3}$ 。综上所述, 即时性应变—结构面滑移型岩爆孕育及发生过程中的微震事件在震源体积上同样是具有分形分布特征的。

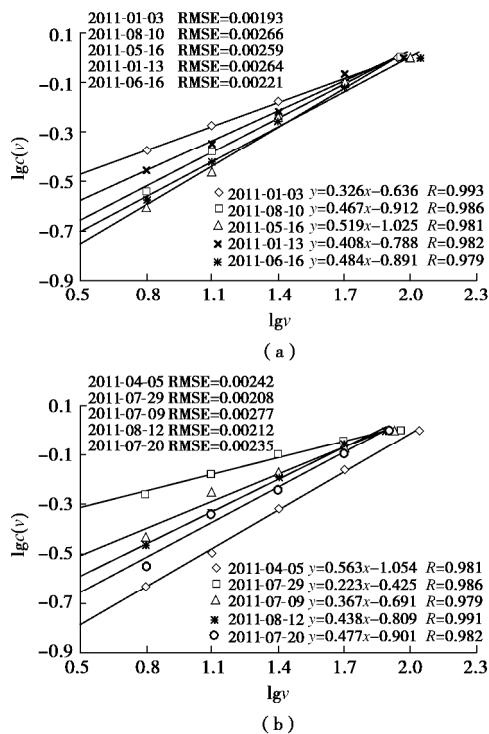


图 10 多条结构面控制作用下即时性应变—结构面滑移型岩爆微震事件震源体积分形维数拟合图

Fig. 10 Fractal fitting of volume of micro-seismic events during evolution of immediate strain-structure slip rock-bursts with multiple structural planes

### 2.3 不同类型即时性岩爆震源体积分形维数分布特征

上述施工排水洞<sup>#P</sup> 及<sup>#1</sup>、<sup>#2</sup>、<sup>#3</sup>、<sup>#4</sup> 引水洞中等以上即时性应变型岩爆及即时性应变—结构面滑移型岩爆的微震事件震源体积分形维数如图 11 所示。

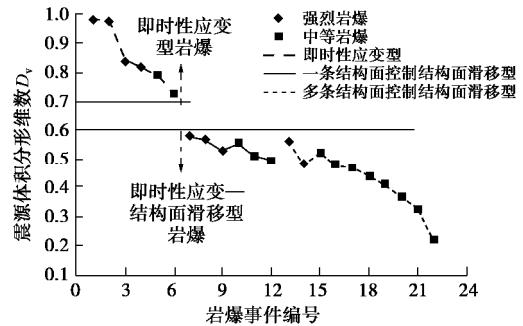


图 11 不同类型岩爆微震震源体积分形维数分布规律

Fig. 11 Fractal characteristics of volume of different types of immediate rock-bursts

从图 11 中可以看出, 对于锦屏二级水电站深埋隧洞施工过程中的岩爆灾害: 即时性应变型岩爆震源体积分形维数均大于 0.7 (本研究所针对的岩爆实例主要分布在 0.7~1.0 范围内), 即时性应变—结构面滑移型岩爆震源体积分形维数分布在 0.2~0.6 范围内, 这意味着根据微震事件震源体积分形维数可以对即时性岩爆的类型进行区分; 对于即时性应变型岩爆来说, 强烈岩爆微震事件震源体积分形维数分布在 0.8~1.0 范围, 大于中等岩爆 (分布在 0.7~0.8 范围); 对于即时性应变—结构面滑移型岩爆, 强烈岩爆微震事件震源体积分形维数分布在 0.5~0.6 范围总体上大于中等岩爆 (分布在 0.2~0.6 范围), 同时随着结构面数目的增加震源体积分形维数具有降低的趋势 (一条结构面控制滑移型分布在 0.4~0.6 范围, 多条结构面控制滑移型分布在 0.2~0.6 范围), 但是不存在一一对应的情况, 分析其原因是对于即时性应变—结构面滑移型岩爆其震源体积分形维数同样受到结构面长度、角度等方面因素的影响。

### 3 岩爆震源体积分形维数特征分析

微震事件震源体积分形维数表示的是微震事件在微震震源体积上的分布情况, 大尺寸的微震事件所占的比重越少, 震源体积分形维数越小。即时性应变型岩爆微震震源体积分形维数大于即时性应变—结构面滑移型岩爆, 说明即时性应变型岩爆孕育过程中的微震事件在震源尺寸上的分布要高于即时性应变—结构面滑移型岩爆。

图 12 为相同等级两种不同类型即时性岩爆微震事件震源尺寸 (半径) 的分布情况, 对上述结论进行了印证。从图 12 (a)、(b) 中可以看出对于相同等级

的即时性岩爆来说,应变-结构面滑移型岩爆震源半径小于 2 m 的微震事件率大于应变型岩爆,并且随着震源半径的增加其微震事件率表现出递减的趋势;而应变型岩爆震源半径大于 2 m 的事件率高于应变-结构面滑移型岩爆,且在震源半径的分布上表现出一种接近正态的分布规律。分析其原因在于,相对于应变型岩爆的张拉破裂为主的围岩破坏模式<sup>[1]</sup>,由于岩体中结构面的发育使得开挖过程中大量的微震破裂事件沿着结构面张开、扩展、贯通进而形成了新的自由面,被自由面切割的那部分岩体在围岩卸荷应力的作用下,沿着贯通的自由面剪切滑移并被抛射出去,进而导致应变-结构面滑移型岩爆的发生。同时,由于结构面的控制作用这些微震事件的震源体积值都相对较小,使得即时性应变-结构面滑移型岩爆孕育过程中的微震事件在震源体积分布上低于应变型岩爆。

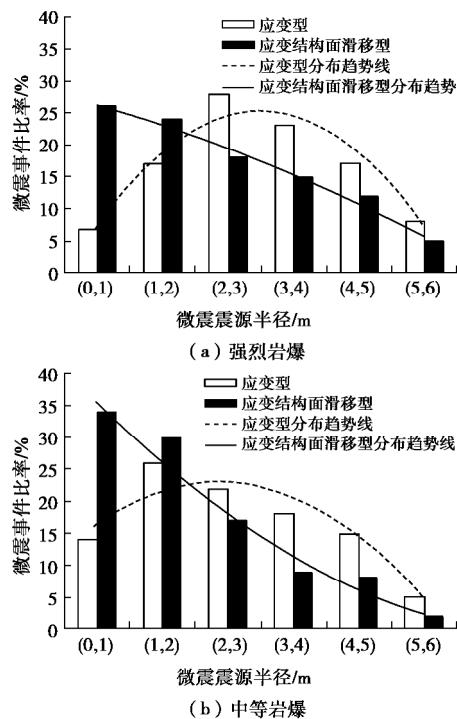


图 12 相同等级不同类型岩爆震源尺寸的分布情况

Fig. 12 Size distribution of micro-seismic events in immediate rock-bursts with same intensity and different types

同样,对于即时性应变型强烈岩爆的震源体积分形维数大于中等岩爆,说明强烈岩爆孕育及发生过程中大尺寸微震事件分布高于中等岩爆;对于即时性应变-结构面滑移型岩爆,岩爆等级越低、结构面数量越多,微震信息震源尺寸分布就越低,其微震事件震源体积分形维数与岩爆等级具有正比关系与结构面数具有反比关系。

## 4 结 论

对锦屏二级水电站施工排水洞<sup>#P</sup>及<sup>#1</sup>、<sup>#2</sup>、<sup>#3</sup>、<sup>#4</sup>

引水洞钻爆法开挖方式下不同类型、等级的即时型岩爆进行了微震信息震源体积分形研究,从而揭示了不同类型即时性岩爆孕育及发生过程中微震事件的尺寸分布特征,经研究发现:

(1)不论对于即时性应变型岩爆还是即时性应变-结构面滑移型岩爆,其孕育及发生过程中的微震事件在震源体积上都是具有分形分布规律的,并且表现出良好的自相似性。

(2)基于微震信息震源体积分形维数可以对即时性应变型岩爆及即时性应变-结构面滑移型岩爆进行区分:应变型岩爆微震信息震源体积分形维数大于 0.7,应变-结构面滑移型岩爆分形维数小于 0.6。

(3)对于两种不同类型的即时性岩爆来说,强烈岩爆孕育过程中的微震震源体积分形维数总体上大于中等岩爆;对于相同等级的即时性应变-结构面滑移型岩爆,由于岩体中结构面发育对微震事件震源尺寸的控制作用,其微震震源体积分形维数值与结构面的数目具有反比关系。

致 谢:论文中所涉及的微震监测数据均来源于中科院武汉岩土所锦屏二级水电站微震监测项目部。

## 参 考 文 献:

- [1] 冯夏庭, 陈炳瑞, 张传庆, 等. 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, CHEN Bing-rui, ZHANG Chuan-qing, et al. Mechanism warning and dynamic control of rock-burst development processes[M]. Beijing: China Social Sciences Publishing House, 2013. (in Chinese))
- [2] MENDECKI A J. Real time quantitative seismology in mines[M]// Rock-bursts and Seismicity in Mines. Rotterdam: Balkema, 1993: 287 - 295.
- [3] MENDECKI A J. Principles of monitoring seismic rockmass response to mining[C]// Rock-bursts and Seismicity in Mines. Balkema, 1997: 69 - 79.
- [4] 陈炳瑞, 冯夏庭, 曾雄辉, 等. 深埋隧洞 TBM 挖进微震实时监测与特征分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, 30(2): 275 - 283. (CHEN Bing-rui, FENG Xia-ting, ZENG Xiong-hui, et al. Real-time micro-seismic monitoring and its characteristic analysis during TBM tunneling in deepburied tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, 30(2): 275 - 283. (in Chinese))
- [5] MANDELBROT B B. The Fractal geometry of nature[M]. London: W H Freeman and Company, 1982.
- [6] KAGAN Y Y, KNOPOFF. Stochastic synthesis of earthquake

catalogs[J]. Geophys Royal Economic Society, 1981, **86**(B4): 2853 - 2862.

[7] KAGAN Y Y, KNOPOFF. Statistical study of the occurrence of shallow earthquakes[J]. Geophys Royal Economic Society, 1978, **55**(1): 67 - 86.

[8] FENG X T, STEO M. A new method of modeling the rock-microfracturing process in double torsion experiments using neural networks[J]. International Journal of Analytic and Numerical Methods in Geomechanics, 1999, **23**(4): 905 - 923.

[9] FORD A, BLENKINSOP T G. Combining fractal analysis of mineral deposit clustering with weights of evidence to evaluate patterns of mineralization: application to copper deposits of the Mount Isa Inlier, NW Queensland, Australia[J]. Ore Geology Reviews, 2008, **33**: 435 - 450.

[10] HIRATA T, SATOH T, ITO K. Fractal structure of spatial distribution microfracturing in rock[J]. Geophys J R astr Soc, 1987, **90**: 367 - 374.

[11] KATSUMATA K. A long-term seismic quiescence started 23 years before the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake ( $M=9.0$ )[J]. Earth Planets Space, 2011, **63**: 709 - 712.

[12] SETO M, NISHIZAWA O, KATSUYAMA K. The variation of hypocenter distribution of AE events in coal under triaxial compression[J]. Acoust Em, 1994, **11**: 27 - 36.

[13] MANDAL P, RODKIN M V. Seismic imaging of the 2001 Bhuj Mw7.7 earthquake source zone: b-value, fractal dimension and seismic velocity tomography studies[J]. Tectonophysics, 2011, **512**: 1 - 11.

[14] CAI M. Influence of stress path on tunnel excavation response-numerical tool selection and modeling strategy[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2008, **23**(6): 618 - 628.

[15] 冯夏庭, 陈炳瑞, 明华军, 等. 深埋隧洞岩爆孕育规律与机制: 即时型岩爆[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, **31**(3): 447 - 451. (FENG Xia-ting, CHEN Bing-rui, MING Hua-jun, et al. Evolution law and mechanism of rock-bursts in deep tunnels: immediate rock-burst[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, **31**(3): 447 - 451. (in Chinese))

[16] 陈炳瑞, 冯夏庭, 明华军, 等. 深埋隧洞岩爆孕育规律与机制: 时滞型岩爆[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, **31**(3): 561 - 569. (CHEN Bing-rui, FENG Xia-ting, MING Hua-Jun, et al. Evolution law and mechanism of rock-bursts in deep tunnels: time delayed rock-burst[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, **31**(3): 561 - 569. (in Chinese))

[17] 江 权, 冯夏庭, 周 辉. 锦屏二级水电站深埋引水隧洞群允许最小间距研究[J]. 岩土力学, 2008, **29**(3): 656 - 662. (JIANG Quan, FENG Xia-ting, ZHOU Hui. Study on acceptable minimum interval of long deep-buried hydropower tunnels in Jinping hydropower station[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, **29**(3): 656 - 662. (in Chinese))

[18] TANG Y. A new classification of rock-burst intensity[J]. Geol Rev, 1992, **38**(5): 439 - 443.

[19] WANG L S, LI T B, XU J, et al. Study on rock-burst and its intensity classifies in the tunnel of Erlang Mountain road[J]. Road, 1999, **2**: 41 - 45.

[20] AKI K. Estimation of earthquake moment, released energy, and stress strain drop from the G-wave spectrum[J]. Bulletin of Earthquake Research Institute, 1966, **44**(12): 73 - 88.

DOI: 10.11779/CJGE201712005

# 水泥掺量和颗粒级配对碎石基床冻融特性影响的试验研究

王天亮<sup>1, 2</sup>, 宋宏芳<sup>3, 1</sup>, 郭卓豪<sup>1, 2</sup>, 岳祖润<sup>1, 2</sup>, 林永清<sup>1, 2</sup>

(1. 石家庄铁道大学土木工程学院, 河北 石家庄 050043; 2. 道路与铁道工程安全保障省部共建教育部重点实验室(石家庄铁道大学), 河北 石家庄 050043; 3. 北京交通大学土木建筑工程学院, 北京 100044)

**摘要:** 基于水泥稳定碎石在寒区高速铁路路基基床中应用的工程背景, 借鉴公路行业水泥稳定碎石工程性能评估方法并结合寒区高速铁路路基基床的特点, 通过一系列室内试验, 深入研究和分析了水泥掺量、颗粒级配对碎石基床压实效果、冻胀性能、渗透性能、冻融耐久性能和温干缩指标的影响规律。研究结果表明: 试验配比条件下, 水泥稳定碎石基床各项压实指标均满足或超过高铁路基基床压实标准。较大粒径土颗粒的缺失, 削弱了水泥稳定碎石试样的冻胀敏感性, 提高了渗透性, 降低了强度和水稳定性; 水泥的掺加有效地弥补了粒径缺失导致的强度降低现象, 但却增大了温缩、干缩变形; 抗压强度随冻融次数的增加呈现整体衰减的趋势, 并在经历 10 次冻融后趋于稳定。工程实践中, 建议选用细粒土含量 3%、水泥掺量 3% 的级配碎石作为非渗水性基床填料, 去除 0.5 mm 以下颗粒、水泥掺量 3% 的级配碎石作为渗水性基床填料。

**关键词:** 高铁路基; 水泥稳定碎石; 水泥掺量; 颗粒级配; 工程性能

中图分类号: TU411.8 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)12-2180-07

作者简介: 王天亮(1981-), 男, 河北保定人, 博士, 副教授, 研究方向为地基变形控制与特殊土路基。E-mail: wangtl@stdu.edu.cn。

## Freeze-thaw characteristics of subgrade macadam fillings influenced by cement content and grain-size composition

WANG Tian-liang<sup>1, 2</sup>, SONG Hong-fang<sup>3, 1</sup>, GUO Zhuo-hao<sup>1, 2</sup>, YUE Zu-run<sup>1, 2</sup>, LIN Yong-qing<sup>1, 2</sup>

(1. School of Civil Engineering, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang 050043, China; 2. Key Laboratory of Roads and Railway Engineering Safety Control of Ministry of Education, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang 050043, China; 3. School of Civil Engineering, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China)

**Abstract:** Motivated by the practical application of cement-stabilized macadam to high-speed railway subgrade in cold regions, a series of tests are conducted using an integrated method learnt from an evaluation system used for semi-rigid highway foundations considering the characteristics of high-speed railway subgrade in cold regions. The compaction results, frost-heave property, permeability, freeze-thaw durability and shrinkage property of subgrade macadam fillings influenced by cement content and grain size composition are deeply studied and analyzed. The following results are obtained. The compaction indexes of cement-stabilized macadam subgrade are satisfied or exceed the compaction standard under the tested compositions. The lack of large-sized soil particles weakens the frost-heave sensibility, improves the permeability, and reduces the compressive strength and moisture stability of cement-stabilized macadam samples. In addition, a mixture of cement effectively compensates for the reduction in compressive strength and increases the shrinkage deformation of cement-stabilized macadam samples. The compressive strength decreases with every increment of freeze-thaw cycles, and then levels off after 10 freeze-thaw cycles. For the engineering practice of high-speed railway subgrade in cold regions, the cement-stabilized macadam with 3% of fines and 3% of cement addition is suitable for the subgrade without any demand for permeability, and the cement-stabilized macadam with grains greater than 0.5 mm in size and 3% of cement addition is suitable for the required permeability of subgrade.

**Key words:** high-speed railway subgrade; cement stabilized macadam; cement content; grain-size composition; engineering characteristic



## 0 引言

水泥稳定碎石在高速铁路路基基床上的推广与应用并非开始于严寒地区, 而是在优质填料缺乏地区考虑基床加强、填料改性后易压实等原因对级配碎石进行了水泥稳定处理<sup>[1]</sup>。伴随中国寒区高速铁路建设的快速发展, 级配碎石掺加水泥的方法被认为是一种较好的冻胀防控措施, 广泛应用于哈大、哈齐、盘营等高速铁路路基基床中<sup>[2-3]</sup>。然而, 水泥稳定碎石在寒区高速铁路路基中应用的研究并不成熟且研究成果相对较少, 文献[2, 4, 5]中多以冻胀率作为决定性的评估指标, 缺乏多指标控制, 且对于最佳水泥掺入量的结论也不一致。

相比于水泥稳定碎石在高速铁路路基基床中的应用, 其在公路中的应用则较为广泛, 相关研究成果较多也较成熟。目前, 中国大多数公路采用传统的悬浮密实型水泥稳定碎石基层材料, 后通过改进碎石级配和水泥掺量, 提出了骨架密实型水泥稳定碎石基层材料<sup>[6]</sup>。在水泥稳定碎石强度和变形特性研究方面, 多将无侧限抗压强度、间接抗拉强度、劈裂回弹模量、断裂韧度、弯拉疲劳强度等强度特性<sup>[6-14]</sup>, 以及温缩系数、干缩系数等变形特性<sup>[6, 14-15]</sup>作为水泥稳定碎石工程性能与应用的评估指标, 所关注的影响因素也主要集中在水泥掺量、碎石级配、改良方法、养护龄期等方面<sup>[6-7, 13-15]</sup>。在寒区工程的应用中, 其温缩特性和冻融耐久性(无侧限抗压强度)常被作为重要的评估指标<sup>[16-17]</sup>。上述研究成果为水泥稳定碎石在严寒冻融环境下高速铁路路基基床中的应用与研究提供了开阔的思路和方法, 对于建立较完善的评价指标和试验方法具有十分重要的工程实际意义。

鉴于上述, 本文借鉴公路水泥稳定碎石的研究方法并结合寒区高速铁路路基的特点, 考虑压实系数、冻胀率、渗透系数、冻融耐久性和温干缩系数等力学指标, 深入分析水泥掺量和碎石颗粒级配等因素的影响规律, 并给出寒区高铁路基水泥稳定碎石基床的合理水泥掺量和颗粒级配, 进一步丰富严寒地区高速铁路路基基床的抗冻胀措施。

## 1 试验材料及试验方案

### 1.1 级配碎石材料

选取中国铁道科学研究院所提出的渗透性级配碎石<sup>[3]</sup>作为试验材料(图 1), 其不均匀系数  $C_u < 10$ , 曲率系数  $C_c$  为 1~3, 为良好级配。

### 1.2 试验方案

针对水泥稳定碎石基床的冻融特性, 研究 3 种水泥掺量(0, 1% 和 3%), 3 种 0.075 mm 以下细粒含量(0, 3% 和 5%) 和 3 种去除某粒径(0.1, 0.5, 1.7 mm)

以下范围土颗粒的级配碎石, 含水量均为 5%。其中, 试样标号  $C_x F_y$  表示水泥掺量为  $x$  (0, 1% 和 3%), 且 0.075 mm 以下细粒土含量为  $y$  (0, 3% 和 5%); 试样编号  $C_x P_z$  表示水泥掺量为  $x$  (1%, 3% 和 5%), 且去除某粒径  $z$  (0.1, 0.5, 1.7 mm) 以下范围的土颗粒。

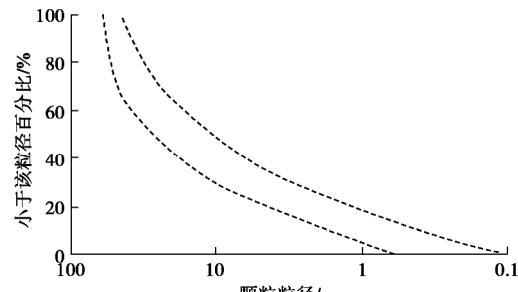


Fig. 1 Particle-size ranges of permeability-graded macadam

根据试验要求的颗粒级配和含水量配制土样, 浸润一昼夜后掺加#325 普通硅酸盐水泥, 并拌合均匀。试样制备时, 分层击实, 层与层之间刮毛, 压实度控制在 97%, 所有试样均按照常温静置养护 7 d 后进行水泥稳定碎石冻融特性的测试。

### 1.3 试验装置及过程控制

(1) 压实性能测试。采用自主研制开发的模拟铁路路基填土压实质量的测试装置(专利号: ZL201620157184.7, 如图 2 所示)测试水泥稳定碎石的压实性能。其中, 试样筒内径为 900 mm, 总高度为 600 mm。待所制备试验常温静置养护 7 d 后, 开展高铁路基压实质量检测指标的测试。

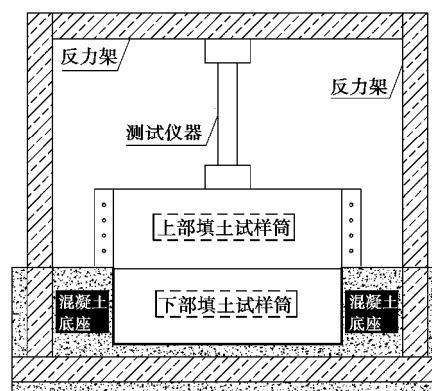


图 2 碎石基床压实性能测试装置

Fig. 2 Apparatus for compaction tests on macadam subgrade

(2) 冻胀性能测试。采用大粒径土体冻胀性能测试装置(专利号: ZL201410570666.0)测试水泥稳定碎石的冻胀性能, 如图 3 所示。试样尺寸为直径 450 mm×高度 700 mm, 在 7 d 养护期间, 试样顶端铺设塑料薄膜、试样筒外壁包裹保温棉。待达到 7 d 养护时间后, 调节连接上、下冷浴盘的低温恒温冷浴至+1℃, 恒温 48 h。待恒温结束后, 调节上冷浴盘的温度至-20℃(依照现场实测土体温度设定<sup>[18]</sup>), 开始第一次冻

结过程,持续72 h;然后,调节上冷浴盘的温度至15 °C,开始第一次融化过程,持续48 h;依次进行3次冻融循环。

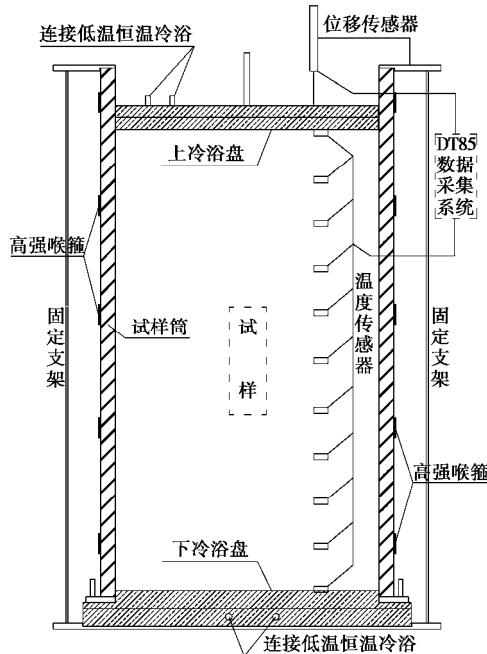


图3 大粒径土体冻胀性能测试装置

Fig. 3 Apparatus for frost-heave tests on large-size particles

(3) 渗透性能、冻融耐久性和温干缩性能测试。渗透性能测试的试样直径为300 mm,高度为550 mm;温干缩性能测试的试样为长550 mm×宽150 mm×高150 mm的梁式试件;冻融耐久性测试的试样直径为150 mm,高度为150 mm,采用塑料薄膜包裹试样的方法以确保试样水分不流失。依照文献[16, 19]和试验结果,冻融耐久性测试试样经历1, 5, 10, 15, 25次冻融循环后的强度性能。

## 2 压实特性

采用模拟铁路路基填土压实质量测试装置得到水泥稳定碎石的压实性能测试结果,如表1所示。水泥稳定碎石试样的压实质量测试指标值是级配碎石试样压实质量指标值的2~3倍,水泥的掺加有效地提高了碎石的压实效果;同时,各项测试指标值均远远超过《高速铁路设计规范》对高速铁路路基表层填料的压制质量控制要求。这说明水泥稳定碎石具有较好的填筑压实性能。

表1 压实质量测试结果统计

Table 1 Results for compaction tests

检测指标	试样编号						控制 标准值
	C0F3	C3F3	C3P0.5	C5P0.5	C3P1.7	C5P1.7	
$K_{30}/(\text{MPa}\cdot\text{m}^{-1})$	525	1273	881	1240	686	752	190
$E_{v2}/\text{MPa}$	265	1181	685	1590	594	631	120
$E_{v2}/E_1$	2.13	2.33	2.49	3.43	2.34	2.21	—
$E_{vd}/\text{MPa}$	79	235	187	285	154	223	55

## 3 冻融特性

### 3.1 反复冻胀、融沉过程分析

多次冻融过程中试样内部温度变化时程曲线如图4所示(0 cm处为暖端,70 cm处为冷端)。由图4可知,在单向冻结条件下,随着深度的增加,试样内部温度逐渐降低或升高,具有与现场实测结果相同的变化规律<sup>[18]</sup>;此过程中,水分的反复结冰、融化导致土颗粒的移动,宏观现象表现为土体的体积发生变化,一维变形条件下表现为土体表面的反复冻胀隆起、融化下陷<sup>[19]</sup>,如反复冻融位移变化时程曲线图5所示。

由图5可知,多次冻融位移变化时程曲线呈现正弦式变化趋势,这与呈现余弦式变化过程的土体内部温度相差90°相位差(图4);再者,虽然各次冻融过程中土体内部温度分布规律一致,但冻胀量最大值均未出现在第一次冻胀过程中。

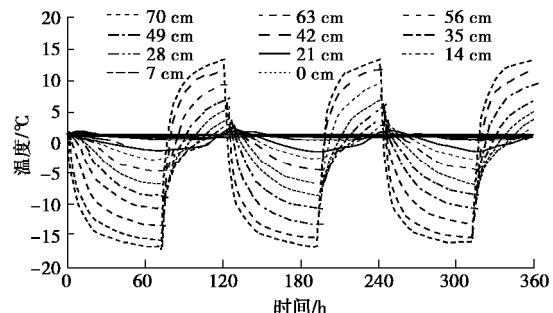


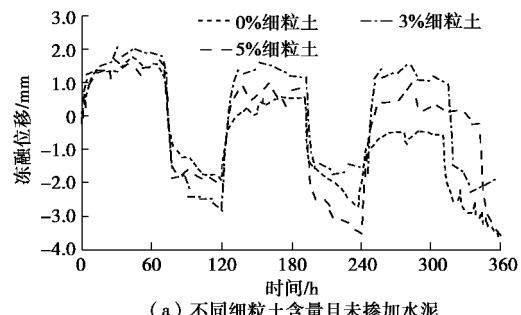
图4 多次冻融过程中土体内部温度时程曲线

Fig. 4 Time-history curves of internal temperature of samples

在经历3次反复冻结和融化过程后,与细粒含量较多的级配碎石试样相比,不含细粒土的级配碎石试样呈现压缩沉陷的现象(图5(a))。相比于细粒含量和水泥掺量对冻胀性能的影响,颗粒级配的影响更加显著,当所去除的粒径范围达到一定值时,基于上可以消除水泥稳定碎石试样的冻胀敏感性(如图5(c)中的曲线1.7 mm)。

### 3.2 冻胀率

冻胀率是反应土体冻胀敏感性的一个重要指标,定义为一定试验时间内试样的冻胀变形量与冻结深度的比值。图6给出了级配碎石试样的冻胀率与细颗粒含量、水泥掺量和颗粒级配的相互关系。



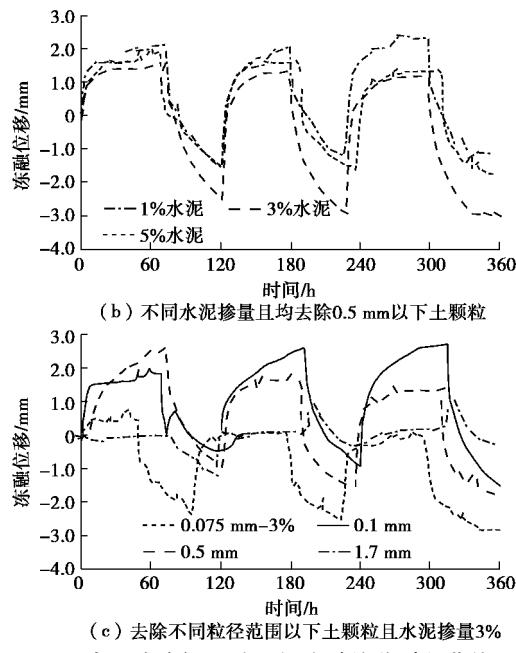


图 5 水泥稳定级配碎石的冻融位移时程曲线

Fig. 5 Time-history curves of freeze-thaw deformation for aggregated macadam with different particle distributions

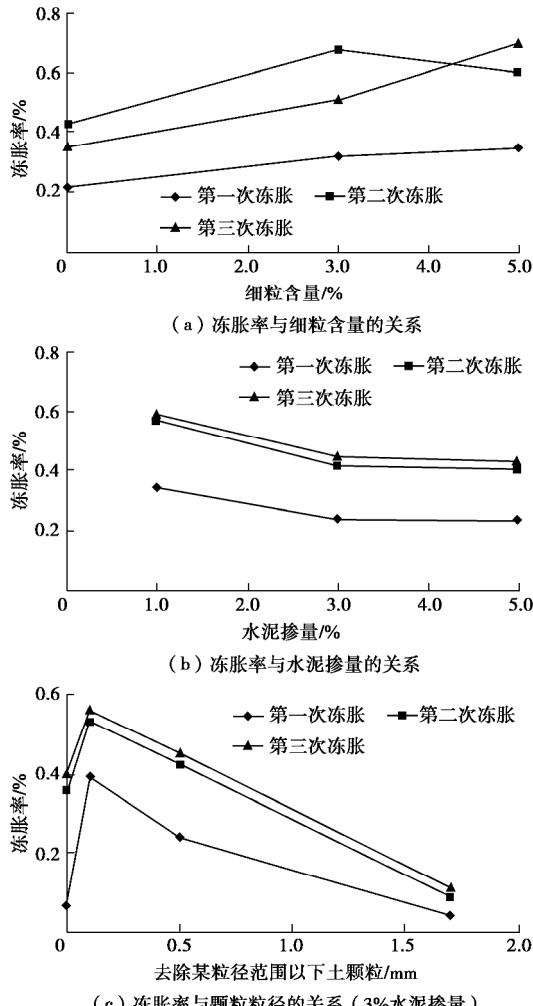


图 6 冻胀率与细粒含量、水泥掺量、颗粒粒径的关系

Fig. 6 Curves of frost-heave ratio vs. fine content, cement content and particle-size composition

在此次试验的细颗粒含量范围内, 级配碎石试样的冻胀率与细颗粒含量呈现线性增加的趋势(图 6 (a))。伴随所掺加水泥量的增加, 水泥稳定碎石试样的冻胀率呈现先减小而后趋于稳定的趋势(图 6 (b))。针对颗粒级配的影响, 当水泥掺量为 3% 时, 随着级配碎石中所去除粒径范围的增加, 水泥稳定碎石试样的冻胀率呈现先增大而后迅速减小的趋势, 存在明显的峰值点, 且当所去除粒径范围达到 1.7 mm 时, 其冻胀率基本上可以忽略(图 6 (c))。这说明细颗粒和水泥大大提高水泥稳定碎石试样密实度的同时, 降低了渗透性能(表 2), 无法形成较大的冻胀变形量; 当去除粒径小于 0.1 mm 范围的颗粒时, 试样中有利于水分迁移的贯通孔隙增多, 冻胀量增大; 随着所去除粒径范围的增大, 渗透性急剧增大(见表 2), 试样的持水性越差, 从而无法形成较大的冻胀量<sup>[3]</sup>。

### 3.3 渗透特性

由表 2 可知, 水泥稳定碎石试样的渗透性与碎石的颗粒级配密切相关, 相同水泥掺量条件下, 所去除的碎石颗粒粒径范围越大, 渗透性越好, 当试样中所去除的碎石颗粒粒径超过 0.5 mm 范围时, 其渗透系数已远大于  $10^{-5} \text{ m/s}$ <sup>[3]</sup>。这也说明, 所去除的碎石颗粒粒径范围越大, 水泥稳定碎石的持水性越差, 从而无法形成较大的冻胀量(图 6 (c))。

表 2 渗透系数试验结果统计

Table 2 Test results for permeability coefficient

试样编号	C3F3	C3P0.1	C3P0.5	C3P1.7	C1P0.5	C5P0.5	C5P1.7
渗透系数 $(10^{-5} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1})$	0.123	0.167	44.3	200	22.2	55.5	500

### 3.4 耐久性

耐久性是评价水泥稳定碎石工程性能的重要指标, 主要从水泥稳定碎石的水稳定性和抗冻融耐久性两方面展开研究分析。

#### (1) 水稳定性分析

图 7 给出了浸水、不浸水条件下水泥稳定碎石试样无侧限抗压强度与水泥掺量、颗粒级配的关系曲线, 浸水后( $25^{\circ}\text{C}$ 恒温养护 7 d, 最后 1 d 浸水)抗压强度与不浸水( $25^{\circ}\text{C}$ 恒温养护 7 d)抗压强度的比值即为水稳定性系数, 如表 3 所列。浸水后水泥稳定碎石试样所去除的颗粒粒径范围越大, 试样的水稳定性越差; 同时, 水泥的掺加有效地提升了试样的水稳定性。当水稳定性系数大于 0.70 时, 水泥稳定碎石具有较好的水稳定性<sup>[16]</sup>, 因此当水泥掺量介于 3%~5% 时, 试样的水稳定性较好。

此外, 同一颗粒级配下水泥稳定碎石试样的抗压强度随水泥掺量的增多呈现线性增大的趋势(图 7 (a)); 而同一水泥掺量下试样的抗压强度随所去除颗

粒粒径范围的增大而迅速衰减(图7(b))。较大范围颗粒粒径的缺失大大削弱了级配碎石试样的抗压强度和密实程度,而水泥的掺加有效地弥补了由于某中粒径缺失所导致的强度衰减现象。

表3 水稳定性系数

Table 3 Test results for moisture stability coefficient

颗粒级配	水泥掺量		
	1%	3%	5%
F3(细粒含量为3%)	0.88	0.93	0.96
P0.1(去除0.1 mm以下土颗粒)	0.77	0.78	0.88
P0.5(去除0.5 mm以下土颗粒)	0.36	0.77	0.86
P1.7(去除1.7 mm以下土颗粒)	0.46	0.70	0.71

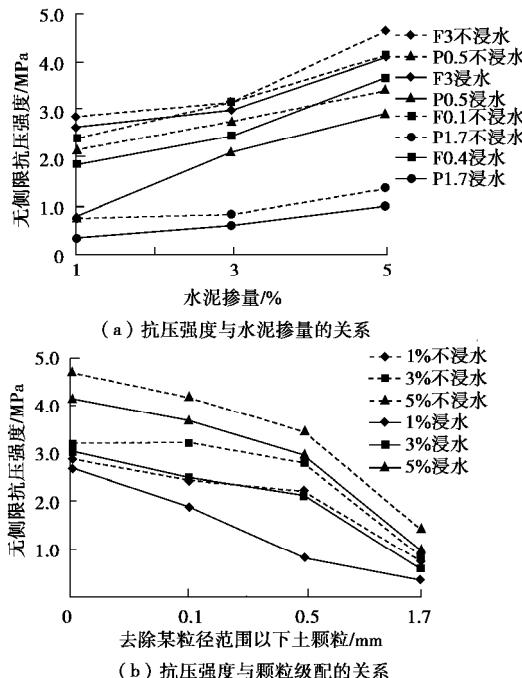


图7 抗压强度与水泥掺量、颗粒粒径的相互关系

Fig. 7 Curves of strength vs. cement content and particle size composition

## (2) 冻融耐久性

将水泥稳定碎石试样分别常温养护7 d和28 d后进行多次冻融后的无侧限抗压强度试验,试验结果如图8所示。在强烈的冻结和融化作用下,水泥稳定碎石试样的抗压强度均呈现整体衰减的趋势,并在经历10次冻融后趋于稳定;此外,与养护28 d后试样的抗压强度在冻融前期出现陡降式衰减现象相比(图8(b)),养护7 d后的试样则出现了强度增长的现象(图8(a)),这主要是由于冻融前期养护7 d试样的养护强度增幅大于冻融衰减作用,而养护28 d试样的养护强度已达到峰值所导致的。

相比于养护7 d的强度,试样C3F3和C5P0.5养护28 d后的强度增幅达到一倍以上,而试样C3P0.5的增幅则不明显(见图8(b));同时,试样C3F3和C5P0.5养护28 d后的抗压强度随冻融次数增加的衰减幅度远大于试样C3P0.5。这主要是由于相比于试样

C3P0.5,试样C3F3和C5P0.5分别具有细粒含量高、水泥掺量大的特点,较高的细粒含量和水泥掺量导致试样的强度增幅明显,但是也降低了试样的抗冻融耐久性能<sup>[16]</sup>。

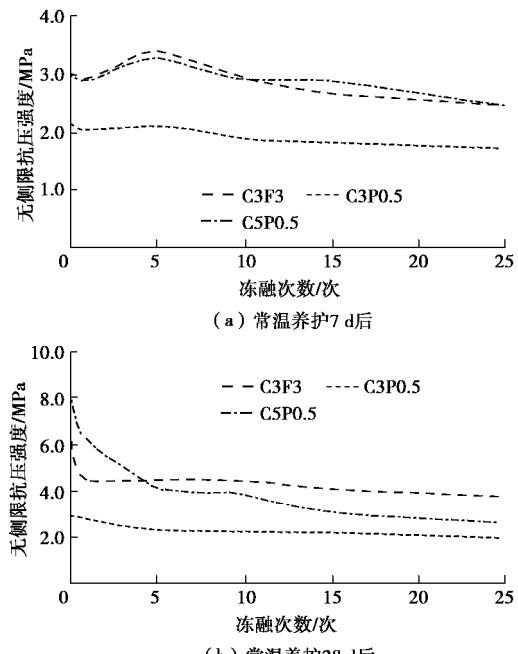


图8 水泥稳定碎石抗压强度与冻融次数的关系

Fig. 8 Curves of strength vs. freeze-thaw cycles

## 3.5 温干缩性能

寒区高速铁路路基基床中应用水泥稳定碎石材料,其在温度、干湿效应作用下的变形和裂缝问题应引起足够的重视<sup>[2]</sup>。图9给出了水泥稳定碎石试样的干缩系数 $a_{di}$ 、温缩系数 $a_t$ 的变化过程。

$$a_t = \frac{e_i}{t_i - t_{i+1}}, \quad (1)$$

式中,  $a_t$ 为温缩系数( $10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ ),  $e_i$ 为第*i*个温度下的温缩应变( $10^{-6}$ ),  $t_i$ 为第*i*个温度区间( $^{\circ}\text{C}$ )。

$$a_{di} = \frac{e_i}{W_i}, \quad (2)$$

式中,  $a_{di}$ 为第*i*次干缩系数( $10^{-6}/\%$ ),  $e_i$ 为第*i*次干缩应变( $10^{-6}$ ),  $W_i$ 为第*i*次失水率(%)。

由图9(a)可以看出:干缩系数随试样暴露时间的增长而迅速增大,并在11 d后趋于稳定;水泥稳定碎石中的细粒土有效地抑制了试样的干缩变形,干缩系数较小;且相同颗粒级配条件下,水泥掺量越多,干缩系数越大,原因是水泥掺量多,水化作用使材料失水率增加,收缩变形增大<sup>[6]</sup>。

风干状态下,试件C3P0.5和C5P0.5的温缩系数随温度变化呈现双峰特征,温缩系数最大值出现在 $10^{\circ}\text{C} \sim -10^{\circ}\text{C}$ 区间内;而试件C8P0.5和C3F3的温缩系数随温度变化则呈正弦曲线特征,温缩系数最大值出现在 $0^{\circ}\text{C} \sim -10^{\circ}\text{C}$ 区间内,见图9(b)。由此可见,级配

和水泥掺量不同, 水泥稳定碎石试样的温缩系数随温度变化趋势不同, 出现峰值的温度区间亦不同<sup>[15]</sup>, 但多发生在 10℃~ -10℃ 区间内, 即处于风干状态下的水泥稳定碎石基床最不利温度区间为 10℃~ -10℃。

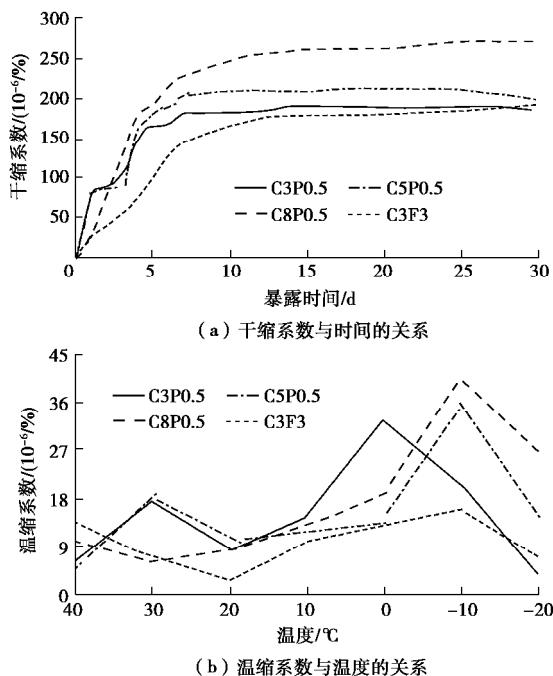


图 9 水泥稳定碎石温干缩系数的变化规律

Fig. 9 Shrinkage coefficient of cement-stabilized macadam

## 4 分析与讨论

针对水泥稳定碎石基床在寒区高铁路基中的应用, 有效地控制冻胀变形关乎高铁的运营安全, 但一味的追求低冻胀率将有可能导致承载力下降、路基体内积水、路基面变形开裂等问题的出现, 易形成冻胀往复循环、难以整治的状态, 严重影响高速铁路的正常运营。

(1) 冻胀率与抗压强度正相关, 与渗透系数负相关。例如, 虽然去除 1.7 mm 以下粒径的水泥稳定碎石试样冻胀率很低且渗透系数很大(表 2 和图 6), 即使掺加水泥, 其强度增长缓慢且耐久性较差(见表 3 和图 7)。

(2) 水泥掺量为 1% 的各种配比无法满足渗透性和水稳定性要求(表 2, 3), 且现场施工拌合质量无法控制; 同时, 对于去除 0.1 mm 以下粒径的水泥稳定碎石试样易形成较大的冻胀变形(图 6 (c))。综合上述, 优选出 3 种水泥稳定碎石材料配比 C3F3、C3P0.5 和 C5P0.5。

(3) 考虑冻融耐久性和温干缩性能, 试样 C3F3 具有较好的冻融耐久性和温干缩性能(图 8, 9), 但其渗透性能较差(表 2)。因此, 建议将含 3% 细颗粒、掺加 3% 水泥的水泥稳定碎石基床作为不透水基床。

对比试样 C3P0.5 和 C5P0.5, 两者经历多次冻融后的强度均达到 2.0 MPa 以上, 且渗透性较好, 但试样 C5P0.5 经历多次冻融后的强度衰减达到 50% 以上, 抗冻融耐久性较差(图 8); 同时, 相同颗粒级配条件下, 水泥掺量越多, 温缩、干缩系数越大, 不利于基床稳定(图 9)。因此, 建立将去除 0.5 mm 以下土颗粒、掺加 3% 水泥的水泥稳定碎石基床作为渗水性基床。

## 5 结论与展望

本文以冻胀率作为重要评价指标, 综合考虑压实效果、承载能力、排水性能、耐久性能和温干缩变形性能, 分析和讨论了水泥稳定碎石基床在寒区高铁路基中应用的合理水泥掺量和颗粒级配。

(1) 试验方案配比的水泥稳定碎石基床均具有较好的压实性能, 各项压实指标均满足和超过了高铁路基基床压实标准。

(2) 去除较大粒径范围的土颗粒大大降低了级配碎石的冻胀敏感性, 增大了渗透性能, 却削弱了抗压强度和水稳定性。

(3) 水泥的掺加有效地弥补了粒径缺失导致的级配碎石强度降低现象, 但却降低了级配碎石的渗透性能, 增大了温缩、干缩变形。

(4) 水泥稳定碎石的温干缩系数随水泥掺量的增加而增大, 风干状态下水泥稳定碎石基床最不利温度区间为 10℃~ -10℃。

(5) 工程实践中, 水泥稳定碎石基床的合理水泥掺量为 3%, 宜选用 3% 细颗粒含量的水泥稳定碎石基床作为不透水基床, 选用去除 0.5 mm 以下土颗粒的水泥稳定碎石基床作为渗水性基床。

## 参考文献:

- [1] 荆志东, 刘俊新. 红层泥岩半刚性基床结构动态变形试验研究[J]. 岩土力学, 2010, 31(7): 2116~2121. (JING Zhi-dong, LIU Jun-xin. Experimental research on dynamic deformation of semi-rigid structures of subgrade bed-mudstone of red beds[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(7): 2116~2121. (in Chinese))
- [2] 杨西锋. 高纬度严寒地区高速铁路路基防冻胀设计研究[J]. 铁道标准设计, 2014, 58(8): 6~11. (YANG Xi-feng. Design research on subgrade anti-frost for high-speed railway in high latitude and severe cold region[J]. Railway Standard Design, 2014, 58(8): 6~11. (in Chinese))
- [3] 闫宏业, 赵国堂, 蔡德钩, 等. 高速铁路渗透性基床防冻胀结构研究[J]. 铁道建筑, 2015(5): 98~102. (YAN Hong-ye,

ZHAO Guo-tang, CAI De-gou, et al. Research on anti-frost heaving structure of permeable subgrade bed on high speed railway[J]. Railway Engineering, 2015(5): 98 - 102. (in Chinese))

[4] 赵世运, 杨彦克, 李福海, 等. 高速铁路路基冻胀特性水泥掺入的改性研究[J]. 铁道学报, 2014, 36(5): 71 - 75. (ZHAO Shi-yun, YANG Yan-ke, LI Fu-hai, et al. Research on cement-modified frost heave characteristics of high-speed railway subgrade[J]. Journal of the China Railway Society, 2014, 36(5): 71 - 75. (in Chinese))

[5] 熊志文, 金兰, 程佳, 等. 高速铁路改良粗颗粒填料冻胀特性试验研究[J]. 中国铁道科学, 2015, 36(5): 1 - 6. (XIONG Zhi-wen, JIN Lan, CHENG Jia, et al. Experimental study on frost heaving characteristics of improved coarse grain filling for high speed railway[J]. China Railway Science, 2015, 36(5): 1 - 6. (in Chinese))

[6] 曾梦澜, 薛子龙, 谷世君, 等. 开级配水泥稳定碎石基层路用性能的试验研究[J]. 北京工业大学学报, 2015, 41(4): 579 - 583. (ZENG Meng-lan, XUE Zi-long, GU Shi-jun, et al. Trial study on the pavement performance of open graded cement stabilized aggregate base[J]. Journal of Beijing University of Technology, 2015, 41(4): 579 - 583. (in Chinese))

[7] FARHAN A H, DAWSON A R, THOM N H, et al. Flexural characteristics of rubberized cement-stabilized crushed aggregate for pavement structure[J]. Materials and Design, 2015, 88: 897 - 905.

[8] 李 頤, 蒋应军, 任皎龙. 基于振动法的抗疲劳断裂水泥稳定碎石强度标准[J]. 建筑材料学报, 2013, 16(2): 276 - 283. (LI Di, JIANG Ying-jun, REN Jiao-long. Strength standard of anti-fatigue-fracture cement stabilized macadam based on vibration testing method[J]. Journal of Building Materials, 2013, 16(2): 276 - 283. (in Chinese))

[9] 王 龙, 解晓光. 水泥稳定碎石振动与静压成型物理力学指标关系[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2012, 44(10): 276 - 283. (WANG Long, XIE Xiao-guang. Relationship on index of physics and mechanics cement stabilized aggregates between vibrating and static compacting methods[J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2012, 44(10): 276 - 283. (in Chinese))

[10] DISFANI M M, ARULRAJAH A, HAGHIGHI H, et al. Flexural beam fatigue strength evaluation of crushed brick as a supplementary material in cement stabilized recycled concrete aggregates[J]. Construction and Building Materials, 2014, 68: 667 - 676.

[11] ARULRAJAH A, DISFANI M M, HAGHIGHI H, et al. Modulus of rupture evaluation of cement stabilized recycled glass/recycled concrete aggregate blends[J]. Construction and Building Materials, 2015, 84: 146 - 155.

[12] BAN H, PARK S W. Characteristics of modified soil-aggregate system and their application in pavements[J]. KSCE Journal of Civil Engineering, 2014, 18(6): 1672 - 1678.

[13] MA YH, GU JY, LI Y, et al. The bending fatigue performance of cement-stabilized aggregate reinforced with polypropylene filament fiber[J]. Construction and Building Materials. 2015, 83: 230 - 236.

[14] ERHAN Güneyisi, MEHMET Gesoglu, TURAN Özturan, et al. Fracture behavior and mechanical properties of concrete with artificial lightweight aggregate and steel fiber[J]. Construction and Building Materials, 2015, 84: 156 - 168.

[15] 孙兆辉. 水泥稳定碎石温缩变形特性试验研究[J]. 建筑材料学报, 2009, 12(2): 249 - 252. (SUN Zhao-hui. Research on temperature shrinkage deformation properties of cement stabilized macadam[J]. Journal of Building Materials, 2009, 12(2): 249 - 252. (in Chinese))

[16] 吴瑞麟, 张良陈, 韩卓, 等. 水泥稳定碎石基层长期浸水及冻融实验研究[J]. 华中科技大学学报, 2011, 39(10): 113 - 115. (WU Rui-lin, ZHANG Liang-chen, HAN Zhuo, et al. Long-term water immersion and freeze-thaw cycles experiment of cement stabilized macadam bases[J]. Journal of Huazhong University of Science and Technology, 2011, 39(10): 113 - 115. (in Chinese))

[17] 庄少勤, 刘朴, 孙振平. 水泥稳定碎石变形性能及其影响因素[J]. 建筑材料学报, 2003, 6(4): 356 - 363. (ZHUANG Shao-qin, LIU Pu, SUN Zhen-ping. Investigation on deformation and its influencing factors of cement-stabilized macadam base[J]. Journal of Building Materials, 2003, 6(4): 356 - 363. (in Chinese))

[18] ZHANG Yu-zhi, DU Yan-liang, SUN Bao-chen. Temperature distribution analysis of high-speed railway roadbed in seasonally frozen regions based on empirical model[J]. Cold Regions Science and Technology, 2015, 114: 61 - 72.

[19] WANG Tian-liang, LIU Yao-jun, YAN Han, et al. An experimental study on the mechanical properties of silty soils under repeated freeze-thaw cycles[J]. Cold Regions Science and Technology, 2015, 112(4): 51 - 65.

DOI: 10.11779/CJGE201712006

# 烧碱激发钢渣粉在淤泥质土中的试验研究

吴燕开<sup>1,2</sup>, 胡晓士<sup>2</sup>, 胡锐<sup>2</sup>, 石玉斌<sup>2</sup>, 韩天<sup>2</sup>, 于佳丽<sup>2</sup>

(1. 山东科技大学山东省土木工程防灾减灾重点实验室, 山东 青岛 266590; 2. 山东科技大学土木工程与建筑学院, 山东 青岛 266590)

**摘要:** 钢渣粉是炼钢生产后排出的工业废渣经球磨后形成的一种粉末状产物, 与水泥有着相似的性质, 但活性较差, 需对其进行激发处理。将烧碱(NaOH)作为钢渣粉的激发剂, 研究在不同烧碱掺入量下, 钢渣粉与水泥混合后对淤泥质土的固化效果。试验结果表明: 未掺烧碱的钢渣-水泥固化土早期强度低, 后期固化效果较好; 掺入烧碱之后, 在其激发作用下, 钢渣粉的固化效果良好且可使固化土早强。钢渣-水泥固化土的无侧限抗压强度随着烧碱掺量的增加而出现先增大后减小的变化。对胶凝材料进行X射线衍射(XRD)分析, 发现材料中有单硫型硫铝酸钙(AFM)物质生成, 该物质可提高固化土的强度。

**关键词:** 钢渣粉; 淤泥土; 烧碱; 无侧限抗压强度; X射线衍射

**中图分类号:** TU43      **文献标识码:** A      **文章编号:** 1000-4548(2017)12-2187-08

**作者简介:** 吴燕开(1976-), 男, 副教授, 博士, 主要从事地下工程支护、软基处理等方面的研究。E-mail: [wuyankai2000@163.com](mailto:wuyankai2000@163.com)。

## Experimental study on caustic soda-activated steel slag powder in muddy soil

WU Yan-kai<sup>1,2</sup>, HU Xiao-shi<sup>2</sup>, HU Rui<sup>2</sup>, SHI Yu-bin<sup>2</sup>, HAN Tian<sup>2</sup>, YU Jia-li<sup>2</sup>

(1. Shandong Provincial Key Laboratory of Civil Engineering Disaster Prevention and Mitigation, Qingdao 266590, China; 2. Shandong

University of Science and Technology, Qingdao 266590, China)

**Abstract:** The steel slag powder is a powdery product formed by ball milling after the industrial waste is discharged from steelmaking. It has similar properties to those of cement, but its activity is poor and it needs to be treated. Through the laboratory tests, caustic soda (NaOH) is used as the activator of the steel slag powder to study the effect of the slag powder and cement mixed on the silty soil under different caustic soda contents. The results show that the early strength of the steel slag-cement solidified soil is low, and the curing effect is better at the later stage. After the caustic soda is added, the curing effect of the steel slag powder is obvious. The unconfined compressive strength of the steel slag-cement solidified soil increases first and then decreases with the increase of activator dosage. The X-ray diffraction (XRD) analysis shows that there is a monosulfated calcium sulfoaluminate (AFm) in the mixture, which can enhance the strength of the solidified soil.

**Key words:** steel slag powder; muddy soil; caustic soda; unconfined compressive strength; XRD

## 0 引言

淤泥及淤泥质土主要是由河流、湖泊或沿海浅滩中悬浊物与有机物在极缓水流或静水下沉积形成的一种细粒土, 具有高含水率、高液限、高孔隙率、高压缩性及低强度等特点。对工程建设造成极大危害, 需对其进行处理, 从而改良其物理力学性质。在目前的软土处理方法中, 深层搅拌法是最常用的处理方法之一, 搅拌叶片就地将软土与固化剂进行搅拌, 通过固化剂与软土之间的物理化学作用, 形成强度高, 整体性、水稳定性好的固化土柱体<sup>[1]</sup>。该方法具有加固效果好, 应用范围广, 施工方便等优点。其中在固化剂的选择方面, 普通硅酸盐水泥是国内外软土固化的首选, 应用极为广泛。但水泥生产对环境造成严重污染, 且

对于有机质含量高的淤泥土, 采用传统的普通硅酸盐水泥往往导致固化土强度偏低, 搅拌桩施工过程中有时会出现难以成桩的问题。故寻找高效、廉价的固化剂一直是工程技术人员和科研工作者的心愿。杨爱武等<sup>[2]</sup>用碱激发水泥来改善其固化软土的特性, 发现强碱对水泥土的强度提高有很大促进作用。水泥掺碱虽然提高了软土固化效果, 但没有从根本上解决生产或使用水泥造成的环境污染。易耀林等<sup>[1]</sup>将矿渣掺入软土中做固化剂代替部分水泥, 发现固化效果不仅明显而且经济环保。

基金项目: 国家自然科学基金项目(41372288); 山东科技大学科研创新团队支持项目(2015KYDT104)

收稿日期: 2017-02-07

钢渣是炼钢厂排出的工业废弃物,由矿石、燃料和助溶剂中易溶硅酸盐等化合物组成,排量约为钢产量的10%~15%。钢渣粉是钢渣经加工处理的固体粉末状产物,原料中CaO、SiO<sub>2</sub>、Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>的含量较多,占总含量的74%左右,其中CaO、SiO<sub>2</sub>在钢渣中的表现形式为硅酸二钙(C<sub>2</sub>S)、硅酸三钙(C<sub>3</sub>S),这些物质是水泥水化物的主要成分,说明钢渣粉具有一定的活性。但其成分复杂、胶凝性差、水化反应慢,使钢渣粉利用起来较为困难<sup>[3]</sup>。将其堆放起来不仅占用土地,而且污染环境。现阶段不少学者对钢渣粉的性质进行了研究,张同生等、赵鸿等<sup>[4-5]</sup>采用物理方式激发钢渣粉活性,Fathollah<sup>[6]</sup>、李玉祥等<sup>[7]</sup>采用碱激发剂对其力学性质进行改善,也有学者将钢渣粉作为外掺剂加入到其他胶凝材料中来相互激发胶凝材料的活性<sup>[8-11]</sup>。但这种研究一直处于试验阶段,将其用于工程实践方面的研究甚少,说明对钢渣粉的应用还有待进一步深入研究。

为了能将钢渣变废为宝,减少其对环境的污染并用于实际工程,本试验用不同含量的烧碱激发钢渣粉的活性,并将钢渣粉与水泥混合掺入到淤泥质土中研究其固化效果。与纯水泥土进行对比,得出烧碱激发剂的最优掺量。

## 1 试验材料与方法

### 1.1 试验材料

试验用土为青岛市经济技术开发区海相淤泥质土,平均埋深为8.58 m,主要为淤泥质黏土,灰黑色,稍有臭味,呈流塑状,其物理力学参数:天然含水率w=41.1%,湿密度=1.86 g/cm<sup>3</sup>,干密度=1.28 g/cm<sup>3</sup>,饱和度=97.7%,孔隙比e=1.14,塑限w<sub>P</sub>=15.5%,液

限w<sub>L</sub>=32.1%,比重G<sub>s</sub>=2.74,塑性指数I<sub>P</sub>=16.6,液性指数I<sub>L</sub>=1.542,黏聚力c=14.2 kPa,内摩擦角为2.7°,压缩系数a<sub>2-1</sub>=0.61 MPa<sup>-1</sup>,压缩模量E<sub>s</sub>=3.51 MPa。可知该地区的淤泥土强度低、孔隙率高、含水率高。

试验所用钢渣粉由日照钢铁集团下属的炼钢厂炼钢所弃废渣加工而成,呈深灰色粉末状,其主要化学成分为CaO、MgO、Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>、Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>、MnO等,比表面积为402 m<sup>2</sup>/kg。试验所用水泥为<sup>#</sup>32.5普通硅酸盐水泥,其主要化学成分为CaO、SiO<sub>2</sub>、Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>、Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>等。钢渣与水泥的详细成分见表1,微观结构如图1所示。由图1可知两者在粒径上有较大差别,钢渣粉的平均粒径在30 μm左右,水泥的平均粒径在10 μm左右。试验所用的烧碱为天津市北联试剂厂所生产,纯度为分析纯,NaOH含量≥96.0%。

### 1.2 胶凝材料活性对比

中国采用Mason<sup>[12]</sup>提出钢渣碱度(R=CaO/(SiO<sub>2</sub>+P<sub>2</sub>O<sub>5</sub>))的方法来评价钢渣的活性,碱度小于1.5的为低碱度渣、1.5~2.7的为中碱度渣,大于2.7的为高碱度渣。不同碱度的钢渣矿物组成见表2。

按表1钢渣粉的化学成分含量进行计算,可得钢渣粉的碱度为2.74,查阅表2可知该钢渣粉为硅酸三钙渣,主要矿物为C<sub>3</sub>S、C<sub>2</sub>S、C<sub>2</sub>F和RO相。作为对比计算得水泥的碱度为2.94,虽然两种材料都为高碱度材料,但二者的活性有较大差别。本试验中钢渣粉的活性与胶凝性远低于硅酸盐水泥,原因有以下4方面:①钢渣的粒径与水泥的粒径存在较大差别,材料的粒径越小则材料的比表面积越大,与水接触后的水化速率越大。②中国钢渣的冷却方式为自然冷却,由于冷却缓慢,在冷却过程中多数β-C<sub>2</sub>S转变为γ-C<sub>2</sub>S,C<sub>2</sub>S的晶格完成重排后较为稳定,活性降低;而在水

表1 钢渣粉、水泥的主要化学成分及百分含量

Table 1 Chemical composition of steel slag powder and cement

化学成分	CaO	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	SiO <sub>2</sub>	MgO	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	MnO <sub>2</sub>	SO <sub>3</sub>	Na <sub>2</sub> O	P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>
钢渣粉	45.99	2.45	14.17	4.36	24.05	4.36	—	—	2.6
水泥	65.14	5.03	22.17	4.30	0.51	—	2.70	0.15	—

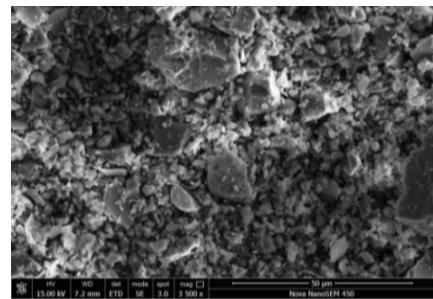
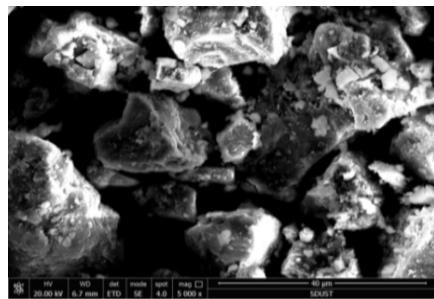


图1 钢渣粉(左)与水泥(右)的微观结构

Fig. 1 Microstructure of steel slag powder and cement

表 2 钢渣碱度与矿物组成的关系<sup>[16]</sup>

Table 2 Relationship between basicity and mineral composition of steel slag

钢渣碱度	钢渣种类	主要矿物
0.9~1.5	橄榄石渣、镁 蔷薇辉石渣	橄榄石、镁蔷薇辉石、RO 相
1.5~2.7	硅酸二钙渣	硅酸二钙、铁酸二钙、RO 相
2.7~	硅酸三钙渣	硅酸三钙、硅酸二钙、铁酸二 钙、RO 相

泥生产过程中, 由于采用急冷的方式,  $C_2S$  晶格未完成重排, 仍以介稳态的  $\beta-C_2S$  形式存在, 具有较高活性<sup>[13]</sup>。③水泥中的  $C_3S$  占 50% 左右而钢渣中的  $C_3S$  仅占不到 20%<sup>[14-15]</sup>, 钢渣和水泥材料中  $C_3S$  的水化速率要高于  $C_2S$ , 且  $C_3S$  含量越高, 水化速率越快。④钢渣中的早强物质铝酸三钙 ( $C_3A$ ) 含量极少, 影响了钢渣的早期水化速度。

### 1.3 试样制备及试验方法

将现场取回的淤泥土进行晾晒至干燥状态, 磨碎, 保留粒径小于 2 mm 的淤泥土。测定其干燥状态的含水率为 4%。本次试验取固化剂/干土的比例 (干掺量) 为 0.1 和 0.2, 根据笔者等的研究成果<sup>[17]</sup>, 钢渣粉的最优掺量为淤泥质土含量的 10%, 故取固化剂中水泥与钢渣粉的掺入比为 1:1, 并在此基础上掺入烧碱做催化剂进行调整, 最后取水泥与钢渣粉+烧碱的掺入比为 1:1。烧碱的掺入量分别为淤泥土含量的 0.3%, 0.6%, 0.9%, 1.2%, 1.5%, 具体含量如表 3 所示。

表 3 标准试块掺料含量

Table 3 Admixture content of standard test block (%)

组号	掺入比 $W$		
	水泥	钢渣	烧碱
C	10	0	0
CS	10	10	0
CSA3	10	9.7	0.3
CSA6	10	9.4	0.6
CSA9	10	9.1	0.9
CSA12	10	8.8	1.2
CSA15	10	8.5	1.5

注: 钢渣掺入比=钢渣粉质量/淤泥质土质量×100%; 水泥掺入比=水泥质量/淤泥质土质量×100%; 烧碱掺入比=烧碱质量/淤泥质土质量×100%。

制备试样时, 首先把称量好的淤泥土放入搅拌器中, 然后将称量好的水泥和钢渣粉干拌混合, 再称取相应含量的烧碱、量取淤泥土相应液限含量的水并将烧碱倒入盛有量好的水的烧杯中用玻璃棒搅拌散热。最后将这些材料倒入搅拌器中与淤泥土一起搅拌形成浆体, 直至均匀。拌合完毕后, 将水泥土拌合物装入规格的试模中制作成标准试块, 振捣密实后将表面刮平, 盖上塑料薄膜, 48 h 后脱模。为减小试验误差,

每组试验做 9 个试块。脱模后, 在标准养护箱中对试块进行养护, 养护龄期分别为 7 d、28 d 和 90 d。

对制备好的试块分别进行以下两类试验: 第一类为无侧限抗压强度试验, 其标准试块制备分组表如表 3 所示。试验采用 10 t 的 WAW-1000B 型电液伺服万能试验机加载, 加载速率为 1 mm/min。第二类为 XRD 实验, 鉴定生成的化合物成分, 取适量试块磨粉并通过 80  $\mu\text{m}$  标准筛, 采用 D/Max2500PC 型 X 射线衍射仪 (日本理学公司) 对钢渣粉进行 XRD 分析, 工作条件为:  $\text{CuK}_\alpha$  针, 电压 50 kV, 电流 200 mA, 扫描速度为 8°/min, 扫描角度 5° ~ 90°。

## 2 试验结果与分析

### 2.1 无侧限抗压强度试验

将不同钢渣粉掺入量、不同龄期的试块进行无侧限抗压强度试验, 试验结果如图 2 所示。

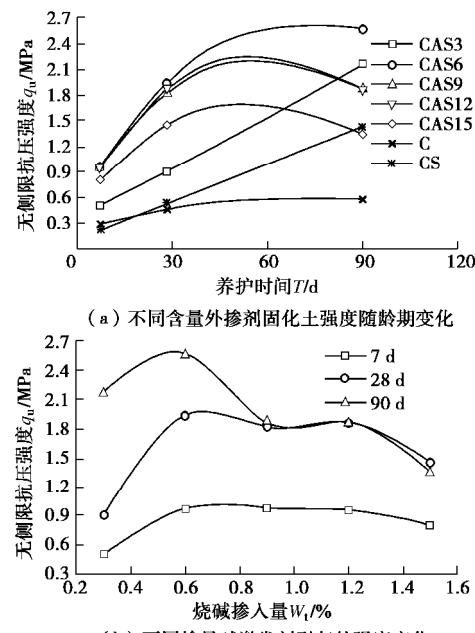


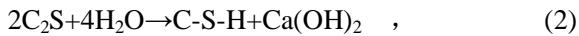
图 2 固化土的无侧限抗压强度

Fig. 2 Unconfined compressive strengths of solidified soil

由图 2 (a) 可知, 各组号中以钢渣为掺料的固化土都比 10% 纯水泥土的强度高, 说明掺入钢渣粉之后确实能提高软土的强度。但在前期, 掺入钢渣粉的试块强度比 10% 纯水泥土试块强度稍低, 原因为低活性的钢渣与淤泥土相比颗粒间排列松散且黏聚力差, 掺入的钢渣粉在水化前相当于替换了部分淤泥土, 故其强度变低。只掺水泥做固化剂的固化土强度在 28 d 之后增长缓慢, 而掺入钢渣粉的固化土随养护时间的增加, 强度明显提高, 说明水泥在 28 d 之前水化基本完成, 而钢渣粉在水化 28 d 后才逐渐提高淤泥土的强度。随着养护时间的增加, 强度增长曲线成线性说明钢渣

粉的水化速率比较稳定。

工程上一般以 90 d 固化土强度作为设计值, 但常以 28 d 强度作为检测值<sup>[1]</sup>, 由于钢渣粉的早期强度低, 对工程所起的作用体现不出来, 故有必要对钢渣粉进行激活。本试验采用烧碱做催化剂, 由图 2 (a) 可知掺入烧碱后固化土的无侧限抗压强度显著提高, 且随着龄期的增加, 烧碱掺量  $\leq 0.6\%$  时的固化土强度不断增长, 烧碱掺量  $\geq 0.9\%$  时, 28 d 的固化土强度基本达到最高, 之后强度便不再增长。曲线增长方式与纯水泥土的增长方式相似。除了烧碱掺量为 0.3% 时的曲线为线性外其余的都为非线性。原因在于钢渣与水泥的水化反应都由水来提供 OH<sup>-</sup>, 水化的方程为



但钢渣中的 C<sub>2</sub>S 含量多于水泥中的 C<sub>2</sub>S 含量, 且钢渣中的 C<sub>2</sub>S 大多为  $\gamma$ -C<sub>2</sub>S,  $\gamma$ -C<sub>2</sub>S 的水化较慢, 需要在一定浓度的 OH<sup>-</sup>条件下才能进行。当掺入烧碱后, 烧碱提供的 OH<sup>-</sup>可直接参与  $\gamma$ -C<sub>2</sub>S 的水化。但烧碱掺量为 0.3% 时仅能维持钢渣中部分 C<sub>2</sub>S 的水化, 水化方式持续而渐进, 故烧碱掺量 0.3% 时的曲线为线性。随着烧碱掺量的增加, 水溶液中的 OH<sup>-</sup>浓度不断增加, 满足 C<sub>2</sub>S 水化所需的浓度, 钢渣的活性完全被激发, 钢渣的别名为劣质水泥, 说明钢渣与水泥有着相似的性质。经烧碱激发后钢渣的水化性质与水泥更相似, 故强度增长曲线与水泥相似为非线性。

不同掺量碱激发剂引起的强度变化如图 2 (b) 所示, 可知同一龄期时随着烧碱掺量的增加, 固化土的强度变化为先增加后降低, 并且龄期越长这种变化越明显。说明烧碱做催化剂有一个最优掺量, 低掺量时对淤泥土的强度起到很好的提高作用, 但掺量过大反而效果不佳。当掺量大于 0.6% 时试块在水化 28 d 后强度几乎不增长, 且部分掺量的试块在 90 d 的强度甚至低于 28 d 的强度。原因在于: ①钢渣受强碱作用时, 颗粒中玻璃体的表面受强碱剥蚀作用而受到破坏, 可水化的部分暴露于水溶液中从而加速钢渣水化。烧碱含量过大时钢渣颗粒本身和钢渣水化的产物也会发生裂解, 与土颗粒胶结形成的骨架遭到破坏, 产生了新的孔隙, 并且孔隙表面形态粗糙, 造成固化土后期孔隙率增大, 反而降低了固化效果。②过量的烧碱会影响钢渣与土颗粒间的作用: 淤泥土表面富含 K<sup>+</sup>、Na<sup>+</sup> 等离子与钢渣粉水化生成的 Ca<sup>2+</sup> 离子发生交换吸附作用, 若溶液中的 Na<sup>+</sup> 过多会影响这种置换作用, 从而阻碍黏土颗粒的双电层变薄, 颗粒之间的摩擦力减小, 强度也会降低。这两种现象与钢渣水化物的固化、胶

结作用在养护 28 d 后处于动态变化中, 此时强度也处于动态变化中, 故掺量过大时强度基本不再增长。由图 2 可知烧碱的最优掺量为 0.6%。

## 2.2 水泥与钢渣的相互作用

杨爱武等<sup>[2]</sup>的研究表明碱环境也可以激发水泥并加速水泥水化产物的生成, 从而提高水泥土的无侧限抗压强度。但钢渣受烧碱激发后固化土强度究竟提高了多少需进一步研究, 本试验分别对纯水泥、纯钢渣粉及水泥-钢渣复合 3 种胶凝材料有、无烧碱激发的固化土的无侧限抗压强度进行测试, 试验结果如表 4 所示。

表 4 各组分的无侧限抗压强度提高量

Table 4 Strength increase of each component (MPa)

组号	7 d		28 d		90 d	
	强度值	提高量	强度值	提高量	强度值	提高量
C	0.280	0.564	0.459	0.888	0.576	0.909
激 C	0.844	—	1.347	—	1.485	—
SSP	—	—	0.124	—	0.385	—
激 SSP	—	—	0.237	0.113	0.533	0.148
CS	0.232	0.737	0.522	—	1.425	—
激 CS	0.969	—	1.937	1.415	2.572	1.147

注: SSP 表示只掺 10% 钢渣粉的淤泥土; 激 SSP 表示掺量为 10% 钢渣粉与 0.6% 烧碱的淤泥土。

纯钢渣粉固化淤泥土在达到 7 d 龄期时, 未掺烧碱的试块还没凝固, 故无法拆模。掺入烧碱的试块虽可拆模, 但无法进行无侧限抗压强度试验。从而验证了钢渣粉的胶凝性差, 早期强度低的特性。由表 4 可知, 水泥和钢渣粉的活性均可被烧碱激发, 并且钢渣-水泥复合组分受烧碱激发后固化土强度的提高量要大于分别用水泥和钢渣粉激发后固化土强度提高量之和, 说明钢渣粉与水泥的水化可以相互促进。

而 Wang 等<sup>[18]</sup>在研究钢渣-水泥基复合胶凝材料时得出钢渣在复合胶凝材料水化过程中并不与水泥的水化产物发生反应的结论。同时, 水泥也不与钢渣的水化产物发生二次反应, 说明二者的反应相互独立。但二者混合后却促进了彼此的水化, 原因在于: 水泥水化的适宜环境为 pH=12 左右<sup>[2]</sup>, 而钢渣粉水化的适宜环境为 pH=13 左右。对青岛胶州湾附近海相淤泥土的酸碱度进行测试, 发现 pH 值在 8.2 左右, 水泥与钢渣均为碱性材料, 复合后掺入到淤泥土中使得土的 pH 值在 8.6 左右。掺入烧碱后直接增加了土中溶液的 pH 值, 对水泥和钢渣的水化提供了良好的环境。由于水泥活性大, 水化较快, 水化后土中溶液的 pH 值迅速增大, 且达到 11 左右。这就给钢渣粉的水化提供了有利环境, 因而加速了钢渣粉的水化。并且受烧碱激发

后的胶凝材料水化反应更加迅速, 溶液的 pH 值不断提高, 对钢渣的水化更有利。由表 4 还可看出水泥受烧碱激发后固化土强度增长率随着龄期的增长在不断减缓, 而钢渣粉固化土强度增长率基本不变。造成钢渣粉与水泥复合后固化土的强度增长率为先增大后降低。

### 2.3 应力应变关系

应力应变关系是工程上评价受力物体工作性能常用的一项重要指标。图 3 为各组号固化土的应力应变曲线, 由图可知各类型固化土受压时都经历压实阶段、弹性阶段、塑性阶段、破坏阶段和残余强度阶段 5 个变形阶段。但是随着钢渣粉的掺入, 各组号应力应变曲线弹性阶段的斜率均有不同程度的增长, 说明钢渣粉的胶结作用提高了固化土的弹性模量。随着烧碱掺量的增多曲线的弹性阶段斜率先增加后降低, 原因是适量的烧碱能够改善钢渣水化环境, 促进钢渣水化物的生成, 而水化产物不仅能起胶结作用, 还提高了固化土的弹性模量; 当烧碱过量时阻碍了方程式 (1)、(2) 的进行, 使得生成的胶凝产物减少, 从而影响弹性模量的增长。

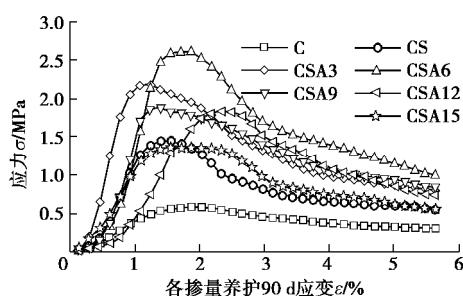


图 3 各组号固化土的应力应变曲线

Fig. 3 Stress-strain curves of each group of solidified soil

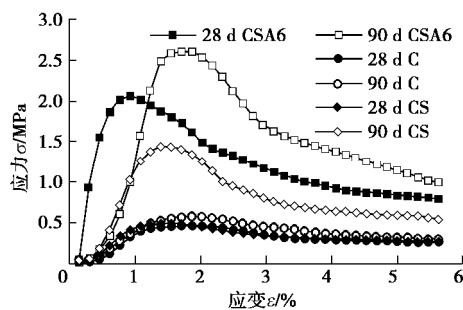


图 4 应力应变变化关系

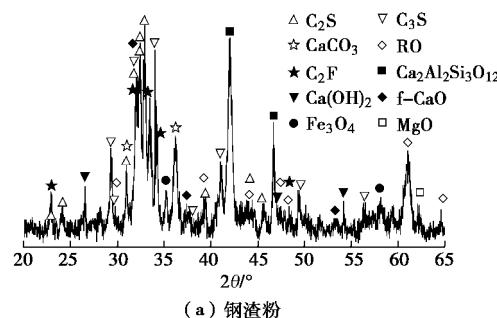
Fig. 4 Relationship between stress and strain

图 4 为纯水泥土、钢渣-水泥土及烧碱掺量为 0.6% 的钢渣-水泥土的 28 d 和 90 d 的应力应变曲线。由图可知掺入钢渣粉后 28 d 固化土的后 4 个阶段的曲线基本没有变化, 应力稍有提高但不明显, 但掺入碱催化剂后试块的弹性阶段变长、塑性阶段变短, 并且达到

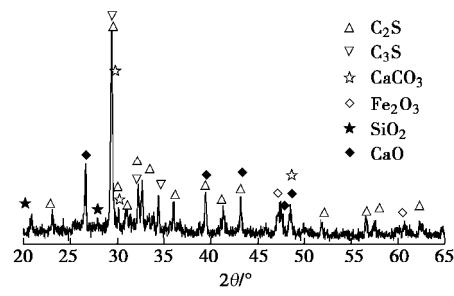
峰值时的应变量变小。这样就延长了破坏阶段的应变量。说明掺入烧碱催化剂后, 钢渣粉的延性在前期遭到抑制, 但提高了早期应力峰值。掺入钢渣后 90 d 试块的弹性阶段变短、塑性阶段变长, 并且达到峰值时的应变量变大, 此时钢渣的延性才体现出来。随着养护时间的增长, 钢渣水化产物在不断增多, 而水化产物中的部分物质可提高固化土的延性。说明钢渣粉随着水化反应的不断进行延性逐渐发展, 并且这一特性受碱环境的影响。

### 2.4 X 射线衍射 (XRD) 试验

通过 XRD 试验可对胶凝材料受激发后生成物的含量、状态以及这些生成物怎样影响固化土的强度做进一步研究。将水化物的生成状况与固化土的强度建立联系。图 5 为钢渣、水泥水化反应前的 XRD 试验结果。由测试结果可知, 水泥的衍射图谱特征峰比较明显, 成分简单; 钢渣粉的成分却较为复杂, 结合表 2 可知钢渣中  $C_2S$ 、 $C_3S$  的含量也相对较少。钢渣粉中有较多的  $RO$  相 ( $FeO$ 、 $MgO$ 、 $MnO$ ) 等, 由于钢渣粉中的  $RO$  相并不参与水化反应<sup>[19]</sup>, 使得钢渣粉参与化合反应的成分减少; 并且钢渣粉中的  $C_3S$  含量较少, 相同时间内与水化合时  $Ca^{2+}$  的提供量较小, 溶液中的  $Ca^{2+}$  浓度小, 反应缓慢。



(a) 钢渣粉



(b) 水泥

图 5 水化前的 XRD 图

Fig. 5 XRD patterns before hydration

为进一步查明烧碱的激发效果, 分别对纯水泥、纯钢渣粉、水泥+钢渣粉(比例为 1:1)以及掺入 NaOH 催化的钢渣水泥 4 种材料进行了 XRD 衍射分析, 分析结果如图 6 所示。 $C_2S$ 、 $C_3S$  的水化产物为 C-S-H 凝胶、 $Ca(OH)_2$  和一些低钙类硅酸盐, 因 C-S-H 为非晶型, 在 X 射线衍射图中无法观测到其特征峰。但可根

据  $C_2S$ 、 $C_3S$  的峰值变化来间接算出水化产生  $C-S-H$  凝胶的生成量。从图 6 可知钢渣粉的水化产物与水泥的水化产物有较大差别, 水泥生成的水化物有  $C-S-H$ 、钙矾石( $AFt$ )、 $Ca(OH)_2$  等。其中  $Ca(OH)_2$  为水化反应的中间产物且性质不稳定, 一部分遇到  $CO_2$  后碳化成  $CaCO_3$ , 另一部分与溶液中的  $H_3SiO_4^-$  等离子反应生成  $C-S-H$ 。在做 XRD 试验时需对试样进行磨粉处理, 并过  $80\ \mu m$  标准筛, 先将试样在乙醇中浸泡 1 d, 然后取出晾晒干燥, 再进行磨粉, 在磨粉处理过程中  $C-S-H$  凝胶可与空气中的  $CO_2$  发生碳化反应生成  $CaCO_3$ 、硅胶、氢氧化铝和氢氧化铁<sup>[20]</sup>。钢渣与水泥的水化都会有  $Ca(OH)_2$  生成,  $Ca(OH)_2$  在空气中与  $CO_2$  和  $H_2O$  也会生成  $CaCO_3$ , 由于水泥试样做出之后没有及时做 X 射线衍射, 而是放置两天后与其它试样一块儿进行, 故造成试验误差引起水泥的水化产物中混有少量的  $CaCO_3$ 。而钢渣粉水化后的产物中有  $C-S-H$  凝胶、 $Ca(OH)_2$ 、 $Ca_2(Al, Fe)_O_5$  等化合物。从图 6 可以看出, 纯钢渣粉、水泥+钢渣粉(比例为 1:1)以及掺加  $NaOH$  作催化剂的 3 种材料中  $RO$  相化合物的峰值基本没有变化, 从而验证了  $RO$  相为惰性化合物。

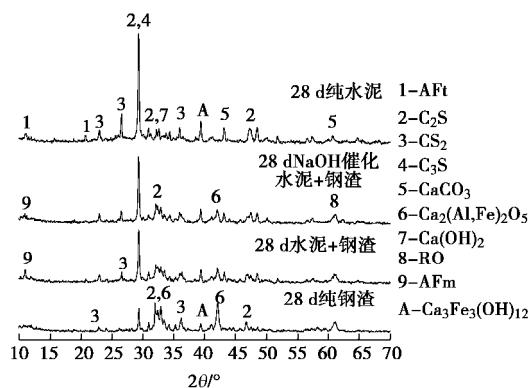


图 6 不同材料的 XRD 衍射图谱

Fig. 6 XRD patterns of different materials

不同材料在  $2q$  为  $22^\circ \sim 28^\circ$  内与在  $36^\circ$  的 3 条衍射峰值的生成物都为  $CS_2$ , 该物质是  $C_3S$  和  $C_2S$  水化反应后得到的。随着水泥的掺入,  $CS_2$  衍射峰值开始增大, 掺入  $NaOH$  催化剂后峰值增加更加明显。说明  $C_3S$  和  $C_2S$  水化时其中的  $Ca^{2+}$  与材料中的水及其他化合物反应生成了  $C-S-H$  凝胶和  $Ca(OH)_2$ 。 $C-S-H$  凝胶为絮凝物,  $Ca(OH)_2$  微溶于水, 大部分被析出, 填充了试块中的空隙, 使得试块的密度增大, 无侧限抗压强度便得到了提高。水泥水化的速度较快, 产生的  $CS_2$  量较大, 烧碱的加入提高了溶液的碱环境, 加速了水化反应, 生成的  $C-S-H$  凝胶等水化物更多, 增加了土颗粒之间的黏结点, 提高了固化土强度。随着水泥和烧碱的掺入,  $2q$  为  $42^\circ$  的衍射峰值( $Ca_2(Al, Fe)_O_5$ )在逐渐减小,  $2q$  为  $39.5^\circ$  的衍射峰值( $Ca_3Fe_3(OH)_{12}$ )在逐

渐增大, 说明  $Ca_2(Al, Fe)_O_5$  水化生成了  $Ca_3Fe_3(OH)_{12}$ , 烧碱的掺入促进了这一反应的进行。

在水化 28 d 的水泥+钢渣粉试样和烧碱催化的钢渣水泥试样中还找到了一种物质——单硫形硫铝酸钙( $AFm$ ), 涂昆等<sup>[21]</sup>在其所做的试验中也有发现。对其进行电镜扫描, 发现该物质的微观形态为玫瑰花瓣状, 结构致密, 该物质的存在能够降低软土的孔隙率从而提高软土的强度。根据前面的分析, 钢渣粉与水泥的水化是相互独立的, 烧碱的掺入为钢渣粉水化提供了碱环境, 使得钢渣粉水化更剧烈更彻底, 由于钢渣和水泥中都存在  $C_3A$ ,  $C_3A$  在溶液中  $Ca(OH)_2$  饱和时生成  $C_4AH_{13}$ 。当溶液中石膏( $CaSO_4$ )充足时  $C_4AH_{13}$  与石膏反应二次水化反应生成  $AFt$ , 当石膏不足时会生成  $AFm$ 。由表 2 知钢渣粉中没有检测到  $SO_3$ , 故钢渣水化不会有石膏产生。钢渣-水泥混合材料水化生成的石膏仅由水泥提供, 石膏含量不足,  $C_4AH_{13}$  水化会生成  $AFm$ 。而水泥单独水化时材料中的石膏充足, 会生成  $AFt$ , 钢渣粉单独水化时, 由于没有硫化物参与, 故  $C_3A$  仅发生了第一步反应生成  $C_4AH_{13}$ , 故也不会生成  $AFm$ 。

图 7 为在烧碱催化下钢渣-水泥 7 d、28 d 及 90 d 的 XRD 衍射图谱, 从图中可以看出主峰的峰值能量和  $2q$  为  $32^\circ \sim 35^\circ$  的峰值能量都随龄期的增加而先增大后减小, 而  $2q$  为  $42^\circ$  的峰值能量先减小后增大。这是因为主峰的衍射物为  $C_3S$  和  $C_2S$ ,  $2q$  为  $32^\circ \sim 35^\circ$  的衍射物为  $CS_2$ ,  $C_3S$  和  $C_2S$  与水化合均是分阶段进行的:  $C_3S$  先水解出 1 个  $Ca^{2+}$  和  $C_2S$  离子, 其中  $Ca^{2+}$  与两个  $OH^-$  化合成  $Ca(OH)_2$ , 之后  $C_2S$  再次水化生成  $C-S-H$  凝胶、 $CS_2$  和  $Ca(OH)_2$ , 但后两种化合物的性质都不稳定, 之后会再与水中的化合物反应生成  $C-S-H$  凝胶、 $AFm$  和  $CaCO_3$  等难溶于水的物质, 故衍射峰会有此变化。从图中还可以看出随着龄期的增加,  $AFm$  的衍射峰值是不断增加的。 $RO$  相化合物不受烧碱催化与龄期的影响。

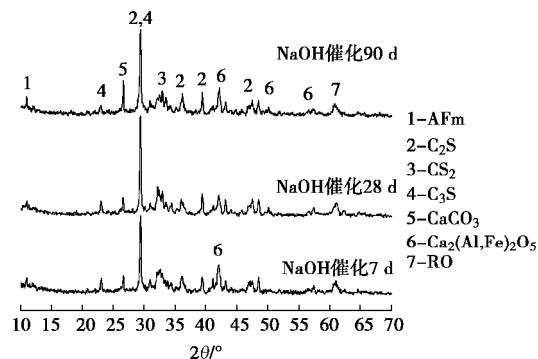


图 7 不同龄期下碱催化钢渣-水泥的 XRD 衍射图谱

Fig. 7 XRD diffraction patterns of activated steel slag-cement at different ages

### 3 烧碱激发钢渣粉固化机理

结合前面的数据, 本文从烧碱对钢渣粉水化的促进作用及钢渣粉与淤泥土之间的作用两方面进行研究。烧碱激发钢渣粉对淤泥土的固化机理。

NaOH 的掺入为钢渣粉的水化提供碱性环境, 使得水溶液的 pH 值升高, 有利于钢渣的水化; 同时烧碱破坏钢渣中玻璃体的网络结构, 使其网络形成键 (Si-O 键和 Al-O 键) 更容易发生断裂, 有利于玻璃体解聚, 增大钢渣水化反应速率, 从而激发钢渣的活性, 使其释放出  $\text{Ca}^{2+}$  和硅(铝)氧四面体, 不断生成 C-S-H 凝胶。

淤泥土表面富含  $\text{K}^+$ 、 $\text{Na}^+$  等离子与钢渣粉水化生成的  $\text{Ca}^{2+}$  离子发生交换、吸附作用, 随着这些高价离子的加入, 黏土的双电层厚度会变薄。双电层厚度越薄, 黏土颗粒靠得越紧, 相互间的结合力就越强, 土颗粒的内摩擦角就越大, 固化土的强度就得到提高。C-S-H 凝胶将土颗粒黏结在一起形成骨架, 为二次水化产物提供稳定场所, 并且二次水化生成的 AFm、 $\text{Ca}_2(\text{Al}, \text{Fe})\text{O}_5$  可填充初次水化的空隙, 使结构更致密, 固化土的强度更高。

### 4 结 论

本文对不同掺量烧碱激发作用下, 钢渣粉对淤泥质土的固化效果进行研究, 得出以下结论:

(1) 烧碱能够激发钢渣粉的活性, 加速其水化使掺入钢渣粉的固化土早强。在该配比下烧碱的最优掺量为 0.6%, 此时固化土的无侧限抗压强度达到最高。

(2) 水泥的水化为钢渣粉水化提供了一定的碱环境, 加速了钢渣粉的水化。

(3) 由于烧碱的掺入, 钢渣-水泥固化土 28 d 前的延性遭到抑制, 后期延性得以表现出来。并且随着掺量的增加, 固化土的弹塑性阶段不断延长。

(4) 钢渣-水泥固化土的水化产物中有 AFm 物质生成, 提高了固化土的强度, 且随着龄期的增加, 这种物质的含量也在增加。

### 参考文献:

- [1] 易耀林, 李晨, 孙川, 等. 碱激发矿粉固化连云港软土试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(9): 1821 - 1826. (YI Yao-lin, LI Chen, SUN Chuan, et al. Test on alkali-activated ground granulated blast-furnace slag (GGBS) for lianyungang soft soil stabilization[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, 32(9): 1821 - 1826. (in Chinese))
- [2] 杨爱武, 闫澍旺, 杜东菊, 等. 碱性环境对固化天津海积软土强度影响的试验研究[J]. 岩土力学, 2010, 31(9): 2930 - 2934. (YANG Ai-wu, YAN Shu-wang, DU Dong-ju, et al. Experimental study of alkaline environment effects on the strength of cement soil of Tianjin marine soft soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(9): 2930 - 2934. (in Chinese))
- [3] 李义凯, 刘福田, 周宗辉, 等. 复合激发剂活化钢渣制备复合胶凝材料研究[J]. 武汉理工大学学报, 2009, 31(4): 11 - 13. (LIU Yi-kai, LIU Fu-tian, ZHOU Zong-hui, et al. Study of improving the activity of steel slag powder using compound activator[J]. Journal of Wuhan University of Technology, 2009, 31(4): 11 - 13. (in Chinese))
- [4] 张同生, 刘福田, 王建伟, 等. 钢渣安定性与活性激发的研究进展[J]. 硅酸盐通报, 2007, 26(5): 980 - 984. (ZHANG Tong-sheng, NIU Fu-tian, ZHOU Zong-hui, et al. Recent development of steel slag stability and activating activity [J]. Bulletin of the Chinese Ceramic Society, 2007, 26(5): 980 - 984. (in Chinese))
- [5] 赵鸿. 钢渣细度和掺量对钢渣复合水泥力学性能的影响[J]. 中国粉体技术, 2012, 18(3): 4 - 6. (ZHAO Hong. Influence of steel slag fineness and mixture amount on composite cement containing steel slag powders[J]. China Powder Science and Technology, 2012, 18(3): 4 - 6. (in Chinese))
- [6] FATHOLLAH Sajedi, HASHIN Abdul Razak. The effect of chemical activators on early strength of oxlinand Portland cement-slag mortars[J]. Construction and Building Materials, 2010, 24: 1944 - 1951.
- [7] 李玉祥, 王振兴, 冯敏, 等. 不同激发剂对钢渣活性影响的研究[J]. 硅酸盐通报, 2012, 31(2): 280 - 284. (LI Yu-xiang, WANG Zhen-xing, FENG Min, et al. Study on the effect of different activators on activation of steel slag[J]. Bulletin of the Chinese Ceramic Society, 2012, 31(2): 280 - 284. (in Chinese))
- [8] 王强, 黎梦圆, 石梦晓. 水泥-钢渣-矿渣复合胶凝材料的水化特性[J]. 硅酸盐学报, 2014, 42(5): 629 - 634. (WANG Qiang, LI Meng-yuan, SHI Meng-xiao. Hydration properties of cement-steel-ground granulated blast-furnace Slag complex binder[J]. Journal of the Chinese Ceramic Society, 2014, 42(5): 629 - 634. (in Chinese))
- [9] 殷素红, 高凡, 郭辉, 等. 石灰重构钢渣过程中的物相变化[J]. 华南理工大学学报(自然科学版), 2016, 42(6): 47 - 52. (YIN Su-hong, GAO Fan, GUO Hui, et al. Phase

change of steel slag during reconstruction by lime[J]. Journal of South China University of Technology (Natural Science Edition), 2016, **42**(6): 47 - 52. (in Chinese))

[10] LIU Qian, LIU Jia-xiang, QI Li-qian. Effects of temperature and carbonation curing on the mechanical properties of steel slag-cement binding materials[J]. Construction and Building Materials, 2016, **124**: 999 - 1006.

[11] NIKLJOĆ S, MARKOVIĆ I, JANKOVIĆ-Častvan. Modification of mechanical and thermal properties of fly ash-based geopolymer by the incorporation of steel slag [J]. Materials Letters, 2016, **176**: 301 - 305.

[12] MASON B. The constitution of some basic open-hearth slags[J]. J Iron Steel Inst, 1994(11): 69 - 80.

[13] HU S G, WANG H X, ZHANG G Z, et al. Bonding and abrasion resistance of geopolymeric repair material made with steel slag[J]. Cement and Concrete Composites, 2008, **30**(3): 239 - 244.

[14] DAS B, PRAKASH S, REDDY P S R, et al. An overview of utilization of slag and sludge from steel industries[J]. Resources, Conservation and Recycling, 2007, **50**(1): 40 - 57.

[15] TSAKIRIDIS P E, PAPADIMITRIOU G D, TSIVLIS S, et al. Utilization of steel slag for Portland cement clinker production[J]. Journal of Hazardous Materials, 2008, **152**(2): 805 - 811.

[16] COALE R D. Cementitious properties of metallurgical slags[J]. Cement and Concrete Research, 1973(3): 81 - 92.

[17] WU Yan-kai, HU Rui, HU Xiao-shi, et al. Mechanical properties of mucky cement soil improved by steel slag powder[J]. Electronic Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **21**: 10651 - 10664.

[18] WANG Qiang, YAN Pei yu, HAN Song. Effect of steel slag on hydration of cement in hydration of composite cementitious material[J]. Chinese Science (Technical Sciences), 2011, **41**(2): 170 - 176.

[19] 王 强. 钢渣的胶凝性能及在复合胶凝材料水化硬化过程中的作用[D]. 北京: 清华大学, 2010. (WANG Qiang. Cementitious properties of steel slag and its role in the hydration and hardening process of complex binder[D]. Beijing: Tsinghua University, 2010. (in Chinese))

[20] TAKEMOTO K, UCHIKAWA H. Hydration of pozzolanic cement[C]// The 7th International Congress on the Chemistry of Cement. Paris, 1980.

[21] 涂 昆, 刘家祥, 邓 侃. 钢渣粉和钢渣水泥的活性及水化机理研究[J]. 北京化工大学学报(自然科学版), 2015, **41**(1): 62 - 68. (TU Kun, LIU Jia-xiang, DENG Kan. Study of the hydration behavior of steel slag and steel slag cement complex powders[J]. Journal of Beijing University of Chemical Technology (Natural Science), 2015, **41**(1): 62 - 68. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201712007

# 多元不排水长短桩复合地基固结解析解

杨 涛<sup>1</sup>, 李 超<sup>1</sup>, 阮一舟<sup>2</sup>

(1. 上海理工大学土木工程系, 上海 200093; 2. 中国建筑上海设计研究院有限公司, 上海 266044)

**摘要:** 多元复合地基是一种新型的复合地基技术。推导出瞬时加荷条件下多元不排水长短桩复合地基桩间土的固结方程, 基于双层地基一维固结理论建立了相应的固结解析解。通过与有限元解的比较验证了解析解的正确性。利用建立的固结解析解进行参数分析, 研究了多元不排水桩长短桩复合地基的固结特性。计算结果表明, 多元不排水长短桩复合地基的固结速率随长桩压缩模量和置换率的增加而增大。短桩压缩模量和置换的变化对复合地基固结速率的影响很小。短桩较短时, 短桩长度的变化对复合地基固结速率几乎没有影响, 短桩较长时, 复合地基固结速率随短桩长度的增加而增大。此外, 多元不排水长短桩复合地基的固结速率随短桩以下土体压缩模量的增加而增大。

**关键词:** 多元不排水长短桩; 复合地基; 解析解; 固结; 有限元

中图分类号: TU473 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)12-2195-08

作者简介: 杨 涛(1962-), 男, 教授, 主要从事地基加固技术与理论研究。E-mail: [shyangtao@163.com](mailto:shyangtao@163.com)。

## Analytical solution for consolidation of a composite ground with impervious multi-long-short piles

YANG Tao<sup>1</sup>, LI Chao<sup>1</sup>, RUAN Yi-zhou<sup>2</sup>

(1. Department of Civil Engineering, University of Shanghai for Science and Technology, Shanghai 200093, China; 2. China Shanghai

Architectural Design and Research Institute Co., Ltd., Shanghai 266044, China)

**Abstract:** The impervious multi-long-short piles-reinforced ground is a new type of composite ground technology. The equations governing the consolidation of the surrounding soils within the composite ground are derived under instantaneous load. The analytical solutions are then developed for the consolidation of the composite ground based on the one-dimensional consolidation theory of a double-layer ground. The comparison of the consolidation rates from the proposed analytical solution with the FEM is made to verify the correctness and accuracy of the proposed analytical solutions. Parametric study is conducted to investigate the consolidation behavior of this new type of composite ground using the proposed analytical solutions. The results show that the consolidation rate of the composite ground with impervious multi-long-short piles increases with the increase of the area replacement ratio and the constrained modulus of the long piles. The area replacement ratio and the constrained modulus of the short piles have insignificant influences on the consolidation rate of the composite ground. When the short piles have shorter lengths, the variation of the length of the short piles has little influences on the consolidation rate of the composite ground. The consolidation rate increases with the increase of the length of the short piles when the short piles are long enough. Furthermore, it increases with the increase of the constrained modulus of the soil bellow the tip of the short piles.

**Key words:** impervious multi-long-short pile; composite ground; analytical solution; consolidation; FEM

## 0 引言

根据桩体的透水性能, 复合地基分为排水桩复合地基和不排水桩复合地基。散体材料桩复合地基为排水桩复合地基, 水泥土桩、CFG 桩等黏结材料桩复合地基则为不排水桩复合地基。

复合地基固结理论是复合地基理论的重要组成部分。以砂井地基固结理论为基础, 散体材料桩复合地基固结理论的研究取得了很大进展, 建立的固结解析解<sup>[1-10]</sup>可以考虑涂抹和井阻效应、桩周土水平向渗透

系数沿径向变化、桩体径向和竖向组合渗流、变荷载作用、附加应力沿地基深度线性变化、桩体固结和侧向变形、固结非线性以及软土未打穿等复杂因素的影响。

不排水桩复合地基承载力高, 控制沉降效果好, 目前在世界各国都得到了广泛应用, 其固结问题已

基金项目: 广东省交通科技项目(201102021); 上海理工大学国家级项目培育基金项目(16HJPY-MS03)

收稿日期: 2016-09-18

受到国内外学者关注。杨涛等<sup>[11-12]</sup>和 Miao 等<sup>[13]</sup>采用复合模量法, 分别给出瞬时和分级加载情况下端承和悬浮不排水桩复合地基固结解析解。考虑到不排水桩复合地基中桩体并不固结, 卢萌盟等<sup>[14]</sup>和 Yang 等<sup>[15]</sup>分别推导出不排水桩复合地基桩间土和下卧层土的固结方程, 建立了瞬时和分级加载情况下端承和悬浮不排水桩复合地基固结解析解。

由不同材料桩组成的多元复合地基融合了各桩型的优点, 可以节约工程造价。因此, 近十余年来多元复合地基在中国得到了大量应用。一些学者<sup>[16-20]</sup>通过现场和室内试验等方法研究了多元复合地基的承载特性, 闫明礼等<sup>[21]</sup>和郑俊杰等<sup>[22]</sup>建立了多元复合地基承载力和沉降的计算方法。

目前提出的复合地基固结解析算法都是针对单一材料桩复合地基建立的, 不适合分析多元复合地基的固结问题。多元复合地基固结计算理论尚未有研究成果报道。有鉴于此, 本文推导多元不排水长短桩复合地基的固结方程并建立相应的固结解析解, 通过固结度解析解与有限元解的比较验证解析解的正确性。最后, 利用建立的固结解析解进行参数分析, 研究多元不排水长短桩复合地基固结特性。

## 1 计算模型与基本假定

### 1.1 计算模型

在多元不排水长短桩复合地基中选取典型单元体 (unit cell) 作为固结模型进行固结分析, 如图 1 所示。A 和 B 分别代表长桩和短桩。长、短桩均正方形布置, 间距均为  $s$ , 长桩打穿软土层。

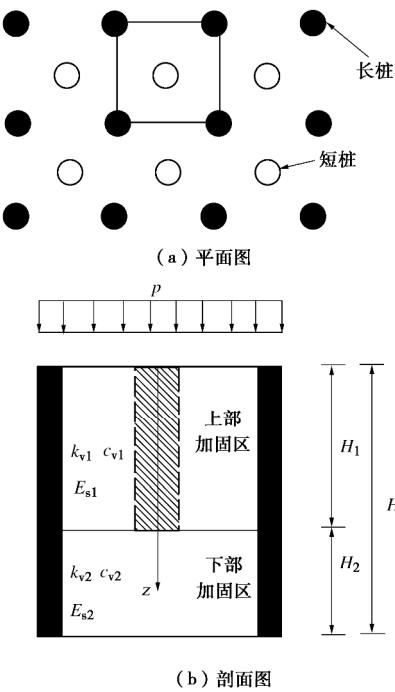


图 1 多元复合地基固结模型

Fig. 1 Consolidation model for multi-pile composite ground

根据短桩长度将复合地基加固区分为上、下两部分。上、下部加固区厚度分别  $H_1$  和  $H_2$ 。 $k_{v1}$ ,  $E_{s1}$  和  $c_{v1}$  分别为上部加固区桩间土的竖向渗透系数、压缩模量和竖向固结系数,  $k_{v2}$ ,  $E_{s2}$  和  $c_{v2}$  分别为下部加固区桩间土的竖向渗透系数、压缩模量和竖向固结系数。复合地基表面作用荷载为  $p$ 。

### 1.2 计算假定

为建立多元不排水长短桩复合地基固结解析解, 本文采用如下基本假定:

- (1) 土体处于完全饱和状态, 仅发生竖向渗流, 土体中水的流动符合 Darcy 定律。
- (2) 长、短桩都为不排水桩, 内部不产生超静孔隙水压力。
- (3) 等应变条件成立。即任意深度内桩和土的竖向变形相等。
- (4) 固结过程中土体渗透系数、压缩模量等物理力学参数保持不变。
- (5) 荷载均匀且瞬时施加, 固结过程中保持不变。

## 2 桩间土的固结方程

### 2.1 上部加固区固结方程

在上部加固区任意深度处, 由竖向力的平衡条件有

$$(1 - m_1 - m_2) \bar{s}_{s1} + m_1 \bar{s}_{p1} + m_2 \bar{s}_{p2} = p , \quad (1)$$

式中,  $m_1$  和  $m_2$  分别为长、短桩的置换率,  $\bar{s}_{s1}$ ,  $\bar{s}_{p1}$  和  $\bar{s}_{p2}$  分别为上部加固区任意深度处桩间土、长桩和短桩的竖向平均总应力。

由等应变假定有

$$\frac{\bar{s}_{s1} - \bar{u}_{s1}}{E_{s1}} = \frac{\bar{s}_{p1}}{E_{p1}} = \frac{\bar{s}_{p2}}{E_{p2}} = e_v , \quad (2)$$

式中,  $E_{p1}$  和  $E_{p2}$  分别为长、短桩的压缩模量,  $\bar{u}_{s1}$  为上部加固区土体内任意深度处的平均超静孔隙水压力,  $e_v$  为复合地基任意深度处的竖向应变。

由式 (1)、(2) 有

$$e_v = \frac{p - (1 - m_1 - m_2) \bar{u}_{s1}}{E_{comp1}} , \quad (3)$$

$$E_{comp1} = m_1 E_{p1} + m_2 E_{p2} + (1 - m_1 - m_2) E_{s1} , \quad (4)$$

式中,  $E_{comp1}$  为上部加固区的复合压缩模量。

利用式 (3) 得到竖向应变关于时间的偏导数:

$$\frac{\partial e_v}{\partial t} = - \frac{(1 - m_1 - m_2)}{E_{comp1}} \frac{\partial \bar{u}_{s1}}{\partial t} . \quad (5)$$

由于桩为不排水桩, 桩间土中的孔隙水仅会竖向流动。由质量守恒定律有

$$\frac{\partial e_v}{\partial t} = - \frac{k_{v1}}{g_w} \frac{\partial^2 \bar{u}_{s1}}{\partial z^2} , \quad (6)$$

式中,  $g_w$  为水的重度。

将式(5)带入式(6)得

$$\frac{\partial \bar{u}_{s1}}{\partial t} = \frac{E_{comp1} k_{v1}}{(1-m_1-m_2)g_w} \frac{\partial^2 \bar{u}_{s1}}{\partial z^2} = c_{v1e} \frac{\partial^2 \bar{u}_{s1}}{\partial z^2} , \quad (7)$$

$$c_{v1e} = \frac{E_{comp1} k_{v1}}{(1-m_1-m_2)g_w} = \left[ 1 + \frac{m_1 E_{p1} + m_2 E_{p2}}{(1-m_1-m_2)E_{s1}} \right] c_{v1} , \quad (8)$$

式中,  $c_{v1} = E_{s1} k_{v1} / g_w$ 。 $c_{v1e}$  为考虑长、短桩影响后桩间土的等效竖向固结系数。

式(7)即为上部加固区桩间土的固结控制方程。

## 2.2 下部加固区固结方程

在下部加固区任意深度处, 由竖向力的平衡有

$$(1-m_1) \bar{S}_{s2} + m_1 \bar{S}_{p1} = p , \quad (9)$$

式中,  $\bar{S}_{s2}$  为下部加固区任意深度处桩间土的竖向平均总应力。

由等应变假设得

$$\frac{\bar{S}_{s2} - \bar{u}_{s2}}{E_{s2}} = \frac{\bar{S}_{p1}}{E_{p1}} = e_v , \quad (10)$$

式中,  $\bar{u}_{s2}$  为下部加固区任意深度处桩间土的平均超静孔隙水压力。

由式(9)、(10)可得

$$e_v = \frac{p - (1-m_1)\bar{u}_{s2}}{E_{comp2}} , \quad (11)$$

$$E_{comp2} = m_1 E_{p1} + (1-m_1)E_{s2} , \quad (12)$$

式中,  $E_{comp2}$  为下部加固区的复合压缩模量。

由式(11)可得

$$\frac{\partial e_v}{\partial t} = -\frac{(1-m_1)}{E_{comp2}} \frac{\partial \bar{u}_{s2}}{\partial t} . \quad (13)$$

由质量守恒定律有

$$\frac{\partial e_v}{\partial t} = -\frac{k_{v2}}{g_w} \frac{\partial^2 \bar{u}_{s2}}{\partial z^2} . \quad (14)$$

将式(13)代入式(14)可得

$$\frac{\partial \bar{u}_{s2}}{\partial t} = \frac{E_{comp2} k_{v2}}{(1-m_1)g_w} \frac{\partial^2 \bar{u}_{s2}}{\partial z^2} = c_{v2e} \frac{\partial^2 \bar{u}_{s2}}{\partial z^2} , \quad (15)$$

$$c_{v2e} = \frac{E_{comp2} k_{v2}}{(1-m_1)g_w} = \left[ 1 + \frac{m_1 E_{p1}}{(1-m_1)E_{s2}} \right] c_{v2} , \quad (16)$$

式中,  $c_{v2e}$  为考虑长桩影响后下部加固区桩间土的等效竖向固结系数,  $c_{v2} = E_{s2} k_{v2} / g_w$ 。

式(15)即为下部加固区桩间土的固结控制方程。

## 3 求解条件与固结解析解

### 3.1 求解条件

#### (1) 边界条件

考虑单面排水, 即复合地基顶面排水底面不排水, 则边界条件如下:

$$z=0: \bar{u}_{s1}(z,t)=0 , \quad (17)$$

$$z=H: \frac{\partial \bar{u}_{s2}(z,t)}{\partial z}=0 . \quad (18)$$

(2) 上、下加固区分界面连续性条件

将式(1)、(9)用有效应力表示, 在上、下加固区分界面上有

$$\begin{aligned} z=H_1: (1-m_1-m_2)(\bar{S}_{s1} - \bar{u}_{s1}) + m_1 \bar{S}_{p1} + m_2 \bar{S}_{p2} \\ = (1-m_1)(\bar{S}_{s2} - \bar{u}_{s2}) + m_1 \bar{S}_{p1} . \end{aligned} \quad (19)$$

由式(1)、(9)、(19), 可得分界面孔压连续性条件如下:

$$z=H_1: (1-m_1-m_2)\bar{u}_{s1} = (1-m_1)\bar{u}_{s2} . \quad (20)$$

分界面渗流连续性条件为

$$z=H_1: (1-m_1-m_2)k_{v1} \frac{\partial \bar{u}_{s1}}{\partial z} = (1-m_1)k_{v2} \frac{\partial \bar{u}_{s2}}{\partial z} . \quad (21)$$

#### (3) 初始条件

由式(3)、(11)可得初始条件为

$$t=0: \begin{cases} \bar{u}_{s1} = \frac{p}{1-m_1-m_2} \\ \bar{u}_{s2} = \frac{p}{1-m_1} \end{cases} . \quad (22)$$

### 3.2 方程与求解条件的变换

为便于固结方程在上述求解条件下求解, 引入如下函数变换:

$$\hat{u}_{s1} = (1-m_1-m_2)\bar{u}_{s1} , \quad (23)$$

$$\hat{u}_{s2} = (1-m_1)\bar{u}_{s2} . \quad (24)$$

显然,  $\hat{u}_{s1}$  和  $\hat{u}_{s2}$  分别是复合地基上、下加固区任意深度处的平均孔压。

将式(23)、(24)代入式(7)、(15), 得到变换后的固结控制方程组:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \hat{u}_{s1}}{\partial t} &= c_{v1e} \frac{\partial^2 \hat{u}_{s1}}{\partial z^2} , \\ \frac{\partial \hat{u}_{s2}}{\partial t} &= c_{v2e} \frac{\partial^2 \hat{u}_{s2}}{\partial z^2} . \end{aligned} \right\} \quad (25)$$

将式(23)、(24)代入式(17)、(18)、(20)~(22), 得到变换后的求解条件:

$$z=0: \hat{u}_{s1}(z,t)=0 , \quad (26)$$

$$z=H: \frac{\partial \hat{u}_{s2}(z,t)}{\partial z}=0 , \quad (27)$$

$$z=H_1: \hat{u}_{s1} = \hat{u}_{s2}, k_{v1} \frac{\partial \hat{u}_{s1}}{\partial z} = k_{v2} \frac{\partial \hat{u}_{s2}}{\partial z} , \quad (28)$$

$$t=0: \hat{u}_{s1} = \hat{u}_{s2} = p . \quad (29)$$

### 3.3 固结解析解

从固结方程式(25)和求解条件式(26)~(29)可以发现, 除了固结控制方程中的固结系数被  $c_{v1e}$  和  $c_{v2e}$  代替外, 变换后的固结方程和求解条件与谢康和<sup>[23]</sup>瞬时加载作用下双层地基的控制方程和求解条件是相

同的, 这样, 多元不排水长短桩复合地基的固结问题就可以转化表面受荷载  $p$  作用, 上、下层固结系数分别为  $c_{v1e}$  和  $c_{v2e}$  的双层地基的固结问题了。

定义如下 4 个无量纲的量:

$$\left. \begin{aligned} a &= \frac{k_{v2}}{k_{v1}}, \\ b &= \frac{E_{\text{comp1}}(1-m_1)}{(1-m_1-m_2)E_{\text{comp2}}}, \\ c &= \frac{H_2}{H_1}, \\ m &= \sqrt{\frac{b}{a}}. \end{aligned} \right\} \quad (30)$$

基于谢康和<sup>[23]</sup>双层地基一维固结理论, 很容易得到  $\hat{u}_{s1}$  和  $\hat{u}_{s2}$  如下:

$$\hat{u}_{s1}(z, t) = p \sum_{n=1}^{\infty} C_n \sin\left(I_n \frac{z}{H_1}\right) e^{-I_n^2 T_v}, \quad (31)$$

$$\hat{u}_{s2}(z, t) = p \sum_{n=1}^{\infty} \frac{C_n \sin(I_n)}{\cos(mcI_n)} \cos\left(ml_n \frac{H-z}{H_1}\right) e^{-I_n^2 T_v}, \quad (32)$$

$$\left. \begin{aligned} C_n &= \frac{2 \cos^2(mcI_n)}{I_n [\cos^2(mcI_n) + bc \sin^2(I_n)]}, \\ T_v &= c_{v1e} t / H_1^2. \end{aligned} \right\} \quad (33)$$

$I_n$  为以下特征方程的根:

$$\sqrt{ab} \tan(I_n) \tan(mcI_n) = 1. \quad (34)$$

利用式 (23)、(24) 即可得到上、下加固区桩间土的平均超静孔隙水压力:

$$\bar{u}_{s1}(z, t) = \frac{p}{1-m_1-m_2} \sum_{n=1}^{\infty} C_n \sin\left(I_n \frac{z}{H_1}\right) e^{-I_n^2 T_v}, \quad (35)$$

$$\bar{u}_{s2}(z, t) = \frac{p}{1-m_1} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{C_n \sin(I_n)}{\cos(mcI_n)} \cos\left(ml_n \frac{H-z}{H_1}\right) e^{-I_n^2 T_v}. \quad (36)$$

由于  $\hat{u}_{s1}$  和  $\hat{u}_{s2}$  分别是复合地基上、下加固区任意深度处的平均孔压, 则多元不排水长短桩复合地基按沉降定义的固结度  $U_s$  和按孔压定义的固结度  $U_p$  按下式计算<sup>[23]</sup>:

$$U_s = 1 - \frac{\frac{1}{H_1} \int_0^{H_1} \hat{u}_{s1}(z, t) dz + \frac{bc}{H_2} \int_{H_1}^H \hat{u}_{s2}(z, t) dz}{\frac{1}{H_1} \int_0^{H_1} \hat{u}_{s1}(z, 0) dz + \frac{bc}{H_2} \int_{H_1}^H \hat{u}_{s2}(z, 0) dz}, \quad (37)$$

$$U_p = 1 - \frac{\frac{1}{H_1} \int_0^{H_1} \hat{u}_{s1}(z, t) dz + \frac{c}{H_2} \int_{H_1}^H \hat{u}_{s2}(z, t) dz}{\frac{1}{H_1} \int_0^{H_1} \hat{u}_{s1}(z, 0) dz + \frac{c}{H_2} \int_{H_1}^H \hat{u}_{s2}(z, 0) dz}. \quad (38)$$

将式 (29)、(31)、(32) 代入式 (37)、(38) 可以得到

$$U_s = 1 - \sum_{n=1}^{\infty} \frac{C_n}{I_n(1+bc)} e^{-I_n^2 T_v}, \quad (39)$$

$$U_p = 1 - \sum_{n=1}^{\infty} \frac{C_n [b + (1-b) \cos(I_n)]}{I_n b (1+c)} e^{-I_n^2 T_v}. \quad (40)$$

如果  $m_1=m_2=0$ ,  $E_{s1}=E_{s2}=E_s$ ,  $k_{v1}=k_{v2}=k_v$ , 则多元不排水长短桩复合地基变为单层均质天然地基。此时,  $H_1=H$ , 特征值  $I_n=(2n-1)\pi/2=M$ ,  $C_n=2/M$ , 故固结度解答式 (39)、(40) 变为

$$U_s = U_p = 1 - \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2}{M} e^{-M^2 T_v}, \quad (41)$$

$$\left. \begin{aligned} T_v &= \frac{c_v t}{H^2}, \\ c_v &= \frac{k_v E_s}{g_w}. \end{aligned} \right\} \quad (42)$$

式 (41) 为太沙基一维固结解答。这样, 多元不排水长短桩复合地基固结解析解就退化为太沙基解答。

## 4 算例验证

复合地基厚度  $H=20$  m, 长、短桩直径均为 0.4 m, 短桩长度 14 m, 长、短桩均正方形布设, 间距都为 1.2 m。地基土、长、短桩的压缩模量、泊松比和渗透系数见表 1 所示。

表 1 材料模型参数

Table 1 Model parameters of materials

类别	压缩模量/MPa	泊松比	渗透系数/(m·s <sup>-1</sup> )
长桩	500	0.20	—
短桩	100	0.25	—
地基土	3.0	0.35	$10^{-8}$

为研究解析解对刚、柔性基础下多元不排水长短桩复合地基固结分析的适用性, 考虑复合地基表面有、无 0.4 m 厚混凝土板二种情况进行有限元分析。混凝土板模拟刚性基础, 无混凝土板模拟柔性基础。混凝土板的弹性模量为 21 GPa, 泊松比为 0.16。按图 1 选择典型单元体作为有限元分析模型。考虑基础板时模型尺寸为 1.2 m×1.2 m×20.4 m。模型底边界水平与竖直方向位移全约束, 不排水。4 个竖直边界都是对称面, 故约束其法线方向位移, 不排水。复合地基表面为自由边界, 排水。均布荷载  $p=68$  kPa 瞬时施加。有限元分析中将圆形截面桩按面积相等原则转换为方形截面桩, 图 2 给出刚性基础下复合地基有限元分析网格, 模型采用 8 节点六面体单元 (C3D8P) 离散, 单元数 3280, 结点数 4158 个。

采用 ABAQUS 有限元软件进行算例有限元分析。桩、地基土和混凝土板采用线弹性模型, 桩和地基土

的弹性模量  $E$  可根据其压缩模量  $E_1$  和泊松比  $n$  按式  $E=(1+n)(1-2n)E_1/(1-n)$  近似估算<sup>[24]</sup>。

图 3 给出解析解与有、无基础板情况下有限元法获得的复合地基平均固结度  $U_s$  随时间因数  $T_u=c_{v1}t/H^2$  变化曲线的比较。图 3 表明, 固结度解析解较之刚性基础下复合地基有限元解数值略大, 二者之差的绝对值最大不超过 5.5%; 解析解较之柔性基础下复合地基有限元解数值略小, 二者之差的绝对值最大不超过 7.7%。算例表明, 由于采用了等应变假设, 本文固结解析解更适合刚性基础下多元不排水长短桩复合地基的固结分析, 解析解具有足够的计算精度。

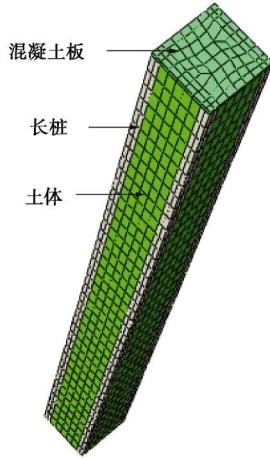


图 2 有限元网格

Fig. 2 Finite element mesh

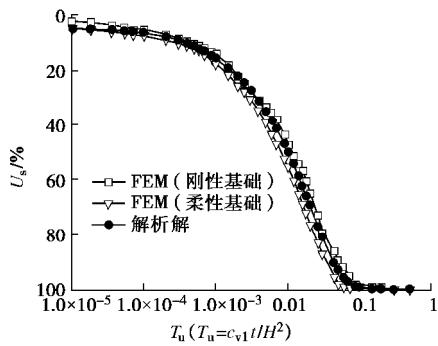


图 3 解析解与有限元解的比较

Fig. 3 Comparison between analytical and FEM results

## 5 固结性状分析

复合地基厚度  $H=20$  m。作为比较的基准, 桩间土压缩模量  $E_{s1}=E_{s2}=3$  MPa。短桩长度  $H_1=14$  m, 长、短桩置换率  $m_1=m_2=0.09$ , 其压缩模量分别为  $E_{p1}=1000$  MPa 和  $E_{p2}=100$  MPa。

### (1) 长桩参数的影响

图 4 给出多元不排水长短桩复合地基固结速率随长、短桩压缩模量比  $E_{p1}/E_{p2}$  变化曲线, 短桩模量

$E_{p2}=100$  MPa。图 4 清楚地表明, 长桩压缩模量的变化对复合地基固结速率的影响很大。复合地基固结速率随长桩压缩模量的增加而显著增大, 但固结速率的增加率逐渐减少。

长桩置换率  $m_1$  的变化对多元不排水长短桩复合地基固结速率的影响见图 5 所示。图 5 表明, 复合地基的固结速率受长桩置换率的影响较大, 长桩的置换率越大, 复合地基固结越快, 但固结速率增加率逐渐减少。

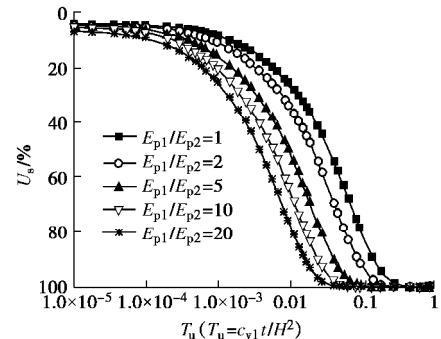


图 4  $E_{p1}/E_{p2}$  对复合地基固结速率的影响

Fig. 4 Influence of  $E_{p1}/E_{p2}$  on consolidation rate

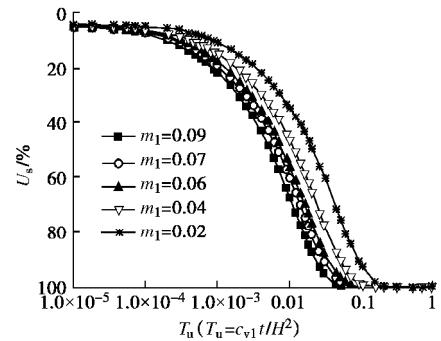


图 5  $m_1$  对复合地基固结速率的影响

Fig. 5 Influence of  $m_1$  on consolidation rate

### (2) 短桩参数的影响

图 6 给出不同短桩长度  $H_1$  下多元不排水长短桩复合地基的固结度曲线。从图 6 中可见, 短桩长度较小时 (如  $H_1<12$  m), 复合地基的固结速率几乎不随短桩长度的增加而变化。短桩长度超过 12 m 以后, 复合地基固结速率随短桩长度的增加而逐渐变大, 但增幅较小。如固结 15d 时, 短桩长度从 6 m 增加到 19 m, 复合地基的固结度从 64.4% 增加到 73.3%, 短桩增长增加了 2.2 倍, 而固结度数值仅仅增加了 0.14 倍。

图 7 给出不同短桩长度情况下短桩压缩模量  $E_{p2}$  的变化对多元不排水长短桩复合地基固结速率的影响。从图 7 中可以看出, 短桩较短时, 随着短桩压缩模量的增加, 复合地基的固结速率逐渐降低; 短桩较长时, 复合地基的固结速率随短桩压缩模量的增加而

逐渐增大, 但增大或减小的幅度都很小, 总的来说, 短桩压缩模量的变化对多元不排水长短桩复合地基固结速率的影响很小。

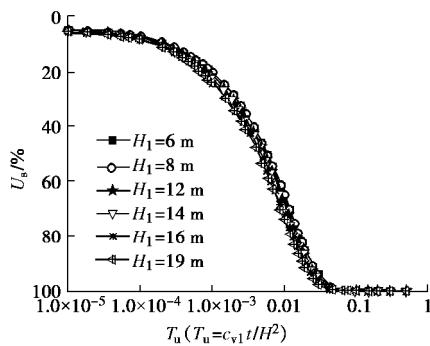


图 6  $H_1$  对复合地基固结速率的影响

Fig. 6 Influence of  $H_1$  on consolidation rate

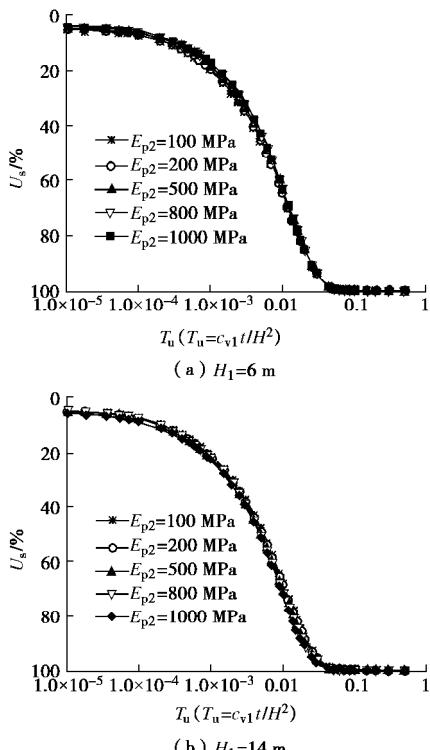


图 7  $E_{p2}$  对复合地基固结速率的影响

Fig. 7 Influence of  $E_{p2}$  on consolidation rate

图 8 给出短桩置换率  $m_2$  的变化对多元不排水长短桩复合地基固结速率的影响, 短桩长度  $H_1=14$  m。图 8 表明, 在固结初期, 复合地基的固结速率不随短桩置换率的增加而变化, 而在固结中、后期, 复合地基的固结速率随短桩置换率的增加而增大, 但增幅非常小, 据此可以认为, 短桩置换率的变化对多元不排水长短桩复合地基固结速率的影响很小。

### (3) 地基土相对刚度的影响

考虑上、下加固区土的刚度不同。图 9 给出下、上加固区桩间土压缩模量比  $E_{s2}/E_{s1}$  对多元不排水长短

桩复合地基固结速率的影响,  $E_{s1}=3$  MPa。从图 9 中可以发现, 多元不排水长短桩复合地基的固结速率随着下层土体压缩模量的增加而增大, 也就是说, 短桩桩端以下土的刚度越大, 复合地基的固结就越快。

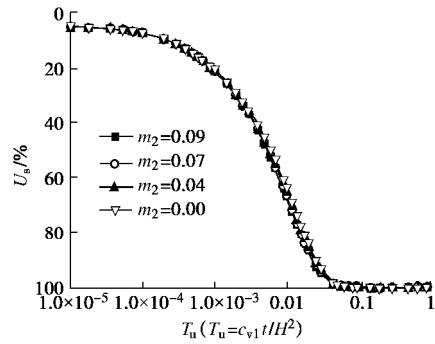


图 8  $m_2$  对复合地基固结速率的影响

Fig. 8 Influence of  $m_2$  on consolidation rate

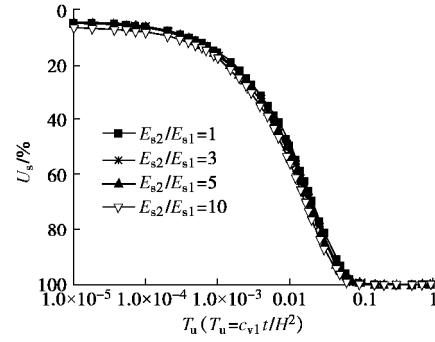


图 9  $E_{s2}/E_{s1}$  对复合地基固结速率的影响

Fig. 9 Influence of  $E_{s2}/E_{s1}$  on consolidation rate

## 6 结 论

本文建立了多元不排水长短桩复合地基固结解析解, 通过参数分析研究了这种新型复合地基的固结特性。主要结论如下:

(1) 本文固结解析解与刚性基础下多元不排水长短桩复合地基固结有限元解数值十分接近, 与柔性基础下复合地基有限元解数值也相当接近。

(2) 短桩置换率和刚度的变化对多元不排水长短桩复合地基固结速率的影响很小。复合地基固结速率随短桩长度的增加而增大, 但增幅不大。

(3) 多元不排水长短桩复合地基的固结速率受长桩置换率和刚度的影响较大。长桩置换率和压缩模量越大, 多元不排水长短桩复合地基固结越快。复合地基固结速率的增加率随长桩置换率和压缩模量的增加而逐渐减小。

(4) 多元不排水长短桩复合地基的固结速率与上、下加固区土体的相对刚度有关, 复合地基的固结速率随短桩以下土体压缩模量的增加而逐渐增大。

## 参考文献:

[1] 王瑞春, 谢康和. 考虑应力集中效应的散体材料桩复合地基固结解析解[J]. 科技通报, 2001, **17**(5): 26 - 31. (WANG Rui-chun, XIE Kang-he. Analytical solution for consolidation of composite ground with granular columns considering stress concentration effects[J]. Bulletin of Science and Technology, 2001, **17**(5): 26 - 31. (in Chinese))

[2] HAN J, YE S L. A theoretical solution for consolidation rates of stone column-reinforced foundations accounting for smear and well resistance effects[J]. International Journal of Geomechanics, 2002, **2**(2): 135 - 151.

[3] 张玉国, 边亚东, 潘洪科, 等. 水平向渗透系数变化条件下散体料桩复合地基固结理论研究及分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, **27**(8): 1715 - 1721. (ZHANG Yu-guo, BIAN Ya-dong, PAN Hong-ke, et al. Research and analysis of composite ground consolidation with granular columns under arbitrary variation of horizontal permeability coefficient[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, **27**(8): 1715 - 1721. (in Chinese))

[4] 卢萌盟, 谢康和, 王 坤, 等. 考虑桩体内径向渗流的复合地基固结解[J]. 固体力学学报, 2009, **30**(2): 155 - 161. (LU Meng-meng, XIE Kang-he, WANG Kun, et al. Analytical solutions for the consolidation of a compound foundation with consideration on the radial flow within the column[J]. Chinese Journal of Solid Mechanics, 2009, **30**(2): 155 - 161. (in Chinese))

[5] WANG G C. Consolidation of soft clay foundations reinforced by stone columns under time-dependent loadings[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2009, **135**: 1922 - 1931.

[6] LU M M, XIE K H, GUO B. Consolidation theory for a composite foundation considering radial and vertical flows within the column and the variation of soil permeability within the disturbed soil zone[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2010, **47**: 207 - 217.

[7] 赵明华, 刘敦平, 张 玲. 考虑桩体固结变形的散体材料复合地基固结解析计算[J]. 岩土力学, 2010, **31**(2): 483 - 488. (ZHAO Ming-hua, LIU Dun-ping, ZHANG Ling. Analytical solution for consolidation of composite ground with granular columns accounting for consolidation deformation of pile[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(2): 483 - 488. (in Chinese))

[8] 卢萌盟, 谢康和, 王玉林, 等. 碎石桩复合地基非线性固结解析解[J]. 岩土力学, 2010, **31**(6): 1833 - 1840. (LU Meng-meng, XIE Kang-he, WANG Yu-lin, et al. Analytical solution for nonlinear consolidation of stone column reinforced composite ground[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(6): 1833 - 1840. (in Chinese))

[9] 卢萌盟, 谢康和, 李传勋, 等. 考虑桩土侧向变形的复合地基固结解[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(2): 181 - 187. (LU Meng-meng, XIE Kang-he, LI Chuan-xun, et al. Analytical solution for consolidation of composite ground considering lateral deformations of column and surrounding soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(2): 181 - 187. (in Chinese))

[10] 张玉国, 孙 敏, 谢康和. 未打穿散体材料桩复合地基固结简化解研究[J]. 岩土力学, 2014, **35**(5): 1303 - 1310. (ZHANG Yu-guo, SUN Min, XIE Kang-he. Study of simplifying solution to consolidation of composite ground with partially penetrated granular columns[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(5): 1303 - 1310. (in Chinese))

[11] 杨 涛, 李国维. 路堤荷载下不排水端承桩复合地基固结分析[J]. 岩土工程学报, 2007, **29**(12): 1831 - 1836. (YANG Tao, LI Guo-wei. Consolidation analysis of composite ground with undrained penetrating piles under embankment load[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, **29**(12): 1831 - 1836. (in Chinese))

[12] 杨 涛, 石 磊, 李国维. 路堤分级填筑条件下不排水端承桩复合地基固结分析[J]. 公路交通科技, 2008, **25**(10): 31 - 35. (YANG Tao, SHI Lei, LI Guo-wei. Consolidation analysis of composite ground with undrained penetrating piles under stage embankment construction[J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2008, **25**(10): 31 - 35. (in Chinese))

[13] MIAO L C, WANG X, KAVAZANJIAN J E. Consolidation of a double-layered compressible foundation partially penetrated by deep mixed columns[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2008, **134**(8): 1210 - 1214.

[14] 卢萌盟, 谢康和, 周国庆, 等. 不排水桩复合地基固结解析解[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(4): 574 - 579. (LU Meng-meng, XIE Kang-he, ZHOU Guo-qing, et al. Analytical solution for consolidation of composite ground with impervious pile[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(4): 574 - 579. (in Chinese))

[15] YANG T, YANG J Z, NI J. Analytical solution for the consolidation of a composite ground reinforced by partially penetrated impervious columns[J]. Computers and

Geotechnics, 2014, **57**: 30 - 36.

[16] 刘奋勇, 杨晓斌, 刘学. 混合桩型复合地基试验研究[J]. 岩土工程学报, 2003, **25**(1): 71 - 75. (LIU Fen-yong, YANG Xiao-bin, LIU Xue. Field test of a composite foundation including mixed pile[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2003, **25**(1): 71 - 75. (in Chinese))

[17] 周德泉, 刘宏利, 张可能. 三元和四元复合地基工程特性的对比试验研究[J]. 建筑结构学报, 2004, **25**(5): 124 - 129. (ZHOU De-quan, LIU Hong-li, ZHANG Ke-neng. Experimental comparison study on behavior of three and four-element composite foundation[J]. Journal of Building Structures, 2004, **25**(5): 124 - 129. (in Chinese))

[18] 崔 激, 闫澍旺, 周宏杰. 多桩型复合地基的载荷传递机理研究[J]. 岩土力学, 2005, **26**(2): 290 - 294. (CUI Wei, YAN Shu-wang, ZHOU Hong-jie. Load transfer behavior of multi-type-pile composite foundation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, **26**(2): 290 - 294. (in Chinese))

[19] 张先军, 赵世运. 哈大高速铁路新营口车站组合桩复合地基的应用研究[J]. 铁道工程学报, 2011(5): 34 - 39. (ZHANG Xian-jun, ZHAO Shi-yun. Research on application of composite foundation of composite pile for New Yingkou Station of Harbin-Dalian High-speed Railway[J]. Journal of Railway Engineering Society, 2011(5): 34 - 39. (in Chinese))

[20] 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))

[21] 闫明礼, 王明山, 闫雪峰, 等. 多桩型复合地基设计计算方法探讨[J]. 岩土工程学报, 2003, **25**(3): 352 - 355. (YAN Ming-li, WANG Ming-shan, YAN Xue-feng, et al. Study on the calculation method of multi-type-pile composite foundation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2003, **25**(3): 352 - 355. (in Chinese))

[22] 郑俊杰, 高学伸, 王仙芝. 多元复合地基沉降计算方法探讨[J]. 华中科技大学学报(自然科学版), 2007, **35**(12): 87 - 90. (ZHENG Jun-jie, GAO Xue-shen, WANG Xian-zhi. Inquiring into the settlement calculation of multi-pile composite foundation[J]. Journal of Huazhong University of Science and Technology (Natural Science Edition), 2007, **35**(12): 87 - 90. (in Chinese))

[23] 谢康和. 双层地基一维固结理论与应用[J]. 岩土工程学报, 1994, **16**(5): 24 - 36. (XIE Kang-he. Theory of one-dimensional consolidation of double-layered ground and its applications[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1994, **16**(5): 24 - 36. (in Chinese))

[24] 赵树德. 土力学[M]. 北京: 高等教育出版社, 2001: 120 - 121. (ZHAO Shu-de. Soil mechanics[M]. Beijing: Higher Education Press, 2001: 120 - 121. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201712008

# 三峡库区塔坪 H2 古滑坡台阶状复活变形的库水-降雨耦合作用机制

黄 达<sup>1,2</sup>, 顾东明<sup>2</sup>, 陈智强<sup>3</sup>, 朱 宏<sup>2</sup>, 陈赐金<sup>4</sup>

(1. 重庆大学煤矿灾害动力学与控制国家重点实验室, 重庆 400044; 2. 河北工业大学土木与交通学院, 天津 300401;  
3. 重庆市地质矿产勘查开发局 107 地质队, 重庆 401120; 4. 巫山县地质灾害整治中心, 重庆 404700)

**摘要:** 三峡水库蓄水以来, 出现了大量大规模的老滑坡体复活现象。较多大型复活滑坡体的监测位移-时间曲线呈台阶状阶跃变化。此类滑坡的稳定状态识别难度较大, 严重影响治理方案及治理时机的选择。以巫山曲尺塔坪 H2 滑坡为例, 通过地质、位移监测及数值模拟方法, 研究了此滑坡在实际降雨与库水涨落条件下渗流场、稳定性以及变形场演化规律。在汛期及库水位变动时期滑坡会发生变形, 特别是库水位下降诱发滑坡前缘变形, 并对后部坡体产生牵引作用。而降雨主要影响库水位变动带以上部分滑体的变形, 并对前缘坡体产生推动作用。在周期性降雨和库水位涨落的循环作用下, 滑坡体反复受到“推-拉”作用, 导致滑坡的位移-时间曲线呈现台阶状阶跃特征。总体来说, 库水位涨落是滑坡变形的主要因素, 而降雨促进了滑坡变形进一步发展。

**关键词:** 三峡库区; 滑坡; 台阶状变形; 库水位; 降雨

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)12-2203-09

作者简介: 黄 达(1976-), 男, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事岩体力学及地质灾害方面的研究与教学工作。

E-mail: [hdqy@126.com](mailto:hdqy@126.com)

## Hybrid effects of rainfall and reservoir level fluctuation on old Taping H2 landslide in Wushan County in Three Gorges Reservoir area

HUANG Da<sup>1,2</sup>, GU Dong-ming<sup>2</sup>, CHEN Zhi-qiang<sup>3</sup>, ZHU Hong<sup>2</sup>, CHEN Ci-jin<sup>4</sup>

(1. State Key Laboratory of Coal Mine Disaster Dynamics and Control, Chongqing University, Chongqing 400044, China; 2. School of Civil Engineering and Transportation Engineering, Hebei University, Tianjin 300401, China; 3. No.107 Team of Chongqing Geology Exploring Bureau, Chongqing 401120, China; 4. Geological Disaster Control Center of Wushan County, Chongqing 404700, China)

**Abstract:** Since the first impoundment of Three Gorges Reservoir, a large number of old landslides have shown signs of reactivation. Usually, the displacements of these large landslides are characterized by a stepped pattern. Besides, the stability identification of the slides is difficult, which severely affects the choice of appropriate measurements and timing of treatment. By taking the H1 sliding mass of Quchi landslide as an example, based on the geological survey, displacement monitoring and numerical modelling, the seepage field, stability and deformation of the landslide under the influence of reservoir level fluctuation and rainfall are fully studied. It is revealed that the changes in reservoir levels have a great influence on the deformation of the landslide, especially, the significant deformations at the toe are induced by reservoir drawdown, which then “drags” the masses in the upper part down. The precipitation affects the deformation of sliding mass above the water fluctuation zone, whose collapse “pushes” the masses at the toe downslope. Under the periodic action of changes in reservoir levels and rainfall, the sliding masses are subjected to “drag-push” influences iteratively and thus exhibit a staged deformation characteristic. On the whole, the fluctuating water level is the main trigger of the deformation while the precipitation facilitates this progress.

**Key words:** Three Gorges Reservoir area; landslide; step-like deformation; reservoir level; rainfall

## 0 引言

自三峡水库 2009 年首次蓄水到 175 m 以来, 三峡水库水位在 145~175 m 高程之间运行, 大幅度库

基金项目: 国家自然科学基金面上项目(41472245, 41672300); 重庆市国土房管科技计划项目(CQGT-KJ-2014049); 中央高校基本科研业务费重大项目(106112016CDJZR208804)

收稿日期: 2016-09-13

水位上升和周期调节恶化了库区地质环境,使得库区滑坡灾害问题变得更加突出,特别是出现了更多更大规模的老滑坡体复活现象<sup>[1]</sup>。较多监测数据表明,较多大型复活滑坡堆积体的位移-时间曲线呈台阶状阶跃变化。基于滑坡变形及水文监测数据发现,台阶状位移特征的时序分布与降雨和库水位涨落密切相关。关于降雨及库水位涨落诱发滑坡的机制已有了大量的研究<sup>[2-7]</sup>。

降雨条件下滑坡的变形机制,受雨型及滑坡地质条件所控制<sup>[2]</sup>,滑坡变形也常与降雨在时间上存在一定的滞后性<sup>[3, 7]</sup>。从非饱和土力学理论角度来说,降雨诱发滑坡非饱和区的基质吸力与降雨因素密切相关<sup>[8]</sup>。数值模拟<sup>[7, 9]</sup>、现场监测<sup>[10]</sup>、非饱和及渗流理论<sup>[11]</sup>和模型试验<sup>[12]</sup>可较好地分析降雨诱发滑坡的应力场、渗流场及变形场演化,是研究降雨滑坡变形机制的主要方法。

库水位涨落对堆积体边坡的稳定性影响较大,造成坡体内浸润面波动<sup>[13]</sup>,对坡内岩土体产生侵蚀、潜蚀及渗流力等工程地质及力学作用,甚至有学者认为库水位骤降对渗透系数也有影响<sup>[14]</sup>。对库区堆积体滑坡而言,研究滑坡体内地下水渗流场和变形响应特征,是分析库水位变化对滑坡变形的影响机制的重要内容<sup>[15]</sup>。如徐文杰等<sup>[16]</sup>以金沙江梨园电站大型土石混合边坡为例,阐述了滑坡在库水位升降过程中的地下水的变化规律及稳定性特征;潘书华<sup>[17]</sup>三峡库区塘角村1号滑坡以及李家坡滑坡为例,分析了滑坡体内孔隙水压力以及滑坡变形对于库水位变化的响应特征,讨论了库水位升降对滑坡稳定性的影响规律。

本文以巫山曲尺塔坪H2滑坡为背景,基于长期的现场监测数据及地表变形调查,结合数值模拟分析,研究了降雨-库水位耦合作用下H2滑坡台阶状变形特征,阐述了滑坡变形与库水位升降及降雨的相关性,揭示了滑坡台阶状变形的诱发机制。

## 1 滑坡简介及地质背景

塔坪滑坡位于重庆市巫山县曲尺乡,长江北岸瞿塘峡出口地段。东距三峡大坝148.3 km,距巫山县城24 km;西距奉节县城11 km,距重庆市457 km。塔坪滑坡为一古滑坡,地处长江北岸,地貌属构造-侵蚀、剥蚀低中山河谷地貌类型,地势北高南低。滑坡区后缘高程310 m,前缘最低高程80 m左右,相对高差230 m左右。勘察及现场调查资料显示曲尺塔坪古滑坡处于整体稳定状态,而存在变形的是古滑坡前部次级老滑坡:H1滑坡和H2滑坡,即H1滑坡和H2滑坡属古滑坡的部分复活。塔坪滑坡的全貌及平面图

如图1所示,本文仅研究H2滑坡。

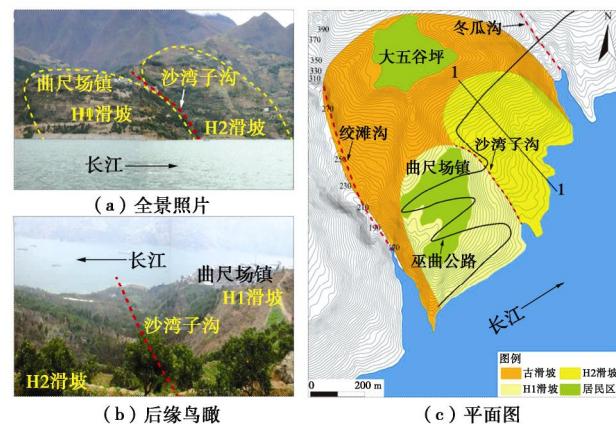


图1 曲尺塔坪古滑坡全貌及平面图

Fig. 1 General view of Taping landslide

H2滑坡地貌形态呈“圈椅状”(图1(a)),脊靠大五谷坪,后缘高程350 m,前缘抵长江;东以冬瓜沟为界,西以沙湾子沟为界,纵向长720~850 m,横向宽275~400 m,分布面积约 $23.8 \times 104 \text{ m}^2$ ,滑体平均厚度约25.0 m,体积约 $590 \times 10^4 \text{ m}^3$ ,属大型滑坡。

H2滑体物质组成主要为粉质黏土夹碎块石及碎裂岩体(如图2(a)所示)。其中粉质黏土夹碎块石中粉质黏土呈黄色、灰黄色,稍湿,硬塑,含砂量较重;块石为石英砂岩、长石石英砂岩风化破碎产物,棱角状,块径约为5~30 cm,最大达1.3 m,含量15%~50%,自上而下呈增加趋势。下部为似层状碎裂岩,岩性为灰色、灰黄色中细粒长石石英砂岩与石英砂岩、粉砂质泥岩,厚7.8~23 m。由于滑体长期蠕滑变形,碎裂岩体破碎,岩层产状极不清晰。



图2 H2滑坡工程地质剖面图

Fig. 2 Geological section of Taping landslide

H2滑坡滑床为三叠系中统巴东组基岩地层,其岩性为紫红色泥岩、灰色粉砂质泥质灰岩不等厚互层,中厚-厚层状,在滑坡前缘及东侧冬瓜沟沟壁均有出露,产状连续,层序接触正常。H2老滑体主滑面为粉细砂岩中的页岩风化物夹层,层厚10~30 cm,滑面

后缘陡( $25^\circ \sim 33^\circ$ ), 中间缓( $12^\circ \sim 20^\circ$ ), 前缘趋于平缓, 如图2(a)所示。

## 2 现场调查及监测系统

三峡水库蓄水以来曲尺塔坪滑坡多次出现变形迹象。2009年5月—9月, H2滑坡中部出现了许多宏观变形特征: H2滑坡中部出现局部开裂, 滑坡中部的公路出现隆起现象(图2(b)); 此后, 2010年—2012年间, 每年5月—9月份滑坡均产生新的变形迹象(图2)。为监测该滑坡变形及进一步了解其变形机理, 在H2滑坡体建立了监测系统。包括地表变形GPS监测点、地下水位监测点以及深部变形监测点, 如图3所示。

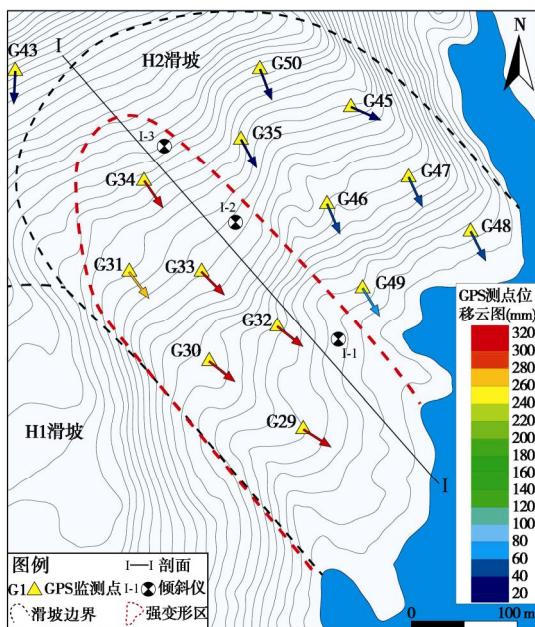


图3 监测系统及GPS监测数据(箭头表示水平位移量及方向, 2013年5月)

Fig. 3 Monitoring system of landslide and GPS monitoring results

## 3 监测数据分析

### 3.1 地表位移监测分析

在H2滑体上布置了G29~G50共22个地表变形监测点, 各监测点水平位移量及方向分布如图3所示。地表位移监测表明, H2滑体左侧为强变形区, 该区的GPS监测点(G29~G34)水平位移为240~320 mm, 而右侧的GPS监测点位移值均小于60 mm。强变形区测点位移方向(图3)表明各部分运动方向基本一致, 且位移大小接近, 这些数据表明: H2滑坡左侧滑体可能的运动方式是整体滑移。

图4为H2滑坡强变形区I—I剖面上3个监测点G32、G33、G34在2009年11月16日—2013年9

月31日间的位移监测曲线。测点的水平位移明显大于垂直方向位移, 这与H2滑坡整体较缓的地形有关。3个监测点在监测时段内滑坡的位移曲线呈明显的台阶状发展, 且台阶高度一年比一年大: 在每一个水文年内(第一年10月—9月), 5月—9月为滑坡的“活跃期”; 测点位移快速增长; 10月—4月为滑坡的“休眠期”, 滑体几乎不发生位移。结合监测点位移与库水位及降雨数据, 可以发现: 滑坡的“活跃期”对应于水库的枯水期。该时期内, 水库处于低水位, 并且雨量充沛; 而滑坡的“休眠期”对应于水库高水位阶段, 并且该时段内雨量较少。由此推断, 滑坡的位移突变是由汛期强降雨以及库水位快速下降有关。

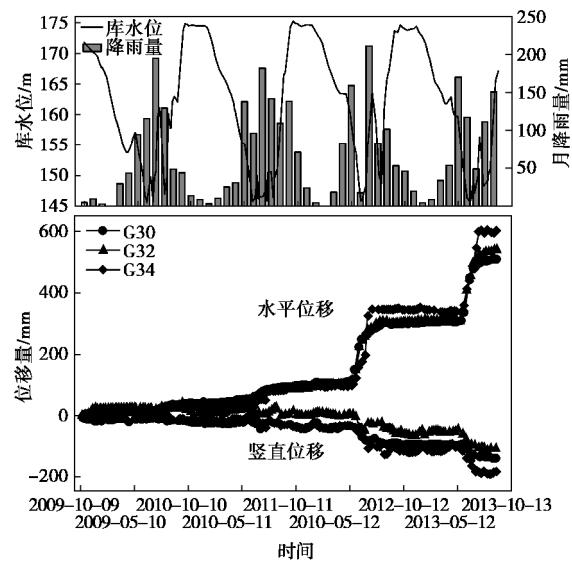


图4 GPS监测点累计位移与库水位、降雨量关系曲线

Fig. 4 Temporal relationship among displacements at selected GPS stations and precipitation and reservoir level

### 3.2 深部位移监测分析

滑坡深部位移监测采用湖南湘银河传感科技有限公司生产的YH50103A固定式测斜仪, 其测量范围为 $\pm 30^\circ$ , 分辨率为 $0.01^\circ$  (0.17 mm)。图5为埋设在滑坡I—I剖面线上的深部位移监测孔累积位移—深度曲线。从图中可以看出, 监测孔位移开始增加处约位于40~50 m附近。在钻孔I-2取出的岩芯中观察到明显擦痕(图6, 深度约50 m)。由此推断, H2发生剪切滑移, 剪切面大致位于基岩界面处。通过监测资料可以看出, 该滑坡在滑面以上呈整体运动, 滑动面(带)以上位移较大, 而下部位移较小。

此外, 监测数据表明, 滑坡在2012年后变形逐渐加速。在2010年5月—2011年12月间, 测斜仪I-1, I-3的位移增量分别为50, 70 mm, 位移速率为33.3, 50 mm/a。但是, 在2012年3月—2013年5月间, 位移增量增至75, 132 mm, 速率分别增至50, 88 mm/a,

变形速率明显增大。这表明曲尺 H2 滑坡稳定性逐年恶化。

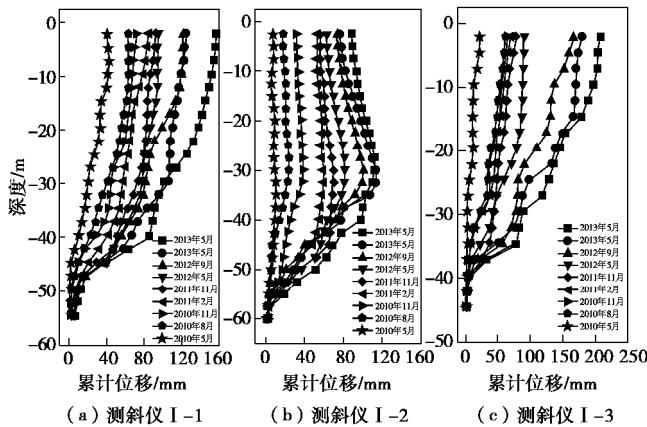


图 5 GPS H2 滑坡深部位移监测数据

Fig. 5 Measured data from inclinometers installed on H2



图 6 I-2 钻孔岩芯揭示的剪切光面 (深度约 45 m)

Fig. 6 Polished surface in I-2 borehole (depth of about 45 m)

## 4 库水位-降雨耦合作用模拟

### 4.1 数值模型建立

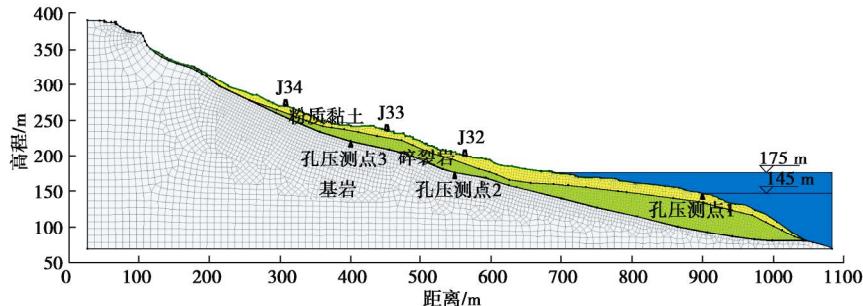


图 7 H2 滑坡数值模型

Fig. 7 Numerical model for H2 landslide

表 1 数值模拟参数表

Table 1 Parameters of numerical modeling

材料介质	重度/(kN·m <sup>-3</sup> )		黏聚力/kPa		内摩擦角/(°)		渗透系数/(m·d <sup>-1</sup> )	弹性模量/MPa	泊松比
	天然	饱和	天然	饱和	天然	饱和			
粉质黏土	19.6	20.2	25	20	18	14	0.562	60	0.3
碎裂岩	21.3	22.5	44	35	30	28	0.864	120	0.3
滑带	20.8	21.7	18	16	14	12.5	0.0069	60	0.3
滑床	24	—	—	—	—	—	—	2000	0.25

依据监测数据可以看出滑坡变形主要发生在每年 6 月—9 月份。而该时期内 (雨季) 充沛的降雨以及库区降水均为该滑坡破坏的潜在因素。本研究采用数值模拟方法, 分析这两者对滑坡变形的具体影响。基于曲尺塔坪滑坡的地质勘测资料, 以 H2 滑坡的 I—I 剖面为研究对象建立二维模型, 采用数值模拟软件 GEO-STUDIO 分析滑坡的渗流场、变形场以及稳定性。根据实际地形及地层建立模型并分别赋予其粉质黏土层、碎裂岩层及滑带层的物理力学参数。由于基岩层为泥岩及泥质灰岩, 所以在渗流场模拟及边坡稳定性分析中将基岩层作为不透水层处理, 而在变形模拟中将该层视为线弹性材料。H2 滑坡数值网格模型如图 7 所示, 其中 J32、J33、J34 标识处为监测点位置。

结合勘测资料及三峡库区巫峡地段的类似工程, 确定计算参数具体值见表 1。研究时段内库水位在 145~175 m 范围内波动时, 将坡面 175 m 以下范围设置为水头边界。175 m 以上坡面设置为单位流量边界模拟降雨。滑带与基岩的接触面设置为不透水边界, 不考虑基岩内的渗流。变形分析中, 只需约束模型底部及左侧的法向位移。以 2009 年 12 月 27 日作为模拟的初始时间点, 在渗流分析中, 将水头边界设置为当日实际库水位高度 169.6 m, 将单位流量边界设置为 2010 年度总降雨量平均至每天的降雨强度 2.02 mm/d。进行稳态计算并将所得渗流场结果作为模型的初始渗流场状态。

### 4.2 渗流特征

#### (1) 孔隙水压力

图 8 为 3 个孔隙水压力监测点的模拟结果。其中

孔压测点1(位于滑坡前缘)变化规律与库水位监测曲线完全一致, 没有受到降雨影响。孔压测点2位于坡体中后部175 m高程处且靠近滑带位置, 其监测曲线起伏规律与库水位涨落规律基本相符, 但受到降雨的干扰, 在降雨集中时段该点孔隙水压力均有上升现象。孔压测点3位于滑坡内高程219 m处靠近滑带位置, 其监测曲线起伏规律与降雨量增减规律一致, 但表现出一定的滞后性。在库水位变动区, 低水位处滑坡体前缘浅层地下水位变化主要受库水位涨落因素控制, 而高水位处靠近滑带位置地下水位则受到库水位及降雨的联合作用影响。位于库水位变动区以上部位, 滑坡内地下水位则主要受降雨因素影响。

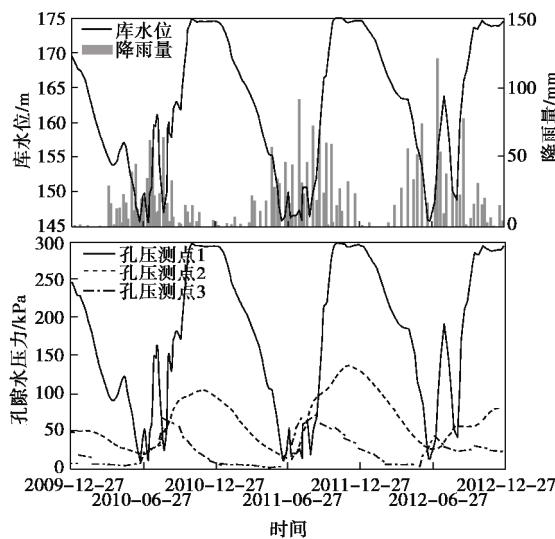


图8 H2滑坡孔隙水压力-时间曲线

Fig. 8 Pore water pressure-time curves of H2 landslide

## (2) 渗流场年度变化规律

以2012年1月1日—2013年1月1日1周年为例, 阐述库水位升降-降雨耦合作用下H2滑坡体内渗流场变化规律。2012年1月起库水位开始下降, 至4月26日库水位从174.6 m下降至163.4 m, 下降速度相对缓慢, 平均约0.097 m/d。如图9(a)所示, 相比初始渗流场状态, 在4月10日滑坡前缘地下水位明显下降, 坡体内形成指向坡外的渗流场。而滑坡中后部地下水渗流状态没有明显变化。

4月26日后库水位开始加速下降, 至6月16日库水位下降至145.8 m, 平均下降速度约0.345 m/d, 最大日下降速度达0.8 m/d。如图9(b)所示, 相比库水位缓慢下降的情况, 此时滑坡体内形成的指向坡外的渗流明显增强。且由于4月—6月该地区迎来一波降雨高峰(此次降雨期降雨强度不大, 但持续时间较长, 属于久雨型降雨), 导致滑坡中后部地下水侵润线抬高, 渗流强度增强。

7月份该地区迎来了第二波降雨高峰期(此时段

降雨强度较大, 属于暴雨型降雨)。此时段水库库水位上升, 最高达到164 m。如图9(c)所示, 由于库水位的上升, 坡体内指向坡外的渗流场减小, 并在前缘坡面处出现指向坡内的渗流。且暴雨的出现使坡体中后部雨水入渗强度明显增加, 地下水渗流强度增强, 侵润线较之前有明显抬高。

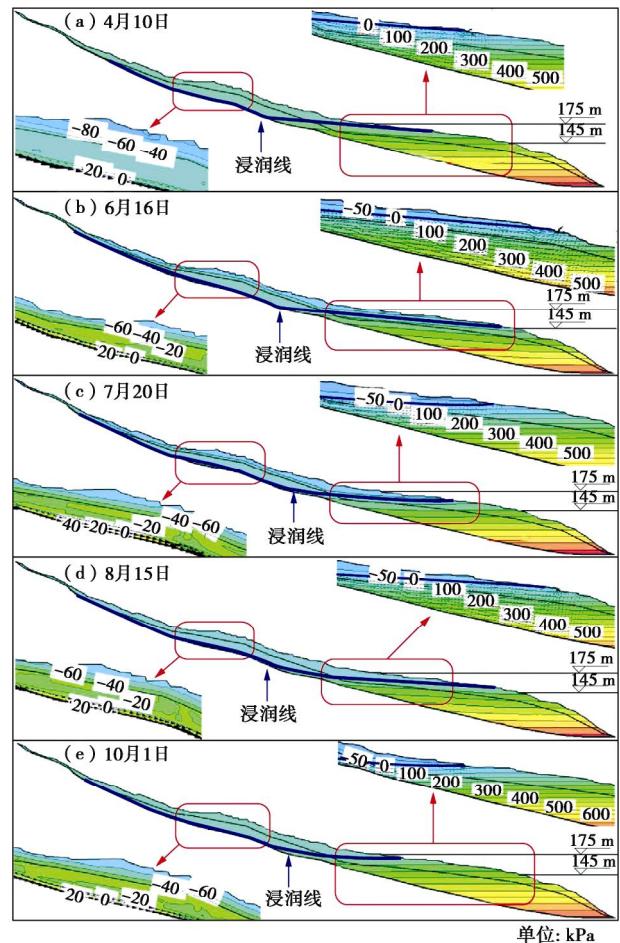


图9 2012年不同时期渗流场及孔隙水压力

Fig. 9 Seepage fields and pore water pressures of landslide at different time of 2012

7月底—8月洪峰过去后, 库水位逐渐由164 m下降至148.6 m, 平均下降速度约0.46 m/d。如图9(d)所示, 由于库水位骤降, 滑坡体内再次形成指向坡外的渗流场。加之暴雨过后雨水入渗至滑体底部, 滑坡中后部地下水侵润线明显抬高, 渗流强度显著增强。

8月28日—11月1日, 库水位由148.6 m上升至174.6 m。降雨高峰期过后该地区降雨量逐渐减小。库水位上涨过程中滑坡前缘坡面附近地下水位迅速升高, 形成指向坡内的渗流场, 而滑坡中后部地下水不断向前缘渗流, 侵润线逐渐降低(图9(e))。

## 4.3 稳定性分析

如图10所示, 滑坡稳定性系数受库水位影响最为明显, 其中库水位下降时稳定性系数降低, 而上升时

升高, 且库水位涨落速度越快稳定性系数的增减速度和幅度越大。而降雨进一步促进了滑坡体稳定性系数的降低。2012 年度滑坡稳定性系数变化强烈, 且下降幅度最大, 在此以该年度为例, 具体说明稳定系数变化规律 (图 11)。

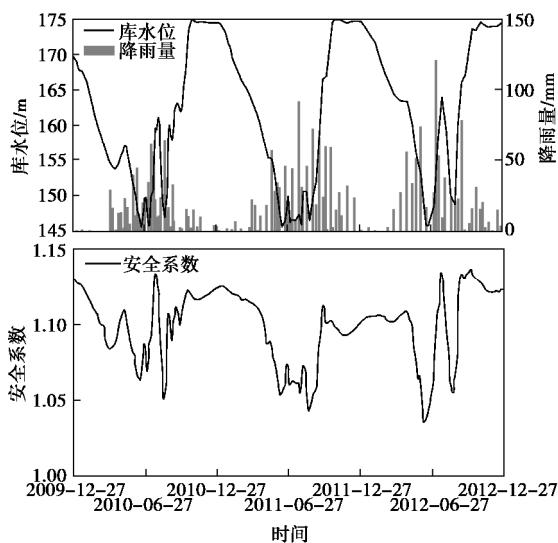


图 10 H2 滑坡稳定性系数变化曲线

Fig. 10 Curves of safety factor of H2 landslide

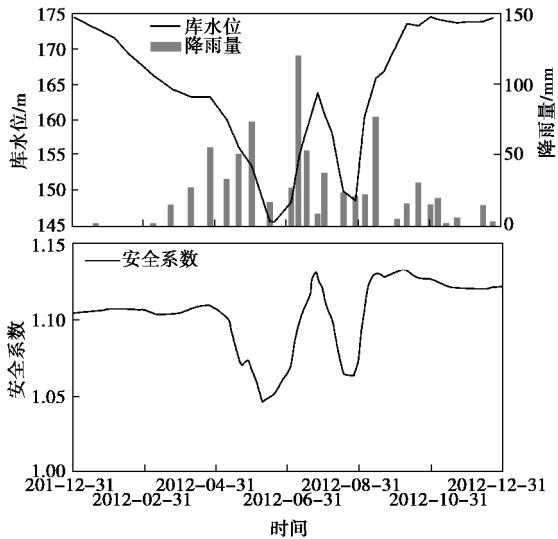


图 11 2012 年 H2 滑坡稳定性系数变化曲线

Fig. 11 Curves of safety factor of H2 landslide in 2012

1月2日—3月8日, 库水位以较慢的速度下降, 但依然维持在高水位状态, 滑坡稳定性系数变化较小。3月8日—4月26日, 库水位下降速度减慢, 与此同时, 4月以前当地降雨量很小, 滑坡处于排水状态, 坡体内地下水位不断降低。此时段滑坡的稳定性系数下降极缓, 甚至在4月份开始出现回升趋势。4月26日后库水位开始加速下降, 坡体内渗流强度增大, 边坡稳定性系数同时加速下降。5月10日左右滑坡中后

部地下水侵润线开始抬升。直到6月16日库水位降至145.8 m 的过程中, 滑坡前部渗流场不断增强, 坡体中后部由于雨水入渗, 地下水侵润线不断抬高, 该时段滑坡的稳定性系数快速下降, 并在6月16日达到最低值 1.037。6月16日—7月26日库水位上涨, 虽然此时因降雨导致坡体中后部地下水渗流增强, 但由于库水位的上升导致坡体前缘形成指向坡内的渗流, 边坡稳定性系数开始快速回升。7月26日—8月28日库水位由 164 m 快速下降至 148.6 m, 加之降雨入渗至滑坡中部, 使该部位地下水位抬高, 渗流强度增强, 滑坡的稳定性系数也随之快速下降, 稳定性系数最低降至 1.055。8月28日—11月1日库水位上涨, 滑坡稳定性系数开始回升。11月1日之后库水位稳定在 174 m 左右, 边坡稳定性系数也趋于稳定。整个过程中边坡稳定性系数的变化规律与库水位涨落规律基本保持一致, 可见库水位的涨落对 H2 滑坡稳定性的影响起主要控制作用。

#### 4.4 变形分析

将渗流场模拟结果导入 GEO-SIGMA/W 模块, 计算并监测 J32、J33、J34 三个监测点的位移。

图 12 为各监测点的位移 - 时间曲线的模拟结果, 也具有明显的台阶状变形特征。模拟期间滑坡共发生了 3 次位移突变, 其中第一次位移突变发生于 2010 年 8 月, 第二次发生于 2011 年 8 月, 第三次发生于 2012 年 6 月中旬至 7 月, 前两次位移突变位移增量较小, 第三次位移增量较大。从每次位移突变的幅度来看, 滑坡中部的 J33 监测点位移最大, 后部的 J34 点次之, 前部的 J32 点位移最小。

由图 12 可见, G33 点实测位移 - 时间曲线在 2010 年—2012 年间同样发生了 3 次位移突变: 第一次发生于 2010 年 8 月, 位移突变量为 28 mm, 与模拟位移突变量 32 mm 相差 12.5%; 第二次发生于 2011 年 7 月—8 月中旬, 位移突变量为 60.5 mm, 与模拟结果 47.2 mm 相差 22%; 第三次发生于 2012 年 6 月中旬—7 月, 位移突变量为 234 mm, 与模拟结果 214.6 mm 相差 8.3%。

在第一次位移突变中滑坡中部监测点 J33 位移量较大, 而 J32 与 J34 位移量相对较小。如图 13 (a) 所示, 此次变形主要发生于滑坡中部。由位移监测曲线结合孔隙水压力曲线变化规律分析发现, 2010 年位移突变于 8 月, 此时滑坡后缘孔压测点 3 的孔隙水压力值正处于上升阶段, 并在 8 月 28 日达到最大, 滑坡变形时间与后缘底部孔隙水压力上升的时间吻合。可见此次变形是由于雨水入渗至滑坡中部陡缓交接易于积水部位, 地下水位上升, 滑坡抗滑力弱化, 且地下水

的渗流增加了滑坡的下滑力, 导致滑坡该部位稳定性下降, 发生局部变形。

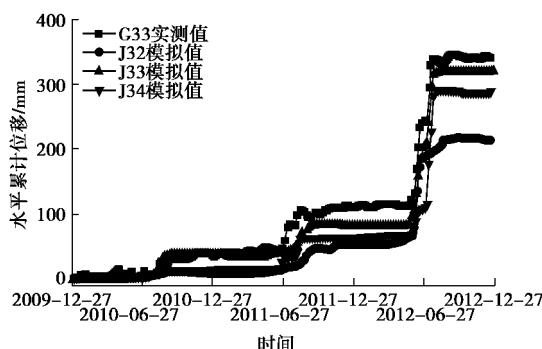


图 12 H2 滑坡监测点位移-时间曲线

Fig. 12 Displacement-time curves of H2 landslide

2011年8月滑坡发生第二次变形, 此次变形中滑坡中部与后部的J33与J34监测点位移均较大, 且J34监测点发生了两次突变: 第一次突变发生于6月22日左右, 第二次与J33监测点位移突变同时发生于8月1日左右。由降雨入渗导致滑坡底部孔隙水压力升高的规律来看, 6月中旬滑坡后缘底部孔隙水压力升高, 由于雨水入渗导致滑坡后缘发生变形。至7月底雨水向前缘汇集导致滑坡中部孔隙水压力上升, 在雨水渗流以及后缘变形坡体推动作用下, 滑坡中部再次发生变形并与后缘坡体形成整体变形区(图13(b))。

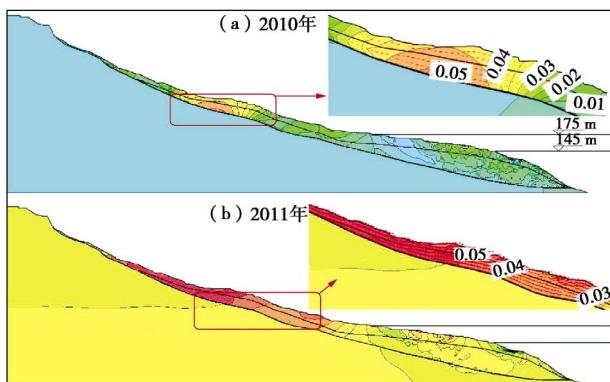


图 13 滑坡变形云图

Fig. 13 Deformation contours in 2010 and 2011

滑坡第一、第二次变形均主要由降雨因素导致了滑坡中后部的局部变形, 这两次变形量相对较小。滑坡第三次变形幅度远远大于前两次变形, 发生在5月20日—9月10日间, 整个位移发展过程可以分为以下两个阶段(由图14所示)。

(1) 5月23日—6月20日左右, 滑坡发生了一次变形。最靠近库水位的J32监测点位移增加了123 mm, 滑坡中部的J33监测点位移增加了108 mm, 滑坡后缘J34监测点位移增加了40 m。靠近库水位的J32

监测点位移发展幅度最大, 滑坡体位移增量依次向后缘逐渐减小。由于该时段内库水位骤降, 坡体内形成指向坡外的渗流, 加之水的浮托力消散, 库水位变动区范围附近滑坡下滑力增大, 导致局部稳定性降低, 最终表现为滑坡中前部库水位变动影响带滑坡发生局部变形。可见库水位的快速下降是造成该阶段变形发展的主要原因。

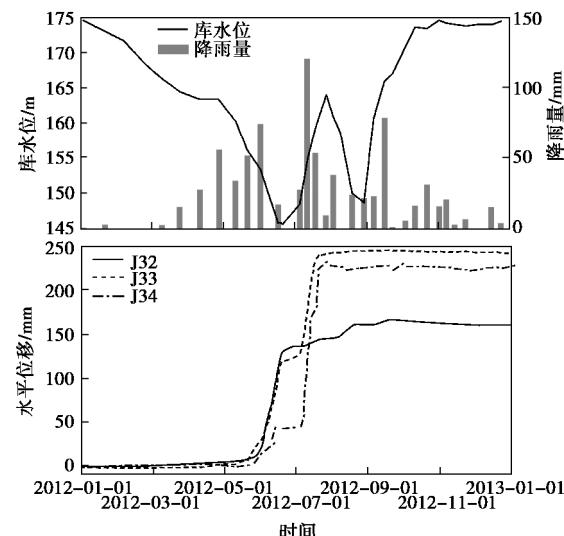


图 14 2012年滑坡位移-时间曲线

Fig. 14 Displacement-time curves of landslide in 2012

(2) 7月4日开始, 该地区出现大强度降雨, 从孔隙水压力监测曲线可以看到, 此时滑坡后部孔隙水压力不断上升。至7月26日左右滑坡出现了第二次剧烈变形, 其中滑坡后缘J34监测点的位移在此阶段增加了180 mm, 滑坡中部J33监测点位移增加了107 mm, 靠近库水位J32监测点位移增加了10 mm。该时段滑坡后缘位移发展幅度较大, 并向前缘逐渐递减。滑坡中后部为主要变形区, 变形量向前缘逐渐减小。在这个过程中滑坡前缘由于库水位上升, 坡体内形成指向坡内的渗流, 滑坡抗滑力增加, 滑坡体前部的稳定性是有所提高的, 其变形量较小; 而由于暴雨影响, 滑坡后缘坡体内地下水侵润线抬升, 渗流增强, 滑坡下滑力增加, 加之由于滑坡中部的较大变形为后缘发生变形提供了有利条件, 滑坡后缘出现了局部变形。降雨为此阶段滑坡变形的主要诱因。

从滑坡变形的整个过程来看, 滑坡是由降雨-库水位耦合作用下产生的渐进式变形, 降雨削弱滑坡中后部的稳定性, 使滑坡后部发生局部变形对滑坡中前部产生推动作用。而库水位骤降使滑坡中前部库水位变动影响带滑体发生局部变形, 对滑坡产生牵引作用。在降雨及库水位骤降的“推—拉”(前部牵引-后部前推)耦合作用下, 滑坡坡体不断劣化, 使得滑坡监测

位移-时间曲线呈现台阶状阶跃变化规律。

## 5 结 论

(1) H2 滑坡在库水位变动区, 坡面附近地下水位变化主要受库水位涨落因素控制, 而靠近滑带位置地下水位则受到库水位及降雨的联合作用影响。位于库水位变动区以上部位滑坡内地下水位则主要受降雨因素影响。

(2) 库水位涨落是影响 H2 滑坡稳定性的控制因素, 其中库水位下降时稳定性系数降低, 库水位上升时稳定性系数升高, 且库水位涨落速度越快稳定性系数的增减速度和幅度均越大。H2 滑坡经历的 3 次位移突变中降雨是诱发第一次与第二次突变的主要因素, 分别导致滑坡中部和后部发生局部变形。而第三次位移突变主要受库水位骤降影响, 导致滑坡中前部发生局部变形, 并最终与滑坡中后部形成整体较大变形。

(3) 库岸涉水边坡形成台阶状变形是降雨-库水位耦合作用下滑坡体内地下水渗流场发生周期性变化的结果。库水位的涨落会使库水位变动区附近滑体发生局部变形, 并对后部滑体产生牵引作用。降雨会使中后部滑体发生局部变形, 并对前缘坡体产生推动力作用。在周期性降雨和库水位涨落的循环作用下, 滑坡体反复受到“推-拉”作用导致堆积体变形甚至失稳。滑坡在降雨-库水位涨落耦合作用下呈现出渐进式变形破坏特征。滑坡的最终破坏由滑坡中部岩体控制, 先发生破坏的前部岩体只是给中、后部岩体提供了变形空间<sup>[18]</sup>。

## 参考文献:

- [1] 卢书强, 易庆林, 易 武, 等. 库水下降作用下滑坡动态变形机理分析——以三峡库区白水河滑坡为例[J]. 工程地质学报, 2014, 22(5): 869–875. (LU Shu-qiang, YI Qing-lin, YI Wu, et al. Study on dynamic deformation mechanism of landslide in drawdown of reservoir water level—taking Baishuihe landslide in Three Gorges Reservoir area for example[J]. Journal of Engineering Geology, 2014, 22(5): 869–875. (in Chinese))
- [2] 谢守益, 徐卫亚. 降雨诱发滑坡机制研究[J]. 武汉水利电力大学学报, 1999(1): 22–24. (XIE Shou-yi, XU Wei-ya. Mechanism of landslides induced by precipitation[J]. J Wuhan Univ of Hydr & Elec Eng, 1999(1): 22–24. (in Chinese))
- [3] 林孝松, 郭 跃. 滑坡与降雨的耦合关系研究[J]. 灾害学, 2001(2): 88–93. (LIN Xiao-song, GUO Yue. A study on coupling relation between landslide and rainfall[J]. Journal of Catastrophology, 2001(2): 88–93. (in Chinese))
- [4] 戚国庆. 降雨诱发滑坡机理及其评价方法研究[D]. 成都: 成都理工大学, 2004. (QI Guo-qing. Study on the mechanism of rainfall-induced landslide and its evaluating method[D]. Chengdu: Chengdu University of Technology, 2004. (in Chinese))
- [5] IADANZA C, TRIGILA A, NAPOLITANO F. Identification and characterization of rainfall events responsible for triggering of debris flows and shallow landslides[J]. Journal of Hydrology, 2016.
- [6] PARONUZZI P, RIGO E, BOLLA A. Influence of filling–drawdown cycles of the Vajont reservoir on Mt Toc slope stability[J]. Geomorphology, 2013, 191: 75–93.
- [7] ZANGERL C, EBERHARDT E, PERZLMAIER S. Kinematic behaviour and velocity characteristics of a complex deep-seated crystalline rockslide system in relation to its interaction with a dam reservoir[J]. Engineering Geology, 2010, 112(1/2/3/4): 53–67.
- [8] 朱 伟, 程南军, 陈学东, 等. 浅谈非饱和渗流的几个基本问题[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(2): 235–240. (ZHU Wei, CHENG Nan-jun, CHEN Xue-dong, et al. Some fundamental problems of unsaturated seepage[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(2): 235–240. (in Chinese))
- [9] 赵 娜, 张 琪, 左永振. 天台乡滑坡降雨启滑机制研究[J]. 中国水运(理论版), 2007, 11: 95–96. (ZHAO Na, ZHANG Qi, ZUO Yong-zhen. Study on the failure mechanism of Tiantaixiang landslide induced by rainfall[J]. China Water Transport, 2007, 11: 95–96. (in Chinese))
- [10] 李增涛. 极端降雨型滑坡的加载位移耦合预测参数及灾变动力预测判据研究[D]. 青岛: 青岛理工大学, 2013. (LEE Zeng-tao. Study on the load-displacement coupled prediction parameters and catastrophic dynamic prediction criterion of the landslides induced by extreme rainfall[D]. Qingdao: Qingdao Technological University, 2013. (in Chinese))
- [11] 吴仁铣. 降雨诱发的滑坡作用机制研究[D]. 长沙: 中南大学, 2013. (WU Ren-xian. Research on landslides mechanism induced by rainfall[D]. Changsha: Central South University, 2013. (in Chinese))
- [12] 左自波. 降雨诱发堆积体滑坡室内模型试验研究[D]. 上海: 上海交通大学, 2013. (ZUO Zi-bo. Investigation on rainfall-induced colluvium landslides using laboratory model tests[D]. Shanghai: Shanghai Jiao Tong University, 2013. (in Chinese))

Chinese))

[13] 郑颖人, 唐晓松. 库水作用下的边(滑)坡稳定性分析[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(8): 1115 - 1121. (ZHENG Ying-ren, TANG Xiao-song, Stability analysis of slopes under drawdown condition of reservoirs[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29(8): 1115 - 1121. (in Chinese))

[14] 刘新喜, 夏元友, 练操, 等. 库水位骤降时的滑坡稳定性评价方法研究[J]. 岩土力学, 2005(9): 1427 - 1431, 1436. (LIU Xin-xi, XIA Yuan-you, LIAN Cao, et al. Research on method of landslide stability valuation during sudden drawdown of reservoir level[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005(9): 1427 - 1431, 1436. (in Chinese))

[15] 魏进兵. 水位涨落诱发水库滑坡的机制研究[D]. 武汉: 中国科学院研究生院(武汉岩土力学研究所), 2006. (WEI Jin-bing. Effects of reservoir level fluctuations on reactivation of landslide in reservoir area[D]. Wuhan: Chinese Academy of Science (Institute of Rock and Soil Mechanics), 2006. (in Chinese))

[16] 徐文杰, 王立朝, 胡瑞林. 库水位升降作用下大型土石混

合体边坡流-固耦合特性及其稳定性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2009(7): 1491 - 1498. (XU Wen-jie, WANG Li-chao, HU Rui-lin. Fluid-solid coupling characteristics and stability analysis of soil-rock mixture slope in rising and drawdown of reservoir water levels[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009(7): 1491 - 1498. (in Chinese))

[17] 潘书华. 三峡库区典型堆积层滑坡复活与库水位波动关系研究[D]. 北京: 中国地质大学, 2013. (PAN Shu-hua. Research on relationship between reservoir water level fluctuation and reactivation of typical accumulation landslides in Three Gorges Reservoir Area[D]. Beijing: China University of Geosciences, 2013. (in Chinese))

[18] 卢应发, 黄学斌, 刘德富. 边坡稳定分析条块力-位移法及其应用[J]. 岩土力学, 2015, 36(10): 2787 - 2798. (LU Ying-fa, HUANG Xue-bin, LIU De-fu. Slice block force-displacement method of slope stability analysis and its application[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, 36(10): 2787 - 2798. (in Chinese))

## 第十届全国基坑工程研讨会（第1号征文通知）

由中国建筑学会建筑施工分会基坑工程专业委员会主办, 兰州理工大学承办的“第十届全国基坑工程研讨会”将于2018年9月在甘肃省兰州市召开。

**主办单位:** 中国建筑学会建筑施工分会基坑工程专业委员会

**承办单位:** 兰州理工大学

**协办单位** (排名不分先后): 中铁西北科学研究院; 兰州大学; 西北民族大学; 兰州交通大学; 甘肃土木工程科学研究院; 《岩土工程学报》编辑部; 《岩土力学》编辑部 (待增补)

**会议主题:** ①基坑工程设计理论与实践及其新进展、行业的发展趋势; ②基坑工程施工和监测领域的技术、新工法和新设备; ③基坑工程及特殊岩土层中的地下水问题及控制技术; ④基坑施工对周围环境的影响评估与控制技术; ⑤地铁深基坑工程中的设计、施工与监测技术; ⑥黄土、软弱土等特殊

土地区基坑设计与施工的关键技术; ⑦深基坑工程支护结构与降水相关问题数值模拟研究; ⑧超深基坑工程的设计、施工与监测的关键技术; ⑨基坑工程领域的信息化技术及其应用; ⑩重、大、特基坑工程的典型案例和基坑工程事故分析。

**重要日期安排:** ①2018年4月30日前提供论文电子版一份, 发送至邮[jikenghy2018@163.com](mailto:jikenghy2018@163.com)。②论文将组织学术委员会专家评审, 录用通知及修改意见将在2018年5月31日前通知作者。③作者根据修改意见和排版要求定稿, 于2018年6月20日前将修改稿和修改说明电子版发到会议组委会。

**会议秘书处联系地址:** 甘肃省兰州市七里河区兰工坪路287号, 兰州理工大学土木工程学院 (730050)。联系人: 周勇 13119308411, 叶帅华13893624445, 韦正德13639330876, 杨校辉 15095338032。会议论文提交电子邮箱: [jikenghy2018@163.com](mailto:jikenghy2018@163.com)。

(第十届全国基坑工程研讨会会务组 供稿)

DOI: 10.11779/CJGE201712009

# 土工织物散体桩桩体大三轴试验研究

陈建峰<sup>1</sup>, 王兴涛<sup>1</sup>, 曾岳<sup>1</sup>, 叶观宝<sup>1</sup>, 冯守中<sup>2</sup>, 李丽华<sup>3</sup>

(1. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 武汉广益交通科技股份有限公司, 湖北 武汉 430074;  
3. 常州泰勒思达新材料有限公司, 江苏 常州 213021)

**摘要:** 对密实状态的土工织物散体桩桩体进行大三轴试验, 研究其在不同围压和不同聚丙烯土工编织布筋材强度下的应力-应变特性, 并据此提出桩体强度及模量理论计算公式。研究结果表明: 土工织物散体桩桩体在三轴压缩下呈剪胀破坏, 其剪切带上主要是筋材的横向筋丝产生断裂, 且桩体剪切角与碎石的莫尔-库伦理论破裂角比较接近; 在加载初期, 土工织物散体桩应力-应变曲线下凹, 而后近似线性增长至峰值应力, 随后应力随应变减小并趋于稳定, 表现为应变软化特性; 同一筋材强度、不同围压的土工织物散体桩桩体强度所对应的轴向应变值比较接近; 土工织物散体桩桩体的似黏聚力随筋材强度呈较好的线性增长关系, 其较碎石的似黏聚力大很多, 而筋材对桩体碎石的内摩擦角影响不大; 建立了土工织物散体桩桩体强度及模量的理论计算公式, 并采用试验值对理论公式进行修正, 经修正后的结果与试验值吻合很好。

**关键词:** 土工织物散体桩; 大三轴试验; 应力-应变曲线; 强度; 模量

中图分类号: TU416.1 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)12-2212-07

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

## Large triaxial compression tests on geosynthetic-encased granular columns

CHEN Jian-feng<sup>1</sup>, WANG Xing-tao<sup>1</sup>, ZENG Yue<sup>1</sup>, YE Guan-bao<sup>1</sup>, FENG Shou-zhong<sup>2</sup>, LI Li-hua<sup>3</sup>

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Wuhan Guangyi Transportation Science and Technology Co., Ltd., Wuhan 430074, China; 3. Changzhou Telystar New Material Co., Ltd., Changzhou 213021, China)

**Abstract:** Large triaxial compression tests are performed on geosynthetic-encased granular columns (GEGC) with gravels in dense state. The stress-strain characteristics of GEGC with different strengths of polypropylene woven geotextiles and different confining pressures are investigated. The theoretical formulas to compute the strength and modulus of GEGC are then proposed. The results show that the GEGC exhibits dilative shear failure under triaxial compression, and mainly the horizontal textile slices at the shear band break. The shear angle is close to the rupture angle of the Mohr-Coulomb strength theory. The stress-strain curve of GEGC at the preliminary loading stage is concave down, then its stress approximately increases linearly up to a peak stress, and subsequently decreases to a stable value, showing strain softening characteristics. The axial strains corresponding to the strengths of GEGC with the same reinforcement strength under different confining pressures are even close. The quasi-cohesion of the GEGC has a good linear relationship with the strength of reinforcements, and it is much larger than that of the gravels, but the strength of reinforcements has little effect on the internal friction angle of the gravels of GEGC. Theoretical formulas are established to compute the strength and modulus of the GEGC. The formulas are verified through the test data, and the correction factors for the formulas are obtained. The results of the modified formulas agree well with the test ones.

**Key words:** geosynthetic-encased stone column; large triaxial compression test; stress-strain curve; strength; modulus

## 0 引言

土工织物散体桩, 又称为加筋碎石桩, 其是在碎石桩外面包裹土工合成材料<sup>[1]</sup>。与传统的碎石桩相比, 用土工合成材料包裹碎石桩, 不仅可以保留碎石桩本身的置换作用和排水作用, 而且还可限制桩体的侧向

变形, 从而提高地基的承载力, 因而是一种新型的软土地基处理方法<sup>[2]</sup>。

基金项目: 国家自然科学基金项目(41572266); 上海市浦江人才计划(14PJD032)

收稿日期: 2016-09-09

然而目前还没有土工织物散体桩的设计计算方法, 缺少桩体在土体中的模量及桩身强度的确定方法。土工织物散体桩桩体在土体中不同深度处受到不同侧向压力作用, 这可以通过三轴压缩试验来进行模拟, 但目前对土工织物散体桩的三轴压缩试验的研究还很少。Rajagopal 等<sup>[3]</sup>对单个及多个尺寸为 100 mm×200 mm 土工格室包裹的砂土进行了一系列三轴压缩试验, 研究土工格室围裹对砂土强度及刚度的影响; Wu 等<sup>[4]</sup>对尺寸为 70 mm×140 mm 土工布套筒加筋砂桩进行了三轴压缩试验, 研究了砂桩偏应力和体应变变化规律, 并采用不同轴向应变下的似黏聚力和摩擦角来解释套筒的加固效应; Miranda 等<sup>[5]</sup>对尺寸为 100 mm×200 mm 碎石桩及土工布套筒加筋碎石桩进行了三轴压缩试验, 研究了加筋对碎石桩偏应力、体应变、桩体强度以及碎石摩擦角的影响。

上述研究均采用小尺寸试样进行试验, 存在尺寸效应, 且采用的筋材强度低、填料粒径小, 与实际土工织物散体桩材料并不一致, 也未提出土工织物散体桩模量及强度确定方法。本文采用大三轴试验 (尺寸 300 mm×600 mm) 研究实际土工织物散体桩桩体在不同围压和不同筋材强度下的应力-应变特性, 并据此提出土工织物散体桩桩体模量及强度计算公式。

## 1 桩体大三轴试验

### 1.1 桩体材料力学特性

#### (1) 碎石

本文碎石原料为石灰石, 图 1 为碎石级配曲线。碎石的平均粒径  $d_{50}=24$  mm, 不均匀系数  $C_u=7.31$ , 曲率系数  $C_c=1.65$ , 其级配良好。根据《公路土工试验规程》<sup>[6]</sup>最大和最小干密度试验方法, 得出碎石最大干密度  $\rho_{dmax}=2.05 \times 10^3$  kg/m<sup>3</sup>, 最小干密度  $\rho_{dmin}=1.37 \times 10^3$  kg/m<sup>3</sup>。

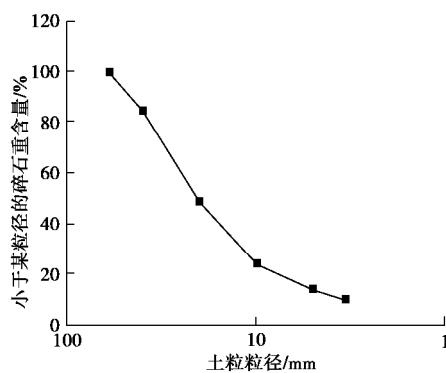


图 1 碎石级配曲线

Fig. 1 Grading curves of stone sizes

本文土工织物散体桩桩体碎石相对密实度  $D_r$  控

制为 0.70, 属于密实状态, 其对应的碎石干密度  $\rho_{d0}=1.78 \times 10^3$  kg/m<sup>3</sup>, 这满足工程上对散体材料桩桩体密实度的要求<sup>[7]</sup>。对  $D_r=0.70$  的碎石进行大三轴试验, 得到如图 2 所示的碎石应力应变曲线和莫尔-库仑强度包线, 可以得到碎石的似黏聚力  $c=16.3$  kPa, 内摩擦角  $\phi=44.7^\circ$ 。一般认为无黏性土  $c=0$ , 而碎石产生似黏聚力的原因是在轴向荷载挤压下碎石颗粒间互相咬合嵌挂所产生的一种咬合力, 这与黏性土的黏聚力有着本质的不同<sup>[8]</sup>。

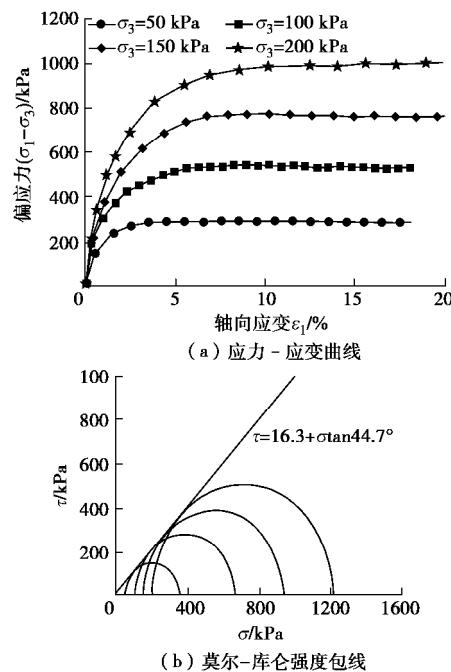


图 2 碎石大三轴试验成果

Fig. 2 Results of large triaxial tests on gravels

#### (2) 筋材

聚丙烯土工编织布具有优越的透水性、过滤性、耐用性和经济性, 可以加工成土工管袋、软体排等产品, 已广泛应用于软土围堰和软土堤坝填筑等工程<sup>[9-10]</sup>。本文采用的聚丙烯土工编织布由常州泰勒思达新材料有限公司生产。

加筋套筒通常采用平缝、丁缝、包缝方式缝制, 然而接缝处的强度一般只有筋材强度的 14.5%~85%, 且接缝强度离散性很大<sup>[11-12]</sup>。为了消除接缝对试验结果产生的偏差, 本文采用无接缝编织布套筒, 其采用圆织机直接编织而成。对 4 种不同型号的编织布进行宽条拉伸试验得到编织布应力-应变曲线, 如图 3 所示, 得出其力学性质如表 1 所示, 这 4 种编织布的强度分别为 33, 43, 52, 67 kN/m, 对应的应变  $\epsilon_r$  分别为 14.8%, 15.5%, 16.2%, 16.8%, 拉伸模量分别为 223, 277, 321, 399 kN/m。

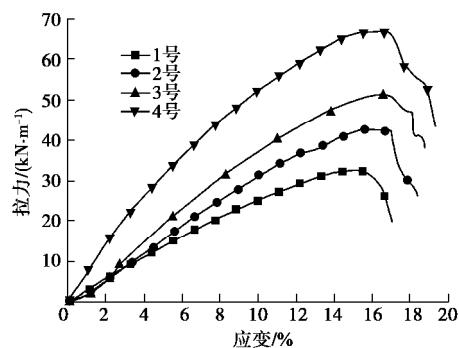


图 3 编织布应力 - 应变曲线

Fig. 3 Stress-strain curves of geotextiles

表 1 编织布的力学性质

Table 1 Mechanical characteristics of woven textiles

型号	拉伸强度 $T$ ( $\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}$ )	拉伸强度对应 的应变 $\epsilon/\%$	拉伸模量* ( $\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}$ )
1 号	33	14.8	223
2 号	43	15.5	277
3 号	52	16.2	321
4 号	67	16.8	399

\*拉伸模量取编织布拉伸强度与其对应的应变值的比值。

## 1.2 试验方案及试样制备

本文试验仪器采用美国 GCTS 公司生产的 BS01011 型大三轴仪。三轴试样尺寸为  $300 \text{ mm} \times 600 \text{ mm}$ , 最大轴向荷载为  $1000 \text{ kN}$ , 最大试验围压可达  $6 \text{ MPa}$ 。对每种筋材强度下的土工织物散体桩分别施加  $50, 100, 150, 200 \text{ kPa}$  围压进行大三轴试验, 轴向变形速率控制为  $0.36 \text{ mm/min}$ 。共进行了 16 组试验。

试样制备过程如下: 首先将土工编织布套筒放入内衬橡皮膜的制样筒内, 如图 4 所示, 然后按密度控制法将总质量为  $75.4 \text{ kg}$  的碎石分 4 层填入制样筒内并击实, 使试样的相对密实度达到 0.70。

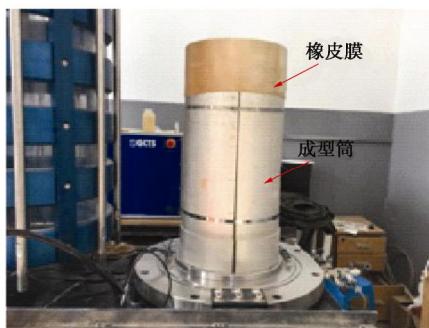


图 4 土工织物散体桩试样制备

Fig. 4 Preparation of GEGC

## 1.3 结果分析

图 5 为筋材强度  $33 \text{ kN/m}$ 、围压  $150 \text{ kPa}$  下的土工织物散体桩三轴试验完成后的试样。由图 5 (a) 可见, 试验后土工织物散体桩发生明显的鼓胀和压缩变

形, 且中间部位鼓胀显著; 检查编织布套筒, 如图 5 (b) 所示, 可以发现其上有明显的剪切带, 剪切角约为  $65.4^\circ$ , 而碎石的莫尔-库仑理论破裂角为  $45^\circ + j/2$ , 即  $67.4^\circ$ , 两者比较接近; 并且可以发现编织布上的剪切带其横向筋丝发生断裂, 而纵向筋丝基本完整, 说明土工织物散体桩是在筋材横向筋丝断裂时而达到其强度值。

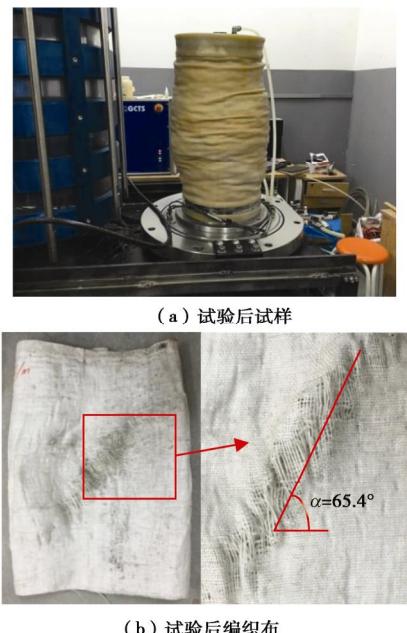


图 5 土工织物散体桩试验后试样情况

Fig. 5 Sample of GEGC after tests

图 6 为不同筋材强度下土工织物散体桩应力 - 应变曲线。由图可见, 在加载初期, 土工织物散体桩应力 - 应变曲线下凹, 且下凹段对应的应变随围压的增大而明显增大, 而后近似线性增长至峰值应力。产生这种现象的原因是围压和编织布对桩体约束作用发挥的时差性造成的。当围压较小时, 编织布对桩体的约束能够很快起作用, 曲线经过较小的下凹阶段后即进入线性阶段; 而当围压较大时, 编织布对桩体的约束作用由于围压较大而未即时发挥, 曲线经过相对较大的下凹变形阶段后编织布才发挥约束作用, 然后进入线性阶段。而达到峰值应力后应力随轴向应变的增大而减小并最终趋向稳定, 表现为应变软化特性, 这不同于如图 2 所示的碎石的应力 - 应变曲线关系, 后者表现为应变硬化特性。这表明, 加筋明显改变了碎石的应力 - 应变关系, 土工织物散体桩峰值应力后出现应变软化应是编织布横向筋丝断裂导致的。

另外可以看到, 对于同一强度筋材, 不同围压下桩体峰值应力所对应的轴向应变值基本一致,  $33, 43, 52, 67 \text{ kN}$  筋材强度下桩体峰值应力所对应的轴向应变值分别约为  $15.1\%, 15.7\%, 15.9\%$  和  $16.6\%$ 。

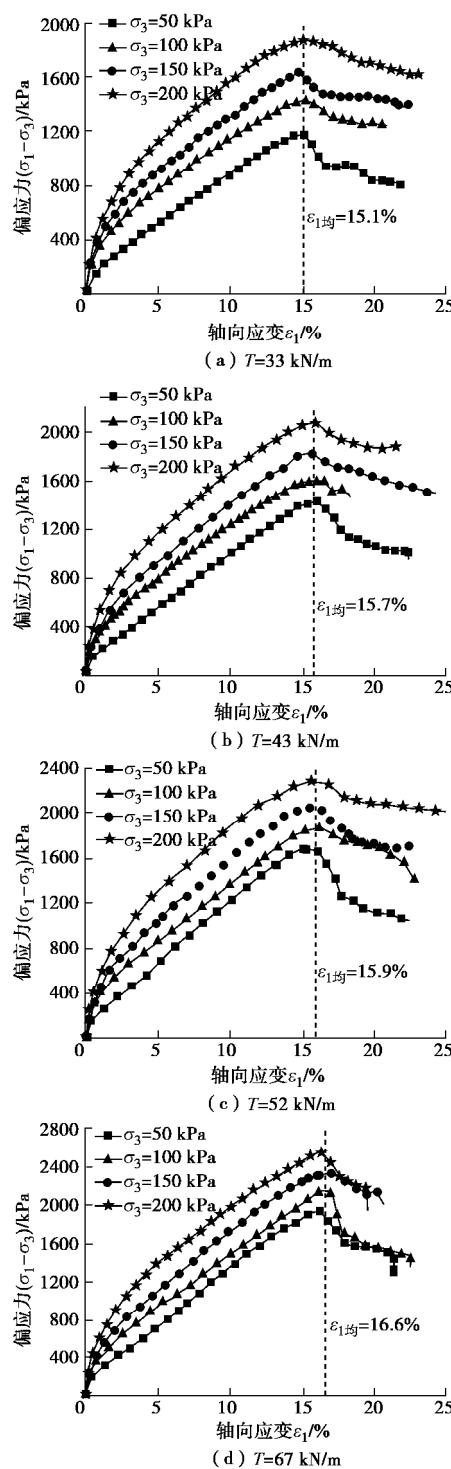


图 6 不同筋材强度下土工织物散体桩应力-应变曲线

Fig. 6 Stress-strain curves of GEGC with different reinforcement strengths

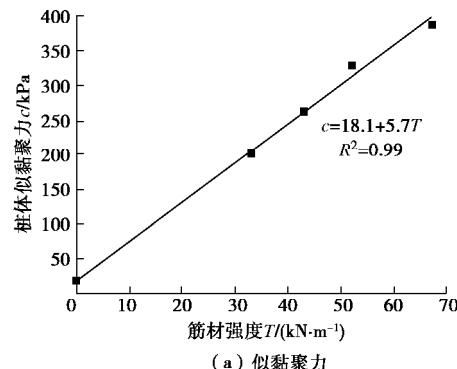
表 2 为通过图 6 曲线获得的不同筋材强度下土工织物散体桩桩体强度参数, 其中筋材强度为 0 的情况为碎石大三轴试验结果。图 7 为根据表 2 数据绘制的土工织物散体桩桩体似黏聚力和内摩擦角与筋材强度的关系曲线。由图 7 (a) 可见, 似黏聚力  $c$  随筋材强度  $T$  呈很好的线性增长关系, 即  $c=18.1+5.7T$ ; 土工织物散体桩桩体的似黏聚力要比碎石的似黏聚力大很

多, 其原因是筋材给桩体碎石提供了很大的侧向约束作用, 碎石需要克服该约束作用才被剪切破坏, 因此相当于筋材给予碎石一个附加应力, 其表现为似黏聚力。由图 7 (b) 可见, 筋材强度 33 kN 下桩体的内摩擦角与碎石的内摩擦角基本接近, 虽然随着筋材强度增大, 其内摩擦角略有减小, 但很快趋于稳定。由此, 筋材对桩体碎石的内摩擦角影响不大, 而主要给予桩体碎石一个与筋材强度成线性增长关系的似黏聚力。

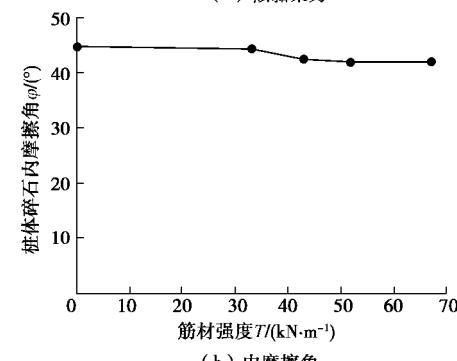
表 2 不同筋材强度下桩体强度参数

Table 2 Mechanical characteristics of GEGC with different reinforcement strengths

筋材强度 $T/(kN\cdot m^{-1})$	似黏聚力 $c/kPa$	内摩擦角 $j/(^{\circ})$
0	16.3	44.7
33	201	44.3
43	263	42.6
52	329	42.0
67	387	42.1



(a) 似黏聚力



(b) 内摩擦角

图 7 土工织物散体桩桩体强度参数与筋材强度关系

Fig. 7 Relationship between strength parameters of GEGC and strength of reinforcement

## 2 桩体强度及模量计算公式

目前尚缺少土工织物散体桩桩体强度及模量的计算公式。本文以下通过土工织物散体桩受力和变形分析简图, 推导桩体强度和模量理论计算公式, 再采用试验值对理论计算公式进行校核, 以给出相应的修正系数。

### 2.1 桩体强度计算公式

图 8 为土工织物散体桩桩体极限状态受力示意



筋材拉伸强度对应的应变  $e_r$  为

$$e_r = \frac{R - R_0}{R_0} \quad , \quad (10)$$

则

$$R = (1 + e_r)R_0 \quad . \quad (11)$$

土工织物散体桩桩体强度对应的轴向应变  $e_1$  为

$$e_1 = \frac{H_0 - H}{H_0} \quad . \quad (12)$$

将式 (9)、(11) 代入式 (12), 可得

$$e_1 = 1 - \frac{r_{d0}}{r_{dmax}(1 + e_r)^2} \quad . \quad (13)$$

土工织物散体桩桩体模量  $E_p$  为

$$E_p = \frac{P_p}{e_1} = \frac{P_p}{1 - \frac{r_{d0}}{r_{dmax}(1 + e_r)^2}} \quad . \quad (14)$$

将桩体强度理论公式 (6) 代入式 (14) 得

$$E_p = \frac{\left( P_{rl} + \frac{T}{R} \right) \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{j}{2} \right)}{1 - \frac{r_{d0}}{r_{dmax}(1 + e_r)^2}} \quad , \quad (15)$$

式中, 桩体碎石初始干密度  $r_{d0}$  则按下式取值:

$$r_{d0} = \frac{r_{dmax} r_{dmin}}{r_{dmax} - (r_{dmax} - r_{dmin}) D_r} \quad . \quad (16)$$

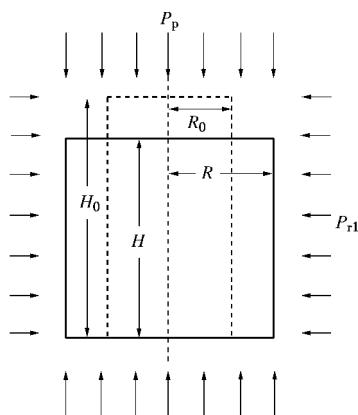


图 11 土工织物散体桩破坏时三轴压缩变形简化分析图

Fig. 11 Diagram of deformation of GESC subjected to triaxial loading under failure for simplified analysis

由此, 式 (15) 建立了土工织物散体桩桩体模量理论计算公式。采用式 (15) 计算同本文大三轴试验条件一致的桩体模量值。图 12 为桩体模量理论值与试验值的比较。由图可见, 桩体模量的理论值比试验值低不少, 这是由于实际桩体受围压和轴向荷载作用, 其间部位发生剪胀破坏, 且只有该部位筋材被拉断, 而其他部位筋材并没有达到拉伸强度对应的应变, 这使得试验中桩体的径向应变要比理论公式假设的径向应变小, 因而轴向应变也小; 另外, 试验中的桩体在破坏时其碎石可能还未完全达到理论假设的最大干密

度, 从而试验获得的桩体轴向应变要小于理论假设得出的轴向应变, 这导致试验获得的桩体模量更大。桩体模量理论值与试验值之间也呈较好的线性拟合关系, 可以得到试验值是理论值的  $1/0.524 \approx 1.91$  倍, 因此可取桩体模量理论公式的修正系数  $k=1.91$ 。桩体模量的理论修正公式为

$$E_p = k \frac{\left( P_{rl} + \frac{T}{R} \right) \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{j}{2} \right)}{e_1} \quad . \quad (17)$$

对理论值均乘以修正系数  $k=1.91$ , 修正后的结果如图 13 所示, 两者吻合很好。

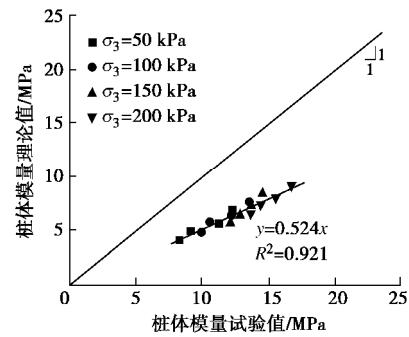


图 12 桩体模量理论值与试验值比较

Fig. 12 Comparison between theoretical and measured modulus of GEGC

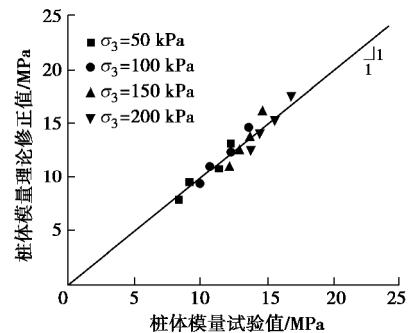


图 13 桩体模量理论修正值与试验值比较

Fig. 13 Comparison between modified theoretical and measured modulus of GEGC

### 3 结 论

本文对碎石相对密实度为 0.70 的土工织物散体桩桩体进行大三轴试验, 研究其在不同围压和不同聚丙烯土工编织布筋材强度下的应力 - 应变的特性, 并据此提出桩体强度及模量计算公式。论文得出如下主要结论:

(1) 三轴压缩下土工织物散体桩呈剪胀破坏, 桩体上有明显的剪切带, 其剪切角与碎石的莫尔 - 库仑理论破裂角比较接近; 且编织布上剪切带处的横向筋丝发生断裂, 而纵向筋丝基本完整, 说明土工织物散体桩在筋材横向筋丝断裂时达到其强度值。

(2) 在加载初期, 土工织物散体桩应力-应变曲线下凹, 且下凹段对应的应变随围压的增大而明显增大, 而后近似线性增长至峰值应力, 随后应力随轴向应变的增大而减小并最终趋于稳定, 表现为应变软化特性, 而碎石表现为应变硬化特性。同一筋材强度、不同围压的土工织物散体桩桩体强度所对应的轴向应变值比较接近。

(3) 土工织物散体桩桩体的似黏聚力随筋材强度呈较好的线性增长关系, 其较碎石的似黏聚力大很多。而筋材对桩体碎石的内摩擦角影响不大, 其内摩擦角随筋材强度增大会略有减小, 但很快趋于稳定。

(4) 建立了土工织物散体桩桩体强度及模量的理论计算公式, 采用试验值对理论公式进行修正, 得到强度和模量理论公式的修正系数分别为 0.86 和 1.91。经修正后的结果与试验值吻合很好。

## 参考文献:

- [1] RAITHEL M, KÜSTER V, LINDMARK A. Geotextile encased columns, a foundation system for earth structures, illustrated by a dyke project for a works extension in hamburg[C]// Nordic Geotechnical Meeting NGM 2004. Ystad, 2004: 1 - 10.
- [2] 陈建峰, 王波, 魏静, 等. 加筋碎石桩复合地基路堤模型试验研究[J]. 中国公路学报, 2015, 28(9): 1 - 8. (CHEN Jian-feng, WANG Bo, WEI Jing, et al. Model tests of embankments on soft foundation reinforced with geosynthetic-encased stone columns[J]. China Journal of Highway and Transport, 2015, 28(9): 1 - 8. (in Chinese))
- [3] RAJAGOPAL K, KRISHNASWAMY N R, LATHA G M. Behaviour of sand confined with single and multiple geocells[J]. Geotextiles and Geomembranes, 1999, 17(3): 171 - 184.
- [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: 269 - 277.
- [6] JTG E40—2007 公路土工试验规程[S]. 2007. (JTG E40—2007 Test methods of soils for highway engineering[S]. 2007. (in Chinese))
- [7] JGJ 79—2012 建筑地基处理技术规范[S]. 2013. (JGJ 79—2012 Technical code for ground treatment of buildings[S]. 2013. (in Chinese))
- [8] 甘霖, 袁光国. 大型高压三轴试验测试及粗粒土的强度特性[J]. 大坝观测与土工测试, 1997, 21(3): 9 - 12. (GAN Lin, YUAN Guang-guo. Large high pressure triaxial test and strength properties of coarse-grained soil[J]. Dam Observation and Geotechnical Tests, 1997, 21(3): 9 - 12. (in Chinese))
- [9] 阮龙飞, 王永庆. 中远船务启东海工基地坞口围堰工程的设计与施工[J]. 水利水电科技进展, 2009, 29(6): 90 - 94. (RUAN Long-fei, WANG Yong-qing. Design and construction of dock-gate cofferdam of cosco Qidong marine base[J]. Advances in Science and Technology of Water Resources, 2009, 29(6): 90 - 94. (in Chinese))
- [10] 李传旦. 加筋系袋式软体排在界牌水道整治工程中的应用[J]. 水运工程, 1995(11): 32 - 35. (LI Chuan-dan. Application of mattress with reinforced strip and tied sand bag in Jiepai waterway regulation works[J]. Port & Waterway Engineering, 1995(11): 32 - 35. (in Chinese))
- [11] 杨艳燕, 黄婧. 应用不同缝纫方法的土工织物接缝强度比较研究[J]. 科技创业月刊, 2007, 20(6): 176 - 177. (YANG Yan-qing, HUANG Jing. Comparison of the strength applied different seaming methods in geotextile[J]. Pioneering with Science & Technology Monthly, 2007, 20(6): 176 - 177. (in Chinese))
- [12] 陆士强. 土工合成材料应用原理[M]. 北京: 水利水电出版社, 1994: 1 - 21. (LU Shi-qiang. Application principles of geosynthetic materials[M]. Beijing: China Water Power Press, 1994: 1 - 21. (in Chinese))
- [13] 秦尚林, 陈善雄, 韩卓, 等. 巨粒土大型三轴试验研究[J]. 岩土力学, 2010, 31(增刊 2): 189 - 193. (QIN Shang-lin, CHEN Shan-xiong, HAN Zhuo, et al. Large-scale triaxial test study of behavior of over coarse-grained soils[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(S2): 189 - 193. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201712010

# 超大次循环荷载下超固结黏土的长期不排水力学特性研究

韩 剑<sup>1, 3</sup>, 姚仰平<sup>1</sup>, 尹振宇<sup>\*2, 3</sup>

(1. 北京航空航天大学交通科学与工程学院, 北京 100191; 2. 同济大学地下建筑与工程系, 岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092;  
3. 南特中央理工大学土木与力学工程研究所, 南特 法国 44300)

**摘要:** 风、波浪等荷载具有超大循环次数的特征, 极大影响黏土的长期不排水动力特性, 是黏土地基基础设计的关键问题之一。针对现有动力试验荷载循环次数不足的现状, 以超固结度为 4 的重塑土试样为研究对象, 展开了一系列不排水三轴动力试验, 研究了在超大次(比如超过  $10^6$  次)循环加载情况下黏土的相关特性。试验结果表明, 在对称循环加载作用下, 饱和黏土存在循环应力比门槛值为 0.44~0.48。在循环加载初期, 试样的轴应变及孔压的变化与前人对黏土动力试验研究结果一致。然而, 随着循环加载次数的增加, 动轴向应变减小, 累积轴向应变增加; 尤其是加载过程中由正孔压降低到负孔压。针对这一新的发现, 增加了一个超固结土的蠕变试验结果进行了分析解释, 为研究超大次循环荷载下超固结黏土的长期不排水力学特性的机理提供了新的思路。

**关键词:** 黏土; 超大循环次数; 蠕变; 孔隙水压力; 不排水三轴试验

中图分类号: TU431 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)12-2219-07

作者简介: 韩 剑(1986-), 男, 湖北荆州人, 博士, 主要从事岩土力学及本构关系方面的研究, E-mail: [jianhan@buaa.edu.cn](mailto:jianhan@buaa.edu.cn)。

## Long-term undrained mechanical behavior of overconsolidated clay under cyclic loading with a large number of cycles

HAN Jian<sup>1, 3</sup>, YAO Yang-ping<sup>1</sup>, YIN Zhen-yu<sup>2, 3</sup>

(1. School of Transportation Science and Engineering, Beihang University, Beijing 100191, China; 2. Department of Geotechnical Engineering, Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. Ecole Centrale de Nantes, Research Institute of Civil and Mechanical Engineering, Nantes 44300, France)

**Abstract:** The wave and wind loadings applied on structure foundations with a large number of cycles affect the long-term undrained mechanical behavior of clay, which is one of key issues for the foundation design. Owing to lack of cyclic tests with a large number of cycles up to now, laboratory tests on over consolidated clay are performed to study the cyclic behavior with a large number of cycles (e.g., more than one million). Based on the results of reconstituted specimens with  $OCR=4$ , the possible existence of the threshold stress ratio under the symmetric cyclic loading is confirmed. The value of the threshold stress ratio is 0.44~0.48. At the early stage of cyclic loading, the evolutions of axial strain and pore pressure are similar to the results of the conventional cyclic tests. However, as the number of cycles increases, the cyclic axial strain decreases, whereas the permanent axial strain increases and the pore pressure decreases from a positive to negative value. These new phenomena are analyzed by conducting additional creep tests on the overconsolidated clay, which throws new light on studying the mechanism governing the long-term undrained mechanical behavior of overconsolidated clay under cyclic loading with a large number of cycles.

**Key words:** clay; a large number of cycles; creep; pore pressure; undrained triaxial test

## 0 引言

长期循环荷载作用下土的动力特性一直是风力发电机以及近海的钻井平台等工程中需要考虑的重要问题。在风、波浪以及潮汐等长期循环荷载作用下, 黏土地基的长期沉降非常可观, 甚至直接影响工程的正常使

用。因此, 有必要对黏土的长期动力特性进行研究。

基金项目: 国家自然科学基金项目(11672015, 41372285, 51579179);

国家重点基础研究发展计划(“973”计划)项目(2014CB047001)

收稿日期: 2016-09-01

\*通讯作者(E-mail: [zhenyu.yin@gmail.com](mailto:zhenyu.yin@gmail.com))

近些年来,国内外学者对黏土的动力特性进行了广泛研究,取得了丰硕的成果<sup>[1-16]</sup>。上述文献中绝大多数开展的动力试验循环次数在10<sup>4</sup>次以内,只有少数试验能达到10<sup>5</sup>次。然而,风、波浪、潮汐等荷载具有超大循环次数的特点,因此黏土的长期不排水动力特性,特别是受循环次数超过10<sup>6</sup>次的动力荷载作用下的特性,是岩土结构基础设计的一个关键问题。而对这个问题的研究目前来说还比较缺乏,基于一万次循环加载的试验结果来分析和预测长期循环加载下黏土的动力特性不太可靠。因此开展循环加载次数超过一百万次的室内动力试验有实际意义,现有发表的关于长期动力荷载的室内试验研究的一系列文章中,只有20世纪70年代Brown等<sup>[17]</sup>和Lashine<sup>[18]</sup>发表的文章中针对一种三叠纪淤泥质黏土(Keuper marl)所做的试验研究,最大循环次数达到了10<sup>6</sup>次。上述动力试验的频率 $f$ 为10 Hz,远大于一般波浪、风等的频率( $f \leq 0.1$  Hz),动力试验持续比较短(1 d左右),时间效应对超大次数循环荷载作用下黏土动力特性的影响不明显,在上述文献<sup>[17,18]</sup>中没有涉及。

因此,本文针对一种超固结黏土(Merville黏土),开展了一系列超大循环次数(超过10<sup>6</sup>次)的动力试验研究,揭示了超固结黏土的长期不排水动力特性及其机理。

## 1 试验材料及试样制备

本文试验研究所用的超固结黏土(Merville黏土)原状试样取自于法国北部的城市Merville,地表深度5~11 m。在第三纪始新世初期(距今三千万年左右)沉积时,Merville黏土与伦敦土均位于同一海湾,因此两种黏土有许多相似的性质,都是硬黏土<sup>[19]</sup>。Merville黏土中主要的黏粒矿物是伊利土,另外有少量的高岭土及蒙脱石,黏土整体呈现为灰棕色。天然Merville黏土的饱和度为100%,天然含水率约为31%,液塑限分别为99%和40%,天然重度为19.5 kN/m<sup>3</sup>,黏粒含量(<2 μm)约为26%,粉土含量约为74%。为避免颗粒间胶结与裂隙的影响以及得到均质的试验试样,本文按照文献[20]中的方法制备重塑土试样,泥浆的含水率是液限的1.25倍。然后将泥浆倒入固结器皿中进行固结,施加的竖向有效应力为100 kPa,直到试样轴向位移的变化小于每天0.1 mm时,结束固结。整个固结过程持续一个月,确保制成的重塑土样是饱和的以及固结完成的。制备好重塑土试样为圆柱型,高度为70 mm,直径为35 mm。文献<sup>[21]</sup>对制备好的重塑试样进行了一维和三维的对比试验(固结试验和三轴试验),结果表明制备的重塑试样均匀性较好。

## 2 试验方案

本文试验在GDS动力三轴试验仪上进行,采用应力控制加载方式,拟对超固结度为4的重塑土样开展一系列的不排水三轴动力试验,动力试验的加载形式是双向对称加载,即土体承受拉压对称的循环荷载。动偏应力的幅值的选取是按照循环应力比 $R_c$ 来确定的,循环应力比 $R_c$ 定义为动偏应力幅值 $q_{cyc}$ 与重塑土样静偏应力峰值 $q_{max}$ 的比值。 $q_{max}$ 是由超固结度为4的重塑土样的不排水静三轴压缩试验得到,等于194.5 kPa。Merville黏土在压缩与拉伸状态下临界状态线由正常固结重塑土的不排水静三轴剪切试验得到,临界状态线的斜率 $M_c$ 和 $M_e$ 分别为1.0和0.97。

本文动力试验中需要考虑时间效应的影响,因此动力试验的频率不能太大,如10 Hz,这样频率下的循环次数为10<sup>6</sup>次的动力试验不到两天就完成了。风、波浪以及潮汐等荷载的频率普遍比较小,一般在0.1 Hz以下。如果荷载频率按照0.1 Hz来取,即循环加载一个周期就需要10 s,那么做完10<sup>6</sup>次循环加载就需要超过115 d的时间,这显然不符合室内试验的实际情况。长时间试验的中途可能会出现断电、仪器故障等情况,导致无法完成超大次数的动力试验。因此,本文选取的频率为1 Hz,动力试验需要13 d左右完成,这既满足了室内试验的实际情况,也能观测时间效应对黏土的长期动力特性的影响。

所有试样在不排水动力试验前都进行了反压饱和,反压力为400 kPa,孔压系数 $B$ 值都在0.96以上。反压饱和后,对试样进行等向固结,为得到超固结度为4的重塑土样,试样先在较高的有效固结压力(400 kPa)下进行等向固结,然后将有效固结压力减小到100 kPa下进行等向固结,从而得到相应的超固结土样。本文制备重塑土样的所用的黏土取自地下5~11 m,其实际受到的竖直土压力在74~133 kPa,而且文献<sup>[19]</sup>指出该黏土的静止土压力系数( $K_0$ )的值在0.9~1.1之间。因此,基于上述该黏土的实际应力状态,本文在开展的动力室内试验中,选取了有效固结压力为100 kPa, $K_0$ 值为1.0。固结完成后,在不排水条件下进行动力试验。试验过程中,在试样底部有传感器对孔隙水压力进行测量。

## 3 试验结果与分析

### 3.1 动力试验结果

制备的重塑土试样为超固结试样,超固结度等于4,试验施加的动力荷载及动力试验结束时的循环加载次数如表1所示。

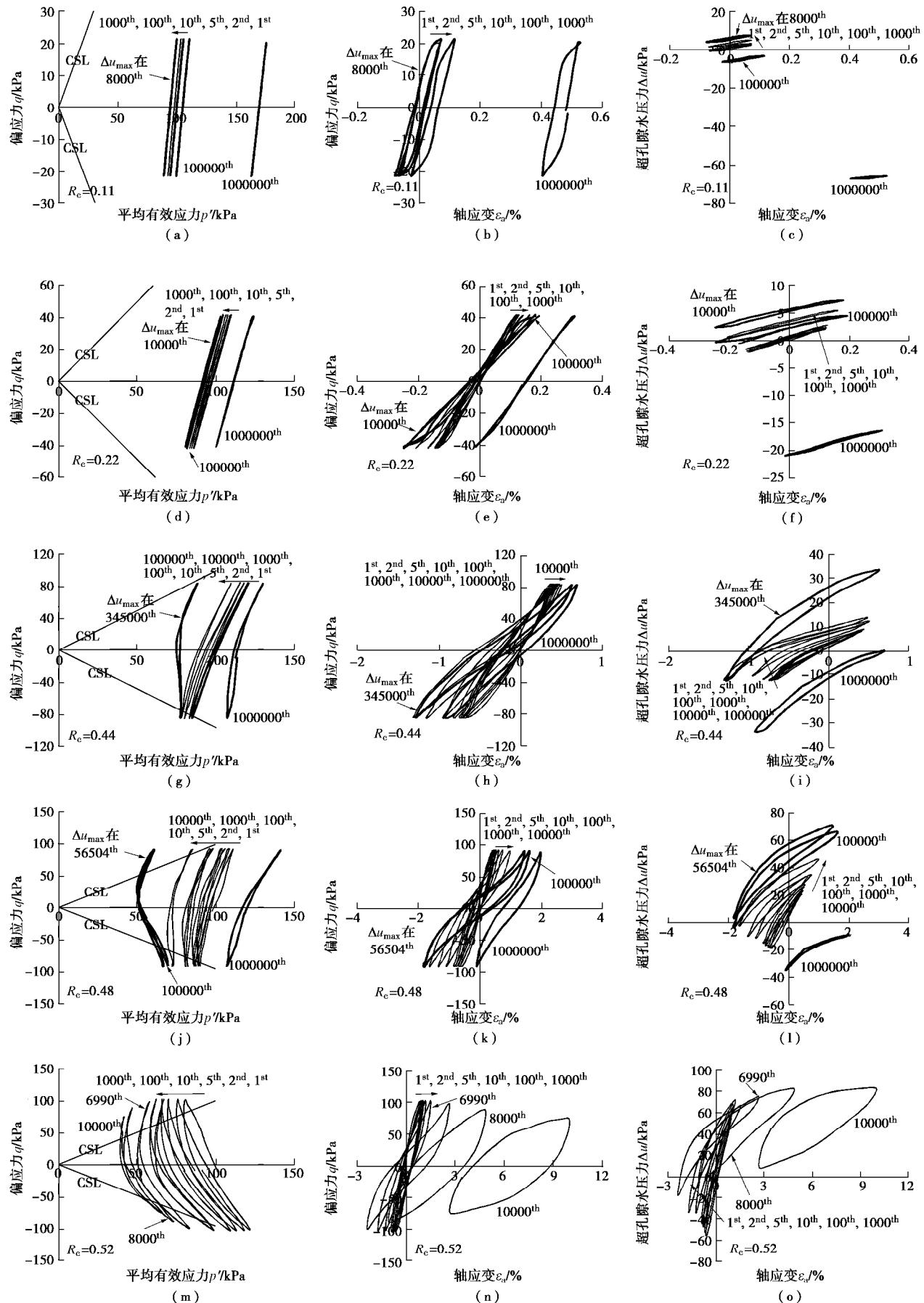


图1 不同循环应力比下超固结比为4的重塑土不排水动力三轴试验结果

Fig. 1 Results of undrained triaxial cyclic tests on specimens with  $OCR=4$  under different cyclic stress ratios from 0.11 to 0.52

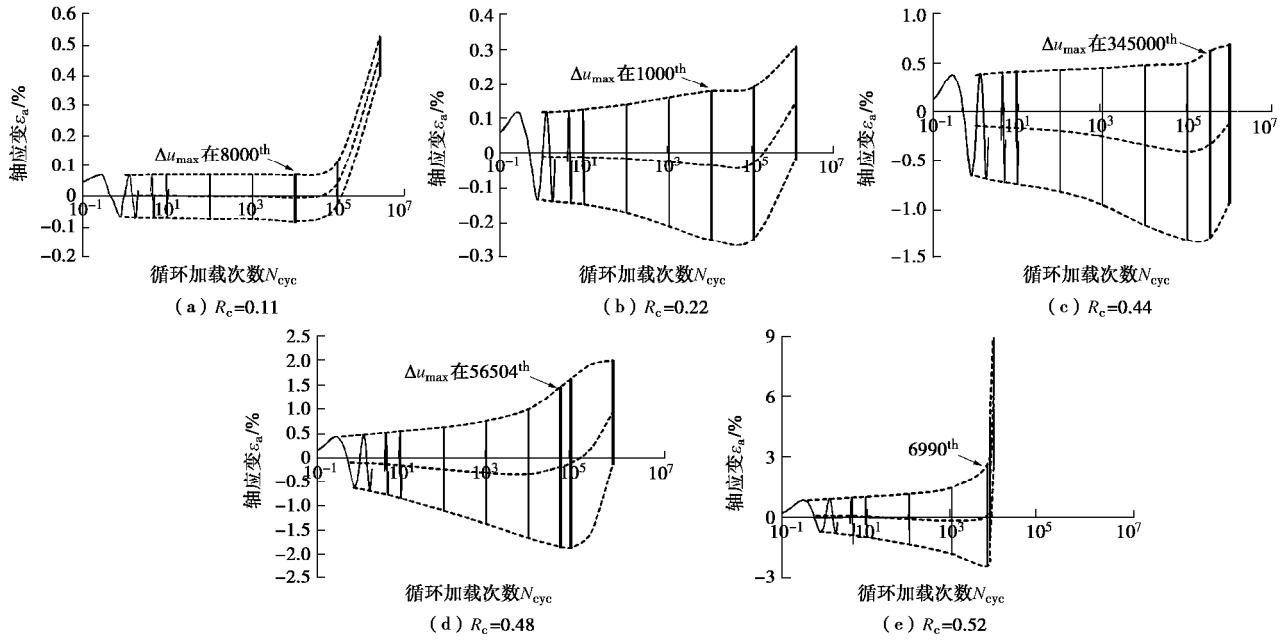


图 2 不同循环应力比下的轴应变与循环加载次数的关系

Fig. 2 Axial strain versus number of cycles under different cyclic stress ratios from 0.11 to 0.52

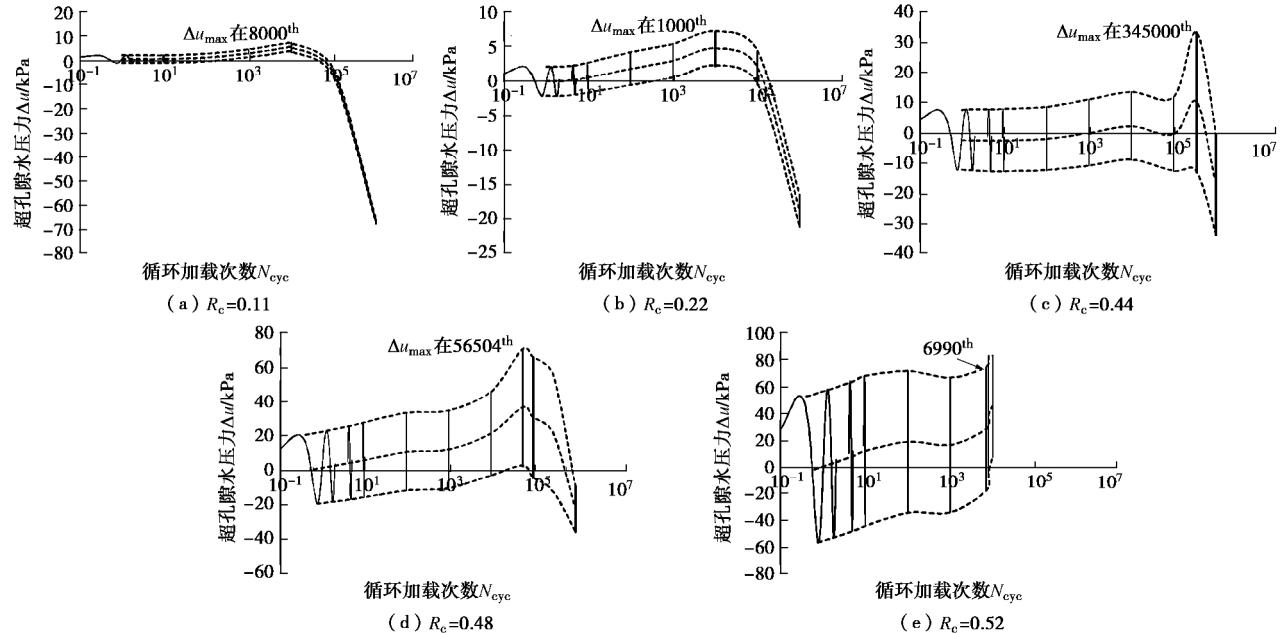


图 3 不同循环应力比下的孔隙水压力与循环加载次数的关系

Fig. 3 Excess pore pressure versus number of cycles under different cyclic stress ratios from 0.11 to 0.52

表 1 中需要说明的是, 除了  $R_c=0.52$  的试验是由试样明显破坏而在循环次数为  $10^4$  次时停止, 其他试验试样在循环次数达到  $10^6$  次以后并没有明显破坏。由于动力荷载的频率是 1 Hz, 因此循环荷载次数就是以秒为单位的加载时间, 每个  $10^6$  次动力试验的时间都在 13 d 左右。

由于超大次数动力循环结果数据量大, 选取了有代表性的循环加载次数对应的动力试验结果, 如图 1 所示。在低循环应力比情况下 (如  $R_c=0.11, 0.22$ ), 动应力路径没有到达压缩或拉伸的临界状态线 (图 1

(a), (d)), 当  $R_c=0.48, 0.52$  时, 应力路径在压缩和拉伸状态下均到达临界状态线 (图 1 (j), (m))。

虽然在  $R_c=0.48$  的试验中, 当循环次数超过  $10^6$  次后, 没有观察到试样有结构上的破坏。但工程设计中, 循环加载下土体的应变有个破坏标准, 当应变达到这个标准时, 就认为土体破坏了。

动力试验研究中, 对不同的土, 判断试样的破坏的应变标准不尽相同, 应变幅值从为 2.5% 到 20%, 如文献 [15] 中针对 Ariake 黏土建议峰-峰双幅轴应变达到 5% 时, 试样发生破坏; 文献 [15] 中针对 Itsukaichi 黏土建议

峰-峰双幅轴应变达到 10% 或者累积应变峰值达到 10% 时, 试样就破坏; 文献[10]中针对 Drammen 黏土建议累积剪应变达到 15% 或者动剪应变达到 15% 时, 试样发生破坏。

表 1 重塑土样不排水动三轴压缩试验汇总

Table 1 List of undrained triaxial cyclic tests on reconstituted specimens of Merville clay

试验编号	动偏应力 $q_{cyc}/kPa$	循环应力比 $R_c$	循环加载次数 $N_{cyc}$
CYC1	21.4	0.11	1026575
CYC2	41.7	0.22	1060200
CYC3	84.7	0.44	1051480
CYC4	92.8	0.48	1050520
CYC5	101.0	0.52	10000

本文以  $R_c=0.48$  试验过程峰-峰双幅轴应变达到的最大值 (3.5%) 作为应变破坏标准。从图 2 可以观察到, 试样在循环次数达到  $10^5$  次左右时发生破坏。在  $R_c=0.52$  的试验中, 虽然循环次数达到  $10^4$  次, 但从图 1 (m) 中可以观察到在循环次数在 6990 次左右时, 动偏应力的幅值就不能保持在 101.0 kPa 了。随着循环次数的增加, 动偏应力一直在减小, 试样已经破坏了。

按照应变破坏标准,  $R_c=0.52$  的试验中在循环次数到 1200 次左右时试样发生破坏。当  $R_c=0.44$  时, 在孔压最大时, 应力路径只是刚达到拉伸临界状态线 (图 1 (g)), 试样的双幅应变没有达到应变破坏标准, 认为试样在动力加载过程中没有破坏。

试验结果表明, 在相同的固结条件和围压作用下, 存在一个循环应力比门槛值, 并定义为试样强度不会明显降低而发生破坏的最大循环应力比。根据试验结果可得本文 Merville 黏土的循环应力比门槛值在 0.44~0.48 之间。

对图 1 中循环应力比从 0.11~0.52 的重塑土试样的轴应变和孔隙水压力与循环加载次数的关系分别进行整理, 如图 2, 3 所示。并基于此, 在 3.2 节、3.3 节部分做深入分析。

### 3.2 应变分析

从图 2 可以观察到, 循环应力比越大, 轴应变的变化 (压缩或拉伸) 越明显。黏土的拉伸临界状态线的斜率要小于压缩状态的, 在施加对称循环荷载的情况下, 土样更容易拉伸破坏, 如超固结度为四的 Drammen 黏土<sup>[10]</sup>。本文在开始加载时, 试样轴向应变的拉、压应变幅值都随着循环次数的增大而增大, 拉应变增大的速度要大于压应变, 但到随着循环次数的继续增加后, 拉应变幅值开始减小, 压应变则继续增大。即使是大循环应力比 ( $R_c=0.48, 0.52$ ) 的试样, 最终也是压缩破坏。

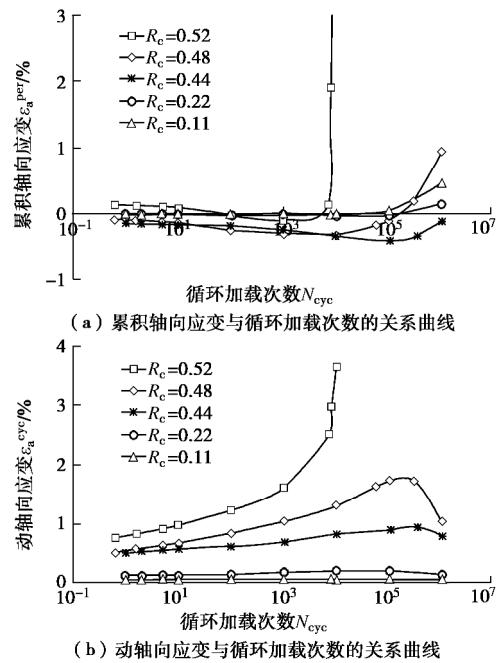


图 4 动力试验结果

Fig. 4 Results of undrained triaxial cyclic tests

整理图 2 的试验结果, 可以得到累积轴向应变 ( $\epsilon_a^{\text{per}} = (\epsilon_a^{\text{max}} + \epsilon_a^{\text{min}}) / 2$ ) 和动轴向应变 ( $\epsilon_a^{\text{cyc}} = (\epsilon_a^{\text{max}} - \epsilon_a^{\text{min}}) / 2$ ) 与循环加载次数的关系, 如图 4 所示。其中,  $\epsilon_a^{\text{max}}$  代表每一次加载循环中轴应变的最大值,  $\epsilon_a^{\text{min}}$  为每一次加载循环中轴应变的最小值。

由图 2, 4 可知, 相同循环次数下, 循环应力比越大, 动轴向应变越大。在试验结束时, 大多数的累积应变是正的 (除了  $R_c=0.44$  的试样)。本文在循环次数较小 ( $10^4$  次以内) 的情况下, 黏土在对称循环加载下, 累积应变比动应变要小很多, 随着循环次数的增加, 动应变越来越小。在循环应力比较小 ( $R_c=0.11, 0.22$ ) 时, 随着循环次数的增大, 累积应变却由拉伸状态发展到压缩, 而且越来越大。

### 3.3 孔隙水压力分析

图 3 为循环应力比从 0.11~0.52 的 Merville 黏土重塑样的孔隙水压力与循环加载次数的关系图。从图中可以观察到, 循环应力比越大, 孔隙水压力的幅值越大。整理图 3 的结果, 可以得到累积孔隙水压力 ( $\Delta u^{\text{per}} = (\Delta u^{\text{max}} + \Delta u^{\text{min}}) / 2$ ) 和动孔隙水压力 ( $\Delta u^{\text{cyc}} = (\Delta u^{\text{max}} - \Delta u^{\text{min}}) / 2$ ) 与循环加载次数的关系, 如图 5 所示。其中,  $\Delta u^{\text{max}}$  代表每一次加载循环中孔隙水压力的最大值,  $\Delta u^{\text{min}}$  为每一次加载循环中孔隙水压力的最小值。

在循环次数较小时, 所有的孔隙水压力都是一开始增加, 如同黏土的传统动力试验结果<sup>[1-8]</sup>。但在超大循环次数后, 孔隙水压力都不同程度的减少了, 这与黏土的一般动力试验中孔压的变化有很大的不同。在认真检查仪器与试样后, 排除了出现试样没有充分饱

和、仪器漏水以及传感器故障等问题的可能。

超大循环次数下试样累积轴向应变由拉伸向压缩状态变化(除  $R_c=0.44$  外),且越来越大;孔压越来越小,且由正孔压降到负孔压;这些现象与黏土蠕变试验结果<sup>[22]</sup>比较一致。可以认为虽然没有受到恒定的静荷载,但由于循环加载时间比较长,在两周左右,上述现象是由超固结土在剪胀条件下的时间效应引起的。

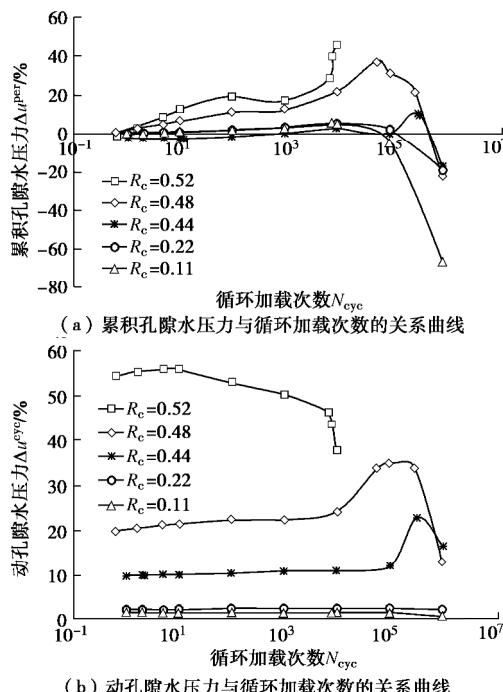


图 5 动力试验结果

Fig. 5 Results of undrained triaxial cyclic tests

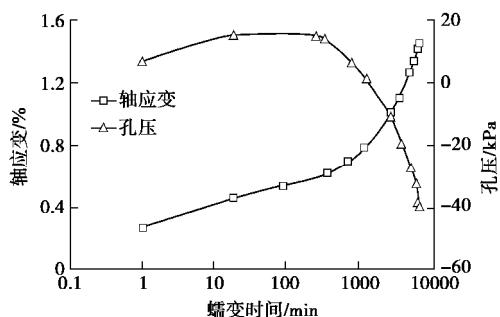


图 6 Merville 重塑土三轴不排水蠕变试验结果: 轴应变和孔压随时间变化的曲线

Fig. 6 Undrained triaxial creep tests on reconstituted specimen: evolutions of axial strain and excess pore pressure with creep time

为验证上述想法,做了一个蠕变试验。重塑试样的制备,饱和,固结过程以及试验所用的仪器都和动力试验一样。在固结完成后,重塑土试样上施加 50 kPa 的偏应力,持续时间为 1 min,保持这个应力,得到轴应变与孔隙水压力随蠕变时间的变化如图 6 所示。整个蠕变过程中轴应变一直在增加,孔压在初始变化比较平稳,随着蠕变时间的增加,孔压一直在减小,

由初始的正孔压一直降到负孔压。

因此有理由相信,对循环应力比小( $R_c=0.11, 0.22, 0.44$ )的试验,在动力加载初期,动力荷载的作用起主要作用,轴应变与孔压的变化也符合一般黏土动力试验的结果。随着循环加载次数的增加,即加载时间的增加,虽然是对称循环加载,但加载过程中荷载表现的既有动荷载部分,且一直在减小,表现在轴应变与孔压的峰-幅值一直在减小,即动荷载表现的越来越不明显;也有静压力部分,在动力加载过程中产生蠕变效应。因此,在循环加载后期,轴向累积应变一直在增加,且是由拉伸状态向压缩状态变化(除比较大循环应力比  $R_c=0.44$  以外),而孔压一直下降,且由正孔压降到负的。这些都与不排水三轴蠕变试验结果(图(6))一致。

## 4 结 论

本文为了研究超大次循环荷载下超固结黏土的不排水动力特性,制备了超固结度为四的重塑土试样。根据不排水三轴动力试验的结果,得到如下结论:

(1) 在对称循环荷载作用下,按照土体的应变破坏标准, Merville 黏土的超固结重塑土存在一个循环应力比门槛值,在 0.44, 0.48 之间。小于门槛值的试验在循环加载次数超过  $10^6$  次后仍没有破坏。

(2) 在循环加载次数比较小( $10^4$  次以内)的阶段,试样的轴应变及孔压的变化与以往黏土动力试验结果一致。而随着循环加载次数的增加,动轴向应变减小,但累积轴向应变增加;孔压由平稳增长变化到持续减小,且由正孔压降低到负孔压。

(3) 由于动力加载持续时间较长,超高循环次数动力试验过程中的轴应变和孔压的变化与蠕变试验结果比较一致。在循环加载后期,试验过程中有蠕变效应产生。因此,超大循环次数下,本文的试验结果对在实际工程中黏土长期循环荷载作用下动力特性研究具有一定的参考价值。

文中虽然采用具有超固结度为 4 的土样开展了室内动力试验,但没有进行超固结度对黏土动力特性影响的研究,后续研究工作中将开展不同超固结度下黏土的动力试验。

## 参考文献:

- [1] 陈颖平, 黄博, 陈云敏. 循环荷载作用下结构性软黏土的变形和强度特性[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(9): 1065 - 1071. (CHEN Ying-ping, HUANG Bo, CHEN Yun-min. Deformation and strength of structural soft clay under cyclic loading[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering,

2005, **27**(9): 1065 – 1071. (in Chinese))

[2] 蔡袁强, 王 军, 海 钧. 双向激振循环荷载作用下饱和软黏土强度和变形特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, **27**(3): 495 – 504. (CAI Yuan-qiang, WANG Jun, HAI Jun. Study on strength and deformation behaviors of soft clay under bidirectional exciting cyclic loading[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, **27**(3): 495 – 504. (in Chinese))

[3] YIN Z Y, CHANG C S, HICHER P Y. Micromechanical modelling for effect of inherent anisotropy on cyclic behaviour of sand[J]. International Journal of Solids and Structures, 2010, **47**(14/15): 1933 – 1951.

[4] 黄茂松, 姚兆明. 循环荷载下饱和软黏土的累积变形显式模型[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(3): 325 – 331. (HUANG Mao-song, YAO Zhao-min. Explicit model for cumulative strain of saturated clay subjected to cyclic loading[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(3): 325 – 331. (in Chinese))

[5] YIN Z Y, XU Q, CHANG C S. Modeling cyclic behavior of clay by micromechanical approach[J]. ASCE Journal of Engineering Mechanics, 2013, **139**(9): 1305 – 1309.

[6] JIN Y F, YIN Z Y, ZHANG D M, et al. Unified modelling of monotonic and cyclic behaviours for sand and clay[J]. Acta Mechanica Solida Sinica, 2015, **28**(2): 111 – 132.

[7] 王立忠, 但汉波, 李玲玲.  $K_0$ 固结软土的循环剪切特性及其流变模拟[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(12): 1946 – 1955. (WANG Li-zhong, DAN Han-bo, LI Ling-ling. Cyclic shearing behavior of  $K_0$ -consolidated clay and its rheological simulation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(12): 1946 – 1955. (in Chinese))

[8] 郑 刚, 霍海峰, 雷华阳. 循环荷载后原状与重塑饱和粉质黏土不排水强度性状研究[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(3): 400 – 408. (ZHENG Gang, HUO Hai-feng, LEI Hua-yang. Undrained strength characteristics of saturated undisturbed and remolded silty clay after cyclic loading[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(3): 400 – 408. (in Chinese))

[9] 路德春, 姚仰平, 张在明, 等. 循环加载条件下土的应力路径本构模型[J]. 水利学报, 2008, **39**(8): 907 – 916. (LU De-chun, YAO Yang-ping, ZHANG Zai-ming. Constitutive model for soils under the condition of cyclic loading[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2008, **39**(8): 907 – 916. (in Chinese))

[10] ANDERSEN K H. Cyclic clay data for foundation design of structures subjected to wave loading[C]// Proceedings of the International Conference on “Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena”. Bochum, 2004: 371 – 387.

[11] YIN Z Y, CHANG C S, KARSTUNEN M, et al. An anisotropic elastic viscoplastic model for soft soils[J]. International Journal of Solids and Structures, 2010, **47**(5): 665 – 677.

[12] YIN Z Y, YIN J H, HUANG H W. Rate-dependent and long-term yield stress and strength of soft Wenzhou marine clay: experiments and modeling[J]. Marine Georesources & Geotechnology, DOI:10.1080/1064119X.2013.797060. 2014.

[13] YAO Y P, HOU W, ZHOU A N. UH model: three-dimensional unified hardening model for overconsolidated clays[J]. Géotechnique, 2009, **59**(5): 451 – 469.

[14] HICHER P Y. Contribution à l'étude de la fatigue des argiles[D]. Paris: Ecole Centrale de Paris, 1979.

[15] HYODO M, YAMAMOTO Y, SUGIYAMA M. Undrained cyclic shear behaviour of normally consolidated clay subjected to initial static shear stress[J]. Soils and Foundations, 1994, **34**(4): 1 – 11.

[16] YASUHARA K, HIRAO K, HYDE A F L. Effects of cyclic loading on undrained strength and compressibility of clay[J]. Soils and Foundations, 1992, **32**(1): 100 – 116.

[17] BROWN S F, LASHINE A K F, HYDE A F L. Repeated load triaxial testing of a silty clay[J]. Géotechnique, 1975, **25**(1): 95 – 114.

[18] LASHINE A K F. Deformation characteristics of a silty clay under repeated loading[C]// Proceeding of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, 1973: 237 – 244.

[19] JOSSEAUME H. Engineering properties of the Flanders clay at Dunkerque and Calais[J]. Revue Française de Géotechnique, 1998, **84**: 3 – 26.

[20] BURLAND J B. On the compressibility and shear strength of natural soils[J]. Géotechnique, 1990, **40**(3): 329 – 378.

[21] HAN J. Experimental study on the mechanical behavior of a stiff clay subjected to monotonic and cyclic loading[D]. Nantes: Ecole Centrale de Nantes, 2014.

[22] 尹振宇, 朱启银, 朱俊高, 等. 软黏土蠕变特性试验研究: 回顾与发展[J]. 岩土力学, 2013, **34**(增刊 2): 1 – 17. (YIN Zhen-yu, ZHU Qi-yin, ZHU Jun-gao. Experimental investigation on creep behavior of soft clays: Review and development[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(S2): 1 – 17. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201712011

# 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

杨 平<sup>1</sup>, 陈 瑾<sup>1</sup>, 张尚贵<sup>2</sup>, 万朝栋<sup>2</sup>

(1. 南京林业大学土木工程学院, 江苏 南京 210037; 2. 中铁十八局集团有限公司, 天津 300222)

**摘要:** 研究软弱地层联络通道冻结法施工的冻结温度场、解冻温度场、冻胀融沉发展规律, 是解决其冻胀及工后融沉预测与控制的前提。以软土隧道联络通道冻结法工程为背景, 对冻结温度场、解冻温度场、地表变形、深层土体冻胀融沉及温度变化规律等进行了全程实测, 对冻结壁的形成及解冻全过程进行了分析。结果表明: 冻结过程温度变化规律可分为温度快速下降、降温减慢、降温速度加快、土体温度稳定、维护冻结等5个阶段。解冻期间, 土体温度经历快速回升、0℃附近稳定、温度持续回升3个阶段。冻结圆柱交圈是产生迅速冻胀的临界时间点, 冻胀主要发生在冻结18~45 d; 联络通道解冻15 d, 部分土体温度达到0℃附近, 冻土进入相变阶段, 因此应在15 d后开始融沉跟踪注浆; 入土深度越大土体相变阶段持续时间越长, 粉土融沉主要发生在解冻前2个月, 其完全解冻需要100 d左右, 此为跟踪注浆至少应持续时间。深部土体温度、冻胀融沉位移均随深度增大呈线性递增。实测拱顶冻结壁处最大冻胀及融沉位移分别是对应地表冻胀、融沉量的3.6倍、4.9倍。地表冻胀融沉槽为联络通道中线两侧符合拟正态分布规律, 其影响范围约为隧道底部埋深的1.2倍。

**关键词:** 联络通道; 冻结法; 冻结温度场; 解冻温度场; 深层土体冻胀融沉; 全程实测

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)12-2226-09

作者简介: 杨 平(1964-), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事岩土与地下工程的教学与研究。E-mail: [yangping@njfu.edu.cn](mailto:yangping@njfu.edu.cn)。

## Whole range monitoring for temperature and displacement fields of cross passage in soft soils by AGF

YANG Ping<sup>1</sup>, CHEN Jin<sup>1</sup>, ZHANG Shang-gui<sup>2</sup>, WAN Chao-dong<sup>2</sup>

(1. School of Civil Engineering, Nanjing Forestry University, Nanjing 210037, China; 2. China Railway 18th Bureau Group Co., Ltd., Tianjin 300222, China)

**Abstract:** Studying the temperature fields of freeze-thaw and development laws of frost heave and thaw settlement in the construction of cross passage in soft soils by artificial ground freezing method (AGF) is the premise to solve the problem of frost heave and thaw settlement. Taking the construction of cross passage in soft soils by AFG as the engineering background, the variation rules of freeze-thaw temperature, ground surface deformation, frost heave and thaw settlement of the deep soils are monitored during the whole range, then the variations of temperature and deformation of the frozen wall are analyzed. The results show that the process of freezing can be divided into five stages by temperature: rapid drop of temperature, slow drop of temperature, accelerated drop of temperature, temperature stability and freezing maintenance. But during the thawing period, the variation of soil temperature can be divided into three stages: rapid rise of temperature, temperature stability around 0℃ and sustainable rising. The frozen cylinder closed is the critical time to produce rapid frost heave, and frost heave mainly occurs during 18 to 45 days after the start of freezing. After thawing for 15 days, the temperature of soils partly reaches that close to 0℃, then comes into the phase transformation stage. Therefore, in order to control the thaw settlement, tracing compensation grouting should be taken after 15 days from the starting of thawing. The soil phase transition process lasts longer as the soil is deeper. The thawing settlement of silt mainly occurs in the first two months since thawing, and it completely thaws for about 100 days. This is also the minimum time that should be continued for tracking compensation grouting. The temperature and displacement of frost heave and thaw settlement in deep soils increase linearly with the increasing depth. The maximum

基金项目: 国家自然科学基金项目(51478226); 中铁18局科研项目  
收稿日期: 2016-09-28



displacement of frost heave and thaw settlement at the dome of frozen wall are respectively 3.6 times and 4.9 times those of ground surface. The frost heave and thaw settlement slots of the ground surface are vertical to the center line of the cross passage, and both sides are in line with the normal distribution. The influence range is about 1.2 times the depth of the bottom of the tunnel.

**Key words:** cross passage; freezing method; freezing temperature field; thawing temperature field; frost heave and thaw settlement of deep soil; whole range monitoring

## 0 引言

冻结法因其具有止水性、较高冻土强度和对复杂地层适应性等特点, 已成为地铁联络通道的主要施工方法, 但软弱地层中冻胀及工后融沉预测与控制问题仍未得到很好解决, 时有发生营运期间融沉过大而影响正常运营事件。

不少学者对冻结法施工联络通道进行了研究, 在冻结温度场、位移场实测研究方面, 胡向东等<sup>[1]</sup>通过对不同位置, 不同深度的实测分析, 探究了管片散热对冻结壁的影响; 岳丰田<sup>[2]</sup>对江底联络通道冻结工程冻结期间的盐水温度、冻土温度、冻胀压力、隧道变形进行了实测。覃伟等<sup>[3]</sup>对南京某超长联络通道冻结效果进行分析, 提出超长联络通道宜采用两条隧道分别安放冻结站进行冻结施工。

有关冻胀融沉的试验研究, 目前主要涉及土层冻胀融沉特性研究较多, 严晗等<sup>[4]</sup>通过室内试验, 控制不同初始含水率、荷载条件、干密度、冻融次数, 研究了粉砂经反复冻胀、融沉后的物理力学特性及温度变化规律; 王效宾等<sup>[5]</sup>、张海银等<sup>[6]</sup>通过试验, 分别研究了不同土质在不同冻结温度下融沉特性, 分析了含水率、干密度对冻土融沉的影响; Klas Hansson 等<sup>[7]</sup>通过室内模型试验研究了不同参数对冻土冻胀的影响。Muto Y 等<sup>[8]</sup>保持温度恒定, 通过观察冻结锋面微观结构研究土体的冻胀。而有关冻结温度场试验研究主要以模型试验方法为主, 吴海燕等<sup>[9]</sup>对固定冻融界

面、变化冻融界面两种情况下冻融界面处温度场进行了分析; 程桦等<sup>[10]</sup>以广州地铁3号线为背景, 利用模型试验的方法研究了冻结法施工联络通道温度场、湿度场及力学场; 胡向东等<sup>[11]</sup>通过物理模型试验探究了管幕钢管内部布置“圆形主力冻结管”、“异形加强冻结管”和“升温盐水限位管”3种特殊管路冻结方案的可行性。

另外, 不少学者使用 FLAC、ANSYS、ADINA 等有限元软件对联络通道冻结法施工及开挖期间土体的温度场、位移场以及应力场进行了较多分析研究<sup>[12-15]</sup>。

综上, 尽管前人做了不少研究, 有关冻结温度场及冻胀融沉变形研究无论是实测、模型试验, 还是数值模拟研究均取得了不少成果, 但从冻结到完全解冻全过程的温度及位移变化规律, 特别是深层土层冻胀融沉与温度发展的实测全过程变化规律尚缺乏研究。而研究软弱地层联络通道冻结法施工冻结温度场, 特别是解冻温度场与深部土体冻胀融沉实际发展规律, 是优化工后融沉注浆, 解决其工后融沉预测与控制的前提, 为此以苏州市轨道交通2号延伸线月亮湾站—松涛街站区间联络通道为工程背景开展了冻结全过程土体温度、深层土体冻胀融沉位移、地表变形的实测与研究, 旨在通过实测研究取得丰富可信数据, 为优化注浆工艺, 解决工后融沉预测与控制问题提供有力依据。

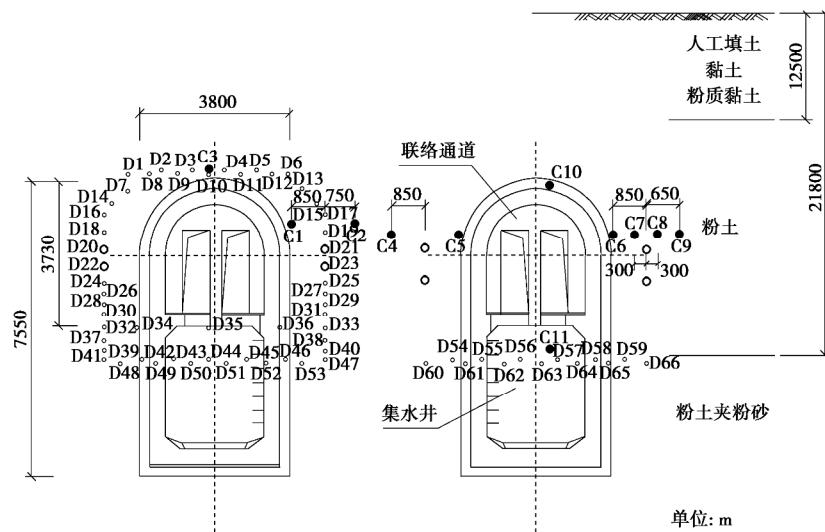


图1 冻结孔、测温孔布置图

Fig. 1 Layout of measuring points in soils for freezing and temperature holes

## 1 工程概况

苏州轨道交通 2 号延伸线月亮湾站—松涛街站区间联络通道及泵房, 通道中心线间距 13.00 m, 隧道中心高程左(右)行线-16.541 m (-16.543 m), 地面标高+3.09 m, 隧道底部埋深 24.8 m。隧道直径 6200 mm, 管片厚度 350 mm。水平通道为直墙圆弧拱结构, 通道开挖轮廓高 5.25 m, 宽 3.8 m, 通道影响范围内土层主要为③1 黏土、③2 粉质黏土、④1 粉质黏土、④2 粉土、⑤2 粉土夹粉砂。

## 2 冻结加固方案及冻结参数

### 2.1 冻结加固方案

根据联络通道特点及所处地层特性, 采用“隧道内水平冻结加固土体、矿山法开挖构筑”的施工方案。依据以往工程经验及规范要求, 为保证冻结壁厚度达到设计要求 1.8 m, 冻结孔按上仰、水平、下俯 3 种角度布置, 拱顶及喇叭口处冻结效果较差区域采用双排孔布置方式, 共布置冻结孔 66 个(左线 53 个, 右线 13 个), 其中左线 4 个为对穿冻结孔, 孔号为 D21~D23)。地层条件及冻结孔布置如图 1 所示。

### 2.2 冻结参数

积极冻结期设计温度-28℃以下, 维护冻结期温度为-25℃~-28℃。积极冻结时间 45 d, 维护冻结 25 d。冻结帷幕设计参数如下: 冻土帷幕平均温度-10℃; 设计取苏州地区-10℃粉土弹性模量和泊松比分别为 200 MPa 和 0.3, 抗压强度 4.4 MPa, 抗剪强度指标黏聚力 1.54 MPa, 内摩擦角 6.04°<sup>[16]</sup>; 设计取水平通道外围冻土帷幕有效厚度 1.8 m, 并利用有限元软件 ANSYS 核算冻结帷幕承载力后得出: 设计采用冻结帷幕厚度 1.8 m, 平均温度-10℃能够满足施工要求。

## 3 实测内容与测点布置

### 3.1 测温孔布置

为掌握冻结温度场和解冻温度场发展规律, 在上、下行隧道联络通道洞口两侧布置 11 个测温孔, 其中冻结站一侧布 3 个测温孔 C1、C2、C3, 冻结站对侧布置 8 个测温孔 C4~C11。集水井内测点 C11 位于粉土夹粉砂土层中, 其余测点均处于粉土层, 为研究冻结壁完整断面上的温度分布规律, 在 C6、C9 之间补充设置测点 C7、C8, 测温孔位置如图 1。因管片与土交界面是冻结薄弱处, 各测孔第一个测点均设置在管片与土交界面附近, 其余各点沿孔深均匀分布于孔中。具体为, C10 孔深(含管片厚度部分)3.5 m, 分别在入土 0.1, 1.65, 3.15 m 深度处布设 3 个测温点; C11 孔深 4.5 m, 分别在入土 0.1, 1.65, 3.05, 4.05 m 深

度处布设 4 个测温点; C6~C9 孔深 3 m, 分别在入土 0.15, 0.98, 1.82, 2.65 m 深度处布置 4 个测点; 其余测温孔孔深均为 2 m, 分别在入土 0.1, 0.85, 1.65 m 深度处布置 3 个测温点。各孔内测温点编号由管片处到土体内部依次为 Ci-1, Ci-2, ……(i=1~11), 见图 2。

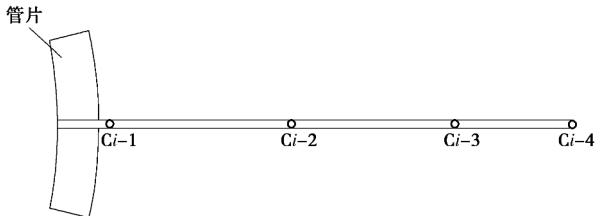


图 2 测孔内测温点布置示意图

Fig. 2 Layout of measuring points in temperature monitoring

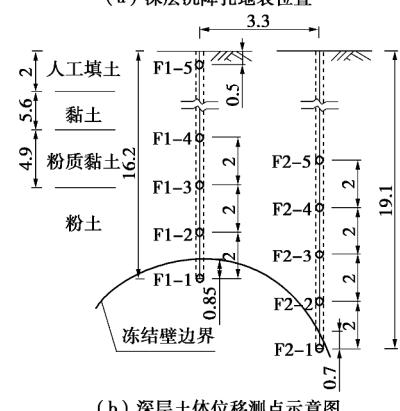
### 3.2 深层土体温度、位移测点布置

联络通道顶部覆土厚 17.2 m, 设计冻结壁厚 1.8 m。为了实测不同深度处深层土体温度与冻胀融沉变化规律, 在联络通道轴线处和轴线外侧 3.3 m 地表分设 2 个分层沉降孔 F1, F2, 图 3 (a)。为使沉降孔与最近冻结管保持安全距离, 并能使沉降孔底部尽量深入冻结壁, F1 孔从联络通道拱顶距冻结管 0.1 m(深入冻结壁 0.85 m) 处至地表 16.2 m 深度范围内设置 5 个测点, 分别为 F1-1~F1-5; F2 孔从联络通道拱顶与直墙连接处(深入冻结壁 0.7 m)至其以上的 8 m 深度范围内设置 5 个测点, 分别为 F2-1~F2-5。具体分层沉降孔孔位及测点如图 3 (b) 所示。

为研究冻结和解冻过程中冻结壁外侧土体温度场变化规律, 在每个深层土体垂直位移孔内的设计冻结壁内侧、冻结壁界面及冻结壁外侧设置测温点, 对冻结壁内、外深层土体温度进行监测。F1 测孔布置 3 个测温点, J1-1~J1-3, F2 测孔内布置 4 个测点, J2-1~J2-4, 测点布置如图 3 (c) 所示。



(a) 深层沉降孔地表位置



(b) 深层土体位移测点示意图

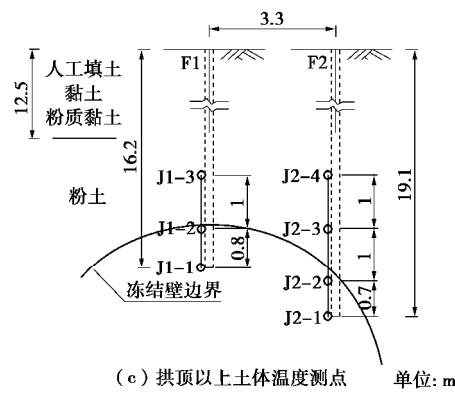


图3 深层位移及温度测点布置图

Fig. 3 Layout of displacement and temperature monitoring holes in deep soils

### 3.3 地表沉降点布置

为掌握联络通道施工全过程中冻结区域影响范围内地表变形,在靠近冻结区域联络通道中线两侧布置地表沉降点,联络通道顶部埋深17.2 m,底部埋深22.5 m。参看盾构推进地表沉降范围研究成果<sup>[16]</sup>,将联络通道底部向上按45°角延伸至地面确定实测布点范围,在联络通道中线及向隧道轴线方向各24 m范围内布置地表沉降点,测点布置如图4所示。

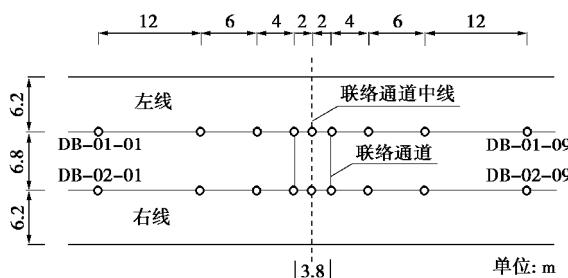


图4 联络通道地表沉降监测点布置

Fig. 4 Layout of ground surface settlement monitoring points of connected aisle

## 4 冻结温度场实测分析

### 4.1 盐水温度实测分析

工程于2015年2月4日开机冻结,去回路盐水管测温点监测结果如图5所示。

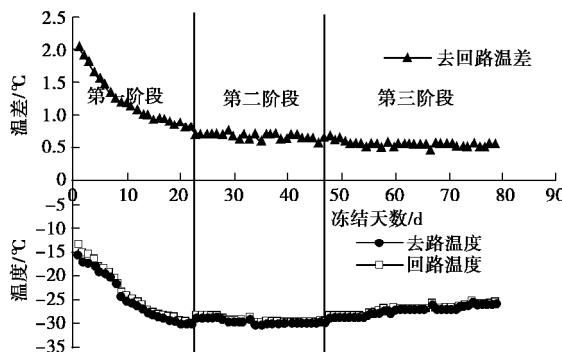


图5 盐水去回路温度及去回路温差曲线

Fig. 5 Curves of temperatures of salty water in freezing pipe and temperature difference between feeding and returning brines

数据表明:盐水去回路温度变化大致可分为3个阶段:第一阶段,盐水温度快速下降阶段,平均降温速率为0.71°C/d,去回路温度相差较大,冻结开始时温差达到2.1°C,随时间推移,以后去回路温差逐渐缩小,此阶段持续22 d左右;第二阶段,冻结22 d后,冷冻机温度持续保持在-28°C~29°C左右,此时,去回路温差基本稳定在0.8°C以下,说明土体温度降低幅度减小,冻结壁形成效果较好,此阶段持续约23 d;第三阶段为维护冻结期,联络通道开挖后,维护冻结期间盐水温度保持在-26°C~-27°C左右,去回路温差仍然保持在0.8°C以内。

### 4.2 土体温度实测分析

在联络通道冻结、开挖施工及解冻过程中,为了获得同一界面上冻结壁温度发展及分布规律,以处于冻结壁同一界面上C6~C9测孔为例,测点温度随时间变化如图6~9所示,图中测点编号由管片处到土体内部依次为C1-1~C1-4。

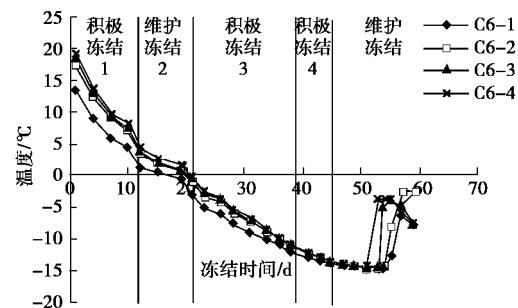


图6 C6测温孔测点温度与时间的关系

Fig. 6 Correlation between the temperature in temperature hole C6 and time

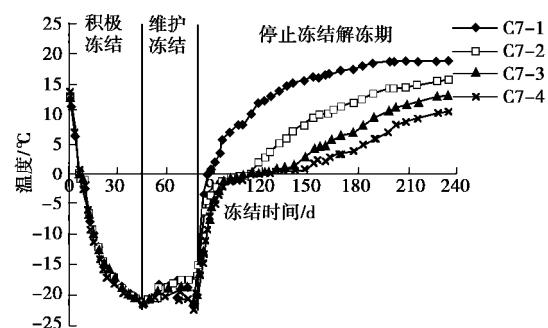


图7 C7测温孔测点温度与时间的关系

Fig. 7 Correlation between temperature in temperature hole C7 and time

#### (1) 冻结阶段

冻结期间,各测点温度变化趋势大致相同,按温度变化规律可将冻结期间测温孔的温度变化分为5个阶段(图6)。由图可知,积极冻结阶段1,由于地层温度高,盐水与地层温差大,测温孔温度变化较快,并随温度降低,温差逐渐缩小,降温速率也逐渐减小,

该阶段持续 12 d 左右, 平均降温速率为  $1.16^{\circ}\text{C}/\text{d}$ ; 积极冻结阶段 2, 测温孔温度接近  $0^{\circ}\text{C}$ , 由于水潜热影响, 导致土体温度降低变缓, 该阶段持续约 8 d, 平均降温速率为  $0.39^{\circ}\text{C}/\text{d}$ , 冻结管周围冻结圆柱逐渐交圈形成冻结壁, 在此阶段, 冻结壁以较快速度发展, 冻结壁厚度逐渐增大; 积极冻结阶段 3, 测温孔测点温度低于  $0^{\circ}\text{C}$  后, 水结冰潜热完成, 温度降低速度又开始加快, 土体温度继续下降, 当冻结壁发展接近设计厚度, 发展速度逐渐减缓, 该阶段持续约 18 d 左右, 平均降温速率为  $0.63^{\circ}\text{C}/\text{d}$ ; 积极冻结阶段 4, 去回路盐水温度差小于  $1^{\circ}\text{C}$ , 热交换达到基本平衡, 土体温度下降趋于平缓, 冻结壁达到设计厚度, 平均降温速率为  $0.26^{\circ}\text{C}/\text{d}$ ; 维护冻结阶段 5, 联络通道开挖, 由于施工影响, 测温孔温度不再是平稳下降, 靠近开挖面一侧冻结壁内测温孔温度受开挖面暴露空气对流的影响, 联络通道从左线开挖, 测温孔 C6~C9 布置在右线隧道中, 分析数据可知, 4 个测孔中最深处测点 (C6-4) 随开挖面暴露, 最先开始出现回升现象, 之后, 埋深较浅的测点温度依次开始回升。

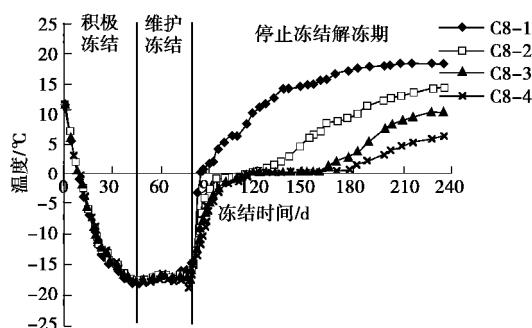


图 8 C8 测温孔测点温度与时间的关系

Fig. 8 Correlation between temperature in temperature hole C8 and time

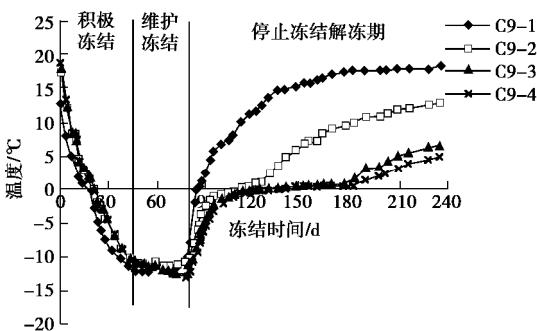


图 9 C9 测温孔测点温度与时间的关系

Fig. 9 Correlation between temperature in temperature hole C9 and time

整体来看, 入土深度小的测点 C1-1 较入土深度大的测点 C1-4 温度变化梯度小, 冻结初期, 入土深度小的测点温度比入土深度大的测点温度低, 而冻结壁形成后, 入土深度小的测点温度比入土深度大的略高,

这是由于管片表面空气对流散热, 影响了靠近管片土体的温度降低, 因此距离管片越近的测点温度变化越缓慢。

C6, C7 测温孔在冻结壁内侧, 距离开挖面较近, 并且, 由于施工误差导致冻结孔偏斜, C6 测孔在开挖 5 d (冻结 50 d) 时深入土体的一端露出冻土壁面, 图 7 明显可见, 冻结 52 d 后, 由于测温孔露出壁面, C6-3, C6-4 测点温度明显上升, 冻结 56 d, 随着开挖面的推进, C6-1, C6-2 测点温度也开始大幅回升, 而 C6-3, C6-4 测点由于逐渐远离开挖面温度变化趋于平缓, 并出现下降趋势。C7 测温孔相比于 C6 测温孔更靠近冻结管, 在联络通道开挖阶段出现了一定的温度回升(图 7), 但幅度比 C6 小。C8, C9 测温孔在冻结管外侧, 距离开挖面较远, 受开挖影响小, 除管片处的测点 (C8-1, C9-1) 温度有回升, 其余各点温度基本未变。

## (2) 冻结壁发展速度及温度分布规律

测温孔 C6, C7, C8, C9 温度到达  $0^{\circ}\text{C}$  的时间分别为 21 d, 7 d, 10 d, 22 d, 由此可以计算出, 冻结壁发展至 C6, C7, C8, C9 测点时, 冻结壁发展速度分别为  $40.47, 42.9, 30.0, 29.5 \text{ mm/d}$ 。可见, 冻结壁向内发展速度比向外快, 究其原因为冻结壁内侧参与热传导的土体范围小于外侧, 且受顶部冻结管低温盐水吸热的影响, 两者叠加效应导致冻结壁向内发展速度更快。C7, C8 测孔与冻结管距离均为 30 cm, 冻结锋面发展到 C7 孔的速度是发展到 C8 孔速度的 1.43 倍, 即冻结壁向内发展速度是向外的 1.43 倍。

分别取积极冻结、维护冻结期间 C6~C9 测温孔 C6-2~C9-2 (入土深度 1.18m) 处温度, 根据冻结管温度推算与 C6~C9 测孔同一平面上冻结孔轴面处温度, 绘制该断面温度分布如图 10 所示。可见以冻结管所在面为中心, 向两侧土体温度逐渐升高。由于 C6 在冻结壁内侧, C6 孔温度比 C9 孔低, 内侧冻结壁厚度明显大于外侧, 进一步证明了冻结壁向内发展速度比向外快。随冻结天数增加, 各点与冻结管轴面处温差逐渐减小。

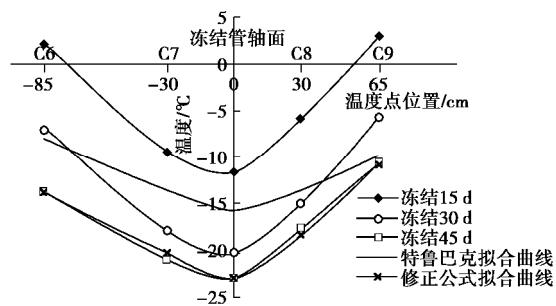


图 10 积极冻结结束时 C6~C9 断面温度分布

Fig. 10 Distributions of temperatures on section of C6~C9 at the end of freezing process

### (3) 解冻阶段

由图7~9解冻阶段可见, 不同入土深度的测点温度变化规律不同, 靠近管片测点(C7-1、C8-1)由于受冻结结束时测温孔封孔水泥水化热和空气热交换效应影响, 解冻初期温度回升较快, 停止冻结4 d, 温度即回升到0℃附近, 并受水的潜热作用也不明显, 土体温度在0℃附近维持2 d便继续以较快速度回升。随测点入土深度的增大, 温度回升速度逐渐减缓, 距离管片较远的测温点Ci-2、Ci-3、Ci-4( $i=7, 8, 9$ ), 其温度变化规律大致可分为3个阶段: ①温度快速上升阶段。由于土体温度与外界温度相差较大, 土体温度快速回升, 该阶段约15 d。②土体相变阶段。土体温度回升至-1℃左右时, 温度变化明显减缓, 当温度达到0℃附近时, 一段时间维持不变。这是由于温度达到0℃附近, 土中冰进入相变阶段, 而相变需要吸收大量热量。从图7~9中曲线可以看出, 不同深度处土体相变持续时间不同, 靠冻结管越近、距离管片越远的点相变阶段持续时间越长, 如C9-2持续时间13 d, 而C8-4持续时间51 d。③继续升温阶段。土体温度升至正温后, 温度变化幅度突然变大, 且随着温度的逐渐升高, 升温速度又逐渐减缓。

### 4.3 拱顶以上冻结壁内外深层土体温度、位移分析

通过地表钻孔对深层土体进行温度及位移实测, 结果如图11~14所示。

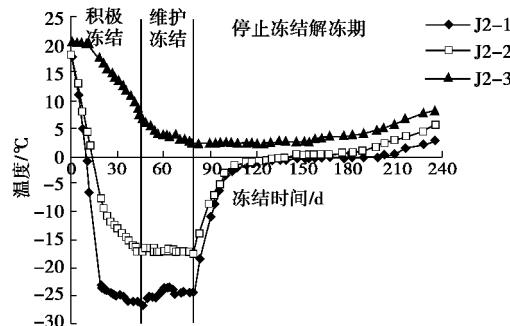


图11 F1沉降孔不同深度处温度变化

Fig. 11 Variation of temperatures in deep soil settlement hole F1 at different depths

从图11~12中可知, 距冻结管越近测点(J1-1)温度变化越快, J1-1进入冻结壁内0.85 m; J1-2在设计冻结壁边缘附近, 温度变化趋势大致与点J1-1相同, 冻结前18 d温度下降较快, 之后温度仍继续降低, 但降低幅度明显减弱, 这与测温孔温度变化趋势相吻合, 结合测温孔数据可以表明, 冻结壁发展较快, 进入维护冻结期该点温度达到-16.9℃, 说明实际冻结壁厚度已远远超过设计厚度1.8 m; J1-3测点位于设计冻结壁以外0.95 m, 由于距离冻结区域较远, 从冻结初期开始, 该点温度持续以较小的幅度下降, 进入维护冻

结期降温更慢, 开挖时该点温度为2.4℃。

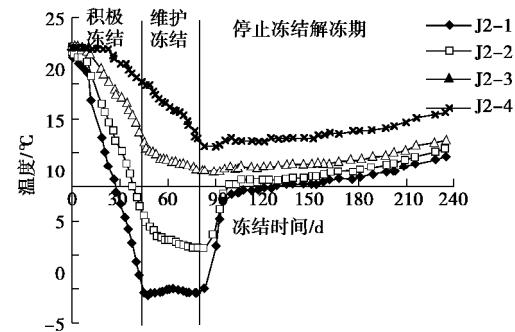


图12 F2沉降孔不同深度处温度变化

Fig. 12 Variation of temperatures deep soil settlement hole F2 at different depths

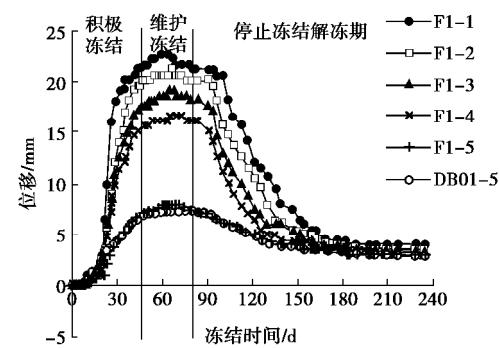


图13 F1分层沉降孔冻胀融沉位移变化

Fig. 13 Variation of displacement in deep soil settlement hole F1 at different depths

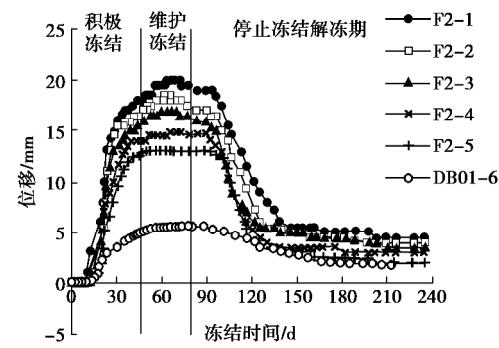


图14 F2分层沉降孔冻胀融沉位移变化

Fig. 14 Variation of displacement in deep soil settlement hole F2 at different depths

从图可知, 维护冻结期间, 由于盐水温度比积极冻结期间略有回升, 且受联络通道开挖施工影响, F1、F2孔最深处测温点J1-1、J2-1温度有所回升, 由于J1-1点距冻结管更近, 因此受影响较测点J2-1明显, 最大回升3.3℃, 之后随继续冻结, 测点温度又有所下降。冻结壁边界处测点J2-2温度在维护冻结期间并无明显变化, 这说明, 维护冻结期间盐水温度适当增加3℃左右, 对设计冻结壁有效边界处温度没有影响, 能够维持冻结壁的有效厚度与温度。其余测温点在此阶段

由于距冻结管较远,且温度相对较高,受周边低温区的影响在维护冻结期间,仍有温度下降,但下降趋势明显减缓。

从图13~14中可见,冻结开始前18 d,由于此时冻结圆柱尚未交圈,各深层土体点的位移变化并不明显,且冻结前5 d,几乎没有产生位移,冻结5 d后,分层沉降孔最下部的点开始产生冻胀位移,上部测点随后逐渐开始位移。这说明,土体冻胀效应的影响范围是逐渐扩大的,随着冻结时间延长,冻胀区域也逐渐变大。冻结18 d后,此时,冻结圆柱已经交圈,沉降孔各点位移变化速度明显加快,土体冻胀向上部释放,联络通道上部土体位移变化明显增大,因此冻结圆柱交圈是产生快速冻胀的临界时间点。土体冻胀主要发生在冻结18~45 d的积极冻结期,冻结45 d后,土体冻胀速率有所减缓。

从图13,14中不难看出,此阶段,联络通道上方深层土体位移变化量很小,这也进一步说明冻结壁已经形成较大厚度的整体,冻结壁发展速度缓慢,且联络通道开挖施工并没影响冻结壁上部土体位移,说明冻结壁强度较高,能够承受外部土压力,而受开挖的影响小。

停机解冻期间,由于测点J1-3,J2-3,J2-4距离冻结区域较远,冷冻机停机时土体温度仍未达到0℃,停机后,该区域土体温度以较慢的速度回升;停冻时,距冻结管较近的冻结壁内测点J1-1,J1-2,J2-1,J2-2温度均较低,解冻前15 d温度回升较快,但由于冻土尚未解冻,融沉变形很小。解冻15 d后,土体温度接近0℃,温度变化速度明显降低,因水的潜热影响,土体温度保持在0℃附近,冻结壁开始解冻,土体出现较为明显的下沉,因此融沉跟踪注浆应该在15 d后即开始进行。解冻100 d,土体温度到达0℃以上,并逐渐上升,此时,土体变形已基本稳定,基本没有沉降,说明融沉基本完成,因此工程中粉土融沉基本稳定最少需要100 d。

图15,16表明,冻胀融沉量均随深度近似呈线性增大且F1,F2孔在同一深度位置的差值也逐渐增大。距冻结区域越近冻胀融沉量越大,联络通道中线处F1孔比联络通道侧边F2孔的位移变化大,最大冻胀量相差3 mm。当冻胀融沉位移传递至地表时,引起的地表变形很小,测孔最深处冻胀量及融沉量分别22.5,18.5 mm是相应位置地表变形的3.6倍、4.9倍。

#### 4.4 地表沉降实测分析

DB02-09测点破坏,无测量数据。地表沉降监测点自冻结孔钻孔施工开始测量,至联络通道施工完成后6个月结束。实测结果见图17。

从图中可知,冻结孔施工28 d,由于钻孔期间部

分水土流出,导致地表产生沉降变形,但量不大,最大沉降发生在DB1-5点,仅4.8 mm。冻结开始后,初期由于土体还未冻结,地表变形很小,此过程持续5 d左右,随着土体温度下降,从冻结第6~18 d,土体开始冻结,但冻结圆柱并未交圈,变形量较小,冻结前18 d冻胀速率为0.02 mm/d。冻结18 d后,土体开始产生明显的膨胀变形,并引起地表隆起,土体冻胀变形以较快速度发展,平均冻胀速率0.18 mm/d。维护冻结期间,由于温度惯性,冻结壁还在缓慢扩展,土体继续发生冻胀变形,但变化速度较小,冻胀速率仅为0.03 mm/d。在整个冻结期间,由于土体冻胀引起的地表变形不大,最大变形量为DB01-05点7.3 mm。为防止融沉造成较大影响,停止冻结16 d后开始进行了工后注浆,由于及时跟踪注浆,融沉变形不大,最大融沉量仅有3.7 mm。解冻100 d后,地表变形基本趋于稳定。

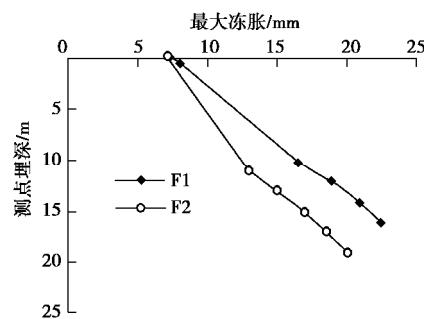


图15 F1, F2测孔各测点最大冻胀

Fig. 15 Curves of maximum frost heaving at each measuring point in monitoring holes F1 and F2

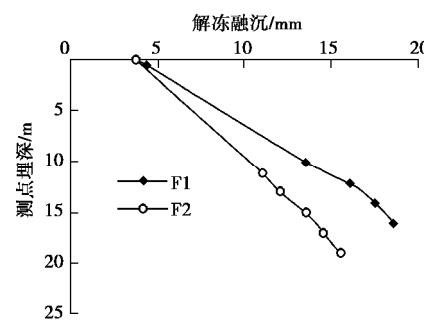
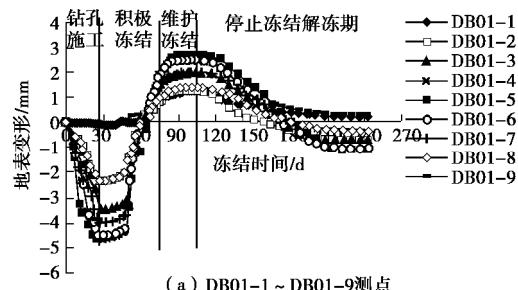


图16 F1, F2测孔各测点最大融沉

Fig. 16 Curves of maximum thawing at each measuring point in monitoring holes F1 and F2



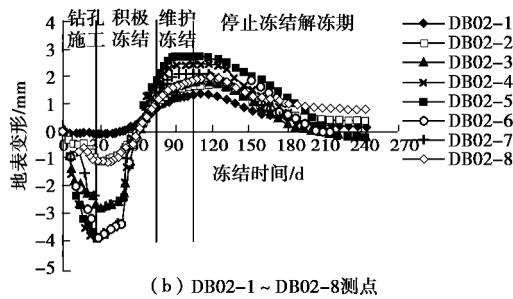


图 17 地表竖向位移与时间的关系

Fig. 17 Correlation between vertical displacement of ground surface and time

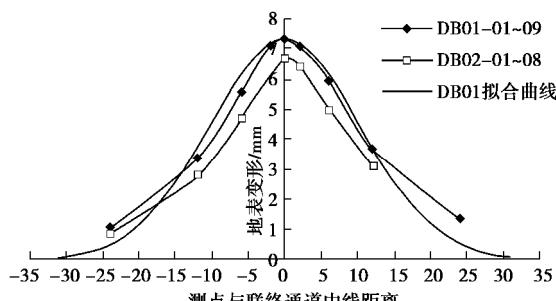


图 18 垂直于联络通道断面地表最终冻胀分布

Fig. 18 Distributions of final frost heaving of ground surface on section perpendicular to connected aisle

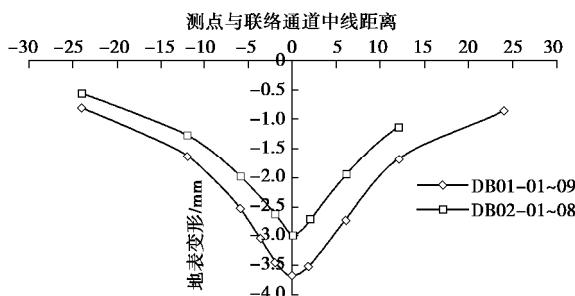


图 19 垂直于联络通道断面地表最终融沉分布

Fig. 19 Distributions of final thawing of ground surface on section perpendicular to connected aisle

地表变形各测点最大冻胀、最大融沉如图 18, 19, 不同位置测点, 位移变化并不相同, 这与测点距离联络通道位置远近以及冻结孔布置情况有关。距离冻结区域越近, 处在冻结管布置较为密集位置的测点, 沉降越大。联络通道中线及两侧各 2 m 处均位于冻结壁范围内, 位移变化较大, 且由于中线处冻结管布置密集, 因此冻胀产生的地表位移以联络通道中线位置处最大, 往两侧逐渐衰减。Peck<sup>[14]</sup>提出盾构隧道地面沉降槽呈拟正态分布, 横向地面沉降估算公式为

$$s(x) = s_{\max} \exp[-x^2 / 2(i^2)] \quad (1)$$

式中  $x$  为距隧道轴线横向水平距离;  $s(x)$  为  $x$  位置处的地表沉降量;  $s_{\max}$  为隧道轴线上方最大地表沉降量;  $i$  为地表沉降槽宽度系数, 即沉降槽曲线拐点离隧道轴线的水平距离。

与盾构隧道地表沉降类似, 将由于冻胀引起的地

表沉降槽曲线看作拟正态分布。依据 Peck 公式拟合 DB01-01~DB01-09 沉降槽曲线, 当  $i$  取 10.4 时,  $s(x)$  曲线如图 18, 可以看出, 实测值与拟合曲线相似并接近。若按 Peck 提出的算法, 沉降槽影响范围为  $5i$ , 即距离隧道中线  $2.5i$  (26 m) 处地面沉降为 0 mm, 计算得出  $s(26) = 0.33$  mm, 也有学者认为地表沉降槽宽度可取  $6i$ , 即离轴线  $3i$  (31.2 m) 处地面沉降为 0 mm<sup>[15]</sup>, 此时  $s(31.2) = 0.08$  mm, 此时可近似为“0”。可见, 取后者 (31.2 m) 为沉降槽影响宽度更为合适。因此人工冻结联络通道地表冻胀影响范围为隧道底部冻结壁埋深 26.6 m 的 1.2 倍。

## 5 结 论

通过对联络通道冻结法施工温度及位移场全程实测与分析, 获得如下主要结论:

(1) 冻结期间, 各测点温度变化趋势大致相同, 可分为 5 个阶段, 冻结壁向内发展速度是向外发展速度的 1.43 倍。

(2) 解冻期间温度变化为 3 个阶段, 解冻 15 d, 部分冻土温度回升至 0℃, 进入相变阶段, 开始产生融沉, 因此融沉跟踪注浆应在 15 d 后进行。粉土解冻 100 d, 土体温度达 0℃ 以上, 融沉基本完成, 因此工程中粉土融沉稳定最少需 100 d。

(3) 距离冻结区域越近的土体位移变化越大, 冻结初期冻胀位移变化较小, 冻结圆柱交圈后, 土体冻胀明显加快, 因此冻结圆柱交圈是产生迅速冻胀的临界时间点, 冻胀主要发生在冻结圆柱交圈后。

(4) 联络通道拱顶以上土体越靠近冻结区域产生的冻胀融沉位移越大, 冻结圆柱交圈之前, 深层土体位移变化量较小, 之后位移变化明显加快。停机 15 d 内融沉变形较小, 之后随时间推移, 土体的融沉变形量持续增大。

(5) 获得了深层土体沿竖向位移变化规律, 从深层至浅层其冻胀融沉量基本呈线性增大, 拱顶冻结壁处最大冻胀及融沉位移分别是对应地表冻胀、融沉量的 3.6 倍、4.9 倍。

(6) 地表冻胀融沉槽为联络通道中线两侧符合拟正态分布规律相似, 其影响范围约为隧道底部埋深的 1.2 倍。

## 参 考 文 献:

- [1] 胡向东, 赵飞. 主隧道结构散热对联络通道冻结效果的影响[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(增刊 1): 3109-3115. (HU Xiang-dong, ZHAO Fei. Influence of heat dissipation of main tunnel structure on freezing effect in cross

passage construction[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, **28**(S1): 3109 – 3115. (in Chinese))

[2] 岳丰田, 仇培云, 杨国祥, 等. 复杂条件下隧道联络通道冻结施工设计与实践[J]. 岩土工程学报, 2006, **28**(5): 660 – 663. (YUE Feng-tian, QIU Pei-yun, YANG Guo-xiang, et al. Design and practice of freezing method applied to connected aisle in tunnel under complex conditions[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(5): 660 – 663. (in Chinese))

[3] 覃伟, 杨平, 金明, 等. 地铁超长联络通道人工冻结法应用与实测研究[J]. 地下空间与工程学报, 2010, **6**(5): 1065 – 1071. (QIN Wei, YANG Ping, JIN Ming, et al. Application and survey analysis of freezing method applied to ultra-long connected aisle in metro tunnel[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2010, **6**(5): 1065 – 1071. (in Chinese))

[4] 严晗, 王天亮, 刘建坤. 粉砂土反复冻胀融沉特性试验研究[J]. 岩土力学, 2013, **34**(11): 3159 – 3165. (YAN Han, WANG Tian-liang, LIU Jian-kun. Experimental study of repeated frost heave and thaw settlement properties of silty sand[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(11): 3159 – 3165. (in Chinese))

[5] 王效宾, 杨平, 张婷. 人工冻土融沉特性试验研究[J]. 南京林业大学学报(自然科学版), 2008, **32**(4): 108 – 112. (WANG Xiao-bin, YANG Ping, ZHANG Ting. Study on thaw settlement behavior of artificial freezing soil[J]. Journal of Nanjing Forestry University (Natural Sciences Edition), 2008, **32**(4): 108 – 112. (in Chinese))

[6] 张海银. 人工冻结黏土冻胀特性试验研究[D]. 淮南: 安徽理工大学, 2013. (ZHANG Hai-yin. Experimental study on the frost heave characteristics of artificial freezing clay[D]. Huainan: Anhui University of Science and Technology, 2013. (in Chinese))

[7] KLAS Hansson, LARS-CHRISTER Lundin. Water content reflectometer application to construction materials and its relation to time domain reflectometry[J]. Cold Regions Science and Technology, 2006, **44**(1): 20 – 37.

[8] MUTO Y, WATANABE K, ISHIZAKI T, et al. Microscopic observation of ice lensing and frost heaves in glassbeads. Lewkowicz AG, Allard M[C]// The 7th International Permafrost Conference. Quebec City, 1998: 783 – 87.

[9] 吴海燕. 模拟冻融界面的冻土模型实验研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2007. (WU Hai-yan. Experimental Study of frozen soil model with a simulative frost-thawing interface[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2007. (in Chinese))

[10] 程桦, 姚直书, 张经双. 人工水平冻结法施工隧道冻胀与融沉效应模型试验研究[J]. 土木工程学报, 2007, **40**(10): 80 – 85. (CHENG Hua, YAO Zhi-shu, ZHANG Jing-shuang, et al. A model test study on the effect of freeze heaving and thaw subsidence for tunnel construction with artificial horizontal ground freezing[J]. China Civil Engineering Journal, 2007, **40**(10): 80 – 85. (in Chinese))

[11] 胡向东, 任辉, 陈锦, 等. 管幕冻结法积极冻结方案模型试验研究[J]. 现代隧道技术, 2014, **51**(5): 92 – 98. (HU Xiang-dong, REN Hui, CHEN Jin, et al. Model test study of the active freezing scheme for the combined Pipe-roof and freezing method[J]. Modern Tunnelling Technology, 2014, **51**(5): 92 – 98. (in Chinese))

[12] 袁云辉, 杨平, 江天堑. 复杂环境下浅埋暗挖隧道穿越薄富含水层冻结温度场研究[J]. 岩土力学, 2010, **31**(增刊1): 388 – 393. (YUAN Yun-hui, YANG Ping, JIANG Tian-qian. Study of thermal field of soil freezing in shallow covered tunnel with subsurface excavation passing through ground with thin aquifer under complex conduction[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(S1): 388 – 393. (in Chinese))

[13] YANG Ping, KE Jie-ming, WANG J G, et al. Numerical simulation of frost heave with coupled water freezing, Temperature and stress fields in tunnel excavation[J]. Computer and Geotechnics, 2006, 33.

[14] 武亚军, 杨敏, 李大勇. 大连路隧道联络通道冻土帷幕数值分析[J]. 岩土力学, 2006, **27**(3): 487 – 490. (WU Ya-jun, YANG Min, LI Da-yong. Numerical analysis of freezing soil curtain of tunnel connected aisle[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, **27**(3): 487 – 490. (in Chinese))

[15] 张志强, 何川. 用冻结法修建地铁联络通道施工力学研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, **24**(18): 3211 – 3217. (ZHANG Zhi-qiang, HE Chuan. Study on construction of cross connection of shield tunnel and connecting aisle by freezing method[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, **24**(18): 3211 – 3217. (in Chinese))

[16] 杨平, 张婷. 城市地下工程人工冻结法理论与实践[M]. 北京: 科学出版社, 2015: 32 – 38. (YANG Ping, ZHANG Ting. The theory and practice of artificial ground freezing in urban substructure work[M]. Beijing: Science Press, 2015: 32 – 38. (in Chinese))

[17] PECK R B. Deep excavations and tunnelling in soft ground[C]// Proc 7th Int Conf on Soil Mech and Found Engng. Mexico City, 1969: 225 – 229.

[18] O'REILLY M P, NEW B M. Settlements above tunnels in the United Kingdom: their magnitude and prediction[C]// Proc Tunnelling 82. London, 1982: 173 – 181.

DOI: 10.11779/CJGE201712012

# 后压浆桩增强效应用机制及荷载沉降关系研究

戴国亮<sup>1,2</sup>, 万志辉<sup>1,2</sup>

(1. 东南大学混凝土及预应力混凝土教育部重点实验室, 江苏南京 210096; 2. 东南大学土木工程学院, 江苏南京 210096)

**摘要:** 基于台州湾大桥及接线工程开展的6个标段场地10根大直径超长钻孔灌注桩现场静载荷试验结果, 分析后压浆桩的荷载传递特性, 并在后压浆桩增强效用机制的基础上, 采用双曲线函数的荷载传递模型, 给出了后压浆桩荷载沉降关系的计算方法, 并确定了不同土层桩侧和桩端增强系数, 最后通过工程实例验证了该方法的合理性。结果表明, 桩端压浆对桩端土体产生预压作用, 使桩端阻力在竖向荷载作用下提前发挥, 改善了桩端阻力与桩侧阻力发挥的异步性和不协调性; 后压浆桩是在浆液对桩端土的加固、桩端压浆的预压作用、压浆形成桩底扩大头及浆液上返对桩侧加固四方面因素共同作用下显著增强桩端阻力和桩侧阻力, 而忽略浆泡半径的影响或不考虑浆液上返段的作用都不能很好的预测压浆桩的极限承载力。

**关键词:** 后压浆桩; 增强效用; 预压作用; 荷载沉降关系; 荷载传递法

中图分类号: TU473 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)12-2235-10

作者简介: 戴国亮(1975-), 男, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事岩土工程教学和科研工作。E-mail: [daigl@seu.edu.cn](mailto:daigl@seu.edu.cn)。

## Enhanced mechanism and load-settlement relationship of post-grouting piles

DAI Guo-liang<sup>1,2</sup>, WAN Zhi-hui<sup>1,2</sup>

(1. Key Laboratory for RC and PRC Structure of the Ministry of Education, Nanjing 210096, China; 2. School of Civil Engineering,

Southeast University, Nanjing 210096, China)

**Abstract:** Based on the results of ten in-situ pile load tests of Taizhou Bay Bridge and its connecting projects in six different sites, the load transfer characteristics of grouted piles are analyzed. The hyperbolic load transfer function is used to calculate the load-settlement relationship of the grouted piles on the basis of the mechanism of strengthening effect. The improvement coefficients for side friction and tip resistance in different soil deposits are determined to account for the effect of grouting. Finally, case history is cited to demonstrate the validity of the method. The results indicate that the tip resistance of the grouted piles is mobilized before application of vertical load because of the preloading effect of soil beneath pile tip arising from tip grouting. Thus, the strain incompatibility between the tip resistance and the side friction of pile is improved. Moreover, the tip resistance and side friction of grouted piles will be significantly enhanced under the combined action of ground improvement of the soil beneath pile tip, preloading effect, enlarged tip area and the upward grout penetration along the pile side due to tip pressure grouting. However, ignoring the influence of grout bulb radius or grout climbing height may lead to an undesirable bearing capacity of the grouted piles.

**Key words:** post-grouting pile; enhanced effect; preloading effect; load-settlement relationship; load transfer method

## 0 引言

钻孔灌注桩是建筑桥梁最为普遍使用的基础形式, 因其选择灵活、施工不受季节限制、对环境污染较小等优点, 该基础形式应用越来越广泛<sup>[1]</sup>。但由于钻孔灌注桩施工过程中对桩周土及桩端持力层的扰动, 并产生桩侧泥皮和桩端沉渣, 从而影响桩身质量, 造成桩基承载力大大降低; 同时桩端阻力和桩侧阻力不能同时达到极限状态, 造成钻孔灌注桩的竖向承载力表现出较大的离散性。而桩端后压浆技术能有效地消除上述的问题, 改善桩基荷载传递特性, 并增强桩

底土体和桩侧土体的强度和刚度, 从而达到提高桩的极限承载力。因此, 近年来该技术得到了广泛的应用与发展<sup>[2-7]</sup>。

目前对桩端后压浆方面的研究仍处于初级阶

---

基金项目: 国家重点基础发展计划(“973”计划)项目(2013CB036304);  
浙江省交通运输厅科研计划项目(2014H10); 国家重点研发计划专项项目(2017FC0703008); 江苏高校优势学科建设工程重大项目(1105007002)

收稿日期: 2016-09-28

\*通讯作者 (E-mail: [seuwanzhihui@163.com](mailto:seuwanzhihui@163.com))

段, 主要原因是桩端后压浆受加固方式的多样性和地质条件的复杂性等因素影响, 造成桩端后压浆理论方面研究滞后于工程实践应用。由于受限于研究手段及现场实测数据, 桩端压浆对桩端阻力、桩侧阻力发挥情况尚缺乏深入的机理性探讨。考虑到后压浆桩的广泛应用并对其设计提出了更高的要求, 有必要进一步深入分析后压浆桩的荷载传递特性, 在此基础上研究后压浆桩的荷载沉降关系有着重要的意义。

因此, 本文基于台州湾大桥及接线工程开展的 6 个标段场地 10 根大直径超长钻孔灌注桩现场静载荷试验结果, 分析后压浆桩的荷载传递特性, 并在后压浆桩增强效应作用机制的基础上, 采用双曲线函数的荷载传递模型, 给出了后压浆桩荷载沉降关系的计算方法, 最后, 通过工程试桩算例验证了本方法的合理性。

## 1 试桩概况及数据分析

### 1.1 场地地质与试桩概况

台州湾大桥及接线工程位于浙江中部沿海, 北邻浦坝港、南接隘顽湾, 总路线长 102.24 km。该工程地质条件较差, 基岩埋深深、软弱层分布广泛且层厚较厚, 因此基础型式采用大直径超长钻孔灌注桩。为了提高桩基承载力, 优化设计桩长, 节约工程造价, 该桩基工程采用桩端后压浆技术。

根据试验场地地质钻探揭露, 场地勘探深度 100 m 范围内主要为第四系全新统、上更新统和中更新统冲积地层, 试桩长度范围内分布的主要地层有淤泥质黏土、淤泥质粉质黏土、黏土、粉质黏土、粉土及粉砂土。各试验场地桩长范围内土层分布剖面图如图 1 所示。

基于台州湾大桥及接线工程开展 6 个标段场地 10 根大直径灌注桩静载荷试验, 通过桩端后压浆桩与未压浆桩现场实测结果对比进行分析, 研究桩端后压浆对桩基承载性状的影响规律。试桩采用回旋钻反循环成孔工艺, 桩身混凝土强度等级为 C30。桩端后压浆浆液采用 P.O42.5 普通硅酸盐水泥配制, 水灰比为 0.4, 单根桩压浆水泥用量为 3.15~4.5 t, 压浆压力为 2.8~5.0 MPa。试桩采用直管法桩端压浆施工工艺, 试桩均在第一次静载荷试验结束后进行桩端压浆。试桩概况如表 1 所示。

静载试验采用慢速维持荷载法, 采用自平衡法双荷载箱加载装置。荷载加卸载方法按照《基桩静载试验自平衡法》(JT/T 738—2009)<sup>[8]</sup>。为研究桩端压浆对桩基承载性能的影响, 在场地土层内的桩身布置钢筋应力计, 每个断面在试桩桩身内的主筋上对称地焊

接 4 个钢筋应力计。钢筋应力计的埋置应根据场地土层的分布情况和桩长确定, 具体布置情况如图 1 所示。在桩顶安装 2 只位移传感器量测桩顶位移, 上、下荷载箱各安装 2 只位移传感器量测上、下荷载箱的位移。

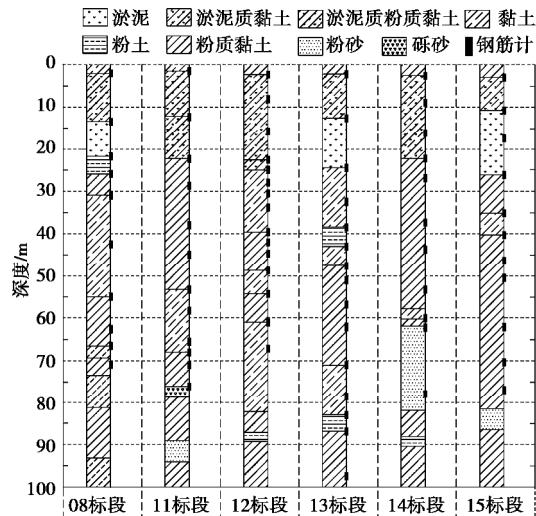


图 1 试验场地土层分布剖面图及钢筋计布置图

Fig. 1 Distribution profile of soil layers of test sites and shaft instrumentation

表 1 试桩概况

Table 1 Overview of test piles

试验 场地	桩号	桩径 /m	桩长/m	桩端持力层	测试模式
08 标段	#45 墩-#3	1.5	72.0	粉质黏土	压浆前、后
	#9 墩-#1	1.5	57.0	粉质黏土	压浆前、后
11 标段	#3 墩-#1	1.5	76.6	砾砂	压浆前、后
	#92 墩-#0	1.5	79.0	粉质黏土	压浆前、后
12 标段	#11 墩-#5	1.5	66.8	黏土	压浆前、后
	#45 墩-#5	1.5	65.1	粉质黏土	压浆前、后
13 标段	#101 墩-#5	1.5	97.7	粉质黏土	压浆前、后
	#32 墩-#1	1.5	79.0	粉质黏土	压浆前、后
14 标段	#53 墩-#0	1.5	78.0	粉砂	压浆前、后
	#7 墩-#9	1.8	77.0	粉质黏土	压浆前、后

### 1.2 试桩数据分析

对于双荷载箱自平衡法试桩, 桩身内须埋设两个荷载箱, 其直接焊接在钢筋笼上, 各试桩荷载箱位置详见表 2。利用布置在桩身不同位置的钢筋应力计测试所得的数据可以间接获得桩身轴力, 再根据桩身轴力、桩身自重可以求得不同截面的桩侧阻力, 而桩端阻力可由下荷载箱向下荷载减去下段桩侧阻力求得。此外, 桩端位移可由下荷载箱向下位移减去下段桩的桩身压缩量求得, 而桩土相对位移可按下式计算:

$$s_i = s_t - \sum_{j=1}^i \frac{L_j (P_j + P_{j+1})}{2E_p A_p} \quad , \quad (1)$$

式中,  $s_i$  为第  $i$  层土的桩土相对位移,  $s_t$  为荷载箱的向

上(下)位移,  $L_i$  为第  $i$  层土的厚度,  $P_i$  为第  $i$  层土上部桩身轴力,  $P_{i+1}$  为第  $i$  层土下部桩身轴力,  $E_p$  为桩身弹性模量,  $A_p$  为桩的截面积。

因此对 10 根试桩压浆前后的现场试验结果进行统计分析, 得到了压浆前 77 个、压浆后 92 个桩端阻力-桩端位移 ( $q_b$ ,  $s_b$ ) 数据点及压浆前 531 个、压浆后 615 个桩侧阻力-桩土相对位移 ( $\tau$ ,  $s$ ) 数据点, 如图 2, 3 所示。

表 2 试桩荷载箱位置

Table 2 Position of load cells of test piles

试验 场地	桩号	上荷载箱距 桩端距离/m	下荷载箱距 桩端距离/m
08 标段	#45 墩-#3	22.0	2.0
	#9 墩-#1	18.0	2.0
11 标段	#3 墩-#1	22.0	2.0
	#92 墩-#0	24.0	2.0
12 标段	#11 墩-#5	22.0	2.0
13 标段	#45 墩-#5	19.0	2.0
	#101 墩-#5	35.0	5.0
14 标段	#32 墩-#1	26.0	3.0
	#53 墩-#0	21.0	2.0
15 标段	#7 墩-#9	24.0	3.0

从图 2 可知, 压浆前后的桩端阻力-桩端位移关系采用双曲线模型都可以较好的拟合。试桩压浆前后桩端阻力随桩端位移的变化形态大致相同, 在相同的桩端承载力作用下, 压浆桩的桩端位移  $s'_b$  要明显小于未压浆桩的桩端位移  $s_b$ , 且较小的桩端位移就能发挥较大的桩端阻力。由于桩端压力浆液对桩底土层、桩底沉渣起到了渗透、压密、劈裂等作用, 压浆桩的桩端土初始刚度  $k'_b$  要大于未压浆桩的桩端土初始刚度  $k_b$ , 因此压浆桩的端阻力值  $q'_b$  远大于未压浆桩的端阻力值  $q_b$ , 压浆后桩端阻力增量值为  $\Delta q_b$ , 说明桩端压浆效果显著, 对桩端承载特性产生明显影响。

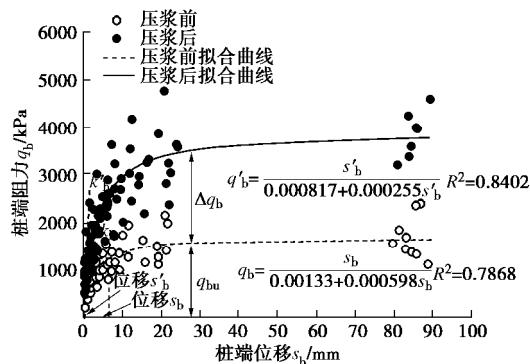


图 2 压浆前后实测和拟合的桩端阻力-桩端位移曲线

Fig. 2 Measured and fitted curves of resistance-displacement of pile tip before and after grouting

从图 3 可知, 压浆前后的桩侧阻力-桩土相对位移关系采用双曲线模型也达到了较好的拟合效果。由于桩端压力浆液上返填充了桩与土、土与土接触面的缺陷, 有效地加固桩侧泥皮和桩侧土体, 改善了桩侧与土体的边界条件, 从而提高了桩侧土的强度与刚度。因此压浆桩的桩侧土初始刚度  $k'_s$  要大于未压浆桩的桩侧土初始刚度  $k_s$ , 压浆桩的侧阻力值  $\tau'$  大于未压浆桩的侧阻力值  $\tau$ , 压浆后桩侧阻力增量值为  $\Delta\tau$ , 表明桩端压浆对桩的荷载传递特性会产生明显影响。

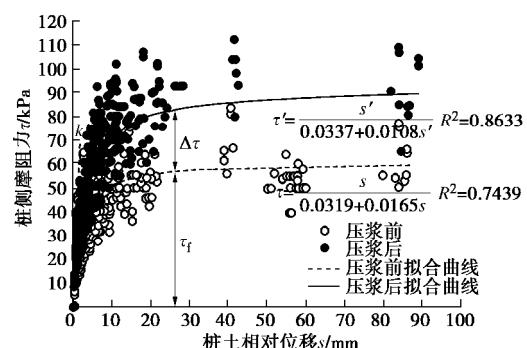


图 3 压浆前后实测和拟合的桩侧阻力-桩土相对位移曲线

Fig. 3 Measured and fitted curves of friction-relative displacement of pile side before and after grouting

## 2 后压浆桩增强效用机制分析

### 2.1 桩端后压浆的加固机理

随着桩端后压浆技术的广泛应用, 国内外许多学者对桩端后压浆加固机理进行了探索研究, 目前认为采用桩端后压浆对桩基工程特性的加固作用主要表现在压浆对桩端土体的加固作用<sup>[9-13]</sup>、浆液上返对桩侧加固作用<sup>[10, 13-15]</sup>、压浆形成桩端扩大头<sup>[12-13]</sup>及桩端压浆的预压作用<sup>[16-17]</sup>等 4 个方面。结合上述桩端后压浆对桩基承载性状的影响分析, 并考虑试桩桩端持力层土层的性质, 对压浆加固机理进行分析。

浆液对桩底土层的加固是后压浆桩最主要的加固机理。浆液在压力作用下, 对桩底土层、桩底沉渣及桩底附近的桩周土体起到渗透、压密、劈裂等不同作用, 有效地加固桩底土层和沉渣, 提高了桩底土层的强度和刚度, 从而提高桩端阻力。浆液在压力作用下压入桩底, 在桩底以球形方式扩散, 或形成球状浆泡挤密土体<sup>[12]</sup>。各试桩桩端持力层大部分为粉质黏土, 其注入性较差, 因此考虑压密注浆加固机理。压力浆液挤密土体形成球状浆泡结石体, 从而增大了桩底面积。由于高压注入的水泥浆液上返填充了桩土接触面的缺陷, 浆液固结后形成强度较高的水泥结石体, 相当于增大了桩身直径, 并增大了桩侧剪切界面阻力和粗糙度, 有效地改善桩侧与土体的边界条件, 提高了

桩侧土的强度与刚度。此外,浆液上返会对桩周土体挤密而造成土体水平向应力有较大的增加,对桩侧阻力的提高有积极影响。桩端后压浆桩压浆和加载过程受力机理图如图4所示。

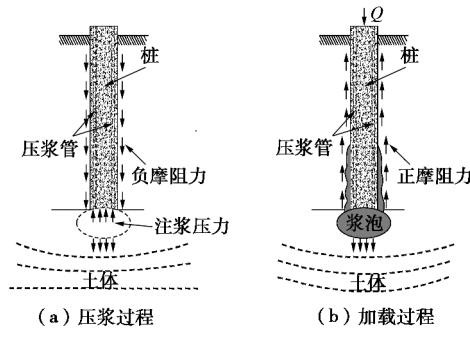


图4 桩端后压浆受力机理

Fig. 4 Mechanism of pile tip grouting

压力浆液压入桩底土体,将在桩底产生一个双向压力,一方面对桩底土层、桩底沉渣及桩底附近的桩周土体起到预压作用,同时,对桩底由下而上施加了一个预应力,能使桩身微微上抬,在桩土界面处产生负摩阻力<sup>[16, 18]</sup>(图4(a))。压浆结束后,桩底会残留部分压浆未能消散的压力,形成桩底残余应力。当桩顶受到竖向荷载作用时,由下而上的预应力将承担部分荷载,使桩端阻力提前参与作用,桩土界面处负摩阻力逐渐转变为正摩阻力,同时,桩底土层及桩底附近的桩周土体预先完成了一部分变形,也使桩端阻力提前参与了作用<sup>[12, 16]</sup>(图4(b))。因此,桩端后压浆能有效地改善桩侧阻力和桩端阻力异步发挥的问题,从而影响桩基的工程特性。

## 2.2 后压浆桩增强效应作用机制

根据上述桩端后压浆对桩基承载性状的影响及桩端后压浆的加固机理分析,绘制桩端阻力、桩侧阻力增强效应作用机制曲线,如图5,6所示。

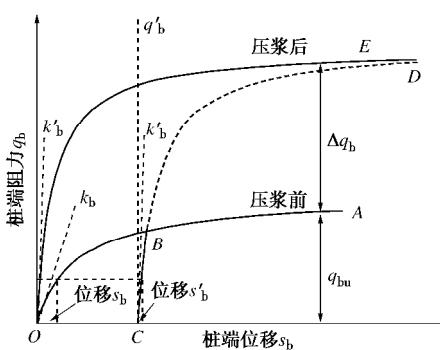


图5 桩端阻力增强效应作用机制

Fig. 5 Mechanism of pile tip resistance improvement

由图5可知,曲线OA表示压浆前桩端阻力-桩端位移曲线,当压力浆液压入桩底土体时对桩端起到预压作用,曲线OB部分表示桩端压浆过程。压浆结束

后,桩端压力逐渐消散,从点B回弹至点C时压力完全消散。当桩顶受到上部结构荷载作用时,荷载传递至桩端,桩端阻力随桩端位移的变化形态沿着曲线CD(即OE),在同一桩端承载力作用下,未压浆桩的桩端位移 $s_b$ 明显大于压浆桩的桩端位移 $s'_b$ ,说明桩端压浆后较小的桩端位移就能发挥较大的桩端阻力。桩端压浆后,由于压力浆液对桩端土层的压密、劈裂等作用,有效地加固桩端土层,提高了桩端土层的强度和刚度,使桩端土的初始刚度从压浆前 $k_b$ 增加至 $k'_b$ ,从而压浆桩的端阻力相比未压浆桩的端阻力增加了 $\Delta q_b$ ,进而改善了桩端承载性能。

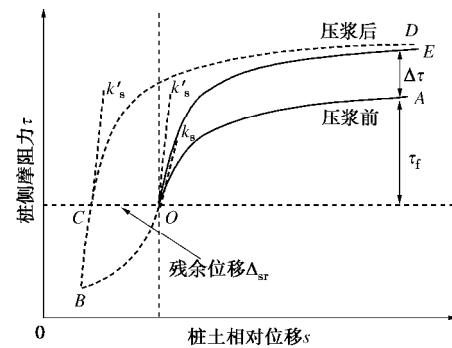


图6 桩侧阻力增强效应作用机制

Fig. 6 Mechanism of pile side friction improvement

由图6可知,双曲线OA表示压浆前桩侧阻力-桩土相对位移曲线,当桩端压力浆液压入桩底土体,并对桩底由下而上施加了一个预应力,使桩土界面处产生负摩阻力,曲线OB表示桩端压浆产生的负摩阻力。压浆结束后,由于浆液压力逐渐消散,当完全消散后桩土之间存在残余位移 $\Delta_{sr}$ 。当桩顶受到竖向荷载作用时,桩土界面处负摩阻力逐渐转变为正摩阻力,桩侧阻力随桩土相对位移的变化形态沿着曲线CD(即OE)。由于压力浆液上返改善了桩侧与土体的边界条件,并形成强度较高的水泥结石体增大了桩身直径,提高了桩侧土的强度与刚度,使桩侧土的初始刚度从压浆前 $k_s$ 增加至 $k'_s$ ,从而压浆桩的侧阻力相比未压浆桩的侧阻力增加了 $\Delta\tau$ ,进而对桩的荷载传递特性产生了明显影响。

综上所述,桩端后压浆对桩端土体产生预压作用,能有效地减少桩端阻力发挥所需的位移,改善桩侧阻力与桩端阻力发挥的异步性和不协调性,促进了端阻力的发挥,从而降低了工作荷载作用下桩基的沉降。因此,通过桩端后压浆技术可提高桩基承载力,并减少桩基沉降量。

## 3 后压浆桩荷载沉降关系研究

### 3.1 后压浆桩极限承载力的设计方法

目前后压浆桩的研究主要是基于极限承载力的经验设计方法,许多学者给出了后压浆桩承载力的经验计算公式<sup>[9, 19-20]</sup>,现有规范所采用的方法也是在经验提高系数基础上的极限承载力设计<sup>[21-23]</sup>。Mullins 等<sup>[16]</sup>提出了一种考虑注浆压力和端阻力提高系数之间相关性的设计方法,在现场实测数据的基础上给出了后压浆桩桩端承载力提高系数等值线图如图 7 所示。考虑到中外压浆工艺的差异性,为了验证该方法的适用性,对台州湾大桥及接线工程 10 根试桩进行分析,在允许桩顶位移条件下得到的桩端阻力提高系数相应位置如图 7 所示。

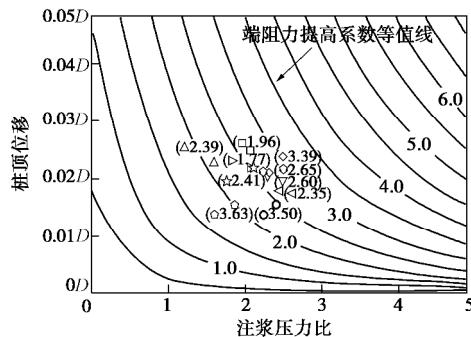


图 7 端阻力提高系数等值线

Fig. 7 Contours of improvement coefficient of tip capacity

从图 7 可以看出,采用 Mullins 给出的设计方法计算得到的端阻力提高系数在 2.0~3.0 之间,而实测得到的提高系数在 1.77~3.63 之间,并且各试桩计算值与实测值均存在较大的误差,说明该设计方法不能很好的预测后压浆桩的承载力。主要原因是 Mullins 选用的工程试桩为中短桩,桩端持力层为砂土,造成了该方法的局限性;桩端压浆过程的复杂性和不确定性,对桩端承载力造成了较大的离散性。此外, Mullins 设计方法忽略了桩端压浆形成扩大头的面积,并未考虑压力浆液上返对桩侧阻力的提高,因此,仅考虑端阻力的提高不能很好的预测后压浆桩的承载特性。

### 3.2 荷载传递函数分析的迭代法

#### (1) 荷载传递函数

由于上述经验设计方法不足以预测后压浆桩的承载特性,因此研究后压浆桩荷载沉降关系有着重要的意义。而荷载传递法在众多单桩承载力理论分析方法中是目前应用最为广泛的方法,该方法考虑了桩土间的非线性和土体的成层性并能准确地给出单桩荷载沉降曲线,因此将荷载传递法推广到后压浆桩荷载沉降关系中。

在竖向荷载作用下,取桩身任一微单元进行分析,由竖向静力平衡条件可得

$$\frac{dP(z)}{dz} = -ut(z) \quad (2)$$

微单元产生的弹性压缩量为

$$ds = -\frac{P(z)}{E_p A_p} dz \quad , \quad (3)$$

式中,  $P(z)$  为桩身深度为  $z$  处的轴力,  $u(z)$  为深度  $z$  处的桩侧摩阻力,  $u$  为桩身周长。

由式(2)和式(3)可得桩身荷载传递微分方程:

$$P(z)dP(z) = uE_p A_p t(z)ds \quad (4)$$

根据前面分析可知,双曲线函数能较好地模拟桩端桩侧荷载发挥特性,因此本文采用双曲线函数作为荷载传递函数。由于桩端压力浆液有效地加固了桩底沉渣、桩侧泥皮、桩底及桩侧土体,从而提高了端阻力和侧阻力。桩端、桩侧初始刚度及端阻力、侧阻力增强系数表达式如下。

桩端、桩侧初始刚度的增强系数分别为

$$\left. \begin{aligned} a_b &= \frac{k'_b}{k_b} , \\ a_s &= \frac{k'_s}{k_s} . \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

桩端阻力、桩侧阻力的增强系数分别为

$$\left. \begin{aligned} b_b &= \frac{q_{bu} + \Delta q_b}{q_{bu}} , \\ b_s &= \frac{t_f + \Delta t}{t_f} . \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

由未压浆桩端阻力和侧阻力的荷载传递函数分别为

$$\left. \begin{aligned} q_b &= \frac{s_b}{a_b + b_b s_b} , \\ t &= \frac{s}{a_s + b_s s} . \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

则压浆桩端阻力和侧阻力的荷载传递函数分别为

$$\left. \begin{aligned} q'_b &= \frac{s'_b}{a_b / a_b + s'_b b_b / b_b} , \\ t' &= \frac{s'}{a_s / a_s + s' b_s / b_s} . \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

式中,  $a_b$ ,  $b_b$ ,  $a_s$ ,  $b_s$  分别表示桩端土和桩侧土的荷载传递参数,  $a_b$ ,  $a_s$  物理意义为双曲线初始切线刚度的倒数,  $b_b$ ,  $b_s$  物理意义为双曲线极限值的倒数。

对桩端压浆后荷载传递模型作如下假定:①土体为各向同性的均质体;②浆液为不可压缩、均质、各向同性且非时变性黏性流体;③浆液在桩底以球形方式扩散,或压密土体形成球状浆泡<sup>[12]</sup>;④浆液上返形成的环形水泥浆脉呈均匀分布<sup>[14]</sup>,假设任意上返段高度  $h$  的水泥结石体厚度  $d$  相等,即  $d(h)=d$ 。

考虑到桩端压浆过程中浆液上返对桩侧阻力增强是具有一定范围的,即浆液上返高度是在某一限值,如图 8 所示,浆液上返段  $L_m$  ( $BC$  段) 范围内对桩侧加

固, 而浆液未上返段  $L-L_m$  (AC 段) 范围内对桩侧未产生影响。因此对式(8), 当  $0 \leq z \leq L-L_m$  时,  $a_s=1$ ,  $b_s=1$ ; 当  $L-L_m \leq z \leq L$  时,  $a_s \geq 1$ ,  $b_s \geq 1$ 。并考虑浆液上返段水泥结石体的厚度  $d$ , 则浆液上返段桩身半径  $r_L=r_0+d$ 。压力浆液在桩底形成球状浆泡结石体, 浆泡结石体的半径为  $r_g$ , 而浆泡半径  $r_g$  的增大, 将扩大桩底面积  $A_g$ 。

将式(8)代入式(4)得

$$P(z) dP(z) = uE_p A_p \frac{s'}{a_s/a_s + s'b_s/b_s} ds \quad (9)$$

对式(9)进行积分得

$$P(z) = \sqrt{2uE_p A_p \left[ \frac{b_s}{b_s} s' - \frac{b_s^2}{a_s} \frac{a_s}{b_s^2} \ln \left( 1 + \frac{a_s}{b_s} \frac{b_s}{a_s} s' \right) \right] + C_1} \quad (10)$$

式(10)即为后压浆桩桩身任意位置处轴力与桩土相对位移的关系式。

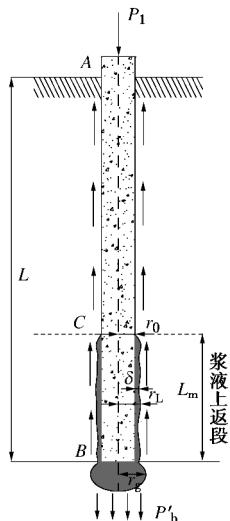


图 8 桩端压浆荷载传递模型

Fig. 8 Load transfer model of pile tip grouting

对浆液上返段 BC 段考虑桩端边界条件  $P(z)|_{z=L}=P'_b$ ,  $s|_{z=L}=s'_b$  得

$$C_1 = P'_b^2 - 2u_L E_p A_L \left[ \frac{b_s}{b_s} s'_b - \frac{b_s^2}{a_s} \frac{a_s}{b_s^2} \ln \left( 1 + \frac{a_s}{b_s} \frac{b_s}{a_s} s'_b \right) \right], \quad (11)$$

$$P'_b = \frac{A_g s'_b}{a_b/a_b + s'_b b_b/b_b}, \quad (12)$$

式中,  $u_L$  为浆液上返段桩身周长,  $A_L$  为浆液上返段桩的截面积,  $A_g$  为压浆桩桩端面积。

对浆液未上返段 AC 段考虑截面 C 点处位移协调的边界条件  $P(z)|_{z=L-L_m}=P_c$ ,  $s|_{z=L-L_m}=s_c$  得

$$C_1 = P_c^2 - 2uE_p A_p \left[ \frac{s_c}{b_s} - \frac{a_s}{b_s^2} \ln \left( 1 + \frac{b_s}{a_s} s_c \right) \right], \quad (13)$$

式中,  $P_c$ ,  $s_c$  分别截面 C 点处的轴力、位移, 可根据

BC 段求解得到。

(2) 荷载传递函数的迭代求解

对于成层土中计算单桩的荷载位移关系, 将桩划分为  $n$  个分段, 各分段长度可以相同也可以不相同, 按实际计算要求而定, 但不同土层分界面需为桩的单元分界面。通过假定不同的桩端位移值, 就能得到不同的桩顶荷载和桩顶位移, 进而得到桩顶荷载位移的关系曲线。

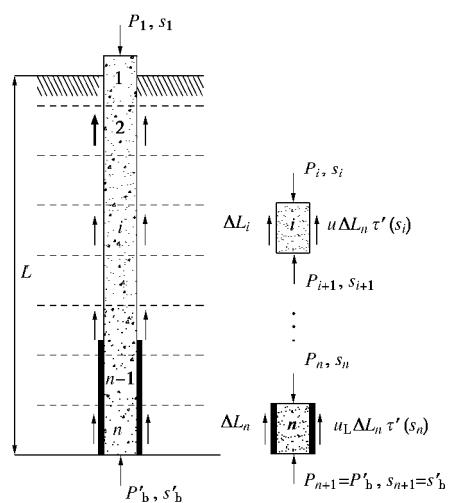


图 9 桩的分段迭代计算原理示意图

Fig. 9 Calculation of sub-iteration of pile

后压浆桩荷载位移关系的迭代计算具体步骤如下:

(1) 根据场地土层情况将桩划分为  $n$  个分段, 如图 9 所示。假定桩端位移  $s'_b$ , 可根据式(12)计算出对应的桩端承载力  $P'_b$ , 即为第  $n$  分段底面的轴力  $P_{n+1}=P'_b$ , 位移  $s_{n+1}=s'_b$ 。

(2) 按式(11)计算常数  $C$  的值, 再根据式(10)考虑浆液上返水泥结石体厚度计算出第  $n$  分段顶面的轴力  $P_n$ 。

(3) 根据第  $n$  分段顶面的轴力  $P_n$  分别计算出第  $n$  分段的弹性压缩量  $\Delta s_n=\frac{1}{2}(P'_b+P_n) \Delta L_n/E_p A_L$  和第  $n$  分段顶面的桩身沉降量  $s_n=s'_b+\Delta s_n$ 。

(4) 对第  $n$  分段进行迭代计算, 根据位移值  $s_n$  和  $s'_b$  的平均值计算第  $n$  分段顶面的轴力, 重复(2)和(3)得到  $P'_n$ ,  $\Delta s'_n$ ,  $s'_n$ 。

(5) 然后比较  $\Delta s'_n$  和  $\Delta s_n$ , 若  $|\Delta s'_n - \Delta s_n| > x$  (其中  $x=10^{-10}$ ), 则重复(2)~(4), 直至  $|\Delta s'_n - \Delta s_n| < x$ 。

(6) 按照上述步骤依次向上计算各分段, 如果第  $i$  分段在 BC 段范围内, 仍按式(11)计算常数  $C$  的值, 再根据式(10)考虑浆液上返水泥结石体厚度计算该分段顶面的轴力  $P_i$ ; 如果第  $i$  分段在 AC 段范围内, 则按式(13)计算常数  $C$  的值, 再根据式(10)计算

该分段顶面的轴力  $P_i$ 。重复(3)~(5)步骤, 考虑每个分段的荷载位移协调, 直到桩的第1分段, 即可求得各分段桩侧摩阻力和各分段顶面的桩身沉降量;

(7) 通过假定不同的  $s'_b$  值, 重复(1)~(6)步骤, 就能得到不同的桩顶荷载  $P_1$  和桩顶位移  $s_1$ , 进而得到压浆桩顶荷载位移的关系曲线。

### 3.3 荷载传递函数的参数取值

荷载传递函数的参数取值对计算结果有着较大的影响。在荷载传递函数计算过程中需要确定的参数包括桩端土的荷载传递参数  $a_b$ ,  $b_b$  和桩侧每层土的荷载传递参数  $a_s$ ,  $b_s$ , 桩端土初始刚度和每层土桩侧初始刚度的增强系数  $a_b$ ,  $a_s$ , 桩端阻力和每层土桩侧阻力的增强系数  $b_b$ ,  $b_s$ , 并考虑浆泡的半径  $r_g$ 、浆液上返高度  $L_m$  和浆液上返段浆液结石体的厚度  $\delta$ 。其中荷载传递参数可通过现场静载荷试验得出, 若没有实测数据可按下式近似计算<sup>[24]</sup>:

$$\left. \begin{aligned} k_s &= \frac{G_s}{r_0 \ln(r_m/r_0)}, \\ k_b &= \frac{4G_s}{\pi r_0 (1-n_b)}. \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

式中  $G_s$  为桩侧(端)土层的剪切模量;  $r_0$  为桩的半径;  $r_m$  为桩的影响半径, 可近似计算:  $r_m=2.5L\rho(1-n_s)$ ,  $L$  为桩长,  $\rho$  为不均匀系数, 表示桩身中部与桩端处的土体剪切模量之比;  $n_s$ ,  $n_b$  分别为桩侧、桩端土层的泊松比。

极限端阻力和极限侧阻力可通过与土体参数的经验公式得到<sup>[25~26]</sup>; 浆液上返高度可按《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTGD63—2007) 规定取值<sup>[22]</sup>; 水泥结石体的厚度可根据工程经验取值<sup>[14]</sup>。浆泡半径可按 Mullins 等<sup>[27]</sup>给出的范围  $1.15r_0 \sim 1.9r_0$  进行取值, 也可以通过下式近似计算<sup>[28]</sup>:

$$r_g = \frac{r_0}{\left( a_1 I_{tr} + \frac{1}{I_{tr}} - \frac{1}{I_r} \right)^{\frac{1}{a_4}}}, \quad (15)$$

$$I_r = \frac{E}{2(1+m)(c+q \tan j)}, \quad (16)$$

$$I_{tr} = \left( \frac{P + a_2}{a_3} \right)^{a_4}, \quad (17)$$

$$a_1 = \frac{1}{I_r} - 1 + \left( 1 - \frac{1+m}{2E} \frac{4 \sin j}{3 - \sin j} (q + c \cot j) \right)^3, \quad (18)$$

$$a_2 = c \cot j, \quad (19)$$

$$a_3 = \frac{3(1+\sin j)}{4\sin j} (q + c \cot j), \quad (20)$$

$$a_4 = \frac{3(1+\sin j)}{4\sin j}, \quad (21)$$

式中,  $I_r$  为刚度指标,  $I_{tr}$  为修正刚度指标,  $a_1$ ,  $a_2$ ,  $a_3$ ,  $a_4$  为常数,  $E$  为土体的弹性模量,  $\mu$  为土的泊松比,  $q$  为土体的有效应力,  $c$ ,  $\varphi$  分别为土的黏聚力和内摩擦角,  $P$  为压浆压力。

由于桩端压浆过程的复杂性和不确定性, 对桩端阻力、桩侧阻力增强系数造成较大的离散性, 并且不同土层的桩端阻力、桩侧阻力增强系数也是不同的。为了能合理的给出桩端阻力、桩侧阻力增强系数的取值, 对台州湾大桥及接线工程 10 根试桩压浆前后不同土层端阻力和侧阻力变化进行统计分析, 得到的不同土层侧阻、端阻增强系数如表 3 所示。

表 3 不同土层侧阻、端阻增强系数

Table 3 Improvement coefficients of side friction and tip resistance for different soil types

土层	淤泥质土	黏土	粉质黏土	粉土	粉砂
$a_s$	1.68	2.01	1.77	—	1.50
$\beta_s$	1.25	1.44	1.48	1.44	1.67
$a_b$	—	1.64	2.37	—	2.46
$\beta_b$	—	2.35	2.18	—	2.28

## 4 工程实例分析

为了验证本方法的合理性, 选用台州湾大桥及接线工程 08 标段#45 桩#3 试桩为算例。该试桩压浆水泥用量为 4.5 t, 压浆终止压力为 2.8 MPa, 其桩长范围内土层类型及基本参数见表 4。按照前述的荷载传递函数迭代计算理论进行分析。根据现场静载荷试验得出未压浆桩侧摩阻力和桩端阻力参数, 所需的参数如表 5 所示。浆液上返高度  $L_m$  取 12 m, 水泥结石体的厚度  $\delta$  取 5 cm, 则浆液上返段桩身半径  $r_L = r_0 + 0.05$ , 浆泡半径按式(15)计算得到  $r_g = 1.16r_0$ 。

表 4 试桩各土层物理力学参数

Table 4 Parameters of soil layers for test piles

土层名称	厚度 /m	w /%	$\gamma$ /(kN·m <sup>-3</sup> )	c /kPa	$\varphi$ /(°)	$E_s$ /MPa
黏土	1.00	37.00	17.36	24.00	6.00	4.14
淤泥质黏土	12.24	57.71	16.19	9.00	2.50	2.35
淤泥	7.70	42.31	17.46	9.00	3.00	2.40
粉土	4.60	25.01	19.03	13.00	25.80	7.56
粉质黏土	4.90	32.21	18.25	29.00	7.30	3.39
黏土	24.40	37.41	17.66	27.00	7.80	4.09
粉质黏土	7.40	24.01	19.42	26.00	19.00	6.29
粉质黏土	3.90	25.61	18.93	14.00	18.50	4.77
黏土	3.86	38.21	17.46	31.00	8.60	3.80
粉质黏土	2.00	27.51	18.84	37.00	17.60	6.45

采用本文的荷载传递函数的迭代法, 根据迭代计算步骤, 并考虑压浆对桩端土体的加固、桩端压浆的预压作用、浆泡半径的影响及浆液上返对桩侧加固四方面因素共同作用, 不考虑浆泡半径的影响及不考虑

浆液上返段作用的 3 种情况, 对试桩压浆后的荷载沉降关系进行计算与分析, 并将计算值与压浆后由自平衡测试结果精确转换得到的等效转换值进行对比, 如图 10 所示。

表 5 未压浆桩侧阻和端阻参数

Table 5 Parameters of side friction and tip resistance for ungrouted piles

土层名称	厚度/m	$a_s/(\text{mm}\cdot\text{kPa}^{-1})$	$b_s/\text{kPa}^{-1}$
黏土	1.00	0.0940	0.0268
淤泥质黏土	12.24	0.1785	0.0336
淤泥	7.70	0.1452	0.0323
粉土	4.60	0.0708	0.0211
粉质黏土	4.90	0.0927	0.0224
黏土	24.40	0.0486	0.0208
粉质黏土	7.40	0.0150	0.0180
粉质黏土	3.90	0.0115	0.0169
黏土	3.86	0.0098	0.0156
粉质黏土	2.00	0.0412	0.0142
$a_b=0.134\times 10^{-2}\text{ mm}\cdot\text{kPa}^{-1}$		$b_b=0.0406\times 10^{-2}\text{ kPa}^{-1}$	

由图 10 可知, 后压浆桩考虑四方面因素共同作用计算得到的荷载沉降曲线与压浆后等效转换曲线在达到极限承载力时更为接近, 而忽略浆泡半径的影响或不考虑浆液上返段的作用都不能很好的预测压浆桩的极限承载力。压浆桩等效转换得到的极限承载力为 26749 kN, 相应桩顶位移为 46.98 mm, 则在相同桩顶极限位移下 3 种情况计算得到的极限承载力相对误差分别为 0.53%, 8.56%, 5.81%。

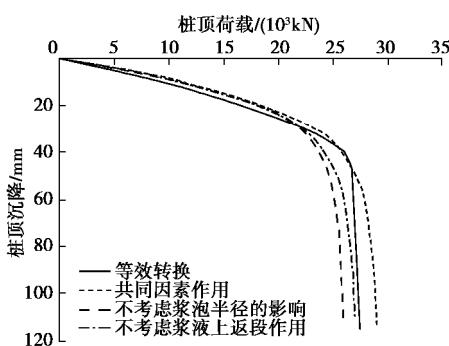


图 10 后压浆桩荷载沉降关系计算值与等效转换值对比

Fig. 10 Comparison between calculated and equivalent conversion load-settlement behavior of ungrouted piles

为了进一步说明本文方法的适用性, 以台州湾大桥及接线工程中箬横 1 号高架桥试桩为工程实例进行计算与对比分析。该工程位于台州市箬横镇, 全长 4399 m, 基础型式亦采用大直径超长钻孔灌注桩, 同时采用桩端后压浆施工工艺。其中试桩 SZ04 桩径为 1500 mm, 桩长为 82 m, 桩身混凝土强度等级为 C30, 桩端后压浆浆液采用 P.O42.5 普通硅酸盐水泥配制,

水灰比为 0.4, 单根桩压浆水泥用量为 2.8 t, 压浆终止压力为 3.2 MPa。

试桩 SZ04 现场静载荷试验场地勘探深度 100 m 范围内除浅层分布杂填土以外, 主要土层为粉质黏土和黏土, 其桩长范围内土层类型及基本参数详见表 6。通过未压浆桩 SZ04 现场静载荷试验得出本文方法所需的桩侧摩阻力和桩端阻力参数如表 7 所示。同时浆液上返高度  $L_m$  取 12 m, 水泥结石体的厚度  $\delta$  取 5 cm, 则浆液上返段桩身半径  $r_L=r_0+0.05$ , 浆泡半径按式 (15) 计算得到  $r_g=1.207r_0$ 。

表 6 试桩 SZ04 各土层物理力学参数

Table 6 Parameters of soil layers for test pile SZ04

土层名称	厚度/m	$w/$	$\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	$c/\text{kPa}$	$\varphi/(\text{°})$	$E_s/\text{MPa}$
粉质黏土	1.82	24.20	19.42	46.00	13.00	6.54
淤泥质黏土	24.00	49.50	16.48	10.00	3.50	1.92
黏土	8.00	44.80	17.36	27.00	6.50	3.40
粉质黏土	19.68	30.20	18.15	28.00	10.50	3.82
粉质黏土	4.22	31.20	18.44	34.00	18.70	4.87
粉质黏土	12.30	32.40	18.34	37.00	19.80	6.42
黏土	11.98	34.80	18.44	40.00	17.60	5.35

表 7 未压浆桩 SZ04 侧阻和端阻参数

Table 7 Parameters of side friction and tip resistance for ungrouted pile SZ04

土层名称	厚度/m	$a_s/(\text{mm}\cdot\text{kPa}^{-1})$	$b_s/\text{kPa}^{-1}$
粉质黏土	1.82	0.06350	0.03027
淤泥质黏土	24.0	0.02285	0.06667
黏土	8.0	0.01348	0.02150
粉质黏土	19.68	0.02656	0.02632
粉质黏土	4.22	0.08736	0.02405
粉质黏土	12.3	0.06719	0.02539
黏土	11.98	0.05289	0.02564
$a_b=0.460\times 10^{-2}\text{ mm}\cdot\text{kPa}^{-1}$		$b_b=0.123\times 10^{-2}\text{ kPa}^{-1}$	

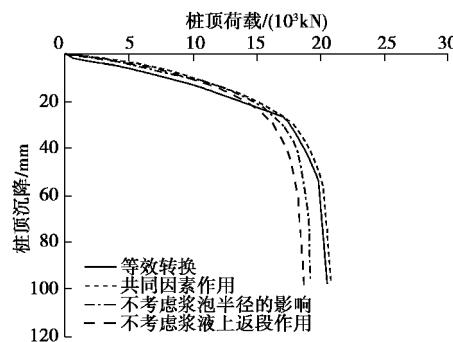


图 11 后压浆桩荷载沉降关系计算值与等效转换值对比

Fig. 11 Comparison between calculated and equivalent conversion load-settlement behavior of grouted pile SZ04

采用本文提出的荷载传递函数的迭代法, 考虑前述的 3 种情况对试桩 SZ04 压浆后的荷载沉降关系进行了计算, 其计算值与压浆后等效转换值对比如图 11 所示。由图可知, 后压浆桩考虑四方面因素共同作用计算得到的荷载沉降曲线与压浆后等效转换曲线较为接近, 压浆桩等效转换得到的极限承载力为 19833 kN, 相应桩顶位移为 54.27 mm, 则在相同桩顶极限位移下 3 种情况计算得到的极限承载力相对误差分别为 1.01%、5.83%、9.19%。因此, 进一步表明桩端后压浆是在浆液对桩端土的加固、桩端压浆的预压作用、压浆形成桩底扩大头及浆液上返对桩侧加固四方面因素共同作用下, 增强桩侧阻力、桩端阻力, 从而提高桩基承载力, 减小桩基沉降量。

## 5 结 论

(1) 基于现场静载荷试验结果, 分析了端阻力与侧阻力发挥情况, 桩端压浆后增强了桩端土和桩侧土的初始刚度, 并提高了桩端阻力与桩侧阻力, 对桩基的荷载传递特性产生了明显的影响。

(2) 在桩端后压浆加固机理的基础上对后压浆桩增强效应作用机制进行了分析, 表明桩端压浆对桩端土体产生预压作用, 使端阻力在竖向荷载作用下提前发挥, 改善了桩侧阻力与桩端阻力发挥的异步性和不协调性。

(3) 通过对后压浆桩荷载传递特性的分析, 采用双曲线函数的荷载传递模型, 给出了后压浆桩荷载沉降曲线的计算方法, 并在统计的基础上确定了不同土层桩侧、桩端增强系数。

(4) 后压浆桩考虑四方面因素共同作用计算得到的荷载沉降曲线与压浆后等效转换曲线在达到极限承载力时更为接近, 因此后压浆桩是在四方面因素共同作用下增强桩端阻力和桩侧阻力, 而忽略浆泡半径的影响或不考虑浆液上返段的作用都不能很好的预测压浆桩的极限承载力。

由于桩端压浆过程的复杂性和不确定性, 对桩端阻力、桩侧阻力增强系数会造成较大的离散性, 而本文统计的不同土层桩端阻力、桩侧阻力增强系数受限于试桩桩数及局部地区情况, 尚难以直接推广到任意地区情况。

## 参考文献:

[1] 张忠苗. 桩基工程[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009. (ZHANG Zhong-miao. Pile foundation engineering[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2009. (in Chinese))

[2] 张忠苗, 吴世明, 包风. 钻孔灌注桩桩底后注浆机制与应用研究[J]. 岩土工程学报, 1999, 21(6): 681 - 686. (ZHANG Zhong-miao, WU Shi-ming, BAO Feng. Study of mechanism and application on bored pile end grouting[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1999, 21(6): 681 - 686. (in Chinese))

[3] 戴国亮, 龚维明, 程晔, 等. 自平衡测试技术及桩端后压浆工艺在大直径超长桩的应用[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(6): 690 - 694. (DAI Guo-liang, GONG Wei-ming, CHENG Ye, et al. Application of self-balanced testing and post grouting to large diameter and super-long piles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, 27(6): 690 - 694. (in Chinese))

[4] SAFAQAH O, BITTNER R, ZHANG X G. Post-grouting of drilled shaft tips on the Sutong Bridge: a case study[C]// Proceedings of Geo-Denver 2007 Congress: Contemporary Issues in Deep Foundation. Denver, 2007.

[5] DUAN X, KULHAWY F H. Tip post-grouting of slurry-drilled shafts in soil: Chinese experiences[C]// Contemporary Topics in Deep Foundations, ASCE, Orlando, 2009: 47 - 54.

[6] ZHANG Z M, YU J, ZHANG G X, et al. Test study on the characteristics of mudcakes and in situ soils around bored piles[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2009, 46(3): 241 - 255.

[7] DAI G, GONG W, ZHAO X, et al. Static testing of pile-base post-grouting piles of the Suramadu bridge[J]. Geotechnical Testing Journal, 2010, 34(1): 34 - 49.

[8] JT/T 738—2009 基桩静载试验自平衡法[S]. 2009. (JT/T 738—2009 Static loading test of foundation pile-self-balanced method[S]. 2009. (in Chinese))

[9] BRUCE D A. Enhancing the performance of large diameter piles by grouting[J]. Ground Engineering, 1986, 19(4): 9 - 15.

[10] THOMPSON P A. Base and shaft grouted piles[J]. Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Geotechnical Engineering, 1996, 119(3): 186 - 192.

[11] MULLINS G, DAPP S, FREDERICK E, et al. Post grouting drilled shaft tips: Phase I[R]. Tampa: University of South Florida, 2001: 127 - 156.

[12] RUIZ M E, PANDO M A. Load transfer mechanisms of tip post-grouted drilled shafts in sand[C]// Proceedings of International Foundation Congress and Equipment Expo: Contemporary Topics in Deep Foundation, Orlando, 2009: 23 - 30.

[13] WAN Z, DAI G, GONG W, et al. Research of load settlement relationship for post grouted based on load transfer function method on Yueqing Bay Bridge[J]. Bridging the East and West, ASCE, 2016: 146 - 158.

[14] 张忠苗, 邹 健, 刘俊伟, 等. 桩端后注浆浆液上返高度的理论研究[J]. 岩土力学, 2010, 31(8): 2535 - 2540. (ZHANG Zhong-miao, ZOU Jian, LIU Jun-wei, et al. Theoretical study of climbing height of grout in pile-bottom base grouting[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(8): 2535 - 2540. (in Chinese))

[15] 黄生根, 龚维明. 超长大直径桩压浆后的承载性能研究[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(1): 113 - 117. (HUANG Sheng-gen, GONG Wei-ming. Study on bearing behavior of super long-large diameter piles after grouting[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(1): 113 - 117. (in Chinese))

[16] MULLINS G, WINTERS D, STEVEN D. Predicting end bearing capacity of post-grouted drilled shaft in cohesionless soils[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2006, 132(4): 478 - 487.

[17] FANG K, ZHANG Z, YANG Q. Response evaluation of axially loaded grouted drilled shaft[J]. Marine Georesources & Geotechnology, 2014, 32(2): 123 - 134.

[18] YOUN H, TONON F. Numerical analysis on post-grouted drilled shafts: a case study at the Brazo River Bridge, TX[J]. Computers and Geotechnics, 2010, 37(4): 456 - 465.

[19] 龚维明, 施明征, 孙 逊. 桩底压浆灌注桩承载力计算[J]. 建筑结构, 1998, 28(11): 3 - 5. (GONG Wei-ming, SHI Ming-zheng, SUN Xun. Computation of bearing capacity of cast-in-place pile by grouting at the bottom[J]. Building Structure, 1998, 28(11): 3 - 5. (in Chinese))

[20] 吴江斌, 王卫东. 软土地区桩端后注浆灌注桩合理注浆量与承载力计算[J]. 建筑结构, 2007, 37(5): 114 - 129. (WU Jiang-bin, WANG Wei-dong. Estimation of the reasonable quantity of grouting and the bearing capacity of post base-grouted bored pile[J]. Building Structure, 2007, 37(5): 114 - 129. (in Chinese))

[21] JGJ94—2008 建筑桩基技术规范[S]. 2008. (JGJ94—2008 Technical code for building pile foundations[S]. 2008. (in Chinese))

[22] JTJD63—2007 公路桥涵地基与基础设计规范[S]. 2007. (JTJD63—2007 Code for design of ground base and foundation of highway bridges and culverts[S]. 2007. (in Chinese))

[23] Florida Department of Transportation. Soils and foundations handbook[S]. 2012.

[24] RANDOLPH M F, WROTH C P. Analysis of deformation of vertically loaded piles[J]. Journal of Geotechnical and Engineering Division, 1978, 104(12): 1465 - 1488.

[25] HIRAYAMA H. Load-settlement analysis for bored piles using hyperbolic transfer functions[J]. Journal of Geotechnical and Engineering Division, 1990, 30(1): 55 - 64.

[26] ESLAMI A, FELLENIUS B H. Pile capacity by direct CPT and CPTU methods applied to 102 case histories[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1997, 34(6): 886 - 904.

[27] MULLINS G, WINTERS D. Post grouting drilled shaft tips[R]. Florida: Florida Department of Transportation, 2004.

[28] EL-KELESH A M, MOSSAAD M E, BASHA I M. Model of compaction grouting[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2001, 127(11): 955 - 964.

DOI: 10.11779/CJGE201712013

# 基于组合权重-理想点法的应变型岩爆五因素预测分级

徐 琛<sup>1</sup>, 刘晓丽<sup>\*1, 2</sup>, 王恩志<sup>1, 2</sup>, 王思敬<sup>1, 3</sup>

(1. 清华大学水沙科学与水利水电工程国家重点实验室, 北京 100084; 2. 清华大学三江源协同创新中心, 北京 100084;  
3. 中国科学院地质与地球物理研究所, 北京 100029)

**摘要:** 基于理想点法的基本理论, 综合考虑了岩爆发生机理, 选取围岩洞壁最大主应力与岩石单轴抗压强度的比值、围岩洞壁最大切向应力与岩石单轴抗压强度的比值、岩石单轴抗压强度与岩石单轴抗拉强度比值、岩石弹性能量指数以及岩体完整性系数作为评判预测指标, 通过层次分析法和熵权理论计算主客观权重, 综合确定各个指标的权重系数, 构建了应变型岩爆组合权重-理想点法预测分析模型。通过统计相关工程案例, 利用模型进行工程实例分析, 验证了该模型的可行性和适用性。基于岩爆预测分级模型, 开发了相应程序, 可以为类似工程岩爆预测与等级划分提供重要支撑。

**关键词:** 理想点法; 岩爆; 组合权重; 层次分析法; 熵权理论

**中图分类号:** TU45      **文献标识码:** A      **文章编号:** 1000-4548(2017)12-2245-08

**作者简介:** 徐 琛(1994-), 男, 博士研究生, 主要从事 TBM 地下工程开发和稳定性分析方面的研究工作。E-mail: [xuchen16@mails.tsinghua.edu.cn](mailto:xuchen16@mails.tsinghua.edu.cn)。

## Prediction and classification of strain mode rockburst based on five-factor criterion and combined weight-ideal point method

XU Chen<sup>1</sup>, LIU Xiao-li<sup>1, 2</sup>, WANG En-zhi<sup>1, 2</sup>, WANG Si-jing<sup>1, 3</sup>

(1. State Key Laboratory of Hydroscience and Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China; 2. Sanjiangyuan Collaborative Innovation Center, Tsinghua University, Beijing 100084, China; 3. Institute of Geology and Geophysics of the Chinese Academy of Sciences, Beijing 100029, China)

**Abstract:** Based on the basic theory of ideal point method, considering the mechanism of rock burst, a model for predicting and classifying rockbursts is established. Five factors are selected as the evaluation indexes, including the ratio of the maximum main stress of the surrounding cave wall to uniaxial compressive strength of rock, the ratio of the maximum tangential stress of the surrounding cave wall to uniaxial compressive strength of rock, the ratio of compressive to tensile strength of rock, the elastic energy index of rock and the intactness index of rock mass. The weight coefficients of these evaluation indexes are determined by the AHP and information entropy theory. The statistics-related projects and the engineering case analyses show the feasibility and applicability of the proposed model. A computer evaluation interface for rockburst classification is developed based on the proposed model. This model and computer interface can be referred to for other similar engineering practice.

**Key words:** ideal point method; rockburst; combination weight; AHP; entropy weight method

## 0 引言

岩爆是一种块体岩石突然炸裂爆出的现象, 主要是由于岩体内积聚的弹性变形单能大于岩石破坏所需要的能量, 当这些多余的弹性变形单能在一定的方式下突然卸荷释放导致。岩爆的发生严重威胁施工人员以及施工设备的安全, 因此预防岩爆的发生对于高地应力工程施工具有重要意义。

岩爆预测是预防岩爆的关键所在。无论是从岩爆判别的方法, 还是形成的机理上, 在国内外研究方面, 都已经有大量的学者进行过研究探讨。利用模糊数学<sup>[1]</sup>、

神经网络<sup>[2]</sup>、蚁群聚类模型<sup>[3]</sup>、可拓学<sup>[4]</sup>、功效系数法<sup>[5]</sup>等多种方法对岩爆问题进行了分析。常用的岩爆判据有 Russense 判据法<sup>[6]</sup>、Barton 判据法<sup>[7]</sup>、陶振宇判据<sup>[8]</sup>、

基金项目: 国家重点基础研究发展计划(“973”计划)项目(2011CB013503, 2013CB035902); 国家重点研发计划项目(2016YFC0501104); 国家自然科学基金优秀青年基金项目(51522903); 国家自然科学基金项目(51479094, U1361103, 51379104); 水沙科学与水利水电工程国家重点实验室自主课题资助项目(2015-KY-04, 2016-KY-05, 2016-KY-02)

收稿日期: 2016-09-26

\*通讯作者 (E-mail: [xiaoli.liu@tsinghua.edu.cn](mailto:xiaoli.liu@tsinghua.edu.cn))

二郎山判据<sup>[9]</sup>等多种判断方法。

根据张镜剑等<sup>[10]</sup>、吕庆等<sup>[11]</sup>、张倬元等<sup>[12]</sup>学者的研究: 岩爆发生的机理复杂, 预测评判指标众多, 目前提出的一些评判方法只适用于所构建模型基于的工程背景, 不能得到广泛的应用, 普适性不强。本文结合 Zhang 等<sup>[13]</sup>的应变型岩爆五因素综合判据作为岩爆预测分级的评价指标(该方法在多个工程中得到验证, 结论可取), 提出了基于组合权重—理想点法的岩爆预测分级模型。通过统计大量的工程实例数据, 分析验证了所构建模型的适用性和可行性。

## 1 基于岩爆五因素指标的组合权重-理想点法

### 1.1 岩爆五因素指标

Zhang 等<sup>[13]</sup>提出从五个因素综合考虑岩爆, 分别将地应力、岩石强度和岩体完整性等 3 个方面的 6 个指标因素进行分析, 并将提出的五因素细分为决定性因素和内因, 来研究岩爆问题。本文即采用五因素作为岩爆预测模型的评价指标。

如表 1 所示, 根据岩爆五因素综合判据将岩爆划分为四个级别 I、II、III、IV, 分别对应着无岩爆、弱岩爆、中岩爆以及强岩爆。岩爆五因素综合判据主要考虑的因素是: 主应力与岩石抗压强度的比、最大切向应力和抗压强度的比、脆性系数、弹性能指数以及岩体的完整性 5 个方面。这 5 个方面从岩爆发生机理出发, 较全面的分析了岩爆发生的各种因素与指标, 因此选用岩爆五因素综合判据作为本模型的评价指标是可靠的。但如何利用上述 5 个指标对实际工程中发生岩爆的可能性进行量化分析还没有一套可行和完整的方法。本文提出的基于组合权重—理想点法的岩爆预测分级模型就是为了解决这一难题。

表 1 岩爆五因素综合判据和岩爆分级<sup>[13]</sup>

Table 1 Five factors of rock burst criterion and classification

影响因素	I	II	III	IV
$s_1/R_c$	<0.15	0.15~0.20	0.20~0.40	>0.40
$s_0/R_c$	<0.20	0.20~0.30	0.30~0.55	>0.55
$R_c/R_t$	<15	15~18	18~22	>22
$W_{et}$	<2.0	2.0~3.5	3.5~5.0	>5.0
$K_v$	<0.55	0.55~0.60	0.60~0.80	>0.80

注:  $s_1$  为围岩洞壁最大主应力,  $s_0$  为围岩洞壁最大切向应力,  $R_c$  为岩石单轴抗压强度,  $R_t$  为岩石单轴抗拉强度,  $W_{et}$  为岩石弹性能指数,  $K_v$  为岩体完整性系数。

### 1.2 组合权重

#### (1) 层次分析法<sup>[12]</sup>

层次分析法 (analytic hierarchy process, 简称

AHP) 是一种简易的决策方法, 主要适用于一些模糊、复杂的决策问题, 具有简便、灵活、适用的特点。是 20 世纪 70 年代由美国著名的运筹学家 Saaty 所提出来的。

对于岩爆预测问题, 其中的影响因素是相互制约, 相互关联的关系, 由于缺少定量的数据系统, 因此层次分析法在岩爆预测中可以发挥重要的作用。运用层次分析法建模, 可以分为以下 4 个步骤: (I) 建立层次结构; (II) 构造判断矩阵; (III) 求解判断矩阵; (IV) 一致性检验并修正。

a) 建立层次结构: 本文中采用五因素法中的  $s_1/R_c$ ,  $s_0/R_c$ ,  $R_c/R_t$ ,  $W_{et}$ ,  $K_v$  为预测指标, 由此构建的岩爆预测层次结构如图 1 所示。

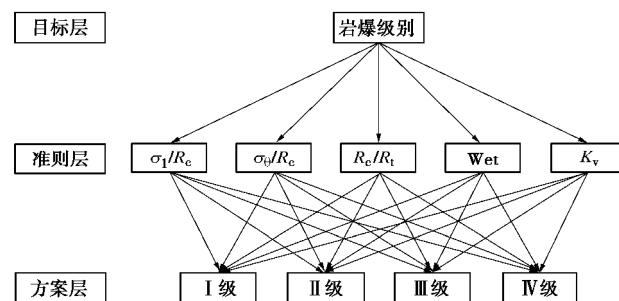


图 1 岩爆等级评价层次结构

Fig. 1 Grade evaluation of rock burst hierarchy

b) 构造判断矩阵: 判断矩阵的元素 表示的是五个指标的相对重要性, 常用 1~9 标度的方法确定; 赋值方法如表 2 所示。分析构造见表 3。

表 2 层次分析法分析赋值原则

Table 2 AHP analysis of principles of assignment

赋值	重要性差异
1	$A_I$ 与 $A_J$ 一样重要
3	$A_I$ 比 $A_J$ 重要一点
5	$A_I$ 比 $A_J$ 重要
7	$A_I$ 比 $A_J$ 重要很多
9	$A_I$ 比 $A_J$ 极端重要
2, 4, 6,	不能确认重要性差异时可赋予的中间值
8	说明 当 $A_J$ 比 $A_I$ 比较时, 其赋值是 $A_I$ 与 $A_J$ 标量的倒数

表 3 分析构造表

Table 3 Construction chart of analysis

项目	$A_1$	$A_2$	---	$A_N$
$A_1$	$A_{11}$	$A_{12}$	---	$A_{1N}$
$A_2$	$A_{21}$	$A_{22}$	---	$A_{2N}$
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
$A_N$	$A_{N1}$	$A_{N2}$	---	$A_{NN}$

c) 求解判断矩阵: 求解特征向量的方法有方根法、和法、最小二乘法、特征根法等。本文采用方根法进行求解。

$$\bar{w}_i = \sqrt[n]{\prod_{j=1}^n a_{ij}} \quad (i=1,2,\dots,n) \quad , \quad (1)$$

由此可得

$$\bar{W} = [\bar{w}_i]^T \quad . \quad (2)$$

对  $\bar{W}$  进行归一化处理:

$$\bar{w}_i = \frac{\bar{w}_i}{\sum_{i=1}^n \bar{w}_i} \quad (i=1,2,\dots,n) \quad . \quad (3)$$

由式(3)就可以得到第  $i$  层相关元素相对于该层的权重。

用下式计算判断矩阵  $A$  的最大特征根:

$$I_{\max} = \sum_{i=1}^n \frac{(AW)_i}{nW_i} \quad . \quad (4)$$

d) 一致性检验并修正

计算一致性比率 CR:

$$CR = \frac{CI}{RI} \quad , \quad (5)$$

式中, RI 为  $A$  的随机一致性指标, 数值可查阅表 4 规定, CI 为  $A$  的一致性指标, 计算公式为

$$CI = \frac{I_{\max} - n}{n-1} \quad . \quad (6)$$

当  $CR < 0.1$  时, 即判断矩阵满足一致性要求, 可用标准化后的特征向量作为权向量, 否则需重新调整判断矩阵  $A$ 。

表 4 判断矩阵 RI 数值表

Table 4 Values of matrix RI

$n$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
RI	0	0	0.58	0.90	1.12	1.24	1.32	1.41	1.45	1.49

(2) 熵权理论<sup>[11]</sup>

熵原本是热力学概念, 是用来表征运动的混乱程度。自数学家申农将其引入信息论后, 熵可以度量系统的不确定性, 并在工程技术、科学管理乃至社会经济领域均得到了广泛的应用。“熵权”的本质是利用给指标信息的效用值来计算各指标权重, 是一种客观赋权法。效用值越高, 则其对评价的重要性越大。本文利用其对岩爆评价指标进行客观赋权。

a) 建立原始数据矩阵 ( $m$  个评价对象,  $t$  个评价指标)

$$X = \begin{bmatrix} x_{11} & x_{12} & \mathbf{L} & x_{1t} \\ x_{21} & x_{22} & \mathbf{L} & x_{2t} \\ \mathbf{M} & \mathbf{M} & & \mathbf{M} \\ x_{m1} & x_{m2} & \mathbf{L} & x_{mt} \end{bmatrix}.$$

b) 对原始数据进行标准化处理

对于越大越优型指标, 转化公式如下:

$$y_{ij} = \frac{x_{ij} - \min\{x_{ij}\}}{\max\{x_{ij}\} - \min\{x_{ij}\}} \quad , \quad (7)$$

对于越小越优型指标, 转化公式为

$$y_{ij} = \frac{\max\{x_{ij}\} - x_{ij}}{\max\{x_{ij}\} - \min\{x_{ij}\}} \quad , \quad (8)$$

则可得到标准化后的矩阵:

$$Y = \begin{bmatrix} y_{11} & y_{12} & \mathbf{L} & y_{1t} \\ y_{21} & y_{22} & \mathbf{L} & y_{2t} \\ \mathbf{M} & \mathbf{M} & & \mathbf{M} \\ y_{m1} & y_{m2} & \mathbf{L} & y_{mt} \end{bmatrix}.$$

c) 根据熵的定义, 对于  $t$  个评价指标,  $m$  个评价对象, 利用下式计算第  $i$  个评价指标的熵值

$$E_i = -k \sum_{j=1}^t f_{ij} \ln f_{ij} \quad , \quad (9)$$

式中,

$$f_{ij} = \frac{1 + y_{ij}}{\sum_{j=1}^m (1 + y_{ij})} \quad , \quad k = 1/\ln t \quad . \quad (10)$$

d) 根据熵值, 计算第  $i$  个评价指标的熵权, 作为评价指标的客观权重

$$I_i = \frac{1 - E_i}{t - \sum_{j=1}^t E_j} \quad (i=1,2,\dots,m) \quad . \quad (11)$$

(3) 组合权重<sup>[12]</sup>

层次分析法赋权具有一定的主观性, 为了全面反映评价指标的重要性, 使得评价结果更加准确, 又添加了熵权理论作为客观评价方法。本文采用主客观权重相结合的组合权重, 获得各个评价指标的组合权重。

权重的组合方法有乘法合成法及线性加权组合法, 线性加权组合法应用范围更广, 乘法合成法适用于权重分配均匀的情况。

乘法合成法计算公式为

$$c_i = \frac{w_i I_i}{\sum w_i I_i} \quad . \quad (12)$$

线性加权组合法的计算公式为

$$c_i = \alpha w_i + (1 - \alpha) I_i \quad , \quad (13)$$

式中,  $c_i$  为第  $i$  个评价指标的组合权重,  $\alpha$  为第  $i$  个评价指标的分配系数,  $w_i$  为第  $i$  个评价指标的层次分析法权重,  $I_i$  为第  $i$  个评价指标的熵权。

### 1.3 理想点评价函数<sup>[14]</sup>

(1) 理想点决策矩阵构建

对于一个  $k$  个评价指标的分类对象, 可以看成  $k$  个目标函数, 即可构造目标函数为

$$F(x) = [f_1(x), f_2(x), \dots, f_k(x)] \quad . \quad (14)$$

其分别对应的权重为  $W_1, W_2, \mathbf{L}, W_k$ , 这个分类对象  $\mathbf{B}$  在目标函数  $f_i(x)$  下取值为  $x_i$ 。则其指标矩阵为

$$X = \{x_1, x_2, \mathbf{L}, x_k\} [W_1, W_2, \mathbf{L}, W_k]^T \quad (15)$$

### (2) 理想点设置

理想点的评价指标可以根据不同的性质进行分类, 在这里可以主要分为三类, 分别是“增长型”指标, 即指标得值越大越好, “减少型”, 同理即指标的值越小越好, 另一类是“区间型”指标, 即认为指标的值为某个理想的区间。

“增长型”指标, 有

$$f_i^*(+) = \max f_i(x) \quad (16)$$

“减少型”指标, 有

$$f_i^*(+) = \min f_i(x) \quad (17)$$

“区间型”指标, 有

$$f_i^*(+) = f_i((z_i^L + z_i^U)/2) \quad (18)$$

式中  $f_i^*(+)$  为第  $i$  个评价指标的理想值,  $z_i^L$  和  $z_i^U$  分别为评价指标的下限值和上限值。

### (3) 理想点评价函数确定

理想点法评价对象的本质是通过计算各点与理想点的距离来进行判断, 一点离理想点的距离越近, 说明评价对象最为接近理想点。因此, 常用的距离函数是闵可夫斯基距离函数:

$$|L| = \left\{ \sum_{i=1}^n w_i \left[ \frac{f_i(x) - f_i^*(+)}{|f_i^* - f_i^*|} \right]^H \right\}^{1/H} \quad (19)$$

式中  $f_i(x)$  值代表不同评价指标的真实值  $f_i(x)$  为评价对象第  $i$  个评价指标真实值;  $f_i^*(+)$  值代表不同评价指标的理想值为第  $i$  个评价指标理想值;  $f_i^*U$  为不同指标的上限值,  $f_i^*L$  为不同指标的下限值; 其中  $H$  为闵可夫斯基距离函数系数, 当  $H=1$  时, 为曼哈顿距离, 当  $H=2$  时, 为欧氏距离, 当  $H=\infty$  时, 为切比雪夫距离。在实际岩爆的应用中, 该模型的闵可夫斯基距离函数

是为了衡量各个因素指标与理想点的距离, 因此  $H$  取值对最终评价分级结果的影响可分为  $H$  取奇数和偶数两种情况。在本文中为了应用计算方便, 分别选取  $H$  取 1 和 2 进行计算分析。若  $H$  取奇数时, 各影响指标与理想点的距离可能为正也可能为负, 综合影响后只会拉近评价指标与理想点的距离, 从而导致预测结果偏小;  $H$  取偶数时, 各影响指标与理想点的距离均为正, 综合影响后在本文中为了应用计算方便, 分别选取  $H$  取 1 和 2 进行计算分析。

## 2 组合权重-理想点法岩爆分级预测模型

### 2.1 原始工程数据及处理

为了检验构建的组合权重-理想点法模型预测应变型岩爆的合理性和有效性, 根据各种文献提供的应变型岩爆数据, 统计整理了近些年的一些工程数据<sup>[2, 15-20]</sup>如表 5 所示。

因为很多文献给出的数值都是一个范围, 这对于定量评估预测产生了一定的难度, 因此本文对于原始数据进行统一说明处理。对于给出范围的数据, 采用取平均值的方式得到确定数值; 对于实际岩爆等级处在两级之间的数值, 为了更加安全合理起见, 统一取岩爆等级较高的数值。处理后的工程数据如表 6 所示。

### 2.2 评价指标体系及理想点的确定

由表 1 可知, 五项评价指标均为“效益型”指标, 根据 II 级与 III 级岩爆各评价指标分布的区间状况, 为了确保岩爆可以正确分级, 相应地应该为 I、IV 级岩爆的理想区间补充相应的上限值和下限值来确定理想点<sup>[21]</sup>, 经过补充修正之后的岩爆等级和评价指标关系如表 7 所示。

表 5 原始工程数据表<sup>[2, 15-20]</sup>

Table 5 Data of original projects

序号	工程名称	最大主应力 $S_1$ /MPa	最大切向应力 $S_0$ /MPa	抗压强度 $R_c$ /MPa	抗拉强度 $R_t$ /MPa	岩石弹性性能指数 $W_{et}$	岩体完整性指数 $K_v$	实际岩爆级别	数据来源
1	锦屏 I 级	9.00~35.00	18.00~70.00	50.00~70.00	5.0	3.5	0.53	II 级~III 级	文献[15, 16]
2	锦屏 II 级	38.02~71.00	98.6	120	6.5	3.8	0.76	III 级~IV 级	文献[2, 15]
3	天生桥 II 级水电站引水隧洞	25.80	30.00	88.7	3.7	6.6	0.75	III 级	文献[15, 17]
4	太平驿水电站引水隧洞	31.40	62.60	130.0~180.0	9.4	9.0	0.75	III 级	文献[2, 15]
5	秦岭铁路隧道	20.00~40.00	105.00	95.0~130.0	7.0	6.25~7.8	0.75	IV 级	文献[15, 18]
6	铜陵冬瓜山铜矿	34.33	105.50	132.2	16.4	7.27	0.75	III 级	文献[15, 19]
7	瀑布沟地下水电站地下洞室	21.10~27.30	42.00~54.00	82.3~207.5	5.9	5.0	0.80	III 级	文献[2, 15]
8	渔子溪一级水电站引水隧洞	30.00~45.00	90.00	170.0	11.3	9.0	0.80	III 级	文献[2, 15]
9	台清高速公路苍岭隧道	59.50	48.90	160.0	7.0	5.0	0.75	III 级	文献[15, 20]

表6 处理后的各项评价指标数据表

Table 6 Data of evaluation indexes after treatment

序号	工程名称	$S_1/R_c$	$S_0/R_c$	$R_c/R_t$	$W_{et}$	$K_v$	实际岩爆级别	数据来源
1	锦屏I级	0.37	0.67	12.00	3.50	0.53	III级	文献[15, 16]
2	锦屏II级	0.45	0.82	18.46	3.80	0.76	IV级	文献[2, 15]
3	天生桥II级水电站引水隧洞	0.29	0.34	23.97	6.60	0.75	III级	文献[15, 17]
4	太平驿水电站引水隧洞	0.20	0.40	16.49	9.00	0.75	III级	文献[2, 15]
5	秦岭铁路隧道	0.26	0.91	16.43	7.00	0.75	IV级	文献[15, 18]
6	铜陵冬瓜山铜矿	0.26	0.80	8.06	7.27	0.75	III级	文献[15, 19]
7	瀑布沟地下水电站地下洞室	0.17	0.33	24.56	5.00	0.80	III级	文献[2, 15]
8	渔子溪一级水电站引水隧洞	0.22	0.53	15.04	9.00	0.80	III级	文献[2, 15]
9	台靖高速公路苍岭隧道	0.37	0.31	22.86	5.00	0.75	III级	文献[15, 20]

表7 补充修正后岩爆等级与评价指标关系

Table 7 Relation between revised rating and evaluation indexes of rock burst

影响	I	II	III	IV
$S_1/R_c$	0.10~0.15	0.15~0.20	0.20~0.40	0.40~0.60
$S_0/R_c$	0.10~0.20	0.20~0.30	0.30~0.55	0.55~0.95
$R_c/R_t$	8~15	15~18	18~22	22~25
$W_{et}$	1~2	2~3.5	3.5~5	5~9
$K_v$	0.50~0.55	0.55~0.60	0.60~0.80	0.80~0.90

根据表7、式(18), 就可以构建出理想点矩阵:

$$F_i^* (+) = \begin{bmatrix} 0.10 & 0.18 & 0.30 & 0.60 \\ 0.10 & 0.25 & 0.43 & 0.95 \\ 8.00 & 16.50 & 20.00 & 25.00 \\ 1.00 & 2.75 & 4.25 & 9.00 \\ 0.50 & 0.58 & 0.70 & 0.90 \end{bmatrix}。 \quad (20)$$

## 2.3 组合权重的确定

### (1) 层次分析法计算权重

对于岩爆问题, 综合文献[21, 22]和相关专家意见可知, 可以认为洞室最大切向应力与岩石单轴抗压强度的比值  $S_0/R_c$  最重要, 比围岩洞壁最大主应力与岩石单轴抗压强度的比值  $S_1/R_c$  重要, 与岩石单轴抗压强度与抗拉强度比值  $R_c/R_t$  的关系介于重要与重要很多之间, 与岩石弹性能指数  $W_{et}$  的关系是重要很多的关系, 比岩体完整性系数  $K_v$  重要很多与重要一点之间。其余两个指标之间的重要程度关系可以参见下面的分析矩阵所示。

按照  $S_1/R_c$ ,  $S_0/R_c$ ,  $R_c/R_t$ ,  $W_{et}$ ,  $K_v$  的顺序, 分析矩阵为

$$A = \begin{bmatrix} 1 & 1/5 & 3 & 7 & 4 \\ 5 & 1 & 6 & 8 & 7 \\ 1/3 & 1/6 & 1 & 4 & 2 \\ 1/7 & 1/8 & 1/4 & 1 & 1/3 \\ 1/4 & 1/7 & 1/2 & 3 & 1 \end{bmatrix}。 \quad (21)$$

求解判断矩阵

$$\bar{w}_i = \sqrt[n]{\prod_{j=1}^n a_{ij}} \quad (i=1, 2, \dots, n), \quad (22)$$

$$\bar{W} = [1.7582 \quad 4.4163 \quad 0.8503 \quad 0.2720 \quad 0.5569]。$$

判断矩阵归一化处理:

$$W = [0.2239 \quad 0.5623 \quad 0.1083 \quad 0.0346 \quad 0.0709]。$$

一致性检验:

$$I_{\max} = \sum_{i=1}^n \frac{(AW)_i}{nW_i} = 5.3106。$$

则一致性指标为

$$CI = \frac{I_{\max} - n}{n - 1} = 0.0693,$$

$$CR = \frac{CI}{RI} = 0.0693 < 0.1 \text{ 满足一致性要求。}$$

### (2) 熵权理论计算权重

原始数据矩阵为

$$X = \begin{bmatrix} 0.37 & 0.67 & 12.00 & 3.5 & 0.53 \\ 0.45 & 0.82 & 18.46 & 3.8 & 0.76 \\ 0.29 & 0.34 & 23.97 & 6.6 & 0.75 \\ 0.20 & 0.40 & 16.49 & 9.0 & 0.75 \\ 0.26 & 0.91 & 16.43 & 7.0 & 0.75 \\ 0.26 & 0.80 & 8.06 & 7.27 & 0.75 \\ 0.17 & 0.33 & 24.56 & 5.0 & 0.80 \\ 0.22 & 0.53 & 15.04 & 9.0 & 0.80 \\ 0.37 & 0.31 & 22.86 & 5.0 & 0.75 \end{bmatrix}。 \quad (23)$$

因为这五项指标都是越小越优型, 故可以构建起标准化后的矩阵:

$$Y = \begin{bmatrix} 0.286 & 0.400 & 0.761 & 1.000 & 1.000 \\ 0.000 & 0.150 & 0.370 & 0.945 & 0.148 \\ 0.571 & 0.950 & 0.036 & 0.436 & 0.185 \\ 0.893 & 0.850 & 0.489 & 0.000 & 0.185 \\ 0.679 & 0.000 & 0.493 & 0.364 & 0.185 \\ 0.679 & 0.183 & 1.000 & 0.315 & 0.185 \\ 1.000 & 0.967 & 0.000 & 0.727 & 0.000 \\ 0.821 & 0.633 & 0.577 & 0.000 & 0.000 \\ 0.286 & 1.000 & 0.103 & 0.727 & 0.185 \end{bmatrix}。 \quad (24)$$

由式(9)、(10), 可以计算得到各个指标的熵值  $E_i$  为

$$E = [0.9909 \quad 0.9868 \quad 0.9886 \quad 0.9873 \quad 0.9895]。$$

表 8 岩爆预测结果表

Table 8 Predicted results of rock burst

序号	工程名称	H=1				H=2				实际岩爆 级别	
		I 级	II 级	III 级	IV 级	岩爆 预测值	I 级	II 级	III 级	IV 级	
1	锦屏 I 级	7.0730	2.2829	0.0389	1.6120	III 级	8.5287	3.3055	1.0545	2.1871	III 级
2	锦屏 II 级	9.2382	4.1147	0.7662	0.8277	III 级	10.8526	4.625	1.0957	1.0817	IV 级
3	天生桥 II 级水电 站引水隧洞	4.4633	1.8625	0.1805	1.0831	III 级	4.7334	2.068	0.6902	1.1887	III 级
4	太平驿水电站引 水隧洞	4.4934	1.5781	0.0995	1.3535	III 级	5.0275	2.0626	1.1307	1.5486	III 级
5	秦岭铁路隧道	9.0579	3.8611	0.8879	0.8364	IV 级	11.0935	4.6345	1.4446	1.2607	IV 级
6	铜陵冬瓜山铜矿	7.9677	3.0033	0.4152	1.3516	III 级	9.7279	4.1248	1.6417	2.2532	III 级
7	瀑布沟地下水电 站地下洞室	3.458	1.3704	0.0228	1.1042	III 级	3.6363	1.9563	0.6306	1.2018	III 级
8	渔子溪一级水电 站引水隧洞	5.7532	2.263	0.3197	1.2168	III 级	6.5311	2.7741	1.2067	1.5263	III 级
9	台靖高速公路苍 岭隧道	4.5353	1.88	0.0506	1.1777	III 级	5.1387	2.2943	0.482	1.2644	III 级

然后再由式(11), 可以计算得出各个评价预测指标的熵权  $I_i$  为

$$I = [0.1605 \ 0.2322 \ 0.1999 \ 0.2232 \ 0.1842]。$$

### (3) 组合权重确定

岩爆各个评价预测指标之间的主观权重值分配并不均匀, 故采用线性加权组合法计算组合权重, 即利用式(13)进行计算。又由于工程数据在统计时可能存在统计误差, 故应该优先考虑层次分析法建立的权重, 故可分配系数  $a=0.6$ , 可以计算得出各指标综合权重  $c_i$  为

$$C = [0.1985 \ 0.4303 \ 0.1449 \ 0.1101 \ 0.1162]。$$

### 2.4 岩爆分级预测模型检验

根据前文所述, 可以构建出岩爆分级预测模型, 为了检验构建的组合权-理想点法模型预测岩爆的合理性和有效性, 收集总结了近年来的工程数据, 用于验证模型的准确性。判别结果如表 8 所示。

由表 8 的预测结果可以看出, 当  $H=1$ , 即理想点的距离为曼哈顿距离时, 在预测锦屏 II 级水电站时, 预测结果出现偏差, 比实际的岩爆结果小一个等级。当  $H=2$ , 即理想点的距离为欧氏距离时, 理想点模型预测预测的结果与实际结果完全相符。进一步分析, 当  $H$  取奇数时, 各影响指标与理想点的距离可能为正也可能为负, 综合影响后只会拉近评价指标与理想点的距离, 从而导致预测结果偏小(预测锦屏 II 级水电站时得到验证);  $H$  取偶数时, 各影响指标与理想点的距离均为正, 能真实反映理想点与各个评价指标之间

的距离。另一方面, 在预测岩爆等级时, 选取岩爆预测结果高的有利于施工安全。因此, 选用  $H=2$  的欧式距离作为本模型理想点的预测模型比较合适。

### 2.5 岩爆预测分级系统

根据本文构建的组合权重-理想点法模型开发了一套用于岩爆预测分级的软件系统, 通过该界面, 可以直观准确的预测工程岩爆的发生及分级, 具体的软件界面如图 2 所示。



图 2 岩爆预测分级系统界面

Fig. 2 Prediction and classification system interface for rock burst

根据图 2 的系统界面, 只需要输入五因素指标对应的数值, 就可以直接计算出岩爆的级别, 便于工程师应用。

## 3 结 论

本文基于前人提出的应变型岩爆五因素判据, 综合考虑岩体工程及岩爆发生的不确定性, 提出了基于组合权重-理想点法的岩爆预测分级模型。

(1) 将岩爆五因素法引入到了岩爆的分级预测中, 并且采用了层次分析法与熵法相结合的主客观组合权法。

(2) 在综合考虑岩爆的影响因素基础上, 充分考虑了岩爆发生的条件, 采用了岩爆五因素法作为评价指标, 提出了基于组合权重-理想点法的岩爆预测分级模型, 并给出了详细的计算步骤和过程, 在此基础上, 开发了简单易用的岩爆预测分级系统。通过工程分析与验证, 说明构建的组合权-理想点法是有效的。

(3) 在实际预测模型中, 选用  $H=2$  时的欧式距离作为理想点模型进行预测比较合适, 预测结果与实际结果完全相符。

(4) 本文提出的预测分级模型主要有两方面的优势: ①考虑影响岩爆的因素比前人方法多, 本文是基于应变型岩爆发生的五因素进行预测分级的; ②本文统计了 9 个不同工程的实例数据, 所提出的模型在这些工程中均得到了很好的验证, 这在一定程度上也增加了本文所提出模型的适用性。当然, 岩爆预测一直以来都是一个世界性的难题, 要想实现岩爆的精确预测, 还需要不断的深入研究与努力。

尽管本文岩爆预测分级方法是基于岩爆的五因素判据提出的, 但对于其他岩爆判据, 本文方法的计算过程和步骤同样适用。

## 参考文献:

- [1] 王元汉, 李卧东, 李启光, 等. 岩爆预测的模糊数学综合评判方法[J]. 岩石力学与工程学报, 1998, 17(5): 493 - 501. (WANG Yuan-han, LI Wo-dong, LI Qi-guang, et al. Method of fuzzy comprehensive evaluations for rockburst prediction[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1998, 17(5): 493 - 501. (in Chinese))
- [2] 梁志勇. 锦屏二级水电站引水隧洞岩爆预测及防治对策研究[D]. 成都: 成都理工大学, 2004. (LIANG Zhi-yong. Study on the prediction and prevention of rockburst in the diversion tunnel of Jinping II Hydropower[D]. Chengdu: Chengdu University of Technology, 2004. (in Chinese))
- [3] DORIGO M, BIRATTARI M. Ant colony optimization[M]// Encyclopedia of Machine Learning. New York: Springer US, 2010: 36 - 39.
- [4] SANDRU O I, VLADAREANU L, SCHIOPU P, et al. Multidimensional extenics theory[J]. UPB Sci Bull, 2013(1): 75.
- [5] 王迎超, 尚岳全, 孙红月, 等. 基于功效系数的岩爆烈度分级预测研究[J]. 岩土力学, 2010, 31(2): 529 - 534. (WANG Ying-chao, SHANG Yue-quan, SUN Hong-yue, et al. Study of prediction of rockburst intensity based on efficacy coefficient method[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(2): 529 - 534. (in Chinese))
- [6] BUSH G W, SI Y, ZHANG B, et al. Abc is abc[J]. Rock Mechanics, 2000, 22(2): 117 - 122.
- [7] RUSSENES B F. Analysis of rock spalling for tunnels in steep vally sides (in Norwegian)[D]. Trondheim: Norwegian Institute of Technology, 1974.
- [8] BARTON N, LIEN R, LUNDE J. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support[J]. Rock Mechaniacs, 1974, 6: 189 - 236.
- [9] 徐林生, 王兰生. 二郎山公路隧道岩爆发生规律与岩爆预测研究[J]. 岩土工程学报, 1999, 21(5): 569 - 572. (XU Lin-sheng, WANG Lan-sheng. Study on the laws of rockburst and its forecasting in the tunnel of Erlang Mountain road[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1999, 21(5): 569 - 572. (in Chinese))
- [10] 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 Bin-jun. Rockburst and its criteria and control[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(10): 2034 - 2042. (in Chinese))
- [11] 吕庆, 孙红月, 尚岳全, 等. 深埋特长公路隧道岩爆预测综合研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(16): 2982 - 2988. (LÜ Qing, SUN Hong-yue, SHANG Yue-quan, et al. Comprehensive study on prediction of rockburst in deep and over-length highway tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(16): 2982 - 2988. (in Chinese))
- [12] 张倬元, 宋建波, 李攀峰. 地下厂房洞室群岩爆趋势综合预测方法[J]. 地球科学进展, 2004(3): 451 - 456. (ZHANG Zhuo-yuan, SONG Jian-bo, LI Pan-feng. Rock burst comprehensive forecasting method for the chamber group of underground power house[J]. Advance in Earth Sciences, 2004(3): 451 - 456. (in Chinese))
- [13] ZHANG J J, FU B J, LI Z K, et al. Criterion and classification for strain mode rockbursts based on five-factor comprehensive method[C]// Harmonising Rock Engineering and the Environment. Beijing, 2011: 562 - 563.
- [14] 朱茵, 孟志勇, 阚叔愚. 用层次分析法计算权重[J]. 北方交通大学学报, 1999(5): 119 - 122. (ZHU Ying, MENG Zhi-yong, KAN Shu-yu. Determination of weight value by AHP[J]. Journal of Northern Jiao Tong University, 1999(5): 119 - 122. (in Chinese))

[15] 袁诗龙, 王金山. 基于熵权理想解法的炮兵 C<sup>4</sup>ISR 系统效能评估[J]. 火力与指挥控制, 2008, 33(12): 81 - 83, 94. (YUAN Shi-long, WANG Jin-shan. Evaluation of artillery battling efficiency based on entropy and the ideal point analysis manner[J]. Fire Control and Command Control, 2008, 33(12): 81 - 83, 94. (in Chinese))

[16] 裴启涛, 李海波, 刘亚群, 等. 基于组合赋权的岩爆倾向性预测灰评估模型及应用[J]. 岩土力学, 2014, 35(增刊 1): 49 - 56. (PEI Qi-tao, LI Hai-bo, LIU Ya-qun, et al. A grey evaluation model for predicting rockburst proneness based on combination weight and its application[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, 35(S1): 49 - 56. (in Chinese))

[17] 应玫茜. 多目标规划的理想点法[J]. 系统科学与数学, 1981(1): 1 - 8. (YING Mei-qian. The ideal point method of multi-objective programming[J]. Journal of Systems Science and Mathematical Sciences, 1981(1): 1 - 8. (in Chinese))

[18] 尚彦军, 张镜剑, 傅冰骏. 应变型岩爆三要素分析及岩爆势表达[J]. 岩石力学与工程学报, 2013(8): 1520 - 1527. (SHANG Yan-jun, ZHANG Jing-jian, FU Bin-jun. Analyses of three parameters for strain mode rockburst and expression of rockburst potential[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013(8): 1520 - 1527. (in Chinese))

[19] 贾哲强, 张茹, 张艳飞, 等. 猴子岩水电站地下厂房岩爆综合预测研究[J]. 岩土工程学报, 2016, 38(增刊 2): 110 - 116. (JIA Zhe-qiang, ZHANG Ru, ZHANG Yan-fei, et al. Integrated prediction for rockburst of underground powerhouse of Houziyan hydropower station[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, 38(S2): 110 - 116. (in Chinese))

[20] 贾愚如, 范正绮. 水工地下洞室中的岩爆机制与判据[J]. 水力发电, 1990(6): 30 - 34. (JIA Yu-ru, FAN Zheng-qi. Hydraulic underground tunnel rockburst mechanism and criteria[J]. Water Power, 1990(6): 30 - 34. (in Chinese))

[21] 舒磊, 王磊, 彭金伟. 秦岭铁路隧道岩爆预报的模糊综合评判研究[J]. 四川联合大学学报(工程科学版), 1998(4): 55 - 60. (SHU Lei, WANG Lei, PENG Jin-wei. The rockburst forecast based on fuzzy comprehensive evaluation of Qinling railway tunnel[J]. Journal of Sichuan Union University (Engineering Science Edition), 1998(4): 55 - 60. (in Chinese))

[22] 李素蓉. 深部金属矿山地震活动特性及岩爆的支持向量机预测研究[D]. 长沙: 中南大学, 2011. (LI Su-rong. Study of characteristics of mining induced seismicity in deep metal and rockburst prediction based on support vector machine[D]. Changsha: Zhongnan University, 2011. (in Chinese))

[23] 吴德兴, 杨健. 苍岭特长公路隧道岩爆预测和工程对策[J]. 岩石力学与工程学报, 2005(21): 167 - 173. (WU De-xing, YANG Jian. Prediction and countermeasure for rockburst in cangling mountain highway tunnel[D]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005(21): 167 - 173. (in Chinese))

[24] 贾义鹏. 岩爆预测方法与理论模型研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2014. (JIA Yi-peng. Study on prediction method and theorial mode of rockburst[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2014. (in Chinese))

[25] 刘磊磊. 高地应力地区隧道岩爆预测研究[D]. 长沙: 中南大学, 2014. (LIU Lei-lei. Prediction of rockburst while tunnelling in high geological stress areas[D]. Changsha: Central South University, 2014. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201712014

# 复杂结构面缓倾层状岩体边坡破坏机制

王林峰, 唐红梅, 唐芬, 叶四桥

(重庆交通大学水利水运工程教育部重点实验室, 重庆 400074)

**摘要:** 缓倾层状岩体边坡在结构面的切割下易发生崩塌灾害。以含有两组及两组以上结构面的复杂缓倾角岩体边坡为研究对象, 首先基于断裂力学和材料力学, 建立了复杂缓倾角岩体边坡层间荷载和稳定系数的计算方法, 然后以重庆綦江羊叉河缓倾岩体边坡为例分析了边坡的稳定性, 计算结果与边坡现场破坏情况基本一致。再通过数值模拟得到了重庆綦江羊叉河缓倾岩体边坡的稳定系数, 模拟结果与计算结果基本一致。最后通过数值模拟揭示了重庆綦江羊叉河缓倾岩体边坡的破坏模式与规律, 边坡下部岩腔破坏的主要诱因为压力。建立的复杂缓倾角岩体边坡层间荷载和稳定系数的计算方法可为复杂缓倾角岩体边坡防治结构的设置提供理论依据。

**关键词:** 层状岩体边坡; 缓倾角; 断裂力学; 数值模拟; 破坏机制

中图分类号: TU45 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)12-2253-08

作者简介: 王林峰(1983-), 男, 副教授, 硕士生导师, 主要从事地质灾害减灾理论与控制技术研究。E-mail: [wanglinfeng@cqjtu.edu.cn](mailto:wanglinfeng@cqjtu.edu.cn)。

## Failure mechanism of gently inclined bedding rock mass slopes with complex fissures

WANG Lin-feng, TANG Hong-mei, TANG Fen, YE Si-qiao

(Key Laboratory of Hydraulic and Waterway Engineering of the Ministry of Education, Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400074, China)

**Abstract:** The collapse disasters are easily caused by the cut of fissures in gently inclined bedding rock mass slopes. The complex gently inclined bedding rock mass slope containing two fissures is studied. At first, based on the fracture mechanics and the mechanics of materials, a method for calculating the load and stability coefficient of complex gently inclined bedding rock mass slopes is established. For the case of Yangchahe gently inclined bedding rock mass slope in Qijiang County of Chongqing, the slope stability is calculated, and the results are the same as the field damage situations. Then the stability coefficient of the gently inclined bedding rock mass slope is obtained through numerical simulation. The numerical results are the same as the calculated ones. The numerical results reveal the damage mode and rules of Yangchahe gently inclined bedding rock mass slope. The compressive stress is the main factor for the damage of rock cells. The proposed method for the load and stability coefficient of complex gently inclined bedding rock mass slope may provide a theoretical basis for the design and layout of the relevant control structures.

**Key words:** bedding rock mass slope; gentle inclination angle; fracture mechanics; numerical simulation; failure mechanism

## 0 引言

缓倾层状岩体边坡是岩体边坡中的一种典型型式, 此类边坡在三峡库区、重庆、四川、贵州、云南等西南地区极为常见。该类边坡坡角一般比较大, 常形成陡崖, 形成陡崖后由于结构面的切割会在陡崖上形成不稳定岩块, 岩块一旦失稳就形成崩塌灾害。在西南地区有很多的公路、城镇、矿区、港口码头等基础设施都建设在缓倾角岩体边坡下。因此为了确保这些基础设施的地质安全, 必须控制缓倾角边坡的地质安全。

鉴于缓倾角岩体边坡具有破坏性强和突发性的特

点, 一直是国内外学者关注的热点。王林峰等<sup>[1-2]</sup>、唐红梅等<sup>[3]</sup>以单个危岩体或单列危岩体为例, 分析了各危岩块的稳定性和失稳顺序。卢海峰等<sup>[4]</sup>以某巴东组缓倾顺层边坡为例, 结合极限平衡方法和模型实验分析了开挖过程中缓倾顺层边坡的破坏规律。Alejano等<sup>[5]</sup>基于工程地质分析原理和现场调查方法分析了反倾岩

基金项目: 国家自然科学基金项目(51408084, 51378521, 51678097); 重庆市教委2014年度科学技术研究项目(KJ1400317); 重庆交通大学地质资源与地质工程重点学科专项经费(2013D-1); 重庆交通大学校内科学基金课题(2013kj043)

收稿日期: 2016-09-30

质边坡的破坏机制。Manuel 等<sup>[6]</sup>通过分析地质雷达采集到的信息对缓倾岩石边坡的破坏进行了预警。Ahmad 等<sup>[7]</sup>通过有限元法分析了岩土格栅对某缓倾岩质边坡的加固效果。Huang 等<sup>[8]</sup>通过有限元分析了不同抗剪强度参数条件下的层状岩体边坡稳定性变化规律。Mohsen 等<sup>[9]</sup>考虑岩石的脆性和损伤特性, 基于数值模拟的方法分析了层状岩体边坡的破坏机制。缓倾角岩体边坡的破坏表现为后部结构面不断的扩展, 直至贯通导致不稳定岩块与母岩脱离形成崩塌灾害。因此, 可以通过分析结构面的稳定性来判断缓倾角岩体边坡的稳定性。目前国内外许多学者主要采用断裂力学方法分析结构面的稳定性, 如 Zhang 等<sup>[10]</sup>、陈洪凯等<sup>[11-12]</sup>、何思明等<sup>[13]</sup>断裂力学和数值模拟的方法分析了不同倾角的结构面对岩体边坡稳定性的影响。

目前, 缓倾角岩体边坡的研究主要针对单个危岩体或只有一条主控结构面的缓倾角岩体边坡进行研究, 而对含有多条结构面的缓倾角岩体边坡研究较少。本文将针对含有两组或三组结构面, 且结构面间距  $\geq 3$  m 的缓倾角岩体边坡进行研究, 分析其稳定性和破坏机制。

## 1 力学机制分析

### 1.1 稳定系数

复杂缓倾层状岩体边坡为层面倾角较缓, 并在边坡内存在两组及以上的节理, 如图 1 所示。图 1 所示的边坡除了岩层层面外, 还有一组倾向于坡面外侧的节理和垂直于坡面的节理。在这两组结构面和层面的切割下, 边坡被分解成了很多岩块, 进而导致复杂缓倾层状岩体边坡的破坏模式与仅有一组节理边坡的破坏模式不同。所以, 一组节理边坡的稳定性分析方法不能用于复杂缓倾层状岩体边坡的稳定性分析。

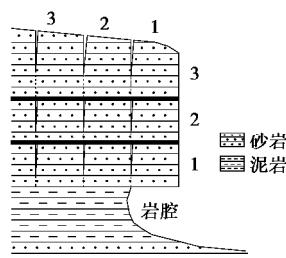


图 1 复杂缓倾岩体边坡模型

Fig. 1 Complex rock mass slope with gentle dip

为了描述, 首先对复杂缓倾层状岩体边坡中的块体编号。岩层从下往上编号, 块体列数由外向里进行编号。复杂缓倾层状岩体边坡主要的破坏模式为软硬相间的岩体结构, 由于差异风化, 导致硬质岩体悬空而逐步失稳。复杂缓倾层状岩体边坡块体悬空的列数不

同岩块崩落的顺序就不同, 对于此类边坡陈洪凯基于地貌学提出了链式规律, 该规律将 1 列潜在失稳岩块定义为 1 个宏观链<sup>[14]</sup>。

随着岩腔进深不断的增大, 复杂缓倾层状岩体边坡的多条宏观链临空, 可能失稳的岩块增加, 此时相对于仅有一条宏观链的岩块临空时变得更加复杂, 如图 2 所示。现假定某复杂缓倾层状岩体边坡含  $n$  条宏观链,  $m$  层岩层。先取任意一层中的任意岩块进行分析, 定义为<sup>#</sup> $ij$  岩块, 其中  $i$  为岩层编号,  $j$  为宏观链编号。<sup>#</sup> $ij$  岩块的受力图见图 3。图中  $W_{ij}$  为自重,  $P_{Lij}$  为水平地震力,  $P_{Vij}$  为水平地震力,  $P_{wij}$  为裂隙水压力, 上下岩层之间的作用力为  $q'_{(i+1)j}$  和  $q'_{ij}$ , <sup>#</sup> $ij$  岩块前一个岩块对其的作用有弯矩  $M_{i(j-1)}$ 、拉力  $N_{i(j-1)}$  和剪力  $Q_{i(j-1)}$ 。令<sup>#</sup> $ij$  岩块的竖直高度用  $H_{ij}$  表示, 裂隙深度用  $a_{ij}$  表示, 裂隙水高度用  $e_{1ij}$  表示。其厚度用  $B_{ij}$  表示。根据材料力学可知<sup>#</sup> $ij$  岩块主控结构面处的作用如下所示。

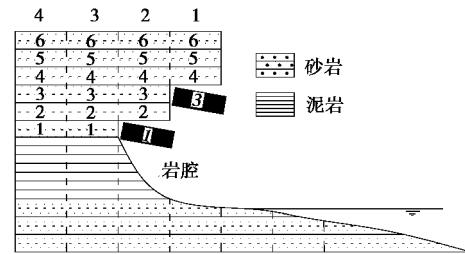


图 2 复杂缓倾岩体边坡岩块崩落

Fig. 2 Blocks of complex rock mass slope with gentle dip

$$M_{ij} = M_{i(j-1)} + W_{ij}B_{ij}/2 + (q'_{(i+1)j} + q'_{ij})B_{ij}^2/2 + T_{i(j-1)}B_{ij}, \quad (1)$$

$$Q_{ij} = W_{ij} + Q_{i(j-1)} + (q'_{(i+1)j} + q'_{ij})B_{ij}, \quad (2)$$

$$N_{ij} = N_{i(j-1)} + (t'_{(i+1)j} + t'_{ij})B_{ij}, \quad (3)$$

式中, 脚标  $i$  为第  $i$  层岩体,  $j$  为第  $j$  个宏观链,  $M_{ij}$  为<sup>#</sup> $ij$  岩块结构面处的弯矩,  $Q_{ij}$  为<sup>#</sup> $ij$  岩块结构面处的剪力,  $N_{ij}$  为<sup>#</sup> $ij$  岩块结构面处的拉力。

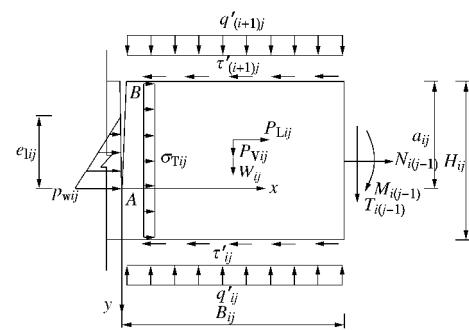


图 3 <sup>#</sup> $ij$  岩块受力模型图

Fig. 3 Force diagram for NO.  $ij$  block

<sup>#</sup> $ij$  岩块由弯矩、拉力和剪力和裂隙水压力产生的

应力强度因子为<sup>[2, 11, 15]</sup>

$$K_{Iij} = 5.51\bar{u}_{ij}\sqrt{\pi a_{ij}} \quad , \quad (4)$$

$$K_{Iij} = 1.12t_{ij}\sqrt{\pi a_{ij}} \quad , \quad (5)$$

$$K_{I2ij} = F(a_{ij})S_{ij\max}\sqrt{\pi a_{ij}} \quad , \quad (6)$$

$$K_{I3ij} = 1.12S_{ij}\sqrt{\pi a_{ij}} \quad , \quad (7)$$

式中,  $\bar{u}_{ij} = \frac{1}{2}p_{wij}$  , (8)

$$t_{ij} = \frac{Q_{ij}}{H_{ij}} \quad , \quad (9)$$

$$F(a_{ij}) = 1.122 - 1.40R_{ij} + 7.33R_{ij}^2 - 13.08R_{ij}^3 + 14.00R_{ij}^4, \quad (10)$$

$$S_{ij\max} = \frac{6M_{ij}}{H_{ij}^2} \quad , \quad (11)$$

$$R_{ij} = \frac{a_{ij}}{H_{ij}} \quad , \quad (12)$$

$$S_{ij} = \frac{N_{ij}}{H_{ij}} \quad . \quad (13)$$

因此该岩块主控结构面处的 I 型应力强度因子为

$$K_{Iij} = K_{Iij} + K_{I2ij} + K_{I3ij} \quad . \quad (14)$$

根据式 (5)、(14) 可得岩块的联合应力强度因子和断裂角为<sup>[15]</sup>

$$K_{eij} = \cos \frac{q_{0ij}}{2} \left( K_{Iij} \cos^2 \frac{q_{0ij}}{2} - \frac{3}{2} K_{Iij} \sin q_{0ij} \right), \quad (15)$$

$$q_{0ij} = \pm \arccos \frac{3K_{Iij}^2 + \sqrt{K_{Iij}^4 + 8K_{Iij}^2K_{Iij}^2}}{K_{Iij}^2 + 9K_{Iij}^2} \quad . \quad (16)$$

然后由式 (15) 和岩块主控结构面的断裂韧度可以获得第<sup>#</sup>i 岩块的稳定系数为

$$F_{sij} = \frac{K_{IC}}{K_{eij}} \quad . \quad (17)$$

最后根据各岩块的稳定系数判别出各岩块是否失稳, 进而获得边坡的破坏形态。

## 1.2 层间荷载确定

复杂缓倾岩体边坡稳定性的计算, 关键在于层间荷载的确定。现取第 i 层岩体进行分析, 层高为  $H_i$ , 层厚为  $B_i$ , 与其相邻的岩层为第  $i-1$  和  $i+1$  层岩层, 它们的层高分别为  $H_{i-1}$  和  $H_{i+1}$ , 层厚分别为  $B_{i-1}$  和  $B_{i+1}$  (图 4), 各岩层最外侧的接触点分别为  $A_i$  和  $A_{i+1}$ 。第 i 层岩层的受力情况如图 5 所示, 第 i 层岩层受到的作用有自重、裂隙中的水压力、地震力和相邻岩层的压力与摩擦力。

首先忽略相邻岩层间的作用, 根据材料力学可得岩层的挠度为

$$y_i = \frac{gH_i x^2}{24EI_i} (x^2 + 6B_i^2 - 4B_i x) \quad . \quad (18)$$

然后通过比较不计岩层间的相互作用的岩层挠度大小, 可判定相邻岩层是否接触在一起。相邻岩层之间的接触关系 (4 种) 如下:

情况 1: 相邻岩层不接触( $y_{i-1} \geq y_i \geq y_{i+1}$ )。主要出现在岩层层数较少 (2, 3 层) 的陡崖上。如图 6 中第 i 层和第  $i+1$  层之间不接触。

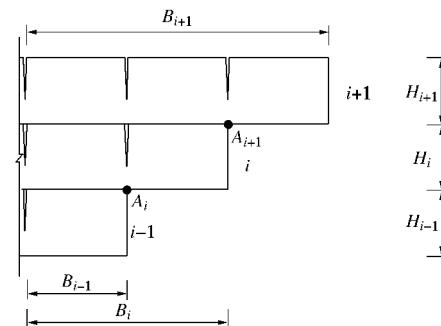


图 4 岩层几何尺寸图

Fig. 4 Geometrical sizes of strata

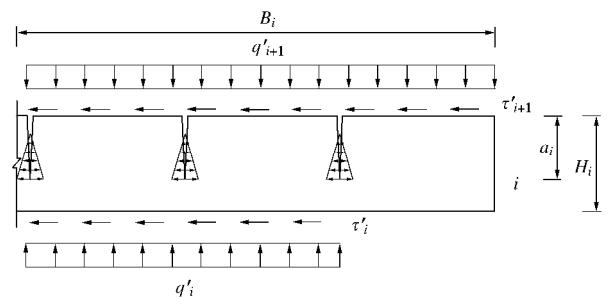


图 5 第 i 层岩层受力图

Fig. 5 Force diagram for NO. i layer

情况 2: 岩层与下部岩层接触和上部岩层不接触( $y_{i-1} < y_i \geq y_{i+1}$ )。主要出现在层间脱离处, 下部的岩层处。如图 6 中第 i 层和第  $i-1$  层之间接触, 第 i 层和第  $i+1$  层之间不接触。



图 6 层间接触关系

Fig. 6 Contact relationship between layers

情况 3: 岩层和上部岩层接触在一起, 不和下部岩层接触( $y_{i-1} \geq y_i < y_{i+1}$ )。主要出现在层间脱离处, 上部的岩层处。如图 6 中第  $i+1$  层和第  $i+2$  层之间接触, 第  $i+1$  层和第 i 层之间不接触。

情况 4: 岩层与上部和下部岩层都接触( $y_{i-1} < y_i < y_{i+1}$ )大部分的缓倾层状岩体边坡中的。如图 6 中第  $i+1$  层和第  $i+2$  层之间接触, 第  $i$  层和第  $i-1$  层之间接触。

$i$  层岩层自重和  $i+1$  层岩层压力作用下  $i$  层岩层的挠度为

$$y_{i1} = \frac{(q'_{i+1} + gH_i)x^2}{24EI_i} (x^2 + 6B_i^2 - 4B_i x) , \quad (19)$$

式中,  $I_i$  为任意岩层 ( $i$  层) 裂隙处的惯性矩。

受下部岩层 ( $i-1$  层) 支撑时的挠度计算式如下:

$$y_{i2} = - \left\{ \frac{m_1 q'_i x^2}{24EI_i} (x^2 + 6B_{i-1}^2 - 4B_{i-1} x) + m_2 \left[ \frac{q'_i B_{i-1}^4}{8EI_i} + \frac{q'_i B_{i-1}^3}{6EI_i} (x - B_{i-1}) \right] \right\} , \quad (20)$$

式中, 当  $x > B_i$  时,  $m_1 = 0$ ; 当  $x \leq B_i$  时,  $m_2 = 0$ 。

通过叠加原理可得考虑岩层相互作用后的总挠度为

$$y_i = y_{i1} + y_{i2} . \quad (21)$$

情况 1 时岩层间无相互作用, 因此挠度可由式 (18) 获得。

情况 2 时岩层与下部岩层接触和上部岩层不接触即  $q'_{i+1} = 0$ , 因此, 可将此条件代入式 (19) ~ (21) 得到岩层挠度。

情况 3 时岩层和上部岩层接触在一起, 不和下部岩层接触即  $q'_i = 0$ , 因此, 可将此条件代入式 (19) ~ (21) 得到岩层挠度。

对于情况 4, 通过求解式 (19) ~ (21) 得到岩层的挠度。

(1) 仅有两个岩层接触

对于情况 2 或情况 3 都是属于仅有两个岩层接触的情况, 它们层间接触力的求解相同。现以情况 3 为例进行说明。 $i+1$  层与  $i$  层岩层相互作用后图 4 中  $A_{i+1}$  点出  $i+1$  层与  $i$  层岩层的挠度相等, 即

$$y_i|_{A_{i+1}} = y_{i+1}|_{A_{i+1}} . \quad (22)$$

由式 (19) ~ (21) 可得

$$y_i|_{A_{i+1}} = \frac{(q'_{i+1} + gH_i)B_i^4}{8EI_i} , \quad (23)$$

$$y_{i+1}|_{A_{i+1}} = \frac{gH_{i+1}B_i^2}{8EI_{i+1}} (B_i^2 + 6B_{i+1}^2 - 4B_{i+1}B_i) - \frac{q'_{i+1}B_i^4}{8EI_{i+1}} . \quad (24)$$

令  $A_i = \frac{gH_{i+1}B_i^2}{8EI_{i+1}} (B_i^2 + 6B_{i+1}^2 - 4B_{i+1}B_i)$ , 将式 (23)

和式 (24) 代入式 (22) 有

$$q'_{i+1} = \left( A_i - \frac{gH_i B_i^4}{8EI_i} \right) \frac{8EI_{i+1} I_i}{(I_{i+1} + I_i) B_i^4} . \quad (25)$$

则  $i+1$  层与  $i$  层岩层的层间摩擦力为

$$t'_{i+1} = q'_{i+1} \tan j_{i+1} + c_{i+1} . \quad (26)$$

(2) 多层岩层接触时

当有  $n$  层岩层同时接触时, 将岩层自下而上进行编号, 设岩层最外侧的接触点分别为  $A_1, A_2, \dots, A_n$ ; 各相邻岩层接触段的挠度相等, 则有

$$\left. \begin{aligned} y_1|_{A_2} &= y_2|_{A_2} , \\ y_2|_{A_3} &= y_3|_{A_3} , \\ \vdots & \\ y_{n-1}|_{A_n} &= y_n|_{A_n} . \end{aligned} \right\} \quad (27)$$

式 (27) 中各挠度值可以通过式 (19) ~ (21) 求得。

当有  $n$  层岩层同时接触时, 荷载中只有  $q'_i$  和  $t'_i$  未知, 因此共有  $2(n-1)$  个未知数。由式 (26) 可知通过  $q'_i$  可以求出  $t'_i$ , 即实际上未知数为  $n-1$  个。方程组

(27) 由  $n-1$  个方程构成, 因此通过解方程组 (27) 即可获得层间压力  $q'_i$ 。

### 1.3 复杂缓倾岩体边坡稳定性分析程序

(1) 自下而上对岩层进行编号, 自外向内对宏观链进行编号。

(2) 计算出不考虑层间作用时各岩层的挠度值。

(3) 根据步骤 (2) 计算出的挠度值判断出第 1 层和第 2 层岩层间的接触情况。

若  $y_1|_{A_2} \geq y_2|_{A_2}$ , 则第 1 层和第 2 层岩层不接触, 即  $q'_2 = t'_2 = 0$ ; 若  $y_1|_{A_2} < y_2|_{A_2}$ , 则第 1 层和第 2 层岩层接触, 通过式 (25)、(26) 可以求出的  $q'_2$  和  $t'_2$  值。然后计算出考虑层间作用力后第 1 层和第 2 层岩层的挠度。

(4) 加上第 3 层岩层, 计算 1, 2, 3 层岩层间的层间接触力和挠度。

若  $y_2|_{A_3} \geq y_3|_{A_3}$ , 则第 2 层和第 3 层岩层不接触, 即  $q'_3 = t'_3 = 0$ ; 且第 1 层和第 2 层岩层的挠度和层间作用力不变;

若  $y_2|_{A_3} < y_3|_{A_3}$ , 则第 2 层和第 3 层岩层接触, 且步骤 3) 判断出了第 1 层和第 2 层岩层是接触在一起的, 通过式 (27) 可以求出的  $q'_2, t'_2, q'_3$  和  $t'_3$  值。然后计算出考虑层间作用力后第 1, 2 和 3 层岩层的挠度。

若  $y_2|_{A_3} < y_3|_{A_3}$ , 则第 2 层和第 3 层岩层接触, 但是步骤 3) 判断出第 1 层和第 2 层岩层不接触, 通过式 (25)、(26) 可以求出的  $q'_3$  和  $t'_3$  值。然后计算出考虑层间作用力后第 2 层和第 3 层岩层的挠度。再比较第 1 层和第 2 层岩层的挠度值大小, 若  $y_1|_{A_2} \geq y_2|_{A_2}$  则计算中止; 若  $y_1|_{A_2} < y_2|_{A_2}$ , 则表明加上第 3 层岩层使原本不接触第 1 层和第 2 层岩层的接触在一起, 此时通过式 (27) 可以计算出  $q'_2, t'_2, q'_3$  和  $t'_3$  值, 最后计

算出考虑层间作用力后第1, 2和3层岩层的挠度。

(5) 以此类推, 计算加上第n层岩层后各岩层的层间作用力和挠度值。

(6) 确定出层间作用力后, 通过式(1)~(3)计算出各岩块结构面处的弯矩、剪力和拉力。

(7) 通过式(4)~(7)计算出各岩块的稳定性, 判定出可能失稳的岩块。

## 2 算例分析

本文以重庆綦江羊叉河缓倾层状岩体边坡为例(图7(a)), 岩块的岩性为灰岩, 天然重度为26.7 kN/m<sup>3</sup>, 断裂韧度为2.12 MPa·m<sup>1/2</sup>, 泊松比为0.2, 黏聚力c为4 MPa, 内摩擦角为38°。该缓倾岩体边坡的地质模型如图7(b)所示, 该边坡临空岩块包含5个宏观链, 6层岩层, 总计15块可能崩落的岩块。根据现场调查发现在#62岩块后部存在一条平行于坡面,

长约40 m, 宽约15 cm的裂隙。采用第1节构建的复杂缓倾层状岩体边坡稳定性分析方法对重庆綦江羊叉河缓倾层状岩体边坡进行计算分析, 计算结果见表1。从表1中各岩块的稳定系数值可以看出, #62岩块稳定系数最小, 为1.02, 该岩块处于欠稳定状态。因此, #62岩块将最先脱离后部母岩。当#62岩块脱离母岩后, 其自重全部施加在#52岩块, 导致#52岩块受到的作用瞬间增大, 进而诱发#52岩块和#61和#62岩块同时掉落。#52、#61和#62岩块掉落后, 羊叉河缓倾层状岩体边坡的第1, 2条宏观链消失, 即坡面后退7.2 m。该计算结果与现场调查结果基本一致。

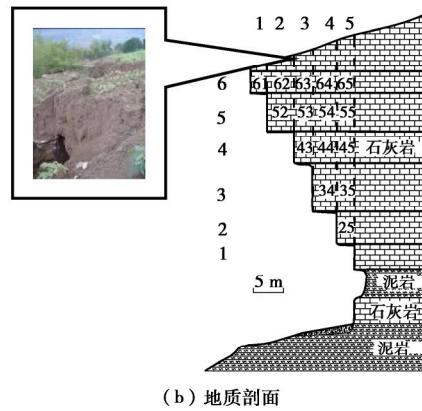
## 3 数值模拟分析

### 3.1 岩块断裂稳定性分析

数值模拟分析以重庆綦江羊叉河缓倾层状岩体边坡为分析对象。本文采用的数值模拟软件为ANSYS。



(a) 边坡照片



(b) 地质剖面

图7 重庆綦江羊叉河缓倾层状岩体边坡

Fig. 7 Gently inclined bedding rock mass slope in Yangchahe Qijiang County, Chongqing

表1 各岩块的稳定性分析表

Table 1 Stability analysis of rock blocks

序号	岩块编号	高度H <sub>i</sub> /m	厚度B <sub>i</sub> /m	贯通长度a/m	弹性模量E/MPa	重度γ/(kN·m <sup>-3</sup> )	临界应力强度因子K <sub>IC</sub> /(MPa·m <sup>1/2</sup> )	联合应力强度因子K <sub>e</sub> /(MPa·m <sup>1/2</sup> )	F <sub>Sij</sub>
1	61	3.30	2.80	2.20	57440	26.7	2.12	0.86	2.46
2	52	5.80	4.40	3.87	57440	26.7	2.12	1.86	1.14
3	62	3.30	4.40	2.20	57440	26.7	2.12	2.10	1.02
4	43	4.90	3.10	2.45	57440	26.7	2.12	1.23	1.73
5	53	5.80	3.10	2.90	57440	26.7	2.12	1.56	1.36
6	63	3.30	3.10	1.65	57440	26.7	2.12	1.45	1.46
7	34	7.40	4.00	2.47	57440	26.7	2.12	1.64	1.29
8	44	4.90	4.00	1.63	57440	26.7	2.12	1.21	1.75
9	54	5.80	4.00	1.93	57440	26.7	2.12	1.49	1.42
10	64	3.30	4.00	1.10	57440	26.7	2.12	1.14	1.86
11	25	4.90	2.90	1.63	57440	26.7	2.12	1.22	1.74
12	35	7.40	2.90	2.47	57440	26.7	2.12	1.74	1.22
13	45	4.90	2.90	1.63	57440	26.7	2.12	1.89	1.12
14	55	5.80	2.90	1.93	57440	26.7	2.12	1.96	1.08
15	65	3.30	2.90	1.10	57440	26.7	2.12	1.39	1.53

表 2 各岩块稳定系数数值模拟结果

Table 2 Results of numerical simulation for stability coefficient of blocks

序号	岩块编号	高度 $H_i/m$	厚度 $B_i/m$	贯通长度 $a/m$	临界应力强度因子	联合应力强度因子	$F_{Sij}$
					$K_{IC}/(\text{MPa}\cdot\text{m}^{1/2})$	$K_e/(\text{MPa}\cdot\text{m}^{1/2})$	
1	61	3.30	2.80	2.20	2.12	0.82	2.59
2	52	5.80	4.40	3.87	2.12	1.80	1.18
3	62	3.30	4.40	2.20	2.12	2.09	1.01
4	43	4.90	3.10	2.45	2.12	0.99	2.14
5	53	5.80	3.10	2.90	2.12	1.77	1.20
6	63	3.30	3.10	1.65	2.12	1.25	1.70
7	34	7.40	4.00	2.47	2.12	1.52	1.39
8	44	4.90	4.00	1.63	2.12	1.08	1.96
9	54	5.80	4.00	1.93	2.12	1.61	1.32
10	64	3.30	4.00	1.10	2.12	1.18	1.80
11	25	4.90	2.90	1.63	2.12	1.19	1.78
12	35	7.40	2.90	2.47	2.12	1.92	1.10
13	45	4.90	2.90	1.63	2.12	2.09	1.01
14	55	5.80	2.90	1.93	2.12	2.19	0.97
15	65	3.30	2.90	1.10	2.12	1.49	1.42

将图 7 (b) 的地质剖面图概化建立模拟的模型, 其尺寸和块体编号见图 8。图 8 中, 模型的宽 60 m, 高 54 m。模型主要有灰岩和泥岩两种材料, 灰岩的材料参数见第 2 节。泥岩弹性模量为 20 GPa, 天然密度为  $2.3 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ , 泊松比为 0.25,  $c$  取 2 MPa,  $\varphi$  取  $32^\circ$ 。岩层间的摩擦系数为 0.35。重庆綦江羊叉河缓倾层状岩体边坡的有限元模型和网格划分图见图 9。采用 ANSYS 计算各岩块结构面的应力强度因子, 计算结果见表 2。将 ANSYS 模拟的结果与本文建立的复杂缓倾层状岩体边坡稳定性分析方法计算值进行对比, 对比曲线如图 10 所示。图 10 中的两条曲线表明数值模拟的结果与本文计算的结果基本一致, 即说明本文建立的复杂缓倾层状岩体边坡为边坡稳定性分析方法是合理的。

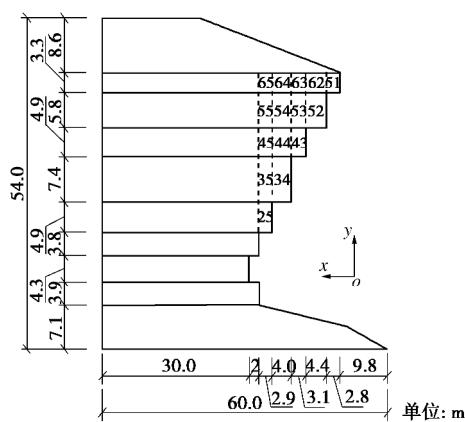


图 8 几何模型和岩块编号图

Fig. 8 Geometrical sizes and numbering

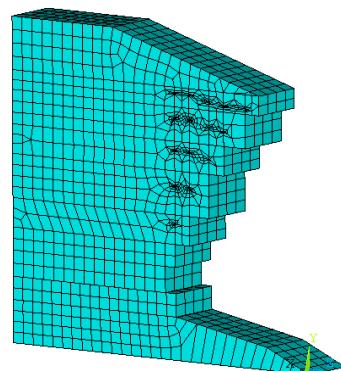


图 9 有限元模型

Fig. 9 Meshes for numerical model

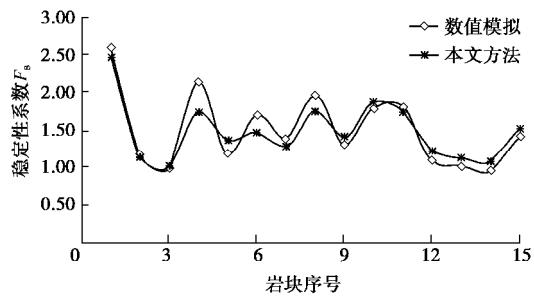


图 10 数值模拟与理论计算值对比

Fig. 10 Comparison between numerical and theoretical results

### 3.2 羊叉河缓倾岩体边坡破坏规律分析

假设模型的  $x$  轴以坡面的法向方向且指向坡内侧为正, 反之为负;  $Y$  轴以竖直向下为正, 反之为负;  $z$  轴垂直于  $xy$  坡面向里为正, 反之为负。模拟后得到的重庆綦江羊叉河缓倾层状岩体边坡内力云图见 11~

13. 图 11 是重庆綦江羊叉河缓倾层状岩体边坡总位移云图, 图中红色为正的位移, 蓝色为负的位移。图 11 表明最大总位移值是  $0.46 \text{ mm}$ , 位于<sup>#</sup>61 块体, 说明重庆綦江羊叉河缓倾层状岩体边坡主要表现为崩落破坏。图 12 是 von mises 应力云图, 最大值位于<sup>#</sup>55 块体裂隙尖端处; <sup>#</sup>62 块体上部的应力相对边其它部位的应力显著增大, 该现象与现场<sup>#</sup>62 块体上部有张拉裂隙的现象吻合。图 13 为第 3 主应变分布图, 最小值出现在岩腔内壁处, 其值为  $-7.84 \times 10^{-5}$ 。岩腔的应变值很大, 应变方向指向向岩腔, 因此岩腔内壁会最先破坏。

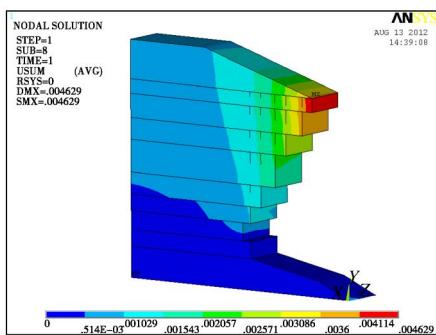


图 11 总位移分布图

Fig. 11 Distribution of total displacement

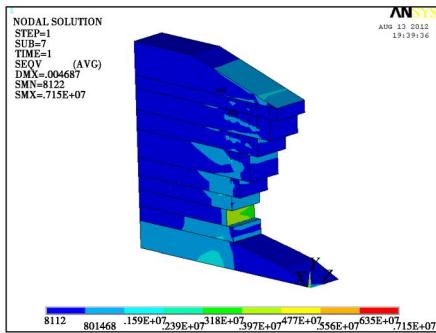


图 12 von mises 应力云图

Fig. 12 Clouds of Von Mises stress

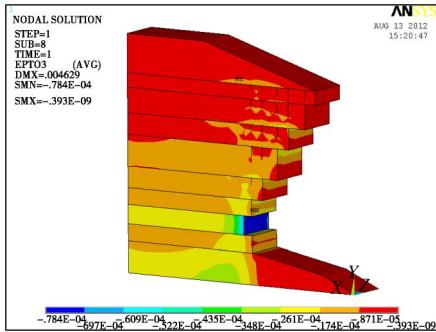


图 13 第 3 主应变云图

Fig. 13 Clouds of third principal strain

## 4 结 论

(1) 本文基于断裂力学和材料力学, 以复杂缓倾角岩体边坡为研究对象, 建立了复杂缓倾角岩体边坡

层间荷载和稳定系数的计算方法。该方法不仅能计算出各岩块的稳定系数, 也可揭示出复杂缓倾角岩体边坡中各不稳定岩块的崩落顺序。

(2) 以重庆綦江羊叉河缓倾岩体边坡为例, 利用本文建立的复杂缓倾角岩体边坡稳定系数的计算方法计算了边坡各岩块的稳定系数, 计算结果与边坡现场破坏情况基本一致。

(3) 以重庆綦江羊叉河缓倾岩体边坡为例, 利用有限元分析方法, 计算出了各个岩块的稳定系数, 模拟结果与本文方法的计算结果基本一致, 证明本文建立的计算方法是合理的。

(4) 通过有限元方法分析了重庆綦江羊叉河缓倾岩体边坡的破坏模式和规律, 并揭示出压力为边坡下部岩腔破坏的主要诱因。

## 参 考 文 献:

- [1] 王林峰, 陈洪凯. 危岩链式规律的力学演绎[J]. 重庆建筑大学学报, 2008, 30(2): 94 - 97. (WANG Lin-feng, CHEN Hong-kai. Mechanics illation for chained regularity of perilous rock[J]. Journal of Chongqing Jianzhu University, 2008, 30(2): 94 - 97. (in Chinese))
- [2] 王林峰, 陈洪凯, 唐红梅. 基于断裂力学的危岩稳定可靠度优化求解[J]. 中国公路学报, 2013, 26(1): 51 - 57. (WANG Lin-feng, CHEN Hong-kai, TANG Hong-mei. Optimization approach for perilous rock reliability analysis based on fracture mechanics[J]. China Journal of Highway and Transport, 2013, 26(1): 51 - 57. (in Chinese))
- [3] 唐红梅, 王林峰, 陈洪凯, 等. 软弱基座陡崖上危岩崩落序列[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(2): 205 - 210. (TANG Hong-mei, WANG Lin-feng, CHEN Hong-kai, et al. Collapse sequence of perilous rock on cliffs with soft foundation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(2): 205 - 210. (in Chinese))
- [4] 卢海峰, 陈从新, 袁从华, 等. 巴东组红层软岩缓倾顺层边坡破坏机制分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(增刊 2): 3569 - 3577. (LU Hai-feng, CHEN Cong-xin, YUAN Cong-hua, et al. Analysis of failure mechanism of Badong red soft rock gently inclined bedding slope[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(S2): 3569 - 3577. (in Chinese))
- [5] ALEJANDO L R, IVÁN Gómez-Márquez, Roberto Martínez-Alegría. Analysis of a complex toppling-circular slope failure[J]. Engineering Geology, 2010(114): 93 - 104.
- [6] MANUEL Jesús Royán, ANTONIO Abellán, MICHEL Jaboyedoff, et al. Spatio-temporal analysis of rockfall

pre-failure deformation using Terrestrial LiDAR[J]. *Landslides*, 2013, **14**(11): 1 – 13.

[7] AHMAD F, ARVIN A, PARHAM S. Stabilization of rock slopes using geogrid boxes[J]. *Arab J Geosci*, 2014(7): 609 – 621.

[8] HUANG S, SONG B. Study on stability and failure mode of bedding rock slope affected by rock mass structural plane parameters[C]// IACGE, 2013: 128 – 135.

[9] MOHSEN Havaej, DOUG Stead. Investigating the role of kinematics and damage in the failure of rock slopes[J]. *Computers and Geotechnics*, 2016, **78**(9): 181 – 193.

[10] ZHANG Ke, CAO Ping, MENG Jingjing, et al. Modeling the progressive failure of jointed rock slope using fracture mechanics and the strength reduction method[J]. *Rock Mech Rock Eng*, 2014, **21**(9): 1 – 15.

[11] 陈洪凯, 鲜学福, 唐红梅. 危岩稳定性断裂力学计算方法[J]. 重庆大学学报, 2009, **32**(4): 434 – 437. (CHEN Hong-kai, XIAN Xue-fu, TANG Hong-mei. Stability analysis method for perilous rock by fracture mechanics[J]. *Journal of Chongqing University*, 2009, **32**(4): 434 – 437. (in Chinese))

[12] 陈洪凯, 唐红梅, 王林峰, 等. 危岩崩塌演化理论及应用

[M]. 北京: 科学出版社, 2009. (CHEN Hong-kai, TANG Hong-mei, WANG Lin-feng, et al. *Perilous rock collapse's evolution theory and application*[M]. Beijing: Science Press, 2009. (in Chinese))

[13] 何思明, 吴 永, 李新坡. 地震诱发岩体崩塌的力学机制[J]. *岩石力学与工程学报*, 2010, **29**(增刊 1): 3359 – 3363. (HE Si-ming, WU Yong, LI Xin-po. Collapse mechanism of danger rock triggered by earthquake[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2010, **29**(S1): 3359 – 3363. (in Chinese))

[14] 陈洪凯, 唐红梅, 鲜学福. 缓倾角层状岩体边坡链式演化规律[J]. *兰州大学学报(自然科学版)*, 2009, **45**(1): 20 – 25. (CHEN Hong-kai, TANG Hong-mei, XIAN Xue-fu. Chained developing pattern for rock slope with gentle dip strata[J]. *Journal of Lanzhou University(Natural Sciences)*, 2009, **45**(1): 20 – 25. (in Chinese))

[15] 中国航空研究院. 应力强度因子手册[M]. 北京: 科学出版社, 1981. (Aviation Academe of China. *Stress intension gene of handbook*[M]. Beijing: Science Press, 1981. (in Chinese))

## 第七届中国水利水电岩土力学与工程学术研讨会 (1号征文通知)

**主办单位:** 中国水利学会岩土力学专业委员会

**承办单位:** 湖南大学, 中国电建集团中南勘测设计研究院有限公司, 长沙理工大学, 湖南科技大学, 南京水利科学研究院, 中国水利水电科学研究院, 长江科学院, 河海大学等

**协办单位:** 《岩土工程学报》编辑部, 《岩土力学》编辑部, 《湖南大学学报》编辑部等

为了应对社会快速发展和解决能源短缺问题, 我国水利水电基础建设仍然方兴未艾。与此同时, 在“一带一路”国家战略的实施过程中, 水利水电基础设施建设也将面临新的技术难题。为了深刻认识和深入探讨我国水利水电工程建设开发中遇到的新的岩土工程基础科学和建设技术问题, “第七届中国水利水电岩土力学与工程学术讨论会”定于2018年8月中下旬在湖南省长沙市举行, 将以“一带一路”战略实施过程中的水利水电工程建设为背景, 对我国近年来水利水电岩土工程和工程领域的最新技术开展广泛的学术交流。

**会议议题:** ①岩土体基本性质; ②岩土工程物理与数值模拟技术; ③水利水电工程建设与环境协调; ④高坝及边坡工程; ⑤隧道与地下洞室工程; ⑥海洋岩土工程; ⑦岩土工程中的新技术与新材料; ⑧重大岩土工程实录; ⑨“一带一路”战略实施中的水利水电岩土工程。

**论文征稿:** 论文全文请于2018年1月31日前, 电邮至会议秘书处邮箱[hnugeo2018@163.com](mailto:hnugeo2018@163.com), 审查结果将于2018年3月30日通知。根据审查意见, 作者修改后的论文终稿请于2018年4月30日前电邮至会议秘书处邮箱[hnugeo2018@163.com](mailto:hnugeo2018@163.com)。论文限6页以内, 论文格式参考《岩土工程学报》。会议论文邮箱[hnugeo2018@163.com](mailto:hnugeo2018@163.com)。本次会议优秀论文将推荐在《岩土工程学报》、《岩土力学》、《湖南大学学报》等正刊或增刊上发表。热忱欢迎相关领域的研究、勘察、设计、施工的科技工作者及研究生踊跃投稿。论文请控制在6页以内。正式论文要求以电子邮件提交大会秘书组邮箱。来稿请注明作者详细通讯地址、E-mail及联系电话。

**重要日期:** 2017年11月15日论文摘要投稿截止; 2018年1月30日论文全文投稿截止; 2018年3月30日论文审稿结果通知; 2018年4月30日论文终稿提交截止; 2018年8月中下旬会议召开。

**秘书处联系方式:** 地址湖南省长沙市麓山南路1号, 湖南大学土木工程学院(410082), [hnugeo2018@163.com](mailto:hnugeo2018@163.com)。会议咨询及联系人: 康馨18392218715; 周苏华13677312005; 刘晓明18975189922; 张桂荣13814068823。

DOI: 10.11779/CJGE201712015

# 水泥固化的风积沙地基扩展基础抗拔试验研究

盛明强<sup>1</sup>, 乾增珍<sup>2</sup>, 鲁先龙<sup>3</sup>

(1. 南昌大学, 江西 南昌 330031; 2. 中国地质大学(北京), 北京 100083; 3. 中国电力科学研究院, 北京 100192)

**摘要:** 沙漠风积沙地基结构松散、稳定性差、承载力低, 利用水泥作为固化剂固化风积沙, 形成水泥固化风积沙地基是改善其不良工程特性的有效手段。将取自内蒙古库布齐沙漠的现场风积沙重塑为3%含水率的试验用风积沙, 向其中掺入6%普通硅酸盐水泥经充分拌和形成水泥固化风积沙填料, 完成了水泥固化风积沙地基中9个扩展基础模型抗拔试验。结果表明, 风积沙水泥固化方法可显著提高风积沙抗拔承载性能。上拔荷载作用下, 当水泥固化风积沙扩展基础抗拔深度与底板边长比值小于3.5时, 其荷载-位移曲线呈2阶段变化: 初始弹性段—峰值荷载、峰值荷载后破坏段, 极限抗拔承载力对应的位移与底板边长比值变化范围为0.04%~1.05%, 平均0.54%。按“土重法”确定的水泥固化风积沙“上拔角”远大于天然风积沙。

**关键词:** 沙漠; 风积沙; 水泥固化风积沙; 抗拔试验

中图分类号: TU470 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)12-2261-07

作者简介: 盛明强(1975-), 男, 江西安义人, 博士, 讲师, 主要从事地基基础方面教学和科研工作。mqsheng@sina.com.

## Uplift load tests on model spread foundations in cement-stabilized aeolian sand

SHENG Ming-qiang<sup>1</sup>, QIAN Zeng-zhen<sup>2</sup>, LU Xian-long<sup>3</sup>

(1. Nanchang University, Nanchang, 330031; 2. China University of Geosciences, Beijing 100083, China; 3. China Electric Power

Research Institute, Beijing 100192, China)

**Abstract:** Aeolian sands are inherently very low in strength and very high in compressibility because they are loose, cohesionless and easily movable. The cement-stabilization of aeolian sand may be an alternative method to improve the mechanical characteristics of aeolian sand in the desert areas. In this study, the aeolian sand samples collected from the Hobq Desert are remoulded with a moisture content of 3%, and a relatively small amount of cement of 6% by weight of dry aeolian sand is added to the aeolian sand backfill. A total of 9 uplift load tests are carried out to investigate the uplift performance of model spread foundations embedded in cement-stabilized aeolian sand. The experimental results demonstrate that the cement-stabilized aeolian sand has a typical brittle nature, and two-phase pre-peak and post-peak behaviours of load-displacement responses are observed in all the tests on the model spread foundations embedded in the cement-stabilized aeolian sand. Under uplift loading, when the normalized embedment ratio of depth to basement width for spread foundations is less than 3.5, the displacement corresponding to the ultimate uplift resistance ranges from 0.04%~1.05% of the basement width, with an average of 0.54%. Based on the uplift capacity of shallow spread corresponding to the peak failure resistances, the magnitudes of the slope angle  $\alpha$  of the dead weight method are calculated for each of the spread foundations. Compared to the natural aeolian sand, the significant increases in uplift resistance and slope angle  $\alpha$  of the dead weight method can be obtained for model spread foundations subjected to uplift in the cement-stabilized aeolian sand, irrespective of embedment ratios of  $H/D$ .

**Key words:** desert; aeolian sand; cement-stabilized aeolian sand; uplift load test

## 0 引言

中国沙漠地区石油、天然气资源丰富, 迫切需要建设输电线路、完善电网结构, 满足资源开发需求<sup>[1]</sup>。地基基础的抗拔承载性能是影响输电线路运行安全的重要因素<sup>[2]</sup>。但沙漠风积沙结构松散、黏粒含量少而无黏聚强度、稳定性差、承载力低, 且受常年频繁的

风力搬运和风蚀, 流动性大。因此沙漠地区工程电网工程建设难度大、成本高<sup>[3-5]</sup>。为提高风积沙地基抗拔承载力, 在天然风积沙中掺入一定质量的水泥, 充分拌和后作为输电线路杆塔基础工程的回填料, 经回填

基金项目: 国家自然科学基金项目(51208480)

收稿日期: 2016-09-30

压实后, 回填料中水泥矿物、风积沙中的水、风积沙中的矿物成分之间将发生一系列的物理化学反应和作用, 所生成胶凝物质填充风积沙孔隙, 产生固化效应强化风积沙颗粒间接触面性能与胶结连接作用, 大大改善天然风积沙强度和变形特征, 形成具有稳定强度的水泥固化风积沙地基<sup>[6-8]</sup>。沙漠风积沙水泥固化是土体固化/稳定技术的一种形式, 也是“因地制宜、就地取材”提高地基承载性能的一种有效手段<sup>[9]</sup>。

土体固化/稳定技术已有 50 多年历史<sup>[10]</sup>, 国内外学者已针对滩涂淤泥及滨海软土<sup>[11-12]</sup>、盐渍土<sup>[13]</sup>、膨胀土<sup>[14-15]</sup>以及粉土<sup>[16]</sup>等不同类型土体, 在固化剂选取与配置、固化机理、固化土性质与工程应用等方面开展了有益的探索和研究工作。但风积沙固化稳定方面, 目前国内外研究工作主要是集中在改善风积沙地基的路用性能方面<sup>[6, 9, 17-18]</sup>, 还尚未见对固化风积沙的抗拔性能研究的相关文献报道。

本文采用内蒙古达拉特旗库布齐沙漠的风积沙试样, 将其重塑为 3% 含水率的试验用风积沙, 并向其中掺入 6% 的普通硅酸盐水泥以形成水泥固化风积沙, 测试了风积沙、水泥固化风积沙强度与变形性质, 完成了水泥固化风积沙地基中 3 种底板尺寸、3 种基础埋深的 9 个扩展基础模型抗拔承载性能试验。随着中国“一带一路”国家战略实施, 越来越多的具有战略意义和关系国计民生的基础设施将建设在沙漠腹地或穿越沙漠, 基础抗拔工程日益增多, 水泥固化风积沙地基扩展基础抗拔试验成果可为相关工程提供参考。

## 1 试验方案

### 1.1 风积沙取样及其性质

试验风积沙取自内蒙古达拉特旗库布齐沙漠, 由现场取样运回实验室。通过室内试验得到试验风积沙粒径级配累积曲线如图 1 所示<sup>[19]</sup>。图 1 表明, 试验风积沙级配曲线较陡, 粒径分布集中, 属于细砂, 其中  $D_{10} = 0.09 \text{ mm}$ ,  $D_{30} = 0.12 \text{ mm}$ ,  $D_{50} = 0.15 \text{ mm}$ ,  $D_{60} = 0.17 \text{ mm}$ 。

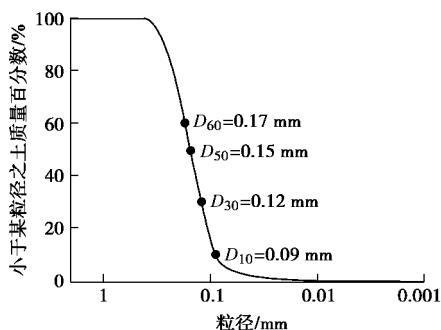


图 1 试验风积沙颗粒级配曲线

Fig. 1 Particle-size distribution curve of aeolian sand

试验及统计资料表明<sup>[9, 20-23]</sup>, 沙漠风积沙天然含水率的变化范围为 0~4%, 一般多在 3% 左右。本研究旨在仅利用风积沙中的天然含水率, 而无需现场添加水分, 实现风积沙的水泥固化。为此, 将现场取回的风积沙沙样重塑成 3% 含水率的试验风积沙, 实测其重度为  $14.5 \text{ kN/m}^3$ 。

图 2 为 100, 200, 300, 400 kPa 4 种正应力作用下, 3% 含水率的重塑风积沙剪切应力-剪切位移和剪切位移-竖向位移关系曲线。根据莫尔-库仑强度准则进行抗剪强度拟合结果<sup>[19]</sup>, 试验用重塑风积沙黏聚强度近似等于 0, 内摩擦角为  $36.1^\circ$ 。

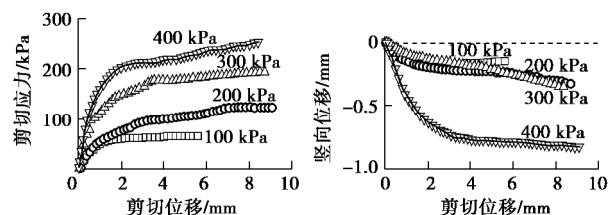


图 2 含水率 3% 试验风积沙直剪试验结果

Fig. 2 Shearing test results of aeolian sand with moisture content of 3%

### 1.2 风积沙水泥固化方案及其性质

风积沙是经过风力自然搬运分级的一种硅质材料, 其矿物成分相对稳定, 含有大量的活性成分无定型  $\text{SiO}_2$ , 一般在 65% 以上, 其次为  $\text{Al}_2\text{O}_3$ , 约占 10% 左右,  $\text{CaO}$  约占 8% 左右, 其他化学成分还有  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ,  $\text{MgO}$ ,  $\text{Na}_2\text{O}$ ,  $\text{K}_2\text{O}$  等<sup>[5, 24-26]</sup>。

风积沙矿物成分与水分为其固化提供了物质基础。当水泥与风积沙拌和后, 水泥矿物与风积沙中的水分发生水解和水化反应, 同时从溶液中分解出氢氧化钙并形成其它水化物。水泥、水及风积沙颗粒间的一系列物理化学反应形成了水泥固化风积沙强度的主要来源, 成为风积沙的固化提供了物质基础<sup>[27-28]</sup>。

文献[4]试验研究了含水率 3% 的风积沙在掺入 3%, 6% 和 9% 三种掺量的普通硅酸盐水泥 (P.O42.5) 后所形成的固化风积沙的抗剪强度。结果表明, 当水泥掺量小于 6% 时, 固化风积沙黏聚强度随水泥掺量的增加而呈显著的增长趋势。而当水泥掺量超过 6% 时, 黏聚强度反而下降。据此, 本次扩展基础抗拔试验的水泥固化风积沙也选择含水率 3% 试验风积沙中掺入 6% 的普通硅酸盐水泥 (P.O42.5) 而形成, 实测其重度为  $14.8 \text{ kN/m}^3$ 。

图 3 为含水率 3% 风积沙中掺入 6% 水泥固化风积沙试样 28 d 养护期后直剪试验结果, 得到其内摩擦角、黏聚强度分别为  $30.2^\circ$  和  $43.6 \text{ kPa}$ 。与 3% 含水率重塑风积沙相比, 水泥固化风积的黏聚强度显著提高, 而

内摩擦角反而有所降低。

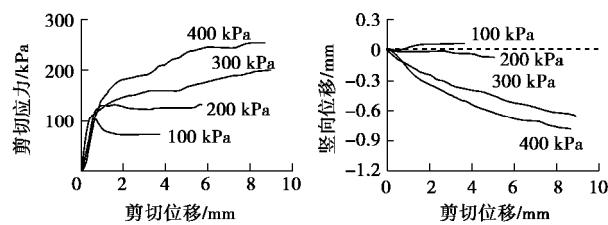


图3 含水率3%, 6%水泥掺量的固化风积沙直剪试验结果  
Fig. 3 Shearing test results of cement-stabilized aeolian sand with moisture content of 3% and cement content of 6%

### 1.3 模型槽及试验基础尺寸

考虑到风积沙自稳特性及现场施工条件, 沙漠地区输电线路杆塔的基础一般选用钢筋混凝土扩展基础, 并采用开挖回填方法施工<sup>[4]</sup>。本次水泥固化风积沙扩展基础试验模型槽及上拔试验装置如图4所示。

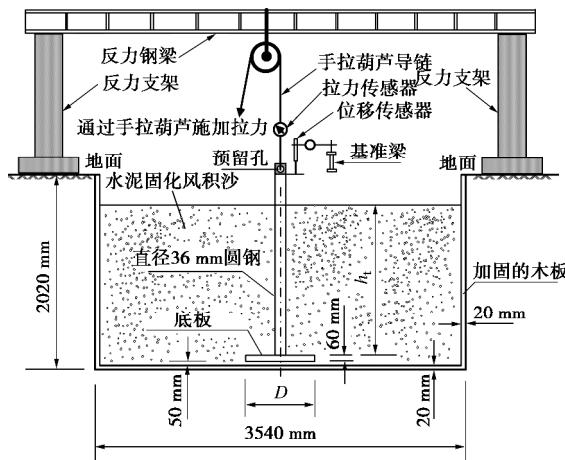


图4 模型槽及上拔试验装置

Fig. 4 Schematic diagram of uplift model tests

模型试验槽长、宽、高的净尺寸分别为3.5, 3.5, 2.0 m。模型基础底板采用钢筋混凝土制作, 厚度相同, 均为0.06 m, 底板边长D分0.1, 0.2, 0.3 m 3种规格, 立柱采用直径36 mm预埋圆钢模拟。

试验过程中通过回填不同厚度 $h_t$ 的水泥固化风积沙, 研究3种底板尺寸、3种埋置深度下的9个扩展基础抗拔性能。各模型试验基础参数如表1所示。

### 1.4 水泥固化风积沙的回填

如图4所示, 所有试验中回填的水泥固化风积沙均采用相同方法制作完成。首先将现场取回的风积沙重塑成3%含水率的试验风积沙, 再向其中掺入6%的普通硅酸盐水泥(P.O42.5), 最后采用人工方法多次充分拌合均匀, 形成试验用水泥固化风积沙回填料。

各基础试验的水泥固化风积沙地基均采用人工分层夯实方法回填, 分层厚度300 mm, 按照重度14.8 kN/m<sup>3</sup>计算和控制每一层的回填沙量, 分层回填直至

相应试验固化风积沙回填标高, 夯实过程中的人员和工具基本相同, 以减小不同基础试验风积沙回填质量的差异。

表1 抗拔基础设计参数及其试验结果

Table1 Design parameters and load test results of all foundations

底板边长D/m	埋深h <sub>t</sub> /m	深宽比h <sub>t</sub> /D	抗拔极限承载力T <sub>u</sub> /kN	极限荷载对应位移s <sub>u</sub> /mm	s <sub>u</sub> /D/%	上拔角α/(°)
0.10	0.15	1.5	8.44	1.58	1.05	84.8
0.10	0.25	2.5	10.86	2.13	0.85	80.0
0.10	0.35	3.5	12.10	0.14	0.04	74.4
0.20	0.30	1.5	22.18	1.44	0.48	80.5
0.20	0.50	2.5	25.60	1.10	0.22	71.1
0.20	0.70	3.5	27.64	6.53	0.93	61.0
0.30	0.45	1.5	32.24	4.04	0.90	75.1
0.30	0.75	2.5	39.47	1.64	0.22	61.8
0.30	1.05	3.5	44.60	1.67	0.16	49.5

所有试验基础的回填水泥固化风积沙养护时间为28 d, 达到养护时间后即开展相关基础上拔试验。图5为经28 d养护并完成试验后所开挖出的固化风积沙地基土体。实测得其重度为14.8 kN/m<sup>3</sup>, 表明水泥固化风积沙的回填控制标准取得了较好的效果。



图5 开挖后的水泥固化风积沙地基

Fig. 5 Excavated cement-stabilized aeolian sand sample

### 1.5 试验加载方法

如图4所示, 试验上拔力采用手拉葫芦加载, 由拉力传感器显示荷载值, 并采用人工方法加载、补载, 并实现荷载维持。试验采用慢速维持荷载法加载<sup>[29]</sup>, 即试验前将基础预估抗拔极限承载力分为10等分, 由此确定每一级试验工况所对应的荷载增量及其荷载值。试验中第1次加载量为荷载分级增量的2倍, 以后按荷载分级的增量逐级等量加载。所有试验基础均做到极限破坏, 然后停止试验, 无卸载段。

## 2 试验结果与分析

### 2.1 荷载位移特性

图6是所有试验基础的抗拔荷载-位移曲线。分析9个试验基础的荷载-位移曲线, 可得到水泥固化风积沙地基扩展基础的抗拔承载特性:

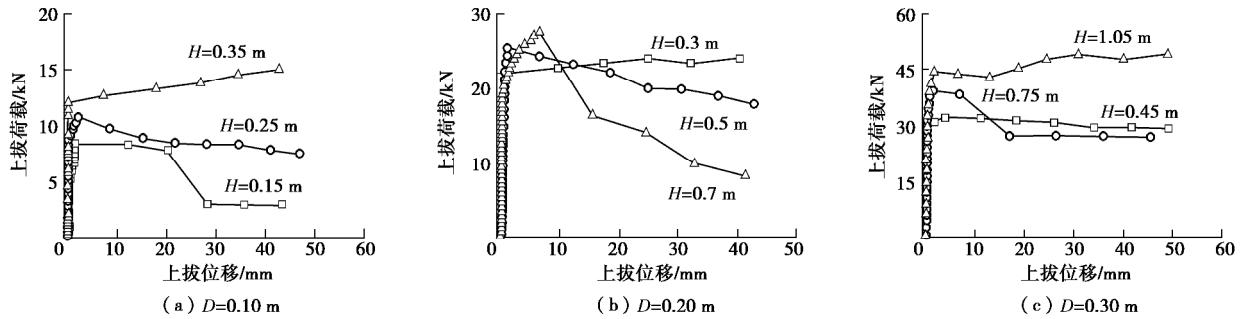


图 6 各抗拔试验基础荷载 - 位移曲线

Fig. 6 Measured uplift load-displacement curves of all tests

(1) 水泥固化风积沙扩展基础抗拔荷载 - 位移曲线均呈 2 阶段变化规律: 初始弹性段至峰值荷载以及峰值荷载后的破坏阶段。在初始弹性段, 基础位移随上拔荷载的增加, 荷载 - 位移曲线近似为直线, 基础上拔位移变化较小。而当试验基础达到其抗拔极限承载力  $T_u$  后, 其荷载荷载 - 位移曲线又呈现出 2 种变化趋势: ① 基础保持残余强度而位移急剧增大, ② 基础承载力随位移增加而迅速下降。表 1 给出了各试验基础的抗拔极限承载力  $T_u$  及其对应的位移  $s_u$ 。

(2) 在达到极限承载力前, 各基础塑性变形很小, 甚至没有塑性变形。而当基础达到极限抗拔承载力时, 水泥固化风积沙的粒间接触与胶结连接作用迅速破坏, 承载力达到峰值。总体上看, 水泥固化风积沙地基扩展基础抗拔性能呈明显脆性破坏特征。表 1 结果表明, 水泥固化风积沙扩展基础抗拔极限承载力对应位移  $s_u$  与底板边长  $D$  的比值  $s_u/D$  变化范围为  $0.04\% \sim 1.05\%$ , 平均值为  $0.54\%$ 。而 Berardini 等<sup>[30]</sup>、Consoli 等<sup>[31]</sup>研究表明, 水泥固化粗砂土浅基础下压极限承载力对应地基位移的平均值约为底板边长的  $1.0\%$  左右。相比较而言, 水泥固化风积沙中扩展基础抗拔极限承载力对应位移则小得多。

(3) 根据表 1 试验结果, 可得到抗拔极限承载力随基础深宽比  $h_t/D$  和底板尺寸  $D$  的变化规律如图 7 所示。抗拔极限承载力随基础深宽比、底板尺寸的增加而增加增加。总体上看, 增大底板尺寸可较好地提高基础极限抗拔承载力。

## 2.2 地表裂缝开展及其分布特征

图 6 表明, 水泥固化风积沙扩展基础抗拔荷载 - 位移曲线呈 2 阶段变化规律的脆性破坏特征。在加荷初期, 荷载 - 位移曲线近似成直线, 位移增加速率非常缓慢, 地表无明显位移变化。随着荷载持续增加, 基础达到其抗拔极限承载力, 水泥固化风积沙的固化效应被迅速破坏, 基础上拔位移迅速增大, 破裂面随即发展到地表, 固化风积沙地基产生剪切破坏而丧失承载能力, 地表裂缝分布范围不断扩大。图 8 以底板边长  $D=0.2\text{ m}$  为例, 基础破坏时典型地表裂缝分布情

况, 其他底板边长的基础破坏裂缝分布规律也类似。图 8 表明, 当基础底板尺寸相同时, 地表裂缝分布特点随基础深宽比  $h_t/D$  而呈现出规律性变化。当  $h_t/D=1.5$  时, 地表裂缝分布范围较大, 且以基础为中心, 由里及外分为 3 个区域: 靠近基础立柱周边地表的径向裂缝区域; 环向和径向裂缝共有区域; 径向裂缝区域。而当  $h_t/D$  从  $2.5$  增加到  $3.5$  时, 地表裂缝以径向为主, 且分布范围不断变小。

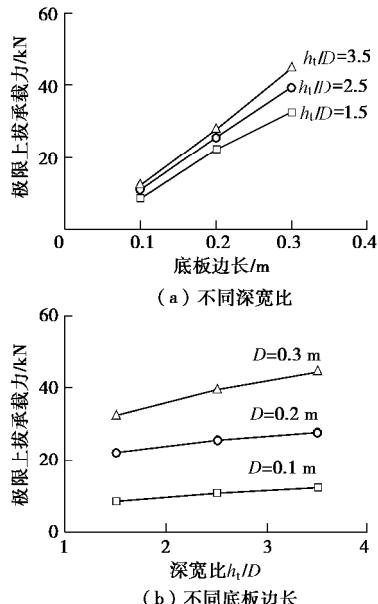


图 7 极限抗拔承载力随基础深宽比和底板尺寸变化规律

Fig. 7 Relationship among ultimate uplift resistances and normalized embedment ratio and basement width for all tests

## 3 水泥固化风积沙抗拔性能计算

国内外对扩展基础的抗拔稳定性计算, 多采用经验性的“土重法”<sup>[29, 32-33]</sup>, 其假设上拔荷载作用下的抗拔土体破裂面为倒锥体, 计算模型如图 9 所示。图中:  $H$  为基础埋深 (m);  $h_t$  为基础抗拔计算深度 (m),  $h_t=H-t$ ;  $t$  为下台阶高度 (m);  $D$  为底板边长 (m);  $\alpha$  为抗拔倒锥体表面与垂直面的夹角, 称为“上拔角”, 反映地基基础抗拔承载性能的经验参数 (°)。

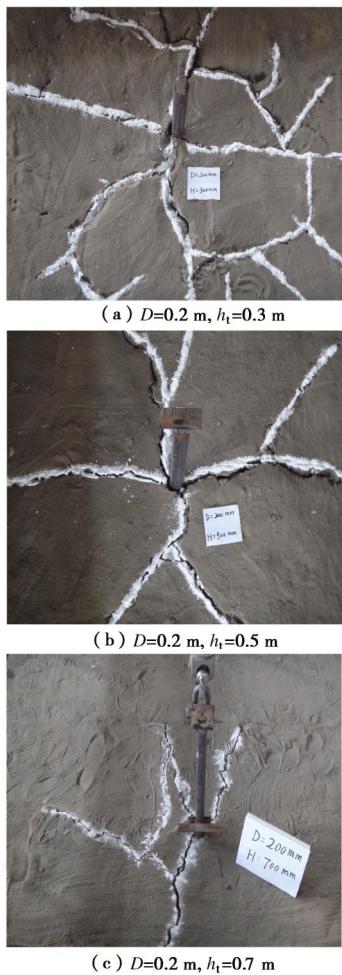


图 8 基础破坏时典型地表裂缝分布

Fig. 8 Rupture surface distribution of cement-stabilized aeolian sand at failure

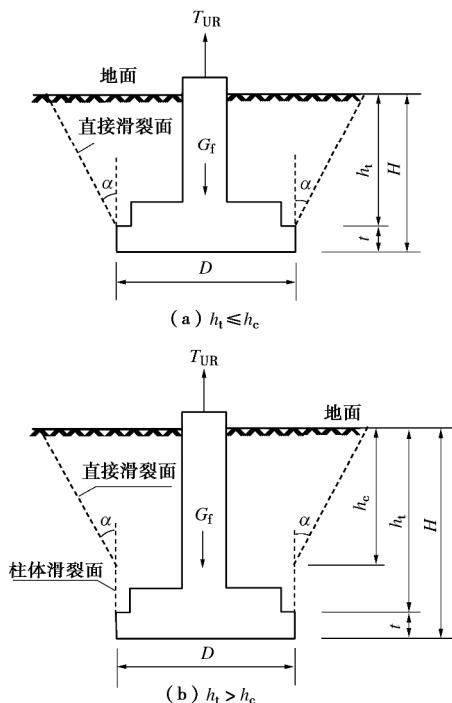


图 9 扩展基础抗拔“土重法”计算模型

Fig. 9 Diagram of dead weight method for uplift bearing capacity for spread-type foundations

随基础埋置深度的不同, 抗拔扩展基础一般呈现浅基础和深基础 2 种破坏模式<sup>[32]</sup>, 分别如图 9 (a) 和图 9 (b) 所示。当  $h_t \leq h_c$  时, 抗拔土体滑动破裂面仅为倒锥面。而当  $h_t > h_c$  时, 抗拔土体滑动破裂面由临界埋深以下的柱状面和临界埋深以上倒锥面组成。通常称  $h_c$  基础临界埋深。

“土重法”认为基础抗拔极限承载力由基础自重及抗拔倒锥体内的土体重量 2 部分组成。对图 9 中的 2 种破坏模式, 抗拔承载力均可为

$$T = g_s (V_t - V_0) + G_f \quad , \quad (1)$$

式中,  $T$  为抗拔极限承载力 (kN),  $G_f$  为基础自重 (kN),  $g_s$  为回填的水泥固化风积沙地基计算重度 ( $\text{kN/m}^3$ ),  $V_0$  为基础体积 ( $\text{m}^3$ ),  $V_t$  为抗拔倒锥体范围内的地基土体的体积。

当  $h_t \leq h_c$  时

$$V_t = h_t \left( D^2 + 2Dh_t \tan \alpha + \frac{4}{3} h_t^2 \tan^2 \alpha \right) \quad , \quad (2)$$

当  $h_t > h_c$  时

$$V_t = h_c \left( D^2 + 2Dh_c \tan \alpha + \frac{4}{3} h_c^2 \tan^2 \alpha \right) + D^2 (h_t - h_c) \quad . \quad (3)$$

国外相关研究成果均表明, 抗拔基础临界埋深  $h_c$  一般取 3~4 倍基础底板尺寸, 即  $h_c/D = 3 \sim 4$ <sup>[29, 32-33]</sup>。本文试验基础  $h_c/D$  变化范围为 1.5~3.5, 各基础可按浅基础破坏模式进行计算。由此, 根据表 1 各试验基础抗拔极限承载力, 按式 (1)、(2) 可计算得到各试验基础水泥固化风积沙“上拔角”, 结果列于表 1。图 10 为“上拔角”  $\alpha$  随基础深宽比变化规律。

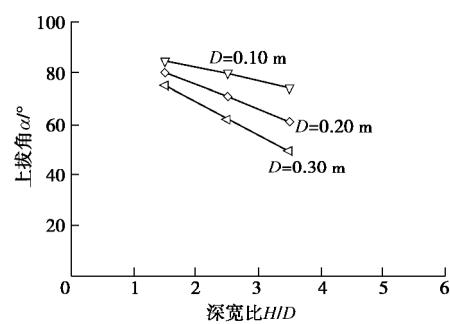
图 10 上拔角  $\alpha$  随基础深宽比变化规律

Fig. 10 Relationship between angle  $\alpha$  and embedment ratio  $H/D$  for all model tests

如表 1 和图 10 所示, 水泥固化风积沙地基“上拔角”与基础底板尺寸、基础抗拔埋深及基础深宽比等因素有关。当基础底板边长相同时, “上拔角”随深宽比 ( $h_t/D$ ) 的增大而减小, 即埋深越大, “上拔角”越小。当深宽比 ( $h_t/D$ ) 相同时, “上拔角”随基础底板边长的增加而减小。因此, 实际工程中, 需要合理确定基础结构尺寸及其埋置深度。

国内学者<sup>[3, 34-35]</sup>结合中国西部电网建设, 先后在新疆塔克拉玛干沙漠和宁夏毛乌素沙漠开展了风积沙地基杆塔基础抗拔承载性能现场试验。试验表明, 天然风积沙抗拔性能较差, 其“上拔角”一般为 10°~15°。表 1 试验结果表明, 水泥固化风积沙的“上拔角”远高于天然风积沙地基。水泥固化风积沙方法显著地提高了风积沙抗拔承载性能。

## 4 结 论

(1) 水泥固化风积沙扩展浅基础的抗拔荷载-位移曲线呈典型的 2 阶段变化规律: 初始弹性段-峰值荷载、峰值荷载后破坏段。极限抗拔承载力对应位移与底板边长比值的变化范围为 0.04%~1.05%, 平均值为 0.54%。

(2) 水泥固化的风积沙地基扩展基础抗拔承载性能较天然风积沙显著提高。按“土重法”计算得到水泥固化风积沙“上拔角”远大于天然风积沙。但水泥固化风积沙的计算“上拔角”与基础底板尺寸、基础抗拔埋深及基础深宽比等因素有关。工程设计时宜合理确定基础底板尺寸和埋深。

## 参 考 文 献:

- [1] 乾增珍, 鲁先龙, 丁士君. 上拔与水平力组合作用下加筋风积沙斜柱扩展基础试验[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(3): 373~379. (QIAN Zeng-zhen, LU Xian-long, DING Shi-jun. Experiments on pad and chimney foundation in reinforced aeolian sand under uplift combined with horizontal loads[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(3): 373~379. (in Chinese))
- [2] KULHAWY F H, TRAUTMANN C H, BEECH J F, et al. Transmission line structure foundation for uplift-compression loading[R]. Palo Alto: Electric Power Research Institute USA, 1983.
- [3] 鲁先龙, 程永锋. 我国输电线路基础工程现状与展望[J]. 电力建设, 2005, 26(11): 25~27. (LU Xian-long, CHENG Yong-feng. Current status and prospect of transmission tower foundation engineering in China[J]. Electric Power Construction, 2005, 26(11): 25~27. (in Chinese))
- [4] 中国电力科学研究院. 复杂地质环境下输变电工程关键技术研究[R]. 北京: 中国电力科学研究院, 2014. (China Electric Power Research Institute. Report on key technology of power transmission and transformation project under complicated geological environment[R]. Beijing: China Electric Power Research Institute, 2014. (in Chinese))
- [5] 高玉生, 陈汝恩, 李英海, 等. 中国沙漠风积沙工程性质研究及工程应用[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2013. (GAO Yu-sheng, CHEN Ru-en, LI Ying-hai, et al. Research on the engineering property and application of aeolian sand in China[M]. Beijing: Chines Water Sources and Hydroelectric Power Press, 2013. (in Chinese))
- [6] AIBAN S A. A study of sand stabilization in eastern saudi arabia[J]. Engineering Geology, 1994, 38(1/2): 65~79.
- [7] BAGHDADI Z A, RAHMAN M A. The potential of cement kiln dust for the stabilization of dune sand in highway construction[J]. Building and Environment, 1990, 25(4): 285~289.
- [8] PANWAR P, AMETA N K. Stabilization of dune sand with bentonite and lime[J]. Electronic Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 18: 2667~2674.
- [9] ELIPE M G M, LOPEZ-QUEROL S. Aeolian sands: Characterization, options of improvement and possible employment in construction-The state-of-the-art[J]. Construction and Building Materials, 2014, 73: 728~739.
- [10] 张涛, 刘松玉, 蔡国军. 固化粉土小应变剪切模量与强度增长相关性研究[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(11): 1955~1964. (ZHANG Tao, LIU Song-yu, CAI Guo-jun. Relationship between small-strain shear modulus and growth of strength for stabilized silt[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, 37(11): 1955~1964. (in Chinese))
- [11] 郭印. 淤泥质土的固化及力学特性的研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2007. (GUO Yin. Study on stabilization of muddy soil and mechanical properties of stabilized soil[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2007. (in Chinese))
- [12] 李雪刚. 杭州海相软土的固化及其理论研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2013. (LI Xue-gang. Theoretical study on stabilization of marine soft clay in Hangzhou[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2013. (in Chinese))
- [13] 杨西锋, 尤哲敏, 牛富俊, 等. 固化剂对盐渍土物理力学性质的固化效果研究进展[J]. 冰川冻土, 2014, 36(2): 376~385. (YANG Xi-feng, YOU Zhe-min, NIU Fu-jun, et al. Research progress in stabilizers and their effects in improving physical and mechanical properties of saline soil[J]. Journal of Glaciology and Geocryology, 2014, 36(2): 376~385.
- [14] 熊海帆. 膨胀土水泥改性试验研究[D]. 武汉: 武汉理工大学, 2010. (XIONG Hai-fan. Experimental study on expansive soil modified with cement[D]. Wuhan: Wuhan University of Technology, 2010. (in Chinese))
- [15] SARIDE S, PUPPALA A J, CHIKYALA S R. Swell-shrink

and strength behaviors of lime and cement stabilized expansive organic clays[J]. *Applied Clay Science*, 2013, **85**: 39 – 45.

[16] 李迎春. 粉土固化稳定机理与措施研究[D]. 南京: 东南大学, 2003. (LI Ying-chun. Mechanism and countermeasures of silt stabilization[D]. Nanjing: Southeast University, 2003. (in Chinese))

[17] 王树娟. 掺风积沙水泥复合土力学性能的研究[D]. 呼和浩特: 内蒙古农业大学, 2012. (WANG Shu-juan. The wind deposited sand mixed cement composite soil mechanics performance of research[D]. Huhhot: Inner Mongolia Agricultural University, 2012. (in Chinese))

[18] SHIRVANI R A, SHOOSHPASHA I. Experimental study on load-settlement behaviour of cement stabilised footing with different dimensions on sandy soil[J]. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 2015, **40**: 397 – 406.

[19] SL237—1999 土工试验规程[S]. 1999. (SL237—1999 Specification of soil test[S]. 1999. (in Chinese))

[20] AL-ANSARY M, PÖPPELREITER M C, AL-JABRY A, et al. Geological and physiochemical characterization of construction sands in Qatar[J]. *International Journal of Sustainable Built Environment*, 2012, **1**: 64 – 84.

[21] AL-SANAD H A, ISMAEL N F, NAYFEH A J. Geotechnical properties of dune sands in Kuwait[J]. *Engineering Geology*, 1993, **34**(1-2): 45 – 52.

[22] AL-TAIE A J, AL-SHAKARCHI Y J, MOHAMMED A A. Investigation of geotechnical specifications of sand dune: a case study around Baiji in Iraq[J]. *International Journal of Advanced Research*, 2013, **1**(6): 208 – 215.

[23] KHAN I H. Soil studies for highway construction in arid zones [J]. *Engineering Geology*, 1982, **19**(1): 47 – 62.

[24] 安建林. 新疆风积沙力学性质与动力性能研究[D]. 西安: 长安大学, 2003. (AN Jian-lin. Research on the mechanical and dynamical property of aeolian sand in Xinjiang[D]. Xi'an: Chang'an University, 2003. (in Chinese))

[25] 李万鹏. 风积沙的工程特性与应用研究[D]. 西安: 长安大学, 2003. (LI Wan-peng. Research on the engineering properties and corresponding application for aeolian sand[D]. Xi'an: Chang'an University, 2003. (in Chinese))

[26] 鲁先龙, 程永锋, 丁士君. 风积沙地基工程性质及其输电线路基础抗拔设计[J]. 电力建设, 2010, **31**(7): 46 – 50. (LU Xian-long, CHENG Yong-feng, DING Shi-jun. Property of aeolian sand design of the uplift bearing capacity for the sand foundation of transmission line structure[J]. *Electric Power Construction*, 2010, **31**(7): 46 – 50. (in Chinese))

[27] 何静, 申向东, 董伟, 等. 风积沙掺量对水泥砂浆力学性能和微观结构的影响[J]. 硅酸盐通报, 2015, **34**(9): 2609 – 2613. (HE Jing, SHEN Xiang-dong, DONG Wei, et al. Influence of aeolian sand dosage on mechanical property and microstructure of cement mortar[J]. *Bulletin of the Chinese Ceramic Society*, 2015, **34**(9): 2609 – 2613. (in Chinese))

[28] 董伟, 申向东. 不同风积沙掺量对水泥砂浆流动度和强度的研究[J]. 硅酸盐通报, 2013, **32**(9): 1900 – 1904. (DONG Wei, SHEN Xiang-dong. Study on cement mortar fluidity and compressive strength by different aeolian sand dosage[J]. *Bulletin of the Chinese ceramic Society*, 2013, **32**(9): 1900 – 1904. (in Chinese))

[29] DL/T 5219—2014 架空输电线路基础设计技术规程[S]. 2014. (DL/T 5219—2014. Technical code for design of foundations of overhead transmission lines[S] 2014. (in Chinese))

[30] BERADI R, LANCELOTTO R. Stiffness of granular soil from field performance[J]. *Géotechnique*, 1991, **41**(1): 149 – 157.

[31] CONSOLI N C, DALLA R F, FONINI A. Plate load tests on cemented soil layers overlaying weaker soil[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2009, **135**(12): 1846 – 1856.

[32] PACHECO M P, DANZIGER F A B, PEREIRA C P. Design of shallow foundations under tensile loading for transmission line towers: An overview[J]. *Engineering Geology*, 2008, **101**(3/4): 226 – 235.

[33] IEEE Std 691-2001. IEEE guide for transmission structure foundation design and testing[S]. 2001.

[34] 乾增珍, 鲁先龙, 丁士君. 塔克拉玛干沙漠输电线塔装配式基础试验研究[J]. 岩土力学, 2011, **32**(8): 2359 – 2364. (QIAN Zeng-zhen, LU Xian-long, DING Shi-jun. Experimental study of assembly foundation for transmission line tower in Taklimakan desert[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2011, **32**(8): 2359 – 2364. (in Chinese))

[35] 乾增珍, 鲁先龙, 丁士君. 风积沙地基装配式偏心基础抗拔试验研究[J]. 岩土力学, 2013, **34**(4): 1097 – 1102, 1108. (QIAN Zeng-zhen, LU Xian-long, DING Shi-jun. Field tests on pullout behavior of eccentric grillage foundation in aeolian sand[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2013, **34**(4): 1097 – 1102, 1108. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201712016

# 基于环剪试验的汶川地震大型滑坡启动机理探索

崔圣华<sup>1,2</sup>, 裴向军<sup>\*1</sup>, 王功辉<sup>2</sup>, 黄润秋<sup>1</sup>

(1. 地质灾害防治与地质环境保护国家重点实验室(成都理工大学), 四川 成都 610059, 2. 京都大学防灾研究所, 日本 京都 6110011)

**摘要:** 2008年5·12汶川地震触发了大量滑坡灾害, 牛眠沟滑坡是发生于震中的同震大型滑坡。经过现场调查, 该滑坡启动后即与对岸山梁相撞并产生20 m爬高, 估算速度达19.8 m/s, 表现出高速启动特征。取滑带材料进行室内环剪试验, 结果表明试样在不排水条件下具有很高的剪切液化能力, 且动剪应力下容易液化, 液化后材料视摩擦角仅为9.4°, 从而得出地震滑带材料液化可能导致牛眠沟滑坡高速启动。通过能量方法, 估算了不排水动剪试验材料的液化能量和地震过程通过滑带的地震能量。结果表明, 滑带材料破坏所需峰值加速度为192 gal, 液化所需能量为 $2.3 \times 10^4$  J/m<sup>2</sup>; 汶川地震沿滑带方向提供最大地震加速度为799 gal, 从而满足滑带液化的能量条件, 并推测滑坡可能在地震初期突然触发。

**关键词:** 牛眠沟滑坡; 汶川地震; 环剪试验; 高速滑坡; 滑坡启动

**中图分类号:** TU43      **文献标识码:** A      **文章编号:** 1000-4548(2017)12-2268-10

**作者简介:** 崔圣华(1989-), 男, 博士研究生, 主要从事地震大型滑坡形成机理方向的研究。E-mail: [shenghuacui.geo@gmail.com](mailto:shenghuacui.geo@gmail.com)。

## Initiation of a large landslide triggered by Wenchuan earthquake based on ring shear tests

CUI Sheng-hua<sup>1,2</sup>, PEI Xiang-jun<sup>1</sup>, WANG Gong-hui<sup>2</sup>, HUANG Run-qiu<sup>1</sup>

(1. State Key Laboratory of Geohazard Prevention and Geoenvironment Protection (Chengdu University of Technology), Chengdu 610059, China; 2. Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Uji 6110011, Kyoto, Japan)

**Abstract:** A great number of landslides were triggered during the 2008 Wenchuan earthquake. Among them, the Niumiangou landslide is the large-scale landslide in the epicenter area. The site investigation shows that the landslide mass collides to the NE side of the valley immediately after initiation. The moving velocity estimated is 19.8 m/s, suggesting the characteristics of high initial velocity. The materials are taken from the source area and a series of ring-shear tests are conducted. The results show that the materials have a high liquefaction potential under undrained condition. They are easy to liquefy and the apparent friction angle is only 9.4° under undrained cyclic loading condition. The liquefaction of the materials in sliding zone during earthquake may cause the initiation with high velocity of Niumiangou landslide. Through an energy approach, the dissipated energy in cyclic loading tests and the possible energy dissipated to the soil layer in the slope by the earthquake are estimated. The peak acceleration for triggering sample failure is 192 gal, and the energy for sample liquefaction is  $2.3 \times 10^4$  J/m<sup>2</sup>. It is inferred that the possible seismic energy that can be dissipated to initiate the slope failure on the source area can be much greater than the value required for the initiation of liquefaction failure. The slope instability might have been occurring several seconds after the arrival of seismic motion.

**Key words:** Niumiangou landslide; Wenchuan earthquake; ring shear test; high-speed landslide; initiation of landslide

## 0 引言

2008年四川汶川发生了里氏8.0级地震, 震源深度19 km, 震中位于四川西北、距成都80 km的映秀镇<sup>[1]</sup>。该地震发震断裂为北川—映秀断裂, 起于映秀, 呈南西—北东延伸至青川, 全长270 km<sup>[2-3]</sup>。地震造成了大量地质灾害, 其中仅滑坡灾害即达数万余处<sup>[4-5]</sup> (滑坡数量由于研究者统计方法、数据精度、规模尺

度等不同而有差异), 它们沿地表破裂带分布于4400 km<sup>2</sup>的椭圆区域<sup>[6]</sup>。前人对于汶川地震滑坡类型和分布已有较多研究, 大型单体滑坡, 如安州区大光包滑

**基金项目:** 国家创新研究群体科学基金项目(41521002); 国家自然科学基金项目(41572302)

**收稿日期:** 2016-09-28

**\*通讯作者** (E-mail: [peixj0119@tom.com](mailto:peixj0119@tom.com))

坡 ( $1.2 \times 10^9 \text{ m}^3$ )、清平文家沟滑坡 ( $2.7 \times 10^7 \text{ m}^3$ )、汶川东河口滑坡 ( $1.5 \times 10^7 \text{ m}^3$ ) 等也获得了大量关注<sup>[7-9]</sup>; 尤其是这些滑坡的启动和运动机理。Dai 等<sup>[10]</sup>提出汶川地震逆冲断层突然错动可能触使滑坡骤然启动, Yin 等<sup>[11]</sup>认为气垫效应是大型滑坡远程运动原因, Wang 等<sup>[12]</sup>通过实例研究提出沟道崩积层地震液化为滑坡物质高速远程运动提供了条件, Yang 等<sup>[13]</sup>通过岩石高速摩擦试验认为滑带岩体高速摩擦熔融导致抗剪强度降低可能是滑坡的远程滑动机理, 胡明鉴等<sup>[14]</sup>基于环剪试验提出剪切过程滑带高孔压和“速度弱化”可能是滑坡加速机理。

汶川地震较多实例表明, 一些大型滑坡具有高速启动特征, 黄润秋等<sup>[15]</sup>提出强烈地震动是促使滑坡高速启动成因, Dai 等<sup>[10]</sup>认为逆冲断层突然错动为滑坡启动提供了动力条件。对于地震过程滑坡滑带强度骤降机理还研究较少; 同时, 目前所研究大型滑坡, 如大光包滑坡、文家沟滑坡、东河口滑坡等, 多分布于断裂带中部和北部, 对于南部(包括震中)的大型滑坡研究较少。

牛眠沟滑坡以  $7.5 \times 10^6 \text{ m}^3$  的滑坡体积成为震中最大规模滑坡, 许强等<sup>[16]</sup>提出该滑坡的形成与强地震动相关, 邢爱国等<sup>[17]</sup>通过数值模拟再现了滑坡运动和堆积过程, Zhang 等<sup>[18]</sup>认为气垫效应可能导致该滑坡高速远程。前人研究都基于现场调查提出机理模型, 本文通过系列室内实验和计算分析探讨滑坡启动机理。

## 1 牛眠沟滑坡概况

牛眠沟滑坡位于汶川断裂带南段(图 1)的汶川县映秀镇(北纬  $30.99^\circ$ , 东经  $103.36^\circ$ ), 属高山峡谷地形。该区年降雨量  $1285 \text{ mm}$ , 水系汇于主干道—岷江。区内岩性以花岗岩、砂岩及第四系崩坡积、残坡积、冲洪积层为主, 岩体较为破碎。

在汶川地震所触发的 112 个大型滑坡<sup>[16]</sup>(单体滑坡面积  $>0.5 \text{ km}^2$ )中, 牛眠沟滑坡是震中唯一的大型滑坡, 滑坡面积达  $4.07 \times 10^5 \text{ m}^2$ <sup>[16]</sup>, 最大长度为  $2.8 \text{ km}$ , 最大垂直高差为  $0.85 \text{ m}$ 。滑坡物质失稳后, 沿两个坡度均小于  $12^\circ$  沟谷(莲花心沟和牛眠沟)移动了约  $2 \text{ km}$ (图 2)。汶川地震断裂呈北东向从研究区通过, 区内多数滑坡发育于断裂上盘, 可以推测地震中上盘遭受了强烈地震动。牛眠沟滑坡滑源区位于断裂上盘, 其失稳方向与发震断裂走向小角度相交。

牛眠沟滑坡滑源区面积  $1.9 \times 105 \text{ m}^2$ , 平均坡度  $30^\circ$ , 高差  $300\sim350 \text{ m}$ , 宽度  $300\sim400 \text{ m}$ 。滑源区为花岗岩地层, 风化卸荷强烈(图 3)。滑源区滑体残留较少, 且残留物粒径  $<4 \text{ mm}$  占到  $35\%\sim50\%$ ,  $>1 \text{ m}$  的大块石

含量不足 10%。牛眠沟滑坡滑源区位于莲花心沟沟头, 莲花心沟具有流水; 滑带位于坡表以下逾  $10 \text{ m}$ , 带内岩体经历构造碎裂和热液胶结, 方解石脉发育; 岩石块体内部和沿方解石脉的拉张裂隙发育<sup>[18]</sup>, 这些裂隙新鲜、间距小、数量多, 延伸长度不大, 可见地下水从张裂隙中渗出汇入莲花心沟。

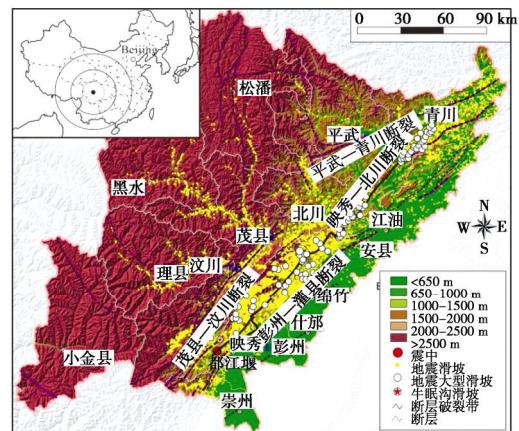


图 1 汶川地震大型滑坡分布及牛眠沟滑坡位置

Fig. 1 Large-scale landslides and Niumiangou landslide

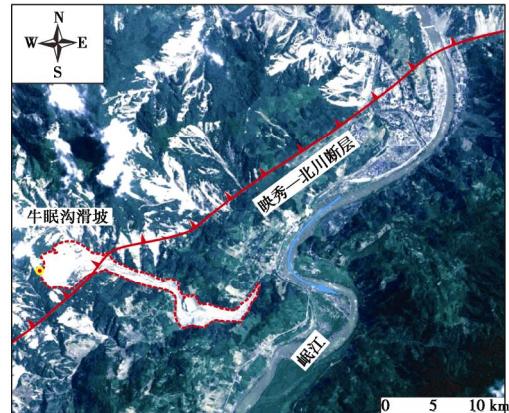


图 2 牛眠沟滑坡边界及与断层关系

Fig. 2 Boundary of Niumiangou landslide and causation fault



图 3 牛眠沟滑坡滑源区

Fig. 3 Source area of Niumiangou landslide

## 2 滑坡启动速度特征

图 4 为牛眠沟滑坡平面图, 为详细描述滑坡过程,

将滑坡路径分成6段,分别为A—B, B—C, C—D, D—E, E—F和F—G。通过现场调查将滑坡过程概述如下:

滑坡启动后,滑体以N80°E方向冲向莲花心沟(A—B段);并与沟东北岸强烈撞击(B点),且超覆约20 m;余势不减的滑体物质向南偏转18°后(S72°E)进入莲花心沟(B—C部分,在沟岸两侧可见泥位及铲刮痕迹)。滑坡物质于C点再次与沟北岸碰撞,并超高13 m;部分物质翻过20 m山脊进入牛眠沟,大部分物质转弯从沟口跌落高达140 m陡崖,冲击到牛眠沟沟床沉积层(D点)。之后,滑坡物质从D点运动到F点,并最终停止于G点。由于此间沟道方向改变,物质于沟岸发生3次超高,高度分别为70, 24, 26 m。牛眠沟滑坡物质基本呈流态化。

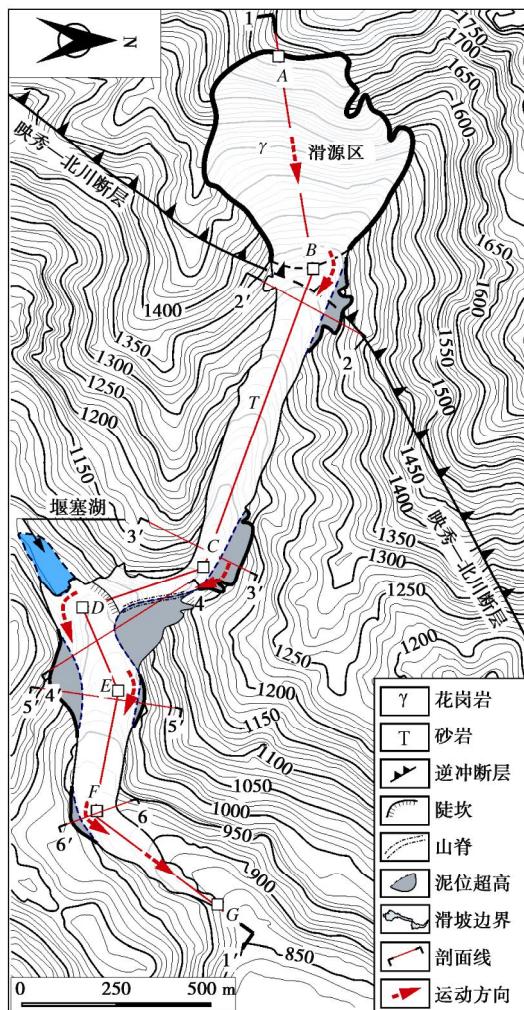


图4 牛眠沟滑坡平面图

Fig. 4 Plan of Niumiangou landslide

滑坡启动后在B点与沟岸强烈撞击,发生超高和转弯,表明此时滑坡具有较高速度,但从地形上滑坡剪出口与莲花心沟左岸仅有50 m空间距离,不具备滑坡运动加速条件。为进一步对启动速度进行估算,

采用Chow<sup>[19]</sup>提出的流态物质沟谷运动速度估算公式:

$$u = \sqrt{Rg(d/w)} \quad , \quad (1)$$

式中,  $R$ 为沟道曲率半径(m),  $d$ 为弯道超高(m),  $w$ 为沟道宽度(m),  $g$ 为重力加速度(N/kg)。计算得B点速度为19.8 m/s。分别计算各弯道运动速度,结果表明最大速度出现在莲花心沟与牛眠沟交汇处(D点,达36 m/s),可能是由于较大落差带来的重力势能向动能转化;最小速度出现在尾部弯道处(F点)。C点和E点速度分别为20, 22 m/s。可以看出, B点运动速度与其余各点相差不大,表明滑坡启动时已获得较高运动速度。

### 3 环剪试验研究

#### 3.1 试验方法

本文采用京都大学防灾研究所(DPRI)研制的环剪仪(ring shear apparatus)。该仪器由Sassa设计<sup>[20]</sup>,并由Sassa<sup>[21-22]</sup>进行了改进和推广,现已发展为DPRI-4, DPRI-5, DPRI-6, DPRI-7代功能其全的试验系统。该装置可模拟地质体内部土质单元破坏过程和其远距离运动过程中剪切行为,最重要的设计是它的不排水剪切盒(图5),剪切盒由上下半盒组成,内部环形空间为试样室。通过下半盒内、外环镶嵌的高耐摩性、低摩擦橡皮材料,保证在正向压力下封闭试样室,达到不排水剪切目的<sup>[23]</sup>。通过上部加载台给试样施加正向应力,在下剪切盒驱动下,剪切盒沿橡皮垫转动,从而剪切试样。通过下部排水阀门控制排水或不排水剪切条件,试验可测试剪切面孔压、剪切位移、剪应力和正应力。本文使用DPRI-5环剪仪,其剪切盒内径为120 mm,外径为180 mm,高度为115 mm。

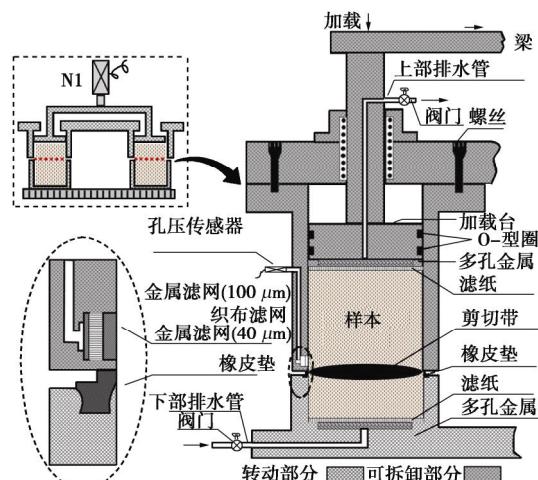


图5 DPRI环剪仪设计图<sup>[23]</sup>

Fig.5 Design of DPRI ring shear apparatus

试样取自牛眠沟滑坡滑源区滑带, 为风化花岗岩碎屑材料, 主要成分为石英、云母和长石。首先将试样用木锤充分击碎后在100℃烘箱内烘干; 由于环剪仪尺寸限制, 其试验盒环状空间为30 mm, 以在DPRI-5环剪试验中尺寸大小成为不可回避问题。在操作中, 部分研究人员选择剔除粒径>4.75 mm颗粒<sup>[12]</sup>, 另外也有选择剔除粒径>2 mm颗粒<sup>[24-25]</sup>。本文为尽量保证试样原有级配成分而选择了前者。筛除部分占试样总质量的25.4%, Kuenza等<sup>[26]</sup>认为, 砂石含量<40%时, 材料剪切特性主要受基质材料控制, 并类比相关试验成果<sup>[12, 24-25]</sup>, 认为移除砾石对本文试验基本无影响。图6为所得试样颗粒分结果, 试样物理性质: 比重 $G_s=2.70$ , 最小干密度 $r_{dmin}=1.56 \text{ g/cm}^3$ , 最大干密度 $r_{dmax}=2.13 \text{ g/cm}^3$ , 黏粒含量 $C_n=21.2\%$ , 累积质量分数占50%的最大粒径 $D_{50}=0.18 \text{ mm}$ , 不均匀系数 $U_c=1.15$ 。

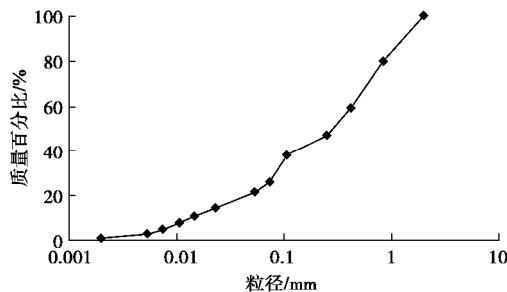


图6 试样颗粒分曲线

Fig. 6 Grain-size distribution of samples

通过干沉降方法<sup>[27]</sup>将试样放入剪切盒中。为使制样均匀, 采用漏斗放样; 首先将试样装入漏斗, 而后手持漏斗绕剪切盒缓缓移动使试样均匀漏下。制样完成后, 以2 cm/s速度转动剪切盒, 测试剪切盒间橡皮垫摩擦力(图7)。从下部阀门通CO<sub>2</sub>和水、饱和试样。通过 $B_D$ 检测试样饱和度<sup>[28]</sup>。首先打开上部排水阀门, 施加正应力, 等孔压降为0后将阀门关闭, 然后在不排水条件下增加正应力, 同时测量孔隙水压力增量。通过下式计算 $B_D$ :

$$B_D = \Delta u / \Delta s \quad , \quad (2)$$

式中,  $\Delta u$ 是孔压增量,  $\Delta s$ 是总正应力增量, 当 $B_D$

大于0.95时满足试验饱和要求。而后施加固结应力( $s_i$ )使试样固结, 若试样竖向位移不再变化则表明固结完成。

固结后保持 $s_i$ 不变, 关闭阀门后对试样施加静力剪切应力, 或动剪应力, 当剪应力超过试样抗剪强度时试样破坏, 剪切位移快速增加; 当剪切到剪应力基本恒定时(表明试样达到残余抗剪强度), 试验停止, 用试验所测的峰值和残余剪应力减去环剪仪橡皮垫摩擦力即得到试样峰值抗剪强度 $\tau_f$ 和残余抗剪强度 $\tau_s$ 。为调查和分析试样材料剪切行为、液化能力、剪切强度等基本性质, 进行饱和试样的不排水静力剪切(UDDS)、排水静力剪切(DDS)和干燥试样的静力剪切试验(DS); 为研究试样材料在动剪切条件下孔压增长、液化能力、液化所需能量等特性进行饱和试样的不排水动力剪切试验(UDCS)。试验参数和结果列于表1。

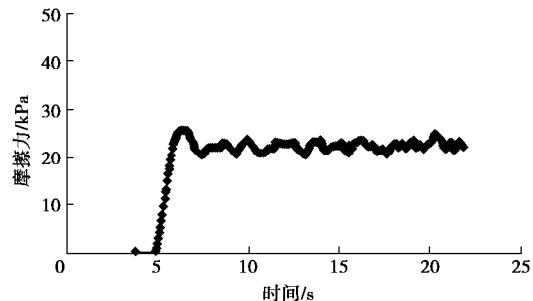


图7 试验S1橡皮垫摩擦力

Fig. 7 Rubber frictions in test S1

### 3.2 试样剪切行为及液化特征

#### (1) 不排水静力剪切试验

进行不排水静力环剪试验, 试验包括不同密度试样剪切试验, 不同正应力剪切试验。对于前者, 分别选用干沉降法, 轻度击实和重度击实来获得3种密度试样(S1, S2, S3), 密度分别为1.86, 1.91, 1.96 g/cm<sup>3</sup>, 剪切过程中保持正应力200 kPa不变。对于后者, 选用干沉降法制样; 结合前人研究<sup>[24]</sup>, 分别采用100, 200, 300 kPa三种正应力(S5, S1, S4); 对于剪应力, 可选择速度控制<sup>[24]</sup>和应力控制<sup>[29]</sup>, 结合前人研究, 本文以0.5 kPa/s施加剪应力。

表1 试验结果

Table 1 Results of undrained ring shear tests

编号	试验类型	干密度 $r_d/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	孔隙比 $e$	饱和 $B_D$	正应力 $s_i/\text{kPa}$	峰值强度 $\tau_f/\text{kPa}$	残余强度 $\tau_s/\text{kPa}$	孔压比 $r$
S1	UDDS	1.86	0.45	0.99	198.0	64.3	21.8	0.91
S2	UDDS	1.91	0.41	0.96	197.0	82.1	23.1	0.87
S3	UDDS	1.96	0.38	0.95	198.0	140.7	34.3	0.76
S4	UDDS	1.87	0.44	0.97	291.0	105.2	25.6	0.93
S5	UDDS	1.84	0.46	0.98	99.7	57.2	22.6	0.96
S6	UDCS	1.86	0.45	0.96	201.7	162.3	29.8	0.89
S7	DDS	1.86	0.45	0.95	198.6	91.2	102.7	—
S8	DS	1.73	0.56	—	191.4	142.3	141.7	—



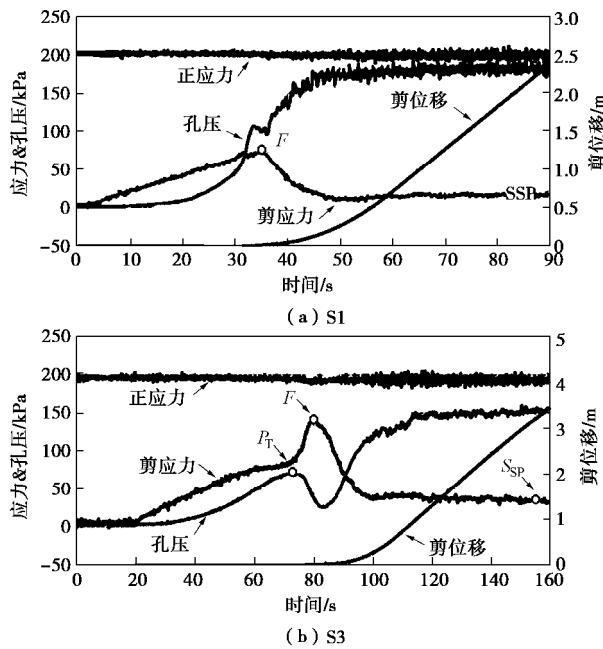


图 8 典型不排水静力剪切试验数据

Fig. 8 Time series data of undrained shear tests

试样 S1 随着剪应力增加孔压逐渐增高, 当到达剪应力峰值  $\tau_f$  (64.3 kPa) 后, 剪切位移和孔压快速增加, 剪应力快速降低。随着剪切位移进一步增加, 剪应力逐渐稳定在一个较小值 ( $S_{SP}$  点), 表明试样达到残余抗剪强度 (21.8 kPa), 试样液化。此时孔压基本稳定 (180.1 kPa), 并将此状态称为稳态, 稳态时孔压与正应力比值称为孔压比  $r$ , 对于 S1 为 0.91 (图 8 (a) )。

与 S1 类似, 随着剪应力增加孔压逐渐增高, 所不同的是在剪应力峰值前发生了剪切状态改变 ( $P_T$  点), 曲线表现为孔压快速下降, 剪应力快速增加, 表明试样发生了扩容。当到达剪应力峰值  $F$  点 (140.7 kPa) 后, 孔压再次上升, 剪应力快速降低。随着剪位移进一步增加, 剪应力逐渐降低到一个较小值并基本保持不变, 即达到残余抗剪强度 (34.3 kPa), 试样液化, 此时孔压基本稳定 (150.5 kPa), 孔压比 0.76 (图 8 (b) )。由表 1 可以看出, 与 S1 相比 S2 和 S3 孔压比都偏小, 可能是因为两者干密度较大, 剪切过程中发生了明显扩容。

试验结束后, 打开排水阀门待孔压消散, 由剪切应力控制转换成剪切速度控制, 并以 0.5 mm/s 剪切速率剪切试样, 同时以 0.5 kPa/s 速率降低正应力。通过绘制该过程中剪应力与正应力关系曲线可获得残余抗剪强度线 (RFL) (图 9), 由此可知试样残余内摩擦角, 为 34.9°。

图 10 (a) 为不同密度试样 (S1, S2, S3) 有效应力路径。试验开始后, 随有效应力逐渐减小, 剪应力逐渐增大, 有效应力路径向左偏转; 试样破坏后,

应力路径沿残余强度线向下发展, 直至稳态点。S1 和 S2 应力路径形态基本相同, S3 出现较大差别。主要表现在  $P_T$  点后, S3 有效应力路径突然向右偏转, 剪应力和正应力增加, 达到峰值后 ( $F$  点) 剪应力和正应力均降低, 曲线再次向左发展, 并沿 RFL 线逐渐达到稳态点, 试样液化。

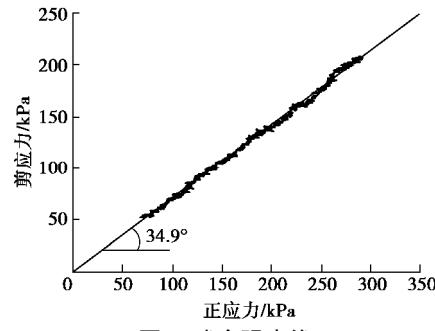


图 9 残余强度线

Fig. 9 Residue failure line (RFL)

图 10 (b) 为不同正应力试样 (S5, S1, S4) 有效应力路径。3 条曲线形态基本相同, 随着试验进行, 剪应力逐渐增加, 有效应力逐渐减小。试样破坏后剪应力降低, 有效应力继续减小, 有效应力路径沿 RFL 线逐渐向下发展, 直至达到稳态点, 试样液化。

不同试样密度、不同正应力条件下, 试样剪切过程中都产生了较高孔压, 且残余抗剪强度均降低到较小值, 表明试样极易发生液化, 且液化受试样密度、正应力影响较小。

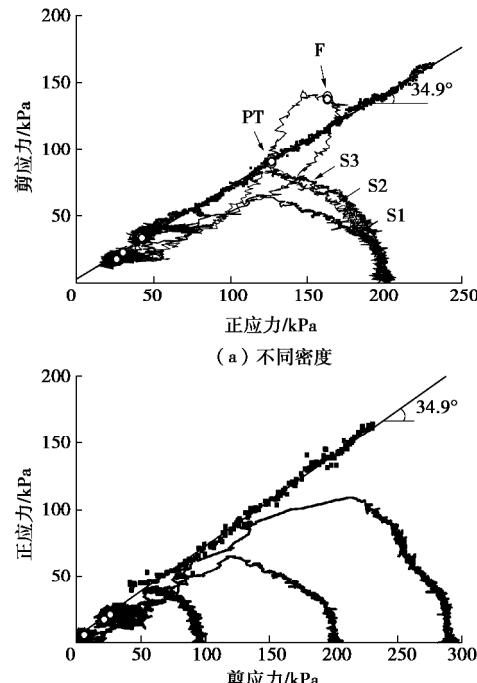


图 10 不排水静力剪切有效应力路径

Fig. 10 Effective stress paths of undrained shear tests

## (2) 排水和干燥静力剪切试验

排水静力剪切试验 (S7) 与不排水静力剪切试样

过程基本相同, 区别是剪切过程中打开排水阀门, 超孔隙水(若产生)可排出。前者随着剪应力增加, 孔压增加, 当达到试样抗剪强度时(91.2 kPa)孔压增至最大值, 试样破坏, 剪应力降低; 而后孔压逐渐消散, 剪应力在不大降幅后开始增加; 随着孔压消散到0, 剪应力逐渐增至稳定值(102.7 kPa)。结果表明排水条件下试样抗剪强度不会大幅降低(图11(a))。

干试样剪切试验(S8)结果如图11(b)所示。由时间与应力、孔压、位移曲线可以看出, 随着剪切位移增加, 剪应力不断增加, 当垂直位移达1.3 mm时, 试样破坏, 破坏时抗剪强度为142.3 kPa, 剪位移快速增加, 剪应力略有降低并进入稳定状态, 残余强度为141.7 kPa。结果表明没有水参与下滑带材料剪切强度不会大幅降低。

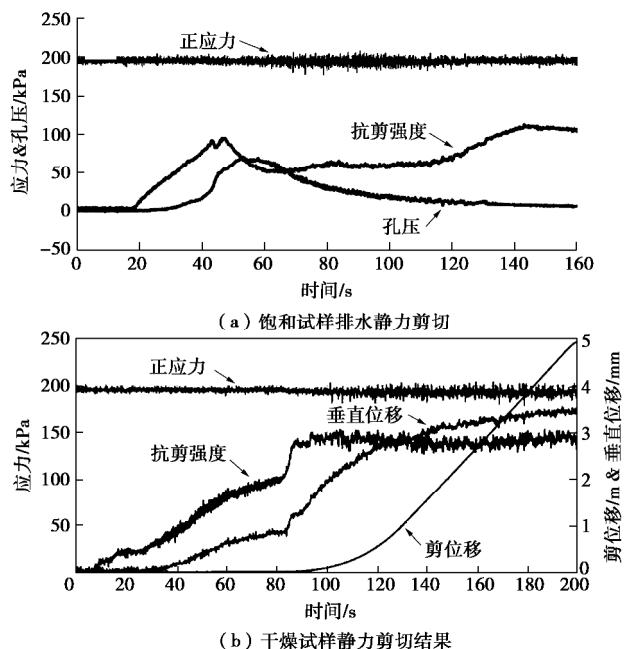


图11 对比试验

Fig. 11 Drained and dry shear tests

### (3) 不排水动剪试验

地震中, 滑坡剪切面上土柱单元受到自重( $mg$ )和地震力( $ma_t$ )作用力(图12); 对于牛眼沟滑坡, 滑面倾角 $j_{si}$ 为30°, 滑体厚度为11.5 m, 饱和土体重度 $g_{sat}$ 取20 kN/m<sup>3</sup>, 由此计算得剪切面正应力 $s_i$ 和初始剪应力 $t_i$ 分别为200 kPa和115 kPa。进行不排水动环剪试验(S6), 首先保持正应力不变, 在排水条件下以0.5 kPa/s速率施加初始剪应力; 而后切换至不排水状态, 并施加动荷载。考虑汶川地震由弱到强再弱, 及持时较长(约2 min, 主震时间约1 min)的特征, 频率采用0.5 Hz<sup>[12]</sup>, 动荷载设置为20个正弦递增波和20个正弦递减波(即持时80 s)(图13(b))。

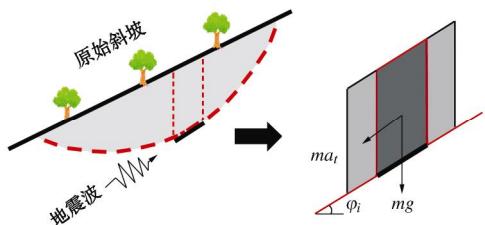


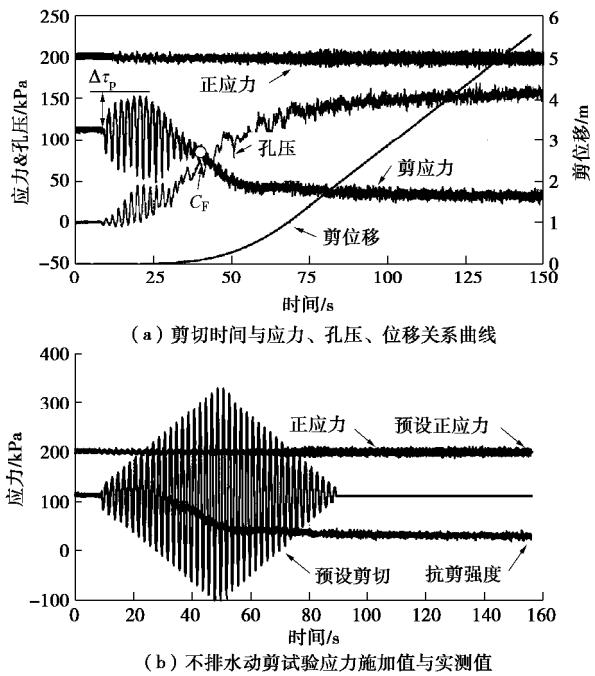
图12 地震滑带土体单元受力分析

Fig. 12 Stress analysis of a soil element during earthquake

图13(a)为时间与应力、孔压、位移关系曲线图。可以看出, 试验开始后孔压波动增加, 至第5个周期后剪应力达到最大值, 对应剪应力增量 $\Delta\tau$ 为45 kPa; 随后动应力(幅值和上、下限应力)减小, 孔压和剪位移快速增加; 当剪应力降低到 $C_F$ 点后, 由于抗剪强度较低, 动载幅值基本为零。随着剪位移的快速增加, 剪应力继续降低, 直至维持在一个较小值(29.8 kPa), 试样液化, 此时孔压比为0.89。

由图13(b)可以看出, 加载初期由于孔压生成, 试样不能承载驱动剪应力, 导致抗剪强度逐渐小于预定剪应力值; 可以看出, 试样液化所需剪应力仅为预定剪应力值的很小部分。本文之所以设计较大动载信号, 是为保证试样能发生剪切破坏; 在此前提下不管动载信号幅值大小, 同一试样剪切破坏过程是相同的。

图13(c)为有效应力路径。试验初始阶段, 有效正应力逐渐降低, 剪应力呈波动增加。经过较小剪应力增量(较短路径)后, 达到抗剪强度峰值, 峰值点对应的似摩擦角( $\arctan[\tau_p/(s_i - u_e)]$ ), 其中 $u_e$ 为超孔隙水压力)为38.4°。随后剪应力降低, 有效正应力继续下降, 应力路径基本呈斜直线向左发展, 直至稳态点, 对应似摩擦角( $\arctan(\tau_s/s_i)$ )仅为9.4°。试验结果表明, 试样在动载下易液化。



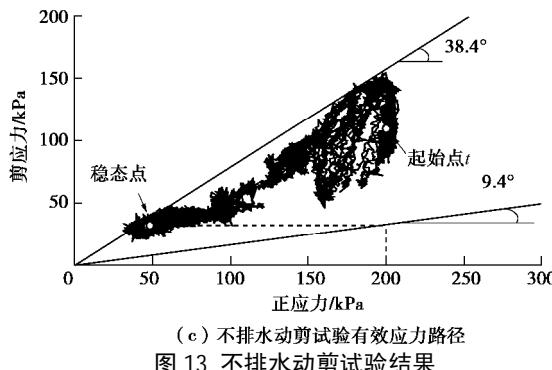


图 13 不排水动剪试验结果

Fig. 13 Results of undrained cyclic shear tests

### 3.3 试样液化成因及能量

#### (1) 液化成因分析

本文静力剪切试验表明, 牛眼沟滑带材料液化基本不受试样密度、正应力影响; 而且动载下试样极易液化。试验后取剪切带材料进行颗粒分析, 结果表明剪切带颗粒明显变细, 尤其是较大粒径范围(图 14)。牛眼沟滑带区岩体遭受了强烈构造、风化作用, 致使剪切作用下更易碎裂。试验前试样紧密堆积, 颗粒之间相互咬合; 剪切过程中, 颗粒之间产生相互作用力, 当超过阀值时颗粒碎裂, 粒径减小, 试样体积产生压缩趋势, 这一点由 S8 试样垂直位移的变化可以看出(图 11(b)), 由此使得原本由颗粒骨架承担的荷载转而由水承担, 致使孔压上升, 有效应力减小。当试样发生宏观破坏时, 剪位移快速增加, 由图 11(b)垂直位移的快速增加可以看出, 此阶段颗粒发生进一步破碎, 有效应力急剧降低, 从而发生剪切带的液化(图 15)。与三轴振动液化不同的是, 环剪试验剪切液化属于剪切面附近的面液化<sup>[23]</sup>, 而前者属于试样内的体液化。

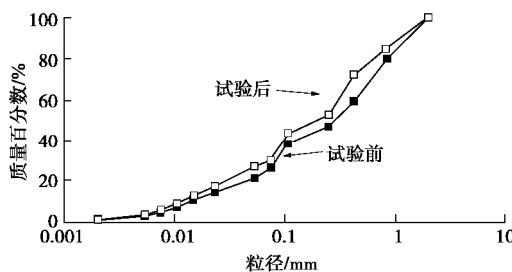


图 14 环剪试验前后剪切带颗粒分

Fig. 14 Grain-size distribution of samples before and after tests

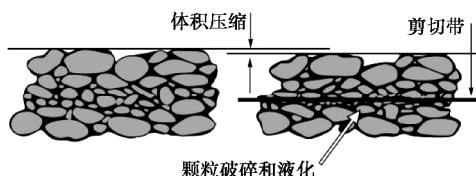


图 15 环剪试验剪切带颗粒破碎示意图

Fig. 15 Schematic illustration of occurrence of sliding-surface liquefaction

#### (2) 液化能量估算

试验中剪切盒在动剪应力  $t$  驱使下做周期剪切运动, 并产生周期剪切位移  $l$  (图 16 (a))。Sassa 等<sup>[29]</sup>提出了环剪实验中剪切面单位面积能量计算方法, 一个振动周期耗能  $W$  计算公式如下:

$$W = \sum_{j=1}^{n-1} \frac{1}{2} (t_j + t_{j+1})(l_{j+1} - l_j) \quad , \quad (3)$$

式中,  $t$  为剪应力 (kPa),  $l$  为剪位移 (mm),  $n$  为数据采集点个数, 所以一个周期内耗能为回滞环总面积(图 16 (b))。试验中, 总耗能  $W_{\text{total}}$  可由各周期耗能求和得出。

根据动剪试验结果(图 13 (a)), 对  $C_F$  点前数据进行计算, 各周期能量和总能量如图 16 (c)。结果表明, 随着振动周期增加剪切耗能增加, 单个周期最大耗能为  $2105 \text{ J/m}^2$ , 总耗能为  $2.3 \times 10^4 \text{ J/m}^2$ 。

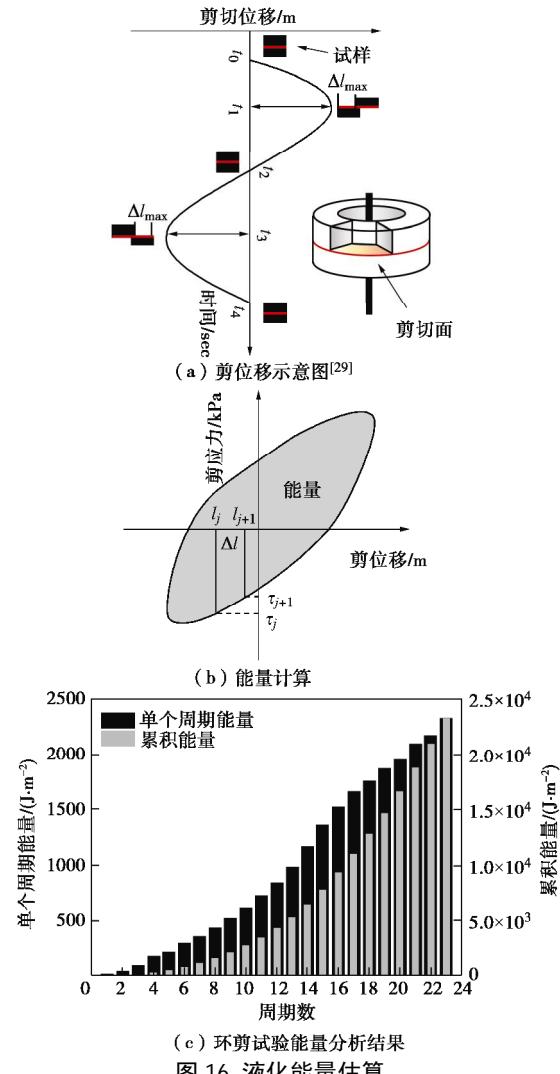


图 16 液化能量估算

Fig. 16 Results of energy study based on ring shear tests

### 4 滑坡启动机理探讨

#### 4.1 强地震动

不排水动剪试验表明, 动荷载过程中仅 45 kPa 增量就能触发滑带材料液化, 若将该应力理解为促使材料破坏的峰值剪应力, 由下式<sup>[23]</sup>可简单估算该应力对应的加速度:

$$a_p = (\Delta t_p / m) = (\Delta t_p / t_i) \times g \sin q \quad , \quad (4)$$

式中,  $m$  为试样质量 (kg),  $q$  为剪切面倾角 (°),  $t_i$  为初始剪应力 (kPa),  $\Delta t_p$  为最大剪应力增量 (kPa),  $a_p$  为最大剪应力对应的峰值加速度 ( $\text{m/s}^2$ )。对于牛眠沟滑坡, 滑面倾角  $q$  为 30°, 滑体厚度为 11.5 m, 饱和土体重度取 20 kN/m<sup>3</sup>, 由此计算得初始剪应力  $t_i$  为 115 kPa, 求得  $a_p$  为 192 gal ( $\text{cm/s}^2$ ) ( $1\text{g}=980\text{ gal}$ )。

基于 Wang 等<sup>[25]</sup>提供方法, 对滑坡区进行地震加速度分析。由于缺少滑坡点地震记录, 本文采用卧龙台站 (距滑坡 18 km) 地震波。首先将地震加速度分解到 EW (图 17 (a)), NS (图 17 (b)) 和 UD (图 17c) 三方向, 再按下式得到平行滑面方向 (SH) 和垂直滑面方向 (HR) 地震加速度:

$$a_{HR(t)} = a_{EW(t)} \cos b + a_{NS(t)} \sin b \quad , \quad (5)$$

$$a_{SH(t)} = a_{HR(t)} \cos j_i + a_{UD(t)} \sin j_i \quad , \quad (6)$$

式中,  $a_{EW(t)}$ ,  $a_{NS(t)}$  和  $a_{UD(t)}$  分别是 EW, NS 和 UD 地震加速度,  $a_{HR(t)}$  和  $a_{SH(t)}$  分别为平行和垂直滑面加速度。结果表明, 平行滑面方向最大峰值速度为 799.4 gal (图 17 (d)), 垂直滑面方向最大峰值加速度为 759.5 gal, 均形成于地震开始后 33 s。可以看出, 汶川地震波在平行滑面方向 (剪切方向) 分量的最大加速度远大于室内试验估算的液化临界值 (192 gal)。

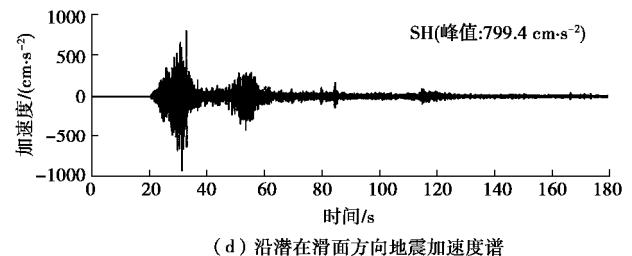
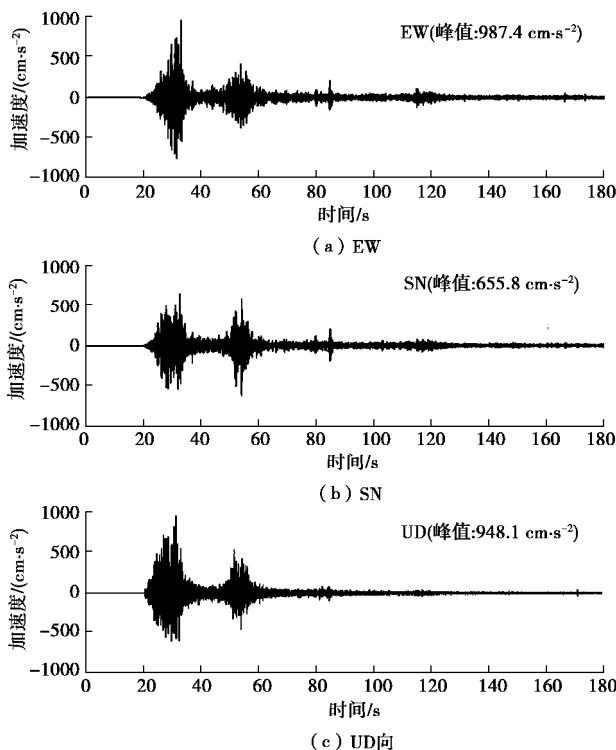


图 17 汶川地震卧龙地震波加速度谱

Fig. 17 Seismic acceleration of Wenchuan earthquake

环剪试验获得了滑带材料液化能量, 为将该结果与汶川地震能量进行对比, 采用 Trifunac<sup>[30]</sup>提出的方法估算汶川地震波通过牛眠沟滑坡滑面地震能量:

$$E_s = \left[ \frac{ra}{2\pi} \int_0^\infty \left( \frac{F(w)}{w} \right)^2 dw \right] \quad , \quad (7)$$

式中,  $F(w)$  为沿剪切面方向地震加速度傅立叶幅值谱 ( $\text{cm/s}$ ) (图 18),  $A$  为滑面面积 ( $\text{m}^2$ ),  $a$  为剪切波波速 ( $\text{m/s}$ ),  $r$  为材料密度 ( $\text{kg/m}^3$ )。为与式 (3) 对应, 计算滑面单位面积能量:

$$E_{us} (\text{J/m}^2) = \left[ \frac{ra}{2\pi} \int_0^\infty \left( \frac{F(w)}{w} \right)^2 dw \right] \quad . \quad (8)$$

参考 Trifunac 等<sup>[31]</sup>和 Trifunac 等<sup>[30]</sup>取值,  $r = 1.6 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ ,  $a = 1 \times 10^3 \text{ m/s}$ , 计算结果如图 19 所示。地震开始后, 前期能量增长缓慢, 20 s 地震能量陡然增加, 60 s 后逐渐接近终值。沿滑动面剪切方向通过的总地震能量约为  $3.5 \times 10^5 \text{ J/m}^2$ , 仅地震后 28 s, 滑动面单位面积通过剪切波能量即达到本文试验所得液化临界值  $2.3 \times 10^4 \text{ J/m}^2$ , 且此时伴随巨大功率释放 (图 19)。

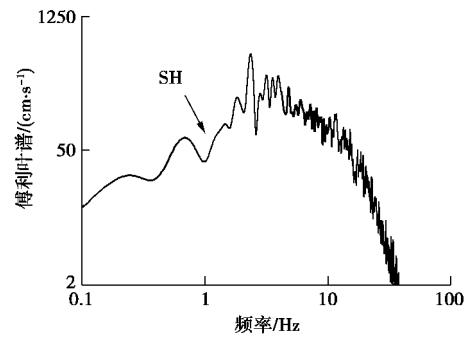


图 18 汶川地震卧龙地震波傅立叶谱

Fig. 18 Fourier amplitude

#### 4.2 潜在滑面地震液化

本文试验表明, 牛眠沟滑坡滑带材料在动荷载下孔隙水压力快速产生, 极易液化。本文动剪试验是基于不排水条件进行的, 实际中滑面以上土层并非完全处于不排水环境, 所产生的高孔压会消散; Wang 等<sup>[22]</sup>选用黏滞系数 15 倍于水的甲基纤维素溶液 (Metolose fluid) 饱和试样, 并进行半排水环剪试验 (将排水阀门半开), 分析动荷载下高孔压维持机理。实验结果表

明, 滑面上一定厚度的饱和土层可以抑制孔隙水排出, 若该厚度>1.25 m, 则即使处于半排水条件, 动载条件孔压可产生并维持, 滑面仍可液化; 根据牛眠沟滑坡现场情况, 滑带含水层厚度大于 2 m, 满足该条件。另外, 排水静力剪切试验 (S7) 和干燥静力剪切试验 (S8) 结果表明, 此条件下滑带材料抗剪强度均无显著降低, 达不到牛眠沟滑坡高速启动要求。

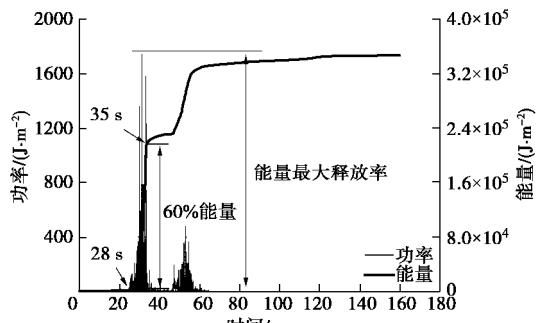


图 19 汶川地震卧龙地震波能量分析

Fig. 19 Results of energy study based on seismic acceleration of Wenchuan earthquake

故笔者认为, 汶川强震过程牛眠沟滑坡潜在滑面液化, 有效应力骤然降低, 可能促使该滑坡骤然启动。从能量分析结果可以推测, 牛眠沟滑坡可能在地震开始后即被触发。值得说明的是, 本文用于峰值加速度和能量计算的地震波并非位于滑坡滑源区, 加之地形地貌、与震源距离等因素都会影响到地震加速度峰值和能量大小, 但此处结果可表明, 汶川地震满足牛眠沟滑坡滑带液化的峰值加速度和能量要求。

本文仅基于环剪试验获得滑坡滑带材料动力液化特征和液化能量条件, 并据此初步探讨了可能的滑坡启动机理, 但地震大型滑坡形成是受到地形地貌、岩体结构、地质构造、水文地质等多种因素、耦合作用结果。目前, 对于该滑坡形成的地质条件、斜坡动力响应、动力破坏过程等还不够清楚, 尤其是滑带的形成机理, 仍需从不同方向进行深入研究。

## 5 结 论

(1) 牛眠沟滑坡是位于 2008 年 5·12 汶川地震震中的大型滑坡, 滑坡具有高速启动特征。

(2) 牛眠沟滑坡滑带材料在不排水条件下具有很高的剪切液化能力, 且动剪应力下容易液化, 液化后材料视摩擦角仅为 9.4°。滑带材料液化可能导致牛眠沟滑坡高速启动。

(3) 基于不排水环剪试验估算滑带材料动力剪切破坏的峰值加速度为 192 gal, 所需能量为  $2.3 \times 10^4$  J/m²; 基于距震中 18 km 卧龙台站地震波估算滑面剪切方向最大地震加速度为 799 gal, 地震在剪切面单位

面积释放能量  $3.5 \times 10^5$  J/m², 满足该滑坡启动的能量条件。牛眠沟滑坡可能在地震初期即突然触发。

## 参 考 文 献:

- [1] 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))
- [2] BURCHFIELD B C, ROYDEN L H, VAN DER Hilst R D, et al. A geological and geophysical context for the Wenchuan earthquake of 12 May 2008, Sichuan, People's Republic of China[J]. GSA Today, 2008, 18(7): 4 - 11.
- [3] LI Y Q, JIA D, SHAW J H, et al. Structural interpretation of the coseismic faults of the Wenchuan earthquake: three-dimensional modeling of the Longmen Shan fold-and-thrust belt[J]. J Geophys Res, 2010, 115(B04317): 1 - 26.
- [4] GORUM T, FAN X M, VAN Westen C J, et al. Distribution pattern of earthquake-induced landslides triggered by the 12 May 2008 Wenchuan earthquake[J]. Geomorphology, 2011, 133(3): 152 - 167.
- [5] DAI F C, XU C, YAO X, et al. Spatial distribution of landslides triggered by the 2008 Ms 8.0 Wenchuan earthquake, China[J]. J Asian Earth Sci, 2011, 40(4): 883 - 895.
- [6] 许冲, 徐锡伟. 2008 年汶川地震导致的斜坡物质响应率及其空间分布规律分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(增刊 2): 3888 - 3908. (XU Chong, XU Xi-wei. Response rate of seismic slope mass movements related to 2008 Wenchuan earthquake and its spatial distribution analysis[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, 32(S2): 3888 - 3908. (in Chinese))
- [7] 黄润秋, 张伟峰, 裴向军. 大光包滑坡工程地质研究[J]. 工程地质学报, 2014, 22(4): 557 - 585. (HUANG Run-qi, ZHANG Wei-feng, PEI Xiang-jun. Engineering geological study on Daguangbao landslide[J]. Journal of Engineering Geology, 2014, 22(4): 557 - 585. (in Chinese))
- [8] 黄河清, 赵其华. 汶川地震诱发文家沟巨型滑坡-碎屑流基本特征及成因机制初步分析[J]. 工程地质学报, 2010, 18(2): 168 - 177. (HUANG He-qing, ZHAO Qi-hua. Basic characteristics and preliminary mechanism analysis of large scale rockslide-sturzstrom at Wenjiagou triggered by Wenchuan earthquake[J]. Journal of Engineering Geology, 2010, 18(2): 168 - 177. (in Chinese))

[9] 孙萍, 张永双, 殷跃平, 等. 东河口滑坡-碎屑流高速远程迁移机制探讨[J]. 工程地质学报, 2009, **17**(6): 737 - 744. (SUN Ping, ZHANG Yong-shuang, YIN Yue-ping, et al. Discussion on long run-out sliding mechanism of Donghekou landslide-debris flow[J]. Journal of Engineering Geology, 2009, **17**(6): 737 - 744. (in Chinese))

[10] DAI F C, TU X B, XU C, et al. Rock avalanches triggered by oblique-thrusting during the 12 May 2008 Ms 8.0 Wenchuan earthquake, China[J]. Geomorphology, 2011, **132**(3/4): 300 - 318.

[11] YIN Y P, ZHENG W M, LI X C, et al. Catastrophic landslides associated with the M8.0 Wenchuan earthquake[J]. Bull Eng Geol Environ, 2011, **70**(1): 15 - 32.

[12] WANG G H, HUANG R Q, CHIGIRA M, et al. Landslide amplification by liquefaction of runout-path material after the 2008 Wenchuan (M8.0) earthquake, China[J]. Earth Surf Proc Land, 2013, **38**(3): 265 - 274.

[13] YANG C M, CHENG H Y, TSAO C C. The kinematics and initiation mechanisms of the earthquake-triggered Daguangbao landslide[J]. Geophysical Research Abstracts, V.17,EGU2015-13014-1.

[14] 胡明鉴, 汪发武, 程谦恭. 基于高速环剪试验易贡巨型滑坡形成原因试验探索[J]. 岩土工程学报, 2009, **31**(10): 1602 - 1606. (HU Ming-jian, WANG Fa-wu, CHENG Qian-gong. Formation of tremendous Yigong landslide based on high-speed shear tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, **31**(10): 1602 - 1606. (in Chinese))

[15] 黄润秋, 裴向军, 李天斌. 汶川地震触发大光包巨型滑坡基本特征及形成机理分析[J]. 工程地质学报, 2008, **16**(6): 730 - 741. (HUANG Run-qiu, PEI Xiang-jun, LI Tian-bin. Basic characteristics and formation mechanism of the largest scale landslide at Daguangbao occurred during the Wenchuan earthquake[J]. Journal of Engineering Geology, 2008, **16**(6): 730 - 741. (in Chinese))

[16] 许强, 裴向军, 黄润秋. 汶川地震大型滑坡研究[M]. 北京: 科学出版社, 2009. (XU Qiang, PEI Xiang-jun, HUANG Run-qiu. Large-scale landslides induced by the Wenchuan earthquake[M]. Beijing: Science Express, 2009. (in Chinese))

[17] XING A G, XU Q, GAN J. On characteristics and dynamic analysis of the Niumian valley rock avalanche triggered by the 2008 Wenchuan earthquake, Sichuan, China[J]. Environ Earth Sci, 2015, **73**(7): 3387 - 3401.

[18] ZHANG M, YIN Y P, WU S R, et al. Dynamics of the Niumiangou creek rock avalanche triggered by 2008 Ms 8.0 Wenchuan earthquake, Sichuan, China[J]. Landslides, 2011, **8**(3): 363 - 371.

[19] CHOW T V. Open channel hydraulics[M]. New York: McGraw-Hill, 1959.

[20] SASSA K. The mechanism starting liquefied landslides and debris flows[C]// Proceedings of 4th International Symposium on Landslides. Toronto, 1984: 349 - 354.

[21] SASSA K. Access to the dynamics of landslides during earthquakes by a new cyclic loading high-speed ring-shear apparatus (keynote paper)[C]// 6th International Symposium on Landslides, "Landslides". Christchurch, 1992: 1919 - 1937.

[22] SASSA K. A new intelligent-type dynamic loading ring-shear apparatus[J]. Landslide News, 1997(10): 33.

[23] SASSA K, FUKUOKA H, WANG G H, et al. Undrained dynamic-loading ring-shear apparatus and its application to landslide dynamics[J]. Landslides, 2004, **1**(1): 7 - 19.

[24] XING A G, WANG G H, LI B, et al. Long-runout mechanism and landsliding behaviour of large catastrophic landslide triggered by heavy rainfall in guanling, guizhou, China[J]. Can Geotech, 2014, **52**(7): 1 - 11.

[25] WANG G H, SASSA K. Seismic loading impacts on excess pore-water pressure maintain landslide triggered flowslides[J]. Earth Surf Proc Land, 2009, **34**(2): 232 - 241.

[26] KUENZA K, TOWHATA I, ORENSE R P, et al. Undrained torsional shear tests on gravelly soils[J]. Landslides, 2004, **1**(3): 185 - 194.

[27] ISHIHARA K. Liquefaction and flow failure during earthquakes[J]. Géotechnique, 1993, **43**(3): 351 - 451.

[28] SASSA K, WANG G H, FUKUOKA H. Performing undrained shear tests on saturated sands in a new intelligent type of ring-shear apparatus[J]. Geotech Test J, 2003, **26**(3): 257 - 265.

[29] SASSA K, WANG G H, FUKUOKA H, et al. Shear-displacement-amplitude dependent pore-pressure generation in undrained cyclic loading ring shear tests: An energy approach[J]. J Geotech Geoenviron, 2005, **131**(6): 750 - 761.

[30] TRIFUNAC M D. Energy of strong motion at earthquake source [J]. Soil Dyn Earthq Eng, 2008, **28**(1): 1 - 6.

[31] TRIFUNAC M D, BRADY A G. A study on the duration of strong earthquake ground motion[J]. Bull Seismol Soc Am, 1975, **65**(3): 581 - 626.

DOI: 10.11779/CJGE201712017

# 回填 EPS 混合土的防滑悬臂式挡墙地震稳定性分析

高洪梅<sup>1, 2</sup>, 卜春尧<sup>1</sup>, 王志华<sup>\*1, 2</sup>, 周 薇<sup>1</sup>, 陈国兴<sup>1, 2</sup>

(1. 南京工业大学城市地下空间研究中心, 江苏 南京 210009; 2. 南京工业大学岩土工程研究所, 江苏 南京 210009)

**摘要:** 以一种带防滑齿的“T”型悬臂式挡土墙为对象, 采用振动台模型试验揭示了分别回填 EPS 混合土和天然南京细砂时的挡墙地震稳定性特征。分析并比较了墙-土体系的地震反应以及墙背动土压力分布, 重点讨论了试验的防滑悬臂式挡墙位移模式以及回填土性质对墙背动土推力的影响。试验结果表明, 回填 EPS 混合土时, 填土地表加速度反应相对更小。回填土的动土推力对墙体转动位移的贡献随激励峰值的增大而增大; 墙-土惯性相互作用效应与回填土的动力变形模式密切相关。两种回填料下的墙背动土压力分布形态具有显著差异; 砂土-挡墙体系的动土推力与地表峰值加速度间趋向非线性关系, 作用点接近 2/3 墙高。回填 EPS 混合土时两者更接近线性关系, 且动土推力作用点接近 1/3 墙高。两种体系的动土推力作用点随地表峰值加速度增大均略有下移。基于试验结果与几种经典的解析方法预测结果比较, 给出了 EPS 混合土柔性挡墙抗震分析的几点建议。

**关键词:** 悬臂式挡土墙; EPS 混合土; 地震稳定性; 动土压力; 振动台试验

**中图分类号:** TU43      **文献标识码:** A      **文章编号:** 1000-4548(2017)12-2278-09

**作者简介:** 高洪梅(1982-), 女, 山东乳山人, 博士, 副教授, 主要从事土动力学与地基处理方面的研究和教学工作。  
E-mail: hongmei54@163.com

## Seismic stability of anti-sliding cantilever retaining wall with EPS composite soil

GAO Hong-mei<sup>1, 2</sup>, BU Chun-yao<sup>1</sup>, WANG Zhi-hua<sup>1, 2</sup>, ZHOU Wei<sup>1</sup>, CHEN Guo-xing<sup>1, 2</sup>

(1. Research Centre of Urban Underground Space, Nanjing Tech University, Nanjing 210009, China; 2. Institute of Geotechnical Engineering, Nanjing Tech University, Nanjing 210009, China)

**Abstract:** Shaking table tests are conducted on the inverted T-shape cantilever retaining walls with an anti-sliding tooth to comparatively study the seismic stability characteristics using EPS composite soil and Nanjing fine sand as backfills, respectively. The seismic responses of wall-soil system and dynamic earth pressure distribution behind the wall are comparatively analyzed. The influences of displacement modes of retaining wall and the properties of backfill on dynamic earth thrust are emphasized. The experimental results indicate that when using EPS composite soil as backfill, the acceleration response on the backfill surface is relatively small. The contribution of dynamic earth thrust to the wall rotation increases with the increasing input peak excitation. The inertial interaction between wall and soil is closely related to the dynamic deformation mode of backfill. The distribution of dynamic earth thrust behind the wall when using sand as backfill is obviously different from that using EPS composite soil. The relationship between the dynamic earth thrust and the peak ground acceleration for sand-wall system is nonlinear, and the acting position of earth thrust is approximately 2/3 wall height. A linear relationship exists for EPS composite soil-wall system, and the acting position is close to 1/3 wall height. The acting position of earth thrust slightly moves down as the peak ground acceleration increases for the two test systems. Based on the comparison between test results and several classical analytic solutions, some suggestions are proposed regarding the seismic analysis of flexible retaining wall when using EPS composite soil as backfill.

**Key words:** cantilever retaining wall; EPS composite soil; seismic stability; dynamic earth pressure; shaking table test

## 0 引言

EPS 混合土是一种由天然土、EPS 颗粒、水和水泥或粉煤灰等胶结材料人工混合而成的土工材料。它具有轻质性、和易性、强度可调可控以及环境友好等力学和工程特性。近 20 年来, EPS 混合土在道路工程、

桥梁工程和地下工程等领域得到广泛的应用<sup>[1-2]</sup>。用作桥台或挡墙背后的人工回填材料, EPS 混合土具有以

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51578286)

收稿日期: 2016-09-02

\*通讯作者 (E-mail: wzhnjut@163.com)

以下几个方面的优势: ①EPS 混合土的轻质性可减小墙背土压力; ②EPS 混合土的轻质性可减小天然地基沉降; ③EPS 混合土的高强性同样可增强挡墙的稳定性。正因为此, 一些研究者在 EPS 混合土的力学性质, 特别是面向工程应用的配合比设计等方面开展了大量实验和理论分析工作<sup>[3-5]</sup>。但是, EPS 混合土与墙体构成的支撑体系的抗震性能仍缺少关注。

挡土结构地震稳定性的核心问题是墙-土间的运动和惯性相互作用。其中, 挡土墙的位移模式是影响墙-土惯性相互作用的重要因素。挡墙位移模式包括平动滑移、转动或墙体自身有限刚度下的弯曲变形以及它们的组合形式。现有研究表明, 地震激励下的墙体平动、转动或变形都能在很大程度上减弱作用于墙背上的动土压力效应<sup>[6-7]</sup>。在相对较小的激励峰值下, 作用于墙背上的动土推力甚至可以忽略<sup>[8]</sup>。相反地, 刚性挡土墙(基底平动和转动限制、墙体刚性)上作用的动土推力可能数倍大于柔性挡墙<sup>[9]</sup>。此外, 回填土的变形模式也是影响墙-土惯性相互作用的重要因素。根据库伦极限平衡理论, 土体需要产生足够的位移方能达到主动状态。因而, 现有研究讨论较多的土体黏聚力对挡墙动土压力的影响<sup>[10-11]</sup>、不同激励峰值下墙背动土压力差异<sup>[8,12]</sup>等问题实质都可理解为土体变形引起墙-土惯性相互作用效应差异的具体表现。

地震波自基底向上在回填土中传播导致的墙-土运动相互作用显然与挡土结构的地震稳定性也是密切相关的。在以 Mononobe-Okabe 为代表的拟静力法中, 墙后填土假设为刚塑性体<sup>[13-14]</sup>, 墙背动土压力由土体惯性力引起, 而决定惯性力大小的填土地震加速度不能考虑随土体深度的变化。事实上, 这类以库伦极限平衡理论构建的挡土结构动土压力评价方法并未真正考虑墙-土间的运动相互作用。这也导致应用 Mononobe-Okabe 法时需要以其它合适的方法估计回填土体的加速度反应峰值。以 Wood 解为代表的弹性分析方法常被用于刚性墙动土推力的分析<sup>[15]</sup>, 此时地震波在回填土中的传播和放大效应以一种简单而有效的方式考虑。此外, 不少研究者将回填土作为黏弹性或黏弹塑性体以进一步细致考虑运动相互作用对墙-土地震稳定性的影响<sup>[16-17]</sup>。

区别于天然的无黏性土和黏性土, EPS 混合土养护成型后具有水泥胶结的块状结构。显然, 作为墙后回填料, EPS 混合土与墙体的运动和惯性相互作用将与天然土-墙体的表现存在不同。现有的基于天然土得到的墙背动土压力估计方法是否适用 EPS 混合土是需要讨论的。为此, 本文以带防滑齿的“T”型悬臂式挡墙为对象, 完成了 EPS 混合土-挡墙振动台模型试验, 并与天然南京细砂-挡墙体系进行对比分析, 揭示

EPS 混合土-非滑移柔性挡墙地震稳定性特征, 以期为相关工程的抗震设计提供参考和借鉴。

## 1 振动台试验设计

试验在自行研制的叠层剪切型土箱中完成。土箱净尺寸为 3.5 m(长)×2.2 m(宽)×1.7 m(高)<sup>[18]</sup>。试验挡土墙按几何相似比 1:4 设计。

### 1.1 试验模型

本文的重点在于 EPS 混合土-墙体系地震稳定性。为了能与天然回填土进行对比, 并确保两个墙-土体系经历相同的地震激励, 本文设计了墙后回填料分别为 EPS 混合土和南京细砂的平行模型, 如图 1 所示。两片挡土墙采用完全相同的材料和几何尺寸, 并排布置。墙间及墙与土箱壁之间以柔软土工泡沫板填充。

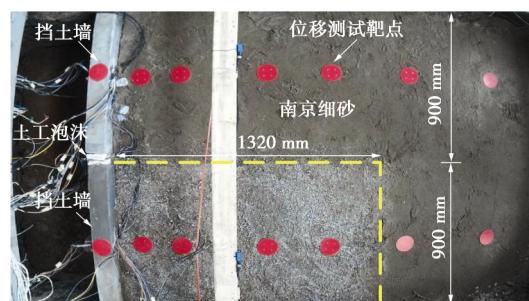


图 1 EPS 混合土-墙和南京细砂-墙体系模型

Fig. 1 EPS composite soil-wall and Nanjing fine sand-wall models

试验的挡土墙-填土体系剖面如图 2 所示。挡土墙的地基由厚度为 0.3 m 的硬塑黏土构成, 墙前采用相同的硬塑黏土回填, 厚度为 0.37 m。对挡墙-南京细砂体系(Wall-Nanjing fine sand system, WSS), 回填南京细砂厚度为 1.12 m, 共分 5 层填筑。对挡土墙-EPS 混合土体系(Wall-EPS composite soil system, WES), 墙后阶梯回填 EPS 混合土, 同样分 5 层填筑, 回填土的总厚度同样为 1.12 m。EPS 混合土的回填区域在填土表面的平面尺寸为 1.32 m×0.9 m, 如图 1 所示。

EPS 混合土根据设计配比将原料土、水泥和水搅拌成流态状后, 掺入 EPS 颗粒, 再次搅拌以获得 EPS 颗粒相对均匀分布的混合浆液, 将其倒入阶梯预制模板和墙背构成的填筑空间, 养护 7 d 后进行试验。

### 1.2 挡土墙模型

模型挡土墙参照某实际填方路基挡墙工程中的“T”型悬臂式结构, 根据原型尺寸按照 1:4 的缩尺比例制作。墙底防滑齿宽度 12 cm, 高度 10 cm。挡墙结构模型尺寸见图 2 (a)。挡土墙结构采用微粒混凝土材料。微粒混凝土所用的材料及配合比为: 水: 水泥: 石灰膏: 砂=0.5:1:0.6:5.56。原型挡墙中的钢筋以镀锌钢丝代替。镀锌钢丝的布置满足受压构件最

小配筋率要求, 在挡墙悬臂段中部以下墙背受拉侧予以加强。

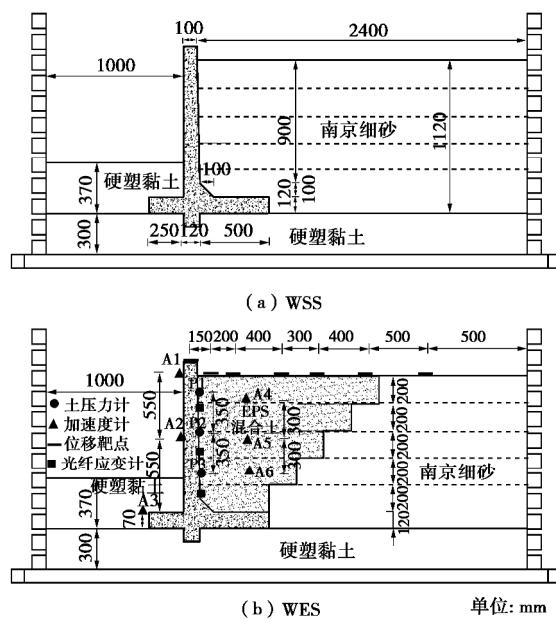


图 2 WSS 和 WES 模型剖面图

Fig. 2 Profile of WSS and WES models

### 1.3 回填土和地基土

试验回填的南京细砂的主要物理力学性质指标及其颗粒级配见文献[19]。南京细砂回填后, 在距离挡墙约 1.9 m 的填土表面下 30, 60, 90 cm 分别取样, 并测出填土试样的密度和含水率, 如表 1 所示。据此, 利用南京细砂最大和最小孔隙比以及比重估算得到回填南京细砂的平均相对密度为 64.7%。对获取的环刀样进行直剪试验, 得到回填南京细砂的抗剪强度指标列于表 1。

表 1 回填南京细砂的物理力学性质指标

Table 1 Physical and mechanical properties of sand backfill

试样编号	密度 ( $\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$ )	含水率 /%	$c$ /kPa	$j$ /°
试样 1	1.85	25.2	0	30.4
试样 2	1.90	27.4	0	34.7
试样 3	1.98	29.4	0	34.9

回填的 EPS 混合土由天然粉质黏土、EPS 泡沫颗粒、水泥以及水按照质量比 1:0.025:0.08:0.5 的配比混合而成。EPS 为预发泡聚苯乙烯球形颗粒, 粒径范围为 2~3 mm, 堆积密度为  $0.01593 \text{ g}/\text{cm}^3$ , 纯颗粒密度为  $0.0253 \text{ g}/\text{cm}^3$ ; 水泥为普通硅酸盐水泥。试验前, 制备 9 个标准试块和 9 个环刀试样并分别进行无侧限抗压强度试验和直剪试验, 其平均密度为  $8.7 \text{ g}/\text{cm}^3$ , 无侧限抗压强度平均值为  $72.3 \text{ kPa}$ , 平均黏聚力为  $19.5 \text{ kPa}$ 、内摩擦角平均值为  $22.5^\circ$ 。

两个挡墙-填土体系的地基及墙前回填土均为天然硬塑、高塑限黏土, 其主要物理力学指标见表 2。

表 2 地基土主要物理力学性质指标

Table 2 Physical and mechanical properties of foundation soil

含水率 /%	密度 ( $\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$ )	塑限 /%	塑性 指数	液性指 数	$c$ /kPa	$j$ /°
20.7	1.88	18.7	18.9	0.11	49.1	15.7

### 1.4 传感器布置

试验在两个模型体系中所布置的传感器数量、类型和位置都是相同的。以图 2 (b) 的 WES 为例, 挡土墙面上布置 3 个加速度传感器、3 个土压力传感器; 距挡墙约 0.5 m 处沿回填土深度布置 3 个加速度计。在挡墙的顶部及回填土表面布置了 7 个水平位移测试靶点 (见图 1 中的红色标靶)。这些靶点的圆心通过一个高清摄像机实时追踪, 并利用非接触式位移测试技术获得墙顶及回填土表面水平绝对位移<sup>[19]</sup>。

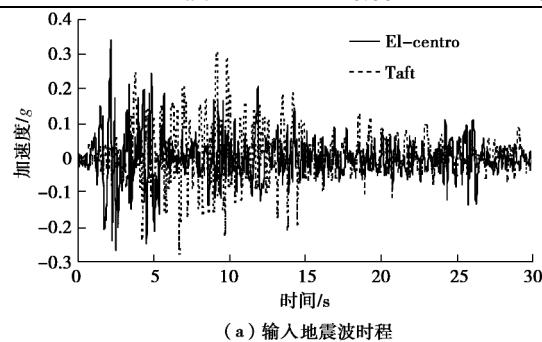
### 1.5 加载工况

试验采用实测 Taft 地震波和 El-centro 波作为输入, 如图 3 所示。从傅里叶谱看, Taft 地震波的频率范围相对较宽, 主要能量分布于  $2.3\sim8.5 \text{ Hz}$  之间。El-centro 波的频谱呈多峰型,  $1.5, 3.9$  以及  $6 \text{ Hz}$  等频率能量相对集中。输入的地震波按照时间相似比尺 1:2 压缩, 并考虑激励强度影响。加载工况见表 3。

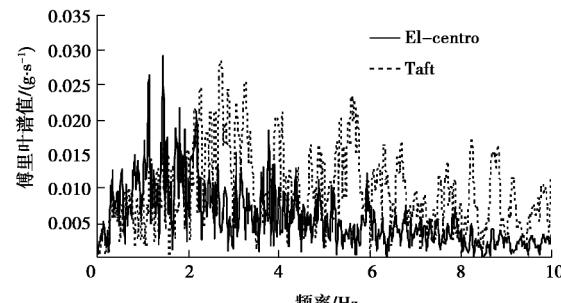
表 3 试验加载工况

Table 3 Loading conditions of tests

试验编号	输入波	基底输入峰值加速度/g	持时/s
EL-1	El-centro	0.103	20
TA-1	Taft	0.109	15
EL-2	El-centro	0.237	20
TA-2	Taft	0.306	15
EL-3	El-centro	0.379	20
TA-3	Taft	0.440	15
TA-4	Taft	0.662	15



(a) 输入地震波时程



(b) 输入地震波的傅里叶谱

图 3 试验输入地震波

Fig. 3 Input seismic waves in shaking table tests

## 2 墙-土体系的地震反应特征

### 2.1 墙-土体系的加速度

地震激励下, 墙-土体系的加速度反应与墙-土间的惯性相互作用密切相关, 决定了挡墙惯性力的大小。挡土墙和墙后填土的加速度反应峰值放大系数与基底输入加速度峰值的关系如图 4 所示。图中, 墙体平均值指墙上 3 个加速度传感器获得的加速度反应峰值的平均值与基底输入加速度峰值的比值; 而土体 PGA 指的是回填土地表加速度反应峰值 (peak ground acceleration, PGA) 与基底输入加速度峰值间的比值。

从图 4 可以看出, 无论是 WSS 还是 WES, 回填土 PGA 放大系数随着输入加速度峰值的增大而减小。这体现了回填土动力非线性的特点。所有的工况中, 天然砂土的 PGA 较 EPS 混合土的 PGA 大 7%~13%, 这也说明两种回填材料所导致的运动相互作用存在差异。考虑到砂土重度约为 EPS 混合土的 2.2 倍, 可以想见 WSS 相对 WES 的惯性力效应将更为显著。

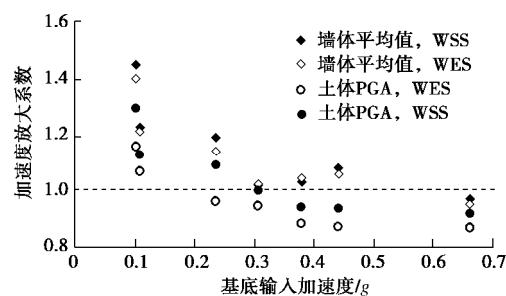


图 4 挡土墙和回填土的加速度放大系数

Fig. 4 Accelerations of amplification factors of retaining wall and backfill

从图 4 中的挡墙加速度反应来看, WSS 和 WES 的墙体平均加速度反应峰值相差并不大, 尤其是在输入加速度峰值较大时。以 TA-4 工况为例, WSS 墙身加速度反应峰值平均值为  $0.639g$ , 而 WES 的平均值为  $0.632g$ , 两者差值约为 1%。墙体的瞬时转动位移主要由其自身惯性力和墙后的瞬时土推力导致。由此可以推测, WSS 和 WES 的瞬时转动位移差异应主要源于墙后土体施加的瞬时推力差异。

### 2.2 挡墙顶部峰值水平位移

这里仅讨论墙-土体系背离填土方向, 也即主动状态方向的位移反应。所谓的峰值位移是指通过图 1 中的标靶得到的墙-土体系绝对水平位移峰值减去实际输入的基底水平位移峰值。输入的基底水平位移峰值由基底输入加速度时程积分获得。

表 4 列出了各工况下墙顶瞬时水平位移峰值。所有的试验结果显示, WES 的墙顶峰值位移都小于 WSS

墙顶峰值位移, 这意味着平行的两片挡墙出现了错动。这与试验后观察到的现象是一致的。而且, 表 4 说明错动量随输入基底加速度峰值的增大而增大。

表 4 各工况下的墙顶峰值水平位移

Table 4 Peak horizontal displacements of wall top under different loading conditions (mm)

试验 体系	加载工况						
	EL-1	TA-1	EL-2	TA-2	EL-3	TA-3	TA-4
WSS	0.49	1.19	1.95	4.47	6.16	11.77	25.05
WES	0.31	0.89	1.37	3.08	5.15	9.29	16.48
墙间错动	0.18	0.30	0.58	1.39	1.01	2.18	4.67

挡土墙的墙顶水平位移可能由三部分构成: 平动滑移、转动和墙体弯曲变形。根据挡墙悬臂端测得的应变反应来看 (WES 最大值为  $23.7\mu\epsilon$ , WSS 最大值为  $36.7\mu\epsilon$ ), 试验挡墙的变形极小。此外, 其平动滑移也因防滑齿而被限制。故本文试验的挡墙墙顶水平位移以转动位移为主。结合前述对墙-土体系加速度反应的分析结果, 可以认为表 4 的瞬时错动量随激励峰值增大而增大的原因在于墙后填土瞬时推力的作用更加显著, 这一点在后续的动土推力分析中将得到证实。

墙顶的水平位移与回填土厚度比值通常用于估计墙后填土是否达到主动或被动极限状态<sup>[11,21]</sup>。这里, 依据拟静力原理, 以激励峰值时刻的墙顶瞬时位移作为评价指标, 得到各工况下墙顶峰值位移与回填土厚度比值如图 5 所示。

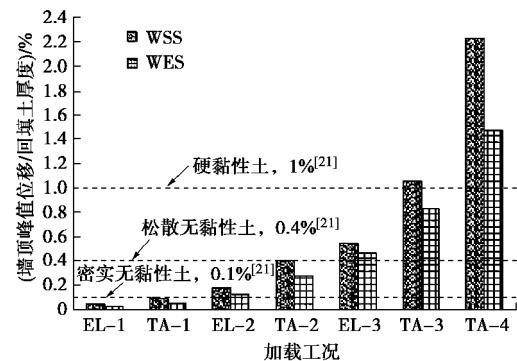


图 5 墙顶峰值位移与回填土厚度的比值

Fig. 5 Ratios of peak displacement of wall top to height of backfill

图中 3 条直线为加拿大基础工程设计手册给出的不同性质回填土体达到主动状态所需要的墙顶位移与回填土厚度比值的下限值<sup>[21]</sup>。考虑本文试验的回填砂土处于中密-密实状态, 且对 EPS 混合土套用硬黏性土限值, 则根据图 5, WSS 在经历 EL-2 激励时似已进入主动状态, 此时对应的基底输入加速度峰值为  $0.237g$ 。对于 WES, 除了 TA-4 激励, 其他工况下的墙顶峰值位移与回填土厚度比值均小于 1%。应该指出, 上述仅为经验参考, 对回填砂土似乎过于保守。

回填土是否进入主动状态仍需补充其它证据以资判断。但不可否认, EPS 混合土相对天然砂土更为稳定。

### 2.3 回填土的地表残余水平位移

回填土地表残余水平位移是指在地震激励结束后一段时间内(约 10 s),回填土地表标靶测得的迎向挡墙的水平位移平均值。图 6 给出了部分工况下墙后回填土表面 6 个靶点处实测的残余水平位移。

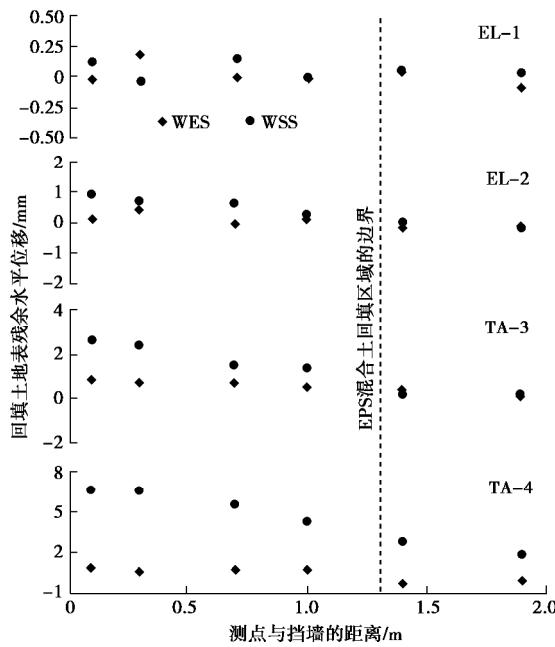


图 6 回填土地表残余水平位移

Fig. 6 Residual horizontal displacements on backfill surface

通过图 6 可以观察到以下现象:①基底输入加速度峰值越大,地表残余变形越大;②对 WSS, 激励峰值较小时,回填砂土不同位置处的地表残余水平位移差异不大;激励峰值相对较大时,地表残余水平位移随着离挡墙的距离增大而减小;③对 WES, 在所有的工况中, EPS 混合土回填区域内的地表残余水平位移值基本相当。在填土区域以外,残余水平位移随与挡墙距离的增大略有减小。激励峰值较大时,甚至出现负值,如图 6 中的 TA-4 工况。这与该工况结束后在 EPS 混合土与砂土边界观察到平行边界走向的细微裂缝(宽度小于 1 mm)形成较好的对应。

综合以上现象可以看出,地表残余水平位移反映了填土在地震激励下的变形形态,同为回填料的天然砂土与 EPS 混合土的变形模式存在显著差异。回填砂土在激励峰值相对较小时基本保持整体剪切变形形态,此时地表不同位置处的残余水平位移接近。当激励峰值较大时,随着与挡墙距离的增大,砂土地表残余水平位移逐渐减小的形态预示着楔体滑移变形的出现。反观 EPS 混合土,在试验的激励强度范围内,其

始终保持整体剪切的变形模式。

## 3 动土压力反应

这里所述动土压力是指由于地震激励产生的作用于墙背的土压力增量,不包括激励前的初始土压力。挡土墙背受到的来自于填土的动土压力实质是墙-土相互作用的结果。显然,这种相互作用与墙体和填土在地震激励下的位移或变形均有密切关系。本文试验挡土墙都是以转动位移为主的柔性挡墙,具有相同的位移模式。但是,墙后填土性质差异较大,且表现出了不同的变形模式。可以确定的是,两种回填料的变形模式差异必将产生不同的墙-土惯性相互作用效果,并导致墙背动土压力的差异。

### 3.1 柔性挡墙转动位移下的动土压力分布特征

受篇幅所限,给出几个工况下不同激励时刻墙背 3 个土压力测点得到的瞬时动土压力沿墙高的分布,如图 7 所示。图中与 EL-1/7.1 s 类似的符号指 EL-1 激励下在 7.1 s 时的墙背瞬时动土压力。

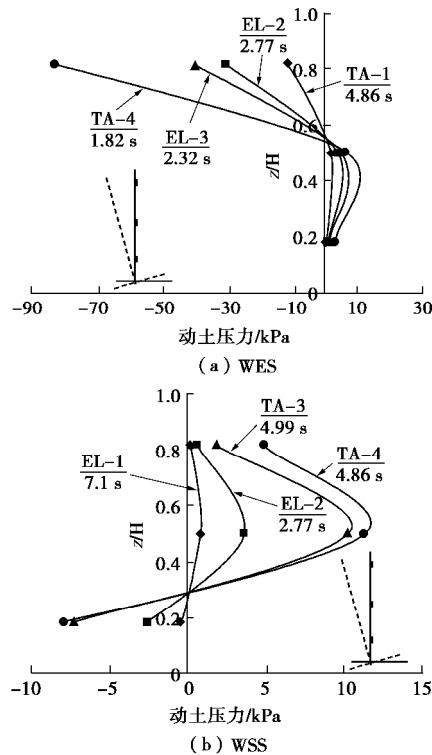


图 7 WES 和 WSS 挡墙瞬时动土压力分布

Fig. 7 Instant distribution of dynamic earth pressure behind wall in WES and WSS

由图可见,对 WES(图 7(a)),墙顶位置处(P1)的动土压力为负值,而在墙体中下部(P2 和 P3)动土压力为正值。反观 WSS(图 7(b)),P1 和 P2 测点位置的动土压力均为正值,而 P3 测点为负值。从墙-土相互作用角度考虑,当挡土墙背向土体发生转动时,

动土压力为负值表示瞬时墙的位移大于土体的位移; 而正的动土压力则说明土体对墙施加了推力作用。这即是所谓的墙背动土压力“相位反转”现象, 也是柔性挡墙转动位移下动土压力分布的典型形态。以往的一些振动台模型试验和数值模拟分析都曾提及柔性挡墙的类似现象并作了大量的讨论<sup>[22-23]</sup>。其主要原因可以归结为柔性挡土墙转动下, 墙后填土因其自身的强度和刚度未能“顺应”挡土墙的转动位移。而且, 当挡土墙的转动柔度越大、墙后填土的刚度越大, “相位反转”现象将更为突出。就本文试验而言, 平行的两片挡墙转动柔度可认为一致, 而 WES 和 WSS “相位反转”的差异即是因墙后砂土和 EPS 混合土变形模式差异所造成。这一结论也可从上述对两种回填土的残余水平位移形态分析中得到印证。

### 3.2 动土推力作用

所谓的动土推力指峰值激励时刻, 墙后填土作用于挡墙的瞬时推力。也即在峰值激励时刻, 图 7 中形成对墙推动作用的动土压力的合力。由于本文试验中的墙背土压力测点数量有限, 仅通过实测数据难以精确估计墙后动土推力。这里, 从定性的角度比较和讨论 WES 和 WSS 动土推力差异, 并假定 WES 和 WSS 的动土压力在各测点间线性分布。则依据图 7 中动土压力的分布形态, 提出图 8 所示动土推力的简化计算图式。图 8 中的阴影部分面积即为形成对墙推动作用的动土推力,  $H$  为回填土的厚度,  $\Delta P_{ae}$  为动土推力,  $s_{p2,max}$  为墙背  $P_2$  测点测得的动土压力,  $a_e$ ,  $a_s$  分别为 WES 和 WSS 中动土压力零点位置参数,  $b_e$ ,  $b_s$  分别为 WES 和 WSS 中动土压力最大值与  $P_2$  测点的距离。对 WSS, 首先根据  $P_2$  和  $P_3$  实测值, 推求  $a_s$ ; 利用  $P_1$  和  $P_3$  的实测值, 推求  $b_s$ 。所有试验工况的计算结果表

明,  $b_s$  分布在区间  $[-0.055H, -0.009H]$  范围内。近似取  $b_s = 0$ , 则动土压力最大值即为  $P_2$  的实测值。对于 WES, 首先根据  $P_1$  和  $P_2$  测点值求出  $a_e$ , 继而利用  $P_1$  和  $P_3$  的实测值, 推求  $b_e$ 。所有工况得到的  $b_e$  分布区间为  $[-0.019H, 0.002H]$ , 同样近似取  $b_e = 0$ 。依据墙背土压力测点的位置, 则可得到 WES 和 WSS 动土推力的估算公式如式(1)所示。表 5 给出了依据图 8 和实测数据得到的 WES 和 WSS 在各工况下的动土推力计算结果。

$$\text{对 WES: } \Delta P_{ae} = 0.5 \times (0.55H + a_s) \times s_{p2,max}, \quad (1a)$$

$$\text{对 WSS: } \Delta P_{ae} = 0.5 \times (0.8H - a_e) \times s_{p2,max}. \quad (1b)$$

表 5 中的计算结果表明, 所有工况得到的 WES 动土推力均小于 WSS 的动土推力。简单地从回填土的重度及 PGA 反应看, EPS 混合土较回填砂土的惯性力小, 上述结果容易理解。此外, 当输入基底加速度峰值较小时, WSS 与 WES 墙上的动土推力都处于一个较低的水平。随着基底输入加速度峰值的增大, WSS 和 WES 的动土推力逐渐增大, 且两者的差距也不断扩大。对 WSS, 在 TA-2 激励时, 其动土推力大幅增长(约为 EL-1 的 3.5 倍、TA-1 激励的 2.2 倍、EL-2 激励的 1.6 倍)。结合图 5 中的砂土瞬时主动状态的经验估计以及图 6 中回填土地表残余水平位移形态综合考虑, 判断回填砂土在 EL-2 激励下出现楔体滑移趋势, 而在 TA-2 激励下达到主动状态。反观 WES, 其动土推力随基底输入加速度峰值的增大呈稳定增长的态势。结合图 5 中的 EPS 混合土瞬时主动状态的经验估计以及图 6 中的地表残余水平位移形态综合分析, 判断 WES 即使在 TA-4 激励下也未出现主动极限状态。

表 5 墙背动土推力计算结果

Table 5 Calculated results of dynamic earth thrust behind wall

试验体系	实测值/计算值	EL-1	TA-1	EL-2	TA-2	EL-3	TA-3	TA-4
WSS	$P_1/\text{kPa}$	0.352	0.394	0.579	1.103	1.318	1.919	4.930
	$P_2/\text{kPa}$	1.758	2.673	3.706	5.938	6.341	10.247	11.284
	$P_3/\text{kPa}$	-1.588	-2.147	-2.888	-4.454	-4.904	-7.291	-7.833
	$a_s$	0.166	0.156	0.153	0.150	0.153	0.146	0.143
	$b_s$	-0.0133	-0.051	-0.041	-0.024	-0.009	-0.023	-0.055
WES	$\Delta P_{ae}/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-1})$	0.557	0.861	1.198	1.930	2.052	3.353	3.704
	$P_1/\text{kPa}$	-15.67	-11.260	-30.37	-38.31	-40.88	-65.24	-92.76
	$P_2/\text{kPa}$	2.415	1.562	3.421	5.199	4.794	6.248	8.496
	$P_3/\text{kPa}$	0.506	0.375	0.962	1.88	1.527	2.28	3.14
	$a_e$	0.047	0.043	0.035	0.042	0.037	0.029	0.021
	$b_e$	-0.019	-0.014	-0.008	-0.0	-0.004	0.002	0.009
	$\Delta P_{ae}/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-1})$	0.463	0.721	1.001	1.538	1.406	1.808	2.427



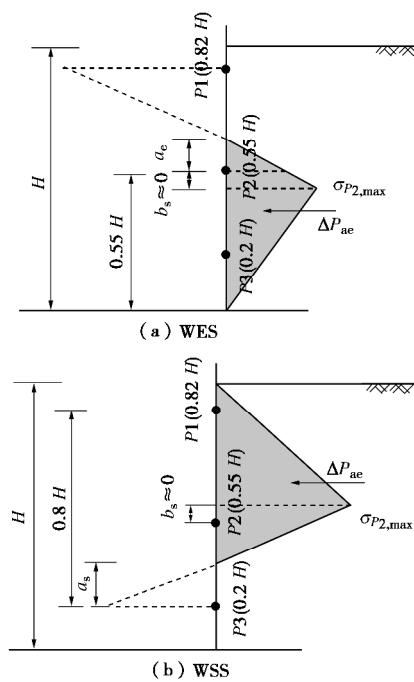


图 8 动土推力计算简图

Fig. 8 Calculation of dynamic earth thrust

根据以上分析,笔者认为在考虑一定安全富余的情况下,图 5 中对于回填中密-密实砂土的瞬时主动状态的经验估计是可以接受的。而对于 EPS 混合土,其块体胶结结构及变形模式与天然土存在显著差别,不宜套用图 5 中硬黏性土的主动状态经验估计。

除了动土推力的大小,动土推力的作用点则是影响挡墙转动力矩的另一个重要因素。根据表 5 中的  $a_s$  和  $a_e$  计算结果可知,  $a_s$  和  $a_e$  均随输入加速度峰值增大逐渐减小。这也意味着动土推力的作用点将随着输入加速度峰值的增大朝向墙底下移。根据图 8 的计算图式以及表 5 中的动土推力计算值,可以很方便得到动土推力的作用点,如图 9 所示。由图可见,作用点位置随输入加速度峰值增大逐渐下移的现象是存在的,但并不明显。WES 的动土推力作用点平均值为  $0.379H$ ,与 M-O 法的  $H/3$  接近<sup>[13-14]</sup>;而 WSS 的值为  $0.634H$ ,接近 Seed-Whitman 法的  $0.6H$ <sup>[24]</sup>。

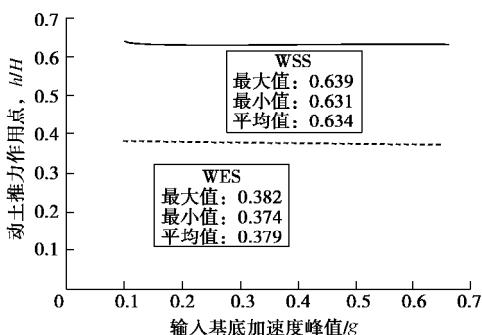


图 9 动土推力作用点位置

Fig. 9 Acting positions of dynamic earth thrust

作用点位置越靠近墙顶,土推力产生的转动力矩越大,对挡墙结构的地震稳定越不利。从这个角度看,WES 的抗震性能也优于 WSS。

### 3.3 EPS 混合土柔性挡墙动土推力的经验估计

在挡土墙抗震分析和设计中,基于库伦理论的 M-O 法、Seed-Whitman 法以及基于弹性分析的 Wood 解等都是工程实践中常用的动土推力估计方法。笔者试图将上述几种经典的解析方法用于本文试验挡墙动土推力的预测,一方面用于检验解析方法的可靠性,另一方面也为 EPS 混合土柔性挡墙的动土推力估计提供建议和参考。

图 10 给出了由实测土压力按照图 8 计算得到的动土推力与实测地表峰值加速度的关系,同时与 M-O 法、Seed-Whitman 法以及 Wood 解进行比较。这里,考虑墙-土体系的运动相互作用,故采用地表峰值加速度。M-O 法为美国桥梁基础设计手册推荐的考虑回填土黏聚力的计算式 ( $j = 40^\circ$ )<sup>[25]</sup>, Wood 解中参数  $F_p$  被设定为 1。

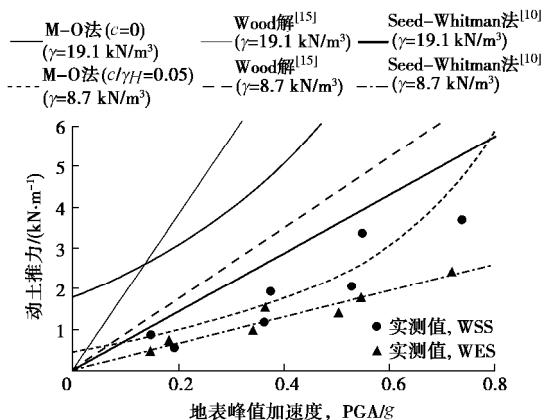


图 10 动土推力的试验结果与解析计算结果的比较

Fig. 10 Comparison of dynamic earth thrust between test results and analytic solutions

比较解析计算结果和实测结果,可以发现:

(1) 相对于 WES, WSS 墙背动土推力与 PGA 间更符合 M-O 方法给出的非线性关系,但是其预测值明显高于实测值。WES 的动土推力与峰值加速度之间更接近线性关系,这导致 M-O 方法的预测结果随 PGA 的增大而呈现与实测结果更大的偏差;但是,当 PGA 较小时,预测结果仍可被接受。

(2) Wood 解是基于弹性回填材料和刚性墙假设得到,而 WES 中 EPS 混合土在所有激励过程中更接近弹性反应,故相对 WSS,其 PGA 与动土推力更符合 Wood 解的线性关系。但是,无论是对 WSS 还是对 WES,Wood 解的预测结果都显著高估。主要原因在于本文试验的挡土墙为可转动柔性挡墙,不满足 Wood

解中刚性墙的假设。

(3) Seed-Whitman 法同样是基于库伦极限平衡理论, 其对 WSS 的预测结果较实测值略高, 但在工程应用上仍可以接受。特别地, Seed-Whitman 法用于 WES, 无论是在 PGA 与动土推力的线性关系还是在预测值的准确性方面都是最优的。其原因在于 WES 回填的 EPS 混合土接近弹性, 且柔性挡墙位移模式下的动土推力相对更接近库伦主动土压力的定义。

## 4 结 论

本文采用振动台试验研究了人工制备的 EPS 混合土作为填料时防滑悬臂式挡墙的抗震性能, 同时与回填天然南京细砂的墙-土体系进行了比较, 重点讨论了非滑移柔性挡墙的地震稳定性特征以及两种回填料下的墙背动土压力差异, 主要结论和建议如下:

(1) 试验的防滑悬臂式挡土墙属于非滑移柔性支挡结构, 其位移模式以转动位移为主。当输入加速度峰值较小时, 墙体转动主要来源于其自身惯性力作用; 填土推力对墙体转动的贡献随着激励峰值的增大而变得更加突出。

(2) 随着激励峰值的增大, 具有压密强度的回填砂土逐渐从整体剪切变形过渡到楔体的滑移变形形态, 而具有水泥胶结强度的 EPS 混合土在本文实施的激励强度下均表现为块体的整体剪切变形。回填土变形模式的差异对墙-土惯性相互作用效应产生了不可忽略的影响, 并导致了两种截然不同的墙背动土压力分布形态。这也是砂土-挡墙动土推力与激励加速度峰值趋向非线性关系而回填 EPS 混合土时接近线性关系的主要原因。

(3) EPS 混合土柔性挡墙的动土推力合力作用点接近  $H/3$ , 且随输入加速度峰值的增大略有下移。Seed-Whitman 法适用于 EPS 混合土非滑移柔性挡墙的动土推力预测。工程实践中, 应用该方法时推荐采用地表峰值加速度。

(4) 相对于南京细砂-挡墙体系, EPS 混合土-挡墙体系的地震稳定性是优越的。但是, 应用 EPS 混合土时, 墙后并非半无限的均匀土体, EPS 混合土回填区域的边界应是设计中需要重点考虑的问题。

## 参考文献:

- [1] MIAO L C, WANG F, HAN J, et al. Properties and applications of cement-treated sand-expanded polystyrene bead lightweight fill[J]. Journal of Materials in Civil Engineering, 2013, 25(1): 86 - 93.
- [2] 李明东, 朱伟, 马殿光, 等. EPS 颗粒混合轻质土的施工技术及其应用实例[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(4): 533 - 536. (LI Ming-dong, ZHU Wei, MA Dian-guang, et al. Construction technology and application in-situ of expanded polystyrene treated lightweight soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(4): 533 - 536. (in Chinese))
- [3] 刘汉龙, 董金梅, 周云东, 等. 聚苯乙烯轻质混合土应力-应变特性分析[J]. 岩土工程学报, 2004, 26(5): 579 - 583. (LIU Han-long, DONG Jin-mei, ZHOU Yun-dong, et al. Study on the stress-strain characteristics of light heterogeneous soil mixed with expanded polystyrene[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, 26(5): 579 - 583. (in Chinese))
- [4] 王庶懋, 高玉峰. 砂土与 EPS 颗粒混合的轻质土的动剪切模量衰减特性分析[J]. 岩土力学, 2007, 28(5): 1001 - 1005. (WANG Shu-mao, GAO Yu-feng. Study on degradation behavior of dynamic shear modulus for lightweight sand-EPS beads soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, 28(5): 1001 - 1005. (in Chinese))
- [5] GAO H M, CHEN Y M, LIU H L, et al. Creep behavior of EPS composite soil[J]. Science China (Technological Sciences), 2012, 55(11): 3070 - 3080.
- [6] ATIK A L, SITAR N. Seismic earth pressures on cantilever retaining structures[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2010, 136(10): 1324 - 1333.
- [7] GAZETAS G, PSARROPOULOS P, ANASTASOPOULOS I, et al. Seismic behaviour of flexible retaining systems subjected to short-duration moderately strong excitation[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2004, 24(7): 537 - 550.
- [8] JO S B, HA J G, YOO M, et al. Seismic behavior of an inverted T-shape flexible retaining wall via dynamic centrifuge tests[J]. Bulletin of Earthquake Engineering, 2014, 12(2): 961 - 980.
- [9] WILSON P. Large scale passive force-displacement and dynamic earth pressure Experiments and Simulations[D]. San Diego: University of California, 2009.
- [10] KOSEKI J, TOTSUOKA F, MUNAF Y, et al. A modified procedure to evaluate active earth pressure at high seismic loads[J]. Soils and Foundations, 1997: 209 - 216.
- [11] MIKOLA R G, CANDIA G, SITAR N. Seismic earth pressures on retaining structures and basement walls in cohesionless soils[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2016, 142(10): 1 - 9.
- [12] WILSON P, ELGAMAL A. Shake table lateral earth pressure testing with dense c- backfill[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2015, 71: 13 - 26.
- [13] MONONOBE N, MATUO H. On determination of earth pressures during earthquakes[C]// Proceedings of the World

Engineering Congress. Tokyo, 1929.

[14] OKABE S. General theory on earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam[J]. Journal of Japanese Society of Civil Engineering, 1924, **10**(6): 1277 – 323.

[15] WOOD J H. Earthquake-induced pressures on rigid wall structure[J]. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 1975, **8**(3): 175 – 186.

[16] MADABHUSHI S P G, ZENG X. Simulating seismic response of cantilever retaining walls[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2007, **133**(5): 539 – 549.

[17] KONTOE S, ZDRAVKOVIC L, MENKITI C O, et al. Seismic response and interaction of complex soil retaining systems[J]. Computers and Geotechnics, 2012, **39**: 17 – 26.

[18] 陈国兴, 王志华, 左熹, 等. 振动台试验叠层剪切土箱的研制[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(1): 89 – 97. (CHEN Guo-xing, WANG Zhi-hua, ZUO Xi, et al. Development of laminar shear soil container for shaking table tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(1): 89 – 97. (in Chinese))

[19] 王志华, 周恩全, 陈国兴, 等. 循环荷载下饱和砂土固-液相变特征[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(9): 1604 – 1610.

[WANG Zhi-hua, ZHOU En-quan, CHEN Guo-xing, et al. Characteristics of solid-liquid phase change of saturated sands under cyclic loads[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(9): 1604 – 1610. (in Chinese))

[20] CHEN G X, CHEN S, QI C Z, et al. Shaking table tests on a three-arch type subway station structure in a liquefiable soil[J]. Bulletin of Earthquake Engineering, 2015, **13**(6): 1675 – 1701.

[21] Canadian Geotechnical Society. Canadian foundation engineering manual, Third Edition[S]. 1992.

[22] RICHARDS R, HUANG C, FISHMAN K. Seismic earth pressure on retaining structures[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1999, **125**(9): 771 – 778.

[23] VELETSOS A S, YOUNAN A H. Dynamic response of cantilever retaining walls[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1997, **123**(2): 161 – 172.

[24] SEED H B, WHITMAN R V. Design of earth retaining structures for dynamic loads[C]// Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and the Design of Earth Retaining Structures. New York, 1970.

[25] National Cooperative Highway Research Program. Manuals for Design of Bridge Foundations[S]. 1991.

## 第十届全国土动力学学术会议（一号通知）

**主办单位:** 中国振动工程学会土动力学专业委员会; 中国地震学会岩土工程防震减灾委员会

**支持单位:** 中国土木工程学会土力学与岩土工程分会; 中国水利学会岩土力学专业委员会; 中国力学学会岩土力学专业委员会; 中国地震学会地震工程委员会; 中国地震学会基础设施防震减灾委员会; 中国建筑学会地基基础分会; 江苏省地震学会

**承办单位:** 南京工业大学

**协办单位:** 《岩土工程学报》; 《防灾减灾工程学报》; 《地震工程与工程振动》; 《地震工程学报》

第十届全国土动力学学术会议将于2018年11月2日—4日在南京召开。本次会议是继1980年12月6日—12日在安徽合肥召开的“土的动力特性学术讨论会”后从事土动力学与岩土地震工程的科技人员和工程人员的又一次盛会, 在汶川特大地震10周年之际的2018年召开“第十届全国土动力学学术会议”, 将是一次具有历史意义的学术盛会。

**会议主题与内容:** 围绕“一带一路”战略、“建设海洋强国”战略和“西部大开发”战略中的重大工程灾害灾前预防与综合防范, 本次会议重点研讨防灾减灾救灾工作实施“两个坚持、三个转变”新理念中遇到的土动力学与岩土地震工程领

域的前沿科学与关键技术。

具体征文专题如下: ①土的动力特性与本构关系; ②土与结构动力相互作用; ③土动力学数值与物理模拟研究; ④土动力学室内试验方法与新技术; ⑤原位动力测试与表征技术; ⑥砂土液化评价与防治; ⑦强地震动与场地非线性效应; ⑧环境振动与测试技术; ⑨近海工程的特殊土动力学问题; ⑩重大工程的土动力学与岩土地震工程问题; ⑪工程场地地震损失评估与灾害保险。

大会秘书处联系人: 庄海洋 13584050564; 吴志坚 13919182444; 陈炜昀 13770620150; 赵凯 13951863149; 王盛年 15077865785。通讯地址: 南京工业大学虹桥校区实验楼400-1室(鼓楼区中山北路200号, 210009)。论文提交邮箱: 王盛年 [myresort@126.com](mailto:myresort@126.com); 赵凯 [zhaokai@njtech.edu.cn](mailto:zhaokai@njtech.edu.cn)。重要时间: 论文全文截止2018年4月30日, 修改稿截止2018年5月30日, 论文录用通知2018年6月30日。

**会议论文征集:** 会议论文应为未经正式发表的最新成果, 学术委员会将组织专家对提交论文进行审查, 推荐优秀论文在《岩土工程学报》专刊发表, 其余论文将在《防灾减灾工程学报》、《地震工程与工程振动》和《地震工程学报》增刊发表。

(大会组委会 供稿)

DOI: 10.11779/CJGE201712018

# 不同含水饱和度低渗透岩石气体滑脱效应研究

巢志明<sup>1</sup>, 王环玲<sup>1</sup>, 徐卫亚<sup>2</sup>, 贾朝军<sup>2</sup>, 方应东<sup>1</sup>

(1. 河海大学港口海岸与近海工程学院, 江苏 南京 210098; 2. 河海大学岩土工程科学研究所, 江苏 南京 210098)

**摘要:** 低渗透岩石气体滑脱效应的研究是油气开采与存储领域十分重要的内容, 但目前关于低渗透岩石气体滑脱效应的研究大多是在气体单相流下进行的, 对于气-液两相流时, 液体对气体滑脱效应的影响, 所做的研究不足。因此, 利用研发的低渗透岩石惰性气体渗透性测试系统, 对含水饱和度为0~70%的低渗透砂岩, 进行了不同含水饱和度的低渗透岩石气体滑脱效应及有效渗透率变化规律的研究, 试验结果表明: ①二次公式  $k_g = k_\infty(1+b/q-a/p^2)$  可以较为准确的解释低渗透岩石的气体滑脱效应, 准确性明显高于 Klinkenberg 公式。②含水饱和度对低渗透岩石的气体滑脱效应有明显影响, 气体滑脱效应随着含水饱和度增大而减少, 在含水饱和度超过50%时, 气体滑脱效应几乎完全被限制。③由于水的作用, 含水的低渗透岩石随着围压增大, 气体滑脱效应减少, 这与克氏理论的结论相反。④含水饱和度对低渗透岩石的有效渗透率影响显著, 随含水饱和度的增大有效渗透率减少, 且围压越大, 低渗透岩石的有效渗透率对含水饱和度变化越敏感。⑤低渗透岩石的有效渗透率与含水饱和度符合幂函数关系, 即  $k_\infty = k_0(1-S_w)^c$ 。

**关键词:** 低渗透岩石; 克林伯格公式; 含水饱和度; 有效渗透率; 滑脱效应

中图分类号: TU452 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)12-2287-09

作者简介: 巢志明(1991-), 男, 硕士研究生, 主要从事岩石力学与岩石渗流力学方面的科研。E-mail: [chaozhiming@qq.com](mailto:chaozhiming@qq.com)。

## Gas Klinkenberg effect of low-permeability rocks with different degrees of water saturation

CHAO Zhi-ming<sup>1</sup>, WANG Huan-ling<sup>1</sup>, XU Wei-ya<sup>2</sup>, JIA Chao-jun<sup>2</sup>, FANG Ying-dong<sup>1</sup>

(1. College of Harbour, Coastal and Offshore Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China; 2. Geotechnical Research Institute, Hohai University, Nanjing 210098, China)

**Abstract:** The research on gas Klinkenberg effect of low-permeability rock is an important issue in the field of underground oil and gas storage, but the current one on gas Klinkenberg effect is most conducted under single-phase flow of gas, lacking in the research on the action of fluid on gas Klinkenberg effect under two-phase flow (gas-liquid) condition. Therefore, using the low-permeability rock permeability test system, the change laws of gas Klinkenberg effect and the effective permeability of low-permeability rocks with water saturations ranging from 0% to 70% are studied. The experimental results show that: (1) The quadratic formula  $k_g = k_\infty(1+b/q-a/p^2)$  can accurately interpret the gas Klinkenberg effect of low-permeability rocks, and its accuracy is significantly higher than that of the Klinkenberg equation. (2) The water saturation of low-permeability rocks has significant effects on the Klinkenberg effect. The gas Klinkenberg effect decreases as the water saturation increases, and the gas Klinkenberg effect is completely limited when the water saturation is more than 50%. (3) Owing to the effect of water, the gas Klinkenberg effect of water-filled low-permeability rocks declines with the increase of confining pressure, and it is opposite to the Klinkenberg's theory. (4) The water saturation has significant effects on the effective permeability of low-permeability rocks. The effective permeability decreases along with the increase of water saturation, and the sensitive degree of the effective permeability of low-permeability rocks to water saturation decreases with the increase of confining pressure. (5) The relationship between the effective permeability and the water saturation agrees with the power function relationship, namely,  $k_\infty = k_0(1-S_w)^c$ .

**Key words:** low-permeability rock; Klinkenberg formula; water saturation; effective permeability; Klinkenberg effect

## 0 引言

目前关于低渗透岩石气体渗透性的研究多是在干燥状态下进行<sup>[1]</sup>, 而实际的工程现场, 水赋存于天然

基金项目: 国家自然科学基金项目(11172090, 11272113, 51479049, 11572110, 51209075), 中央高校基本业务费基金项目(2016B05314)  
收稿日期: 2016-09-01

岩石当中, 气体在岩石中的渗流是气-液两相渗流, 在此过程中水作为影响低渗透岩石气体渗透性的重要因素不能被忽略。

与液体不同, 当气体作为渗流介质在低渗透岩石中渗透时, 会产生滑脱效应。国内外学者对于气体单相流动时的滑脱效应做了大量研究, 吕志凯等<sup>[2]</sup>研究指出随着围压增大, 岩石的气体滑脱效应增强; 吴家文等<sup>[3]</sup>指出气体的滑脱效应随着气体平均压力的增大而减少; Tani 等<sup>[4]</sup>研究得到低渗透岩石气体滑脱效应随着渗透压增大而减小的结论; Zhu 等<sup>[5]</sup>研究了低渗透煤岩的气体滑脱效应。但关于气-液两相流动时, 不同液相饱和度下气体滑脱效应所做的研究很少, 肖春晓等<sup>[6]</sup>以低渗透储集层煤岩为研究对象, 指出煤岩的气体滑脱效应在低围压下随着含水饱和度的增大而增大, 在高围压下随着含水饱和度的增大而减少; Rose<sup>[7]</sup>研究得出了岩石含水饱和度范围在 0~30% 时, 气体滑脱效应随着含水饱和度的增大而减少的结论; Este 等<sup>[8]</sup>研究认为气体滑脱效应随着含水饱和度的增大而减少。综上, 目前关于不同含水饱和度岩石气体滑脱效应的变化规律并没有达成一致结论, 同时由于不同含水饱和度的低渗透岩石试样制取困难, 学者们研究的低渗透岩石含水饱和度的变化范围普遍较窄, 不能得到普遍成立的结论。因此对于不同含水饱和度低渗透岩石气体滑脱效应的变化规律需要更加深入的研究。

由于滑脱效应的存在, 导致气测渗透率较实际值偏大, 然而目前关于含水饱和度对于岩石渗透率大小的影响, 大多研究的是气测渗透率随岩石含水饱和度的变化, 如游利军等<sup>[9]</sup>研究了含水饱和度对致密砂岩气测渗透率的影响, 曾平等<sup>[10]</sup>研究了温度和含水饱和度共同作用下低渗透砂岩气测渗透率的变化, Shojaei 等研究了低渗透砂岩含水饱和度与气测渗透率的函数关系<sup>[11]</sup>, Ansaloni 等探究了含水饱和度对岩石气测渗透率影响的作用机理<sup>[12]</sup>, 但以上研究没有考虑滑脱效应对气测渗透率的影响, 试验结果准确性不足。

本文以低渗透砂岩为研究对象, 将其制备成相同规格不同含水饱和度的试样, 通过低渗透岩石惰性气体渗透性测试系统, 研究在含水饱和度 0~70% 范围内, 不同含水饱和度低渗透岩石的气体滑脱效应。试验结果用以分析实际地下工程中低渗透岩石的气体渗流规律。

## 1 气体滑脱效应

气体滑脱效应又叫克林伯格效应 (Klinkenberg effect), 是指气体在低孔隙度多孔介质中流动时, 当气体分子的平均自由程 (气体分子与其它分子相继两

次碰撞之间, 经过的直线路程的平均值) 接近孔隙半径时, 气体分子与介质孔隙管壁的碰撞增大, 管壁上各个分子处于运动状态, 因此在管壁上产生一个滑脱流量, 导致用气体测量渗透率时出现非达西流 (非线性流), 使得测得的气体渗透率大于实际渗透率的现象, 是 Klinkenberg 1941 年在试验中发现的<sup>[13]</sup>。

Klinkenberg 提出的气测渗透率与绝对渗透率之间的关系表达式<sup>[14]</sup>:

$$k = k_{\infty} \left( 1 + \frac{4cI}{R} \right) , \quad (1)$$

式中,  $k$  为气测渗透率,  $k_{\infty}$  为绝对渗透率,  $c$  为比例因子,  $I$  为气体分子的平均自由程,  $R$  为孔隙的平均半径。

此后众多学者通过试验发现, 气体分子平均自由程与平均孔隙压力成反比<sup>[15-17]</sup>, 因此式 (1) 可以改为

$$k = k_{\infty} \left( 1 + \frac{b_k}{p_m} \right) , \quad (2)$$

式中,  $b_k$  为滑脱因子,  $p_m$  为平均孔隙压力。

$$b_k = \frac{4cI}{R} p_m , \quad (3)$$

式中,

$$p_m = (p_i + p_o)/2 , \quad (4)$$

其中,  $p_i$  为进气口气体压力,  $p_o$  为出气口气体压力。其中滑脱因子反映的是气体滑脱效应的强弱, 滑脱因子越大气体滑脱效应越大, 滑脱因子为零时, 气体流动是达西流。

## 2 试验过程

### 2.1 试样的筛选

试验的试样是低渗透砂岩, 砂岩的饱和含水率相对于别的低渗透岩石较高, 可以制备成含水率梯度相差较大的不同含水饱和度的岩石。将砂岩切割打磨成直径 50 mm×高度 50 mm 的圆柱形试样。将切割后的圆柱形试样放入烘箱中以 70℃ 温度进行干燥<sup>[18]</sup>。

将烘干后的岩样称重, 得到其密度, 将密度过大或过小的岩样剔除, 保证密度偏差在 3% 之内。筛选后的岩样用称量法<sup>[19]</sup>计算孔隙度: 首先将干燥的岩样称重, 记为  $m_g$ , 再将岩样放入蒸馏水中进行抽真空饱和, 测得饱水的岩样质量  $m_b$ , 通过式 (5) 计算孔隙度, 将孔隙度偏差大的岩样剔除, 确保孔隙度偏差在 6% 之内, 避免因岩样孔隙度的离散性造成试验误差。

$$j = \frac{m_b - m_g}{r_s V_v} , \quad (5)$$

式中,  $j$  为岩样孔隙度,  $r_s$  为水的密度,  $V_v$  为岩样体

积。

采用烘干法计算出每个岩样的饱和含水率, 将饱和含水率偏差大的岩样去除, 确保饱和含水率偏差在3%之内。

计算饱和含水率的公式:

$$w = \frac{m_c - m_d}{m_d} \quad , \quad (6)$$

式中,  $w$  为岩样的饱和含水率,  $m_c$  为岩样饱水质量,  $m_d$  为岩样烘干质量。

## 2.2 不同含水饱和度岩样的制备

由本中心的不同含水饱和度岩样制备装置, 如图1, 根据饱和溶液气-液平衡原理: 饱和盐溶液在密封的容器内会形成恒定湿度的环境<sup>[20]</sup>, 特定的饱和盐溶液可以形成特定湿度的恒湿环境。岩样放入恒湿环境中, 岩样中的水和外界环境组成的体系会逐渐达到一种气液平衡, 岩样达到稳定的含水饱和度, 不同湿度下, 岩样达到不同的含水饱和度。通过抽真空, 将岩样孔隙中的气体抽出, 水蒸汽进入岩样的速度加快, 显著的缩短了岩样中的水和外界水蒸气达到平衡所需时间, 快速制得所需含水饱和度岩样。该方法制得的岩样含水分布均匀, 含水饱和度精确高且快速。具体操作步骤如下: 首先将岩样进行干燥(或者抽真空饱水), 把烘干(或饱水)后的岩样放在密封容器内的垫片上, 垫片下放置饱和盐溶液, 制造恒湿环境, 用真空抽气泵将恒湿器内抽至一定真空度, 抽气结束后, 关闭抽气活塞, 将恒湿器密封, 保证恒湿器内湿度和负压恒定, 每隔12 h, 将容器内压力释放, 岩样取出, 称重, 重复以上步骤, 直至岩样质量稳定, 即连续3次称重, 质量变化范围在0.03 g之内, 并计算岩样含水饱和度。

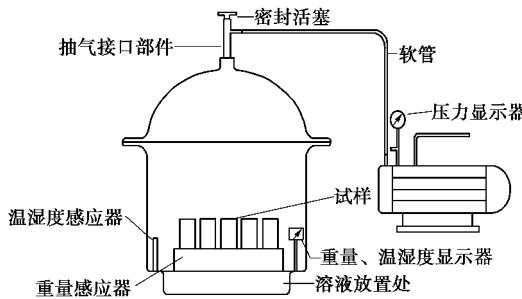


图1 不同含水饱和度岩样制备装置示意图

Fig. 1 Devices for preparation of rock samples with different water saturations

含水饱和度计算公式:

$$s = 100 \frac{m_1 - m_0}{f u r_w} \quad , \quad (7)$$

式中,  $f$  为岩样孔隙度,  $u$  为岩样体积,  $r_w$  为水的密度。

本试验设置7个含水饱和度梯度, 配置所需的过

饱和盐溶液<sup>[21]</sup>, 将筛选后的砂岩岩样制备成不同含水饱和度的岩样, 如图2, 岩样参数如表1。具体制备过程如下:

(1) 将岩样 S-1, S-2, S-3, S-4, 放入烘箱中以70°C烘烤, 每隔12 h取出称重, 直至岩样质量稳定。

(2) 取饱和度为0%的干燥状态下的岩样 S-1 作为参照。

(3) 将岩样 S-2 放于室内空气中3个月, 最终测得 S-2 含水饱和度12.36%。

(4) 将岩样 S-3, S-4 分别放入装有过饱和氯化钠溶液和过饱和磷酸氢二钠(十二水)溶液的恒湿器内, 恒湿器内湿度分别是75%和98%, 负压值0.6 mpa, 待质量稳定, 分别测得 S-3 和 S-4 的含水饱和度是19.29%和32.19%。

(5) 将抽真空饱水后的岩样 S-5, S-6 分别放入装有过饱和醋酸钠溶液和过饱和碳酸钾溶液的恒湿器内, 恒湿器内湿度分别是70%和96%, 负压值0.6 MPa, 待质量稳定, 分别测得 S-5 和 S-6 的饱和度是42.42%和50.43%。

(6) 岩样 S-7 通过抽真空饱水的方法制取, 作为参照样。将岩样 S-7 饱水后在空气中静置一段时间, 让表面水挥发, 最终测得含水饱和度是70%。

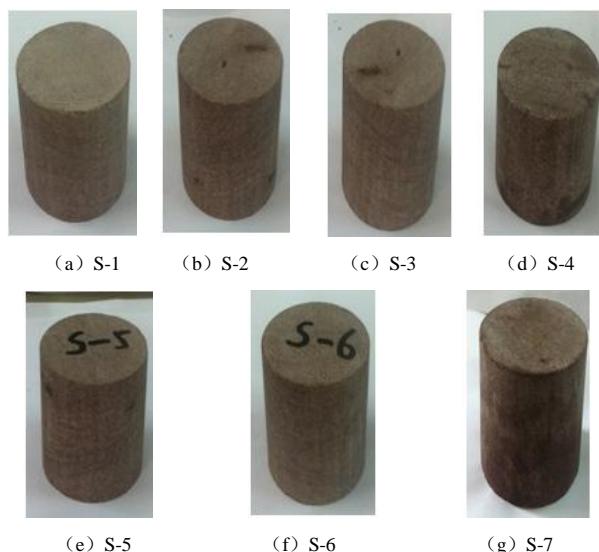


图2 不同含水饱和度岩样

Fig. 2 Rock samples with different water saturations

## 2.3 试验设备与试验原理

岩样的渗透率由本试验室的低渗透岩石惰性气体渗透性测试系统测量。该试验仪器主要由岩心压力室、围压调节设备、渗压调节设备、上下游气压控制面板、压力显示器及高精度气体压力表组成, 通过电脑记录高敏压力表读数的变化, 并计算岩样的渗透率<sup>[22]</sup>。为了防止试验过程中岩石与气体发生化学反应给试验带来误差, 本试验以氩气作为渗流介质。试验装置示意

图如图3。

表1 岩样参数

Table 1 Parameters of rock samples

岩样 编号	直径 /mm	高度 /mm	含水饱和度 /%	质量 /g	初始密度 /(g·cm <sup>-3</sup> )	密度 /(g·cm <sup>-3</sup> )	孔隙度/%
S-1	50.02	50.51	0	245.15	2.47	2.47	7.09
S-2	49.97	50.86	12.36	245.21	2.46	2.47	6.91
S-3	50.16	50.48	19.36	247.06	2.48	2.49	6.96
S-4	50.13	50.58	31.87	244.42	2.46	2.50	7.17
S-5	50.21	50.85	42.43	248.18	2.44	2.49	7.15
S-6	50.04	50.72	50.43	246.27	2.46	2.51	6.91
S-7	49.85	51.40	70.00	249.85	2.44	2.54	7.02

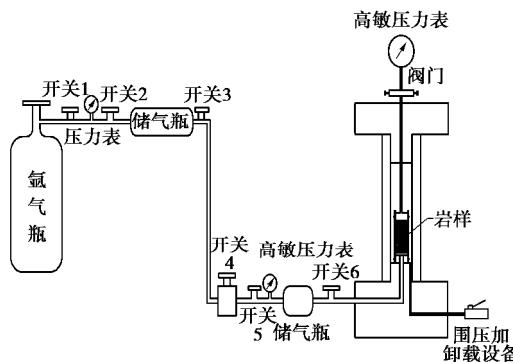


图3 试验装置示意图

Fig. 3 Test devices for inert gas permeability of low-permeability rock

目前国内外低渗透岩石渗透率的测量方法主要有准静态法, 压力脉冲法和气体流量法3种。气体流量法是在准静态法的基础上, 在岩样出气端加上高敏压力表, 记录出气端的压力变化并计算岩样的渗透率<sup>[23]</sup>。考虑到测量岩样渗透率时所施加的气体渗透压力可能会影响岩样中水分的分布, 引起试验误差, 因此采用气体流量法, 脉冲法, 准静态法3种常见的测量岩石渗透率的方法对含水岩石渗透率进行测量。经过试验发现, 通过压力脉冲法测量的同一含水饱和度岩样的渗透率差异较大, 分析是脉冲法测量时间过短, 气体由于水分的阻碍不能及时通过岩样, 因此引起试验误差, 而采用准静态法的测量发现同一含水饱和度岩样的测量结果差异也较大, 分析是准静态法的时间过长, 岩样中的水分有部分渗出影响试验结果。通过气体流量法的测量发现, 同一含水饱和度岩样测试结果较为一致, 因此选用气体流量法。

考虑到气体流量法所施加的渗透压较大, 在高渗透下不确定岩石孔隙中的水是否会渗出。因此选取一个筛选后的岩样, 制成一定的含水饱和度, 称重后放入低渗透岩石惰性气体渗透性测试系统中按照试验方案, 分别在不同围压和渗透压下测量岩样的渗透率, 然后取出并称重, 岩样质量仅下降了0.08 g, 含水饱和度仅下降了0.005%, 变化非常微小, 因此可以忽略测量过程中气体压力引起的岩样含水饱和度的变化。气

体流量法试验原理见图4。

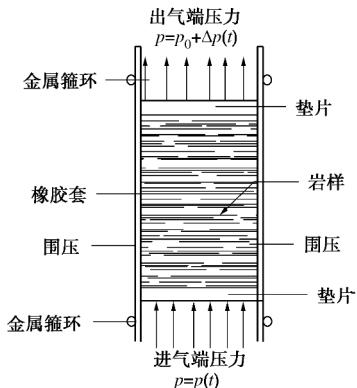


图4 气体流量法原理示意图

Fig. 4 Principle of gas flow method

计算试样气测渗透率的公式为<sup>[24]</sup>

$$k = \frac{2Q_s m L p_0}{A(p^2 + p_0^2)}, \quad (8)$$

式中,  $Q_s$  为出气端气体流量,  $m$  为氩气黏度系数,  $p$  为进气端压力,  $A$  是岩样横截面面积,  $L$  为岩样长度。

其中,

$$Q_s = \frac{V_s \Delta p}{t \left( p_0 + \frac{\Delta p}{2} \right)}, \quad (9)$$

式中,  $V_s$  为高精度气体压力表内部体积  $V_s = 8 \text{ mL}$ ,  $\Delta p$  为  $t$  时间段内出气端气体压力增量。

## 2.4 试验方案

将制得的不同含水饱和度的岩样依次放入低渗透岩石惰性气体渗透性测试系统, 测量岩样在不同围压和渗透压下的渗透率。为了保证试验结果的可靠性, 每个含水饱和度的对应4组岩样, 测量其渗透率, 删除试验结果差异较大的岩样, 取试验结果最具有代表性岩样的试验结果最为最终试验结果。具体试验方案如表2。

表2 试验方案

Table 2 Test schemes

岩石 编号	试验 方法	气体渗透 率/MPa	围压取值 /MPa
S-1			
S-2			
S-3	气体流量 法	0.1, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8,	3, 5, 10, 15
S-4		1.0, 1.2, 1.4	25, 35
S-5			
S-6			
S-7			

## 3 试验结果及分析

### 3.1 气测渗透率与平均孔隙压力倒数的关系

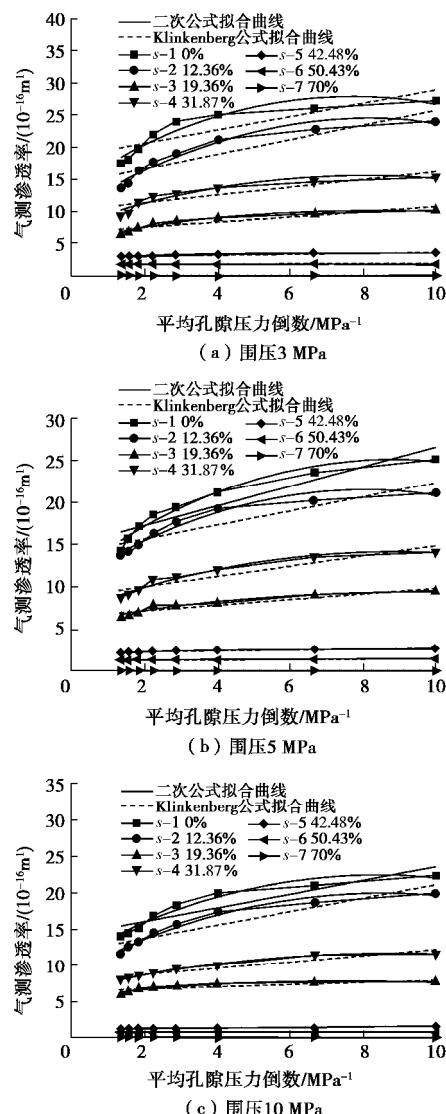
Klinkenberg 在1941年提出Klinkenberg公式后, 学者们通常采用Klinkenberg公式(式(1))解释气体滑脱效应<sup>[25-26]</sup>, 近些年一些学者研究发现虽然Klinkenberg公式解释渗透率较大的多孔介质的气体

滑脱效应较为精确, 但解释低渗透多孔介质的气体滑脱效应有较大偏差<sup>[27-28]</sup>, 这是由于 Klinkenberg 公式是基于毛细管中速度梯度是常量的假设而提出的, 但实际毛细管中的速度梯度并不是常量, 因此用 Klinkenberg 公式拟合得到的低渗透岩石的绝对渗透率的值偏大, 滑脱因子的值也有一定偏差, Alireza 等基于 Kundt 和 Warburg 提出的气体在毛细管中的速度梯度随着与管壁的距离增大而减少的假设, 提出一个二次公式解释低渗透多孔介质的滑脱效应<sup>[29]</sup>:

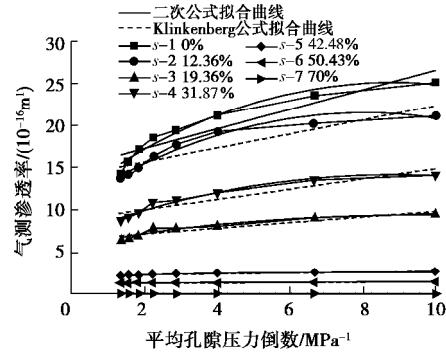
$$k = k_{\infty} \left( 1 + \frac{b}{p} - \frac{a}{p^2} \right), \quad (10)$$

式中,  $k_{\infty}$  为绝对渗透率,  $b$  为滑脱因子,  $a$  为次级滑脱因子。

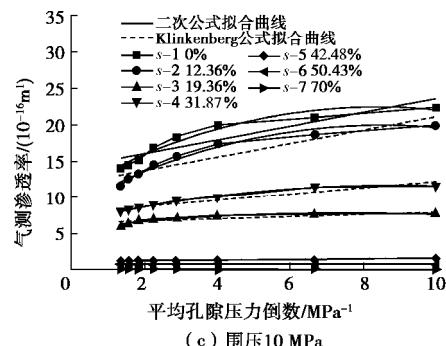
为了比较和验证式(1)和式(10)对低渗透岩石气体滑脱效应解释的精确程度, 做出每个围压下, 不同含水饱和度岩样的气测渗透率随平均孔隙压力倒数变化的曲线, 如图 5, 图中虚线为 Klinkenberg 公式拟合曲线, 实线为二次公式(式(10))拟合曲线。



(a) 围压3 MPa



(b) 围压5 MPa



(c) 围压10 MPa

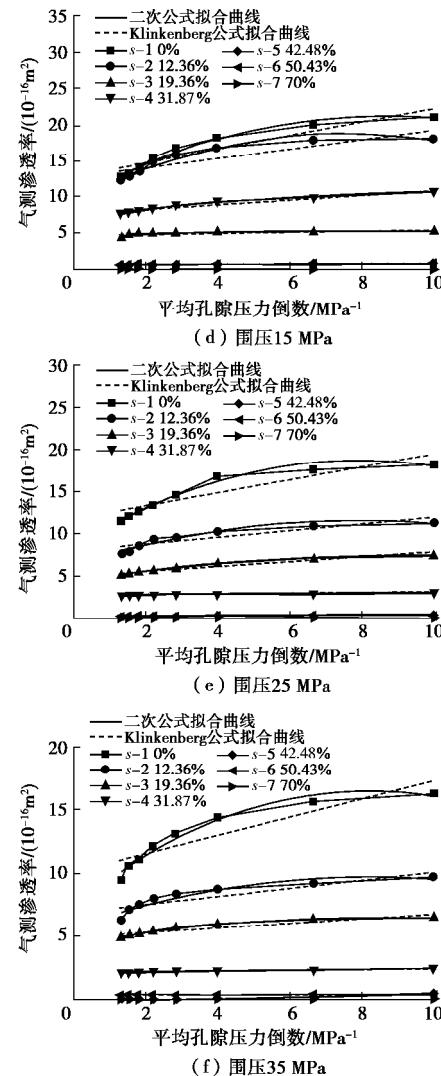


图 5 每个围压下不同含水饱和度岩样气测渗透与平均孔隙压

力倒数关系及 Klinkenberg 公式和公式 10 拟合曲线

Fig. 5 Relationship between reciprocal of average pore pressure and gas permeability of rock samples with different water saturations and fitting of Klinkenberg equation and Equation (10) under various confining pressures

分别用 Klinkenberg 公式和式(10)对气测渗透率与平均孔隙压力倒数的关系曲线进行拟合, 拟合结果如表 3, 4。式(10)的拟合曲线如图 5。

表 3 Klinkenberg 公式拟合度  $R^2$ 

Table 3 Fitting degrees of Klinkenberg equation

含水饱和度/%	围压/MPa					
	3	5	10	15	25	35
0	0.66	0.84	0.80	0.85	0.78	0.79
12.36	0.77	0.76	0.82	0.69	0.75	0.72
19.36	0.71	0.84	0.86	0.92	0.90	0.83
31.87	0.77	0.85	0.60	0.59	0.69	0.91
42.48	0.74	0.79	0.93	0.84	0.96	0.82
50.43	0.74	0.37	0.48	0.55	0.22	0.60
70.00	0.42	0.36	0.31	0.20	0.26	0.08

表4 式(10)拟合度 $R^2$ 

Table 4 Fitting degrees of Equation (10)

含水饱和度/%	围压/MPa					
	3	5	10	15	25	35
0	0.95	0.95	0.94	0.98	0.97	0.96
12.36	0.87	0.95	0.96	0.93	0.93	0.86
19.36	0.87	0.96	0.99	0.97	1.00	0.98
31.87	0.92	0.92	0.83	0.71	0.74	0.96
42.43	0.96	0.89	0.92	0.98	0.99	0.93
50.43	0.73	0.69	0.89	0.89	0.86	0.99
70.00	0.76	0.74	0.65	0.45	0.55	0.90

由表3, 4可见, 式(10)的拟合结果, 除含水饱和度70%的岩样和个别曲线之外, 拟合度均在0.85以上, 拟合效果明显好于Klinkenberg公式的拟合结果, 表明对于低渗透岩石用式(10)解释其气体滑脱效应更为准确。

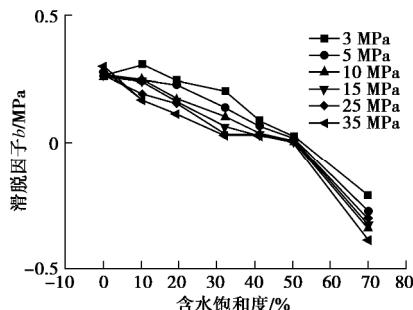
### 3.2 低渗透岩石气体滑脱效应随含水饱和度的变化特征

根据式(10), 对试验数据进行拟合, 得到每个围压下不同含水饱和度岩样的滑脱因子(表5)。和次级滑脱因子, 由于在Ziareni<sup>[30]</sup>的研究中定义二次滑脱系数 $a = \frac{8I^2}{r^2} p^2 c_2$ ,  $c_2$ 为常数, 因此二次滑脱系数仅与温度, 气体类型和多孔介质的孔隙结构有关, 与多孔介质的含水饱和度没有直接的关系, 滑脱二次项仅可以解释为 $k - p^{-1}$ 关系曲线偏离直线的原因。因此本文只对不同含水饱和度岩样的滑脱因子 $b$ 与饱水度之间的关系进行讨论。

表5 滑脱因子 $b$ Table 5 Klinkenberg factor  $b$ 

含水饱和度/%	围压/MPa					
	3	5	10	15	25	35
0	0.26	0.26	0.26	0.27	0.28	0.30
12.36	0.31	0.25	0.25	0.24	0.19	0.17
19.36	0.25	0.23	0.17	0.16	0.16	0.12
31.87	0.20	0.14	0.11	0.06	0.03	0.03
42.43	0.09	0.07	0.04	0.03	0.03	0.03
50.43	0.03	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01
70.00	-0.21	-0.27	-0.34	-0.32	-0.30	-0.39

为了直观的表示滑脱因子随含水饱和度和围压的变化, 做出不同围压下岩样的滑脱因子随含水饱和度变化的曲线, 如图6。

图6 不同围压下Klinkenberg因子 $b$ 与含水饱和度关系曲线Fig. 6 Relationship between Klinkenberg factor  $b$  and water saturation under different confining pressures

由图6可见, 随着岩样含水饱和度的增大, 滑脱因子逐渐减小, 说明随着岩样含水饱和度增大, 气体滑脱效应逐渐被限制, 在含水饱和度50%时, 滑脱因子的量级在 $10^{-3}$ 左右, 气体滑脱效应几乎完全被限制, 由图5同时可以看出含水饱和度50%时, 气测渗透率与平均孔隙压力倒数关系的曲线接近于水平的直线, 随着平均孔隙压力倒数的增大, 气测渗透率的变化非常微小。岩样的气体滑脱效应随含水饱和度变化的这些特征, 在各个围压下均得到体现。

造成低渗透岩石的气体滑脱效应随含水饱和度增大而减小的原因是: 由于气体滑脱效应是气体分子的平均自由程接近毛细管管径时, 气体分子与多孔介质孔壁的碰撞频率增大, 在边壁上产生一个滑脱流, 增大了气体的流速, 导致以气体为介质测量渗透率时出现非达西流, 使得气测渗透率大于实际渗透率的现象<sup>[31]</sup>。在含有水的岩样中有气体流通时, 由于气体的驱动和毛细管压力, 水会倾向于以水膜形式附在孔隙壁上或进入更小的孔隙<sup>[32]</sup>, 气体在岩样孔隙系统中形成连续流时, 由于水膜覆盖在孔隙壁上, 气体分子不能与固体孔隙壁碰撞, 而是与水分子相碰撞, 限制了滑脱流的产生, 随着含水饱和度的增大, 更多的水分子被驱动而覆盖在孔隙壁上, 气体分子与固体孔隙壁的碰撞频率进一步减少, 对滑脱流的限制作用增大, 所以随着含水饱和度增大, 气体滑脱效应减少。

需要指出的是在饱和度70%时, 滑脱因子是负值, 由图5可以看出, 在饱和度70%时出现了与气体滑脱效应规律相反的现象, 岩样的气测渗透率随着平均孔隙压力倒数的增大而减少, 即气测渗透率随着渗压的增大而增大。这是由于在高含水饱和度时, 岩样的滑脱效应几乎被完全限制, 对气体渗流的影响以水产生的毛细管阻力为主导, 在不同渗压下, 气体克服水产生的毛细管阻力的能力不同<sup>[32-33]</sup>, 渗压大时, 气体克服毛细管阻力的能力强, 相对多的气体可以克服阻力形成连续流, 渗压小时, 气体克服毛细管阻力的能力弱, 相对少的气体可以克服阻力形成连续流, 所以在高含水饱和度时, 高渗压下测量的岩样气测渗透率比低渗压下大。

### 3.3 不同围压下含水的低渗透岩石气体滑脱效应的变化特征

比较不同围压下Klinkenberg因子的变化, 含水岩样的滑脱因子均随着围压增大而减少, 即气体滑脱效应随围压增大逐渐减少, 这与克氏理论相悖, 按照克氏理论随着围压增大岩样孔隙度减少, 气体滑脱效应应该增大。只有含水饱和度为0%的干燥岩样的滑脱因子随着围压的增大而增大, 符合克氏理论。这是由于随着围压增大, 岩样逐渐被压密, 岩样中孔隙的体积减少,

但岩样含水量基本没有变化, 所以岩样的含水饱和度相应增大<sup>[34]</sup>, 由 3.2 节的分析知, 岩样含水饱和度的增大会抑制岩样的气体滑脱效应, 其抑制作用大于岩样孔隙体积减少对于滑脱效应的促进作用, 所以含水的岩样随着围压增大, 滑脱效应减小, 因此含水的岩样不符合克氏理论。只有干燥岩样 S-1 的气体滑脱效应随围压的增大而增大, 因此克氏理论适用于干燥的岩样。

### 3.4 低渗透岩石有效渗透率随含水饱和度的变化特征

由于气体滑脱效应的存在, 导致低渗透岩石气测渗透率较实际值偏大, 为了消除气体滑脱效应的影响, 选用绝对渗透率研究低渗透岩石渗透率随含水饱和度变化。根据式 (10) 对不同围压下岩样气测渗透率的拟合结果, 得到每个围压下岩样的绝对渗透率, 对含水岩样用其绝对渗透率的值来表示其有效渗透率, 有效渗透率表示两种或两种以上流体通过岩石时, 所测出的某一种流体的渗透率。研究含水饱和度对低渗透岩石有效渗透率的影响, 做出每个围压下岩样有效渗透率随含水饱和度变化的曲线, 并对低渗透岩石的含水饱和度和有效渗透率进行函数拟合, 通过分析发现用幂函数拟合效果较好, 如图 7, 幂函数对不同围压下低渗透岩石的有效渗透率与含水饱和度关系曲线的拟合度如表 7 所示。

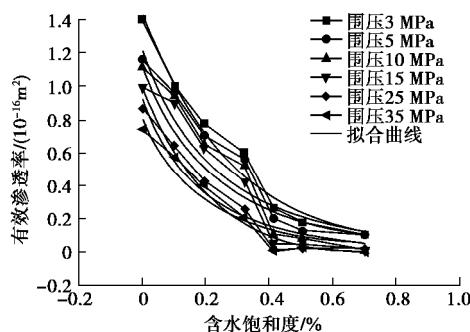


图 7 不同围压下有效渗透率与含水饱和度关系曲线及幂函数拟合曲线图

Fig. 7 Relationship between effective permeability and water saturation under different confining pressures and fitting curves of power function

由图 7 可见, 在不同的围压下, 岩样的有效渗透率均随着含水饱和度的增大而减小, 在饱和度 70% 时, 岩样有效渗透率的量级只有  $10^{-19} \sim 10^{-20}$ , 与饱和度为 0% 时岩样的有效渗透率相比, 下降了两个量级; 随着含水饱和度的增大, 岩样有效渗透率的减少趋势逐渐趋缓, 在低饱和度 (0~40%) 时, 有效渗透率随含水饱和度增大迅速下降, 高饱和度时有效渗透率下降缓慢。这是由于随着含水饱和度增大, 岩样可流通气体的孔隙喉道的体积逐渐减小<sup>[35]</sup>, 气体形成连续流所要

克服的水产生的毛细管阻力增大, 所以在高饱和度时, 有效渗透率变化缓慢。

以含水饱和度为 0 时岩样的有效渗透率做基准, 做出每个围压下, 含水饱和度 40% 时岩样的有效渗透率下降幅度, 如表 6 所示。

表 6 岩样有效渗透率下降幅度

Table 6 Decrease degrees of effective permeability of rock samples

围压/MPa	3	5	10	15	25	35
下降幅度 /%	80.83	82.42	89.98	94.63	98.00	98.80

由表 6 可见, 岩样有效渗透率的下降主要发生在低饱和度 (0~40%) 时, 在饱和度 40% 时, 岩样的有效渗透率均已下降 80% 以上, 且随着围压增大, 岩样的有效渗透率下降幅度增大, 即岩样含水饱和度变化幅度相同的情况下 (从 0 到 40%), 所施加的围压越大, 岩样有效渗透率变化幅度越大, 因此围压越大, 有效渗透率对含水饱和度的敏感性越大。

这是由于在低围压时, 岩样被压缩的程度小, 可流通气体的孔隙喉道的半径较大, 相同体积水所产生的阻碍气体形成连续气流的毛细管阻力较小<sup>[36]</sup>, 所以有效渗透率对含水饱和度变化的敏感性较小, 高围压时, 岩样被压密, 孔隙喉道半径减小, 相同体积水所产生的阻碍气体形成连续气流的毛细管阻力较大, 所以有效渗透率对含水饱和度变化的敏感性较大。

表 7 不同围压下有效渗透率和含水饱和度拟合度

Table 7 Fitting degrees between effective permeability and water saturation under different confining pressures

围压 /MPa	3	5	10	15	25	35
拟合度 /%	0.98	0.96	0.94	0.92	0.97	0.84

由表 7 可见低渗透岩石的含水饱和度和有效渗透率  $k_e$  有较为明确的幂函数关系, 即

$$k_e = a(1 - S_w)^c, \quad (11)$$

式中,  $S_w$  为岩样的含水饱和度。

通过与干燥状态岩样的气测渗透率对比, 发现  $a$  与干燥状态时岩样的气测渗透率的值较为接近,  $a$  的含义可以认为是干燥状态的岩样在对应围压下气测渗透率的值,  $c$  为岩样的材料参数, 则式 (11) 可改为

$$k_e = k_0(1 - S_w)^c, \quad (12)$$

式中,  $k_0$  为干燥状态的岩样在对应围压下的气测渗透率。

## 4 结 论

本文通过制备含水饱和度在 0~70% 之间的低渗透砂岩岩样, 利用本中心的低渗透岩石气体渗透测试

装置, 对不同含水饱和度的砂岩岩样进行气渗试验, 测量其在不同围压和渗压下的渗透率, 分析和讨论了低渗透岩石的气体滑脱效应、有效渗透率和含水饱和度之间的关系, 得到以下 4 点结论。

(1) 二次公式  $k_g = k_\infty \left(1 + \frac{b}{p} - \frac{a}{p^2}\right)$  可以较为准确的解释低渗透岩石的气体滑脱效应, 准确性明显高于 Klinkenberg 公式。

(2) 低渗透岩石的气体滑脱效应随着含水饱和度的增大而减少, 在含水饱和度 50% 时, 气体滑脱效应几乎完全被限制。含水的低渗透岩石随着围压增大, 气体滑脱效应减少, 干燥的岩石随着围压增大, 其气体滑脱效应增大。

(3) 随着含水饱和度增大, 低渗透岩石的有效渗透率减少, 含水饱和度越大, 有效渗透率下降速率越小。

(4) 低渗透岩石的有效渗透率与含水饱和度符合幂函数关系, 即  $k_e = k_0(1 - S_w)^c$ 。

## 参考文献:

[1] WANG H L, XU W Y, ZUO J, et al. Compact rock material gas permeability properties[J]. *Physica*, 2014, **4**(49): 10 - 18.

[2] 吕志凯, 何东博, 宁波. 低渗砂岩克氏渗透率影响因素试验研究[J]. 科学技术与工程, 2015(5): 91 - 95. (LÜ Zhi-kai, HE Dong-bo, NING Bo. Experimental study on factors of klinkenberg permeability in low permeable sandstone[J]. *Science Technology and Engineering*, 2015(5): 91 - 95. (in Chinese))

[3] 吴家文, 贺凤云, 李树良, 等. 考虑压敏和滑脱效应的低渗透气藏渗流规律研究[J]. 钻采工艺, 2007, **30**(6): 49 - 51. (WU Jia-wen, HE Feng-yun, LI Shu-liang, et al. Considering pressure sensitive and slippage effect of low permeability gas reservoir seepage law research[J]. *Drilling Production Technology*, 2007, **30**(6): 49 - 51. (in Chinese))

[4] TANIKAWA W, SHIMAMOTO T. Correction to “comparison of Klinkenberg-corrected gas permeability and water permeability in sedimentary rocks”[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2009, **46**(8): 1394 - 1395.

[5] ZHU W C, LIU J, SHENG J C, et al. Analysis of coupled gas flow and deformation process with desorption and Klinkenberg effects in coal seams[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2007, **44**(7): 971 - 980.

[6] 肖晓春, 潘一山, 于丽艳. 水饱和度作用下低渗透气藏滑脱效应试验研究[J]. 水资源与水工程学报, 2010, **21**(5): 15 - 19. (XIAO Xiao-chun, PAN Yi-shan, YU Li-yan. Experiment of slippage effect under water saturation in hypotonic coalbed[J]. *Journal of Water Resources & Water Engineering*, 2010, **21**(5): 15 - 19. (in Chinese))

[7] ROSE W D. Permeability and gas-slippage phenomena[C]// 28th Annual Mtg. Topical Committee on Production Technology. New York, 1948: 209.

[8] ESTES R K, FULTON P F. Gas slippage and permeability measurements[J]. *Transactions of the American Institute of Mining and Metallurgical Engineers*, 1956, **207**(12): 338 - 342.

[9] 游利军, 康毅力, 陈一健, 等. 含水饱和度和有效应力对致密砂岩有效渗透率的影响[J]. 天然气工业, 2004, **24**(12): 105 - 107. (YOU Li-jun, KANG Yi-li, CHEN Yi-jian, et al. Influence of water saturation and effective stress on effective permeability of tight sandstone[J]. *Natural Gas Industry*, 2004, **24**(12): 105 - 107.

[10] 曾平, 赵金洲, 李治平, 等. 温度、有效应力和含水饱和度对低渗透砂岩渗透率影响的试验研究[J]. 天然气地球科学, 2005, **16**(1): 31 - 34. (ZENG Ping, ZHAO Jin-zhou, LI Zhi-ping, et al. Experimental study concerning the effect of temperature, effective stress and water saturation on the permeability of tight sandstone[J]. *Natural Gas Geoscience*, 2005, **16**(1): 31 - 34. (in Chinese))

[11] SHOJAEI M J, GHAZANFARI M H, MASIHI M. Relative permeability and capillary pressure curves for low salinity water flooding in sandstone rocks[J]. *Journal of Natural Gas Science and Engineering*, 2015, **25**(0): 30 - 38.

[12] ANSALONI L, NYKAZA J R, YE Y, et al. Influence of water vapor on the gas permeability of polymerized ionic liquids membranes[J]. *Journal of Membrane Science*, 2015, **487**(0): 199 - 208.

[13] 王环玲, 徐卫亚. 致密岩石渗透测试与渗流力学特性[M]. 北京: 科学出版社, 2014. (WANG Huan-ling, XU Wei-ya. The seepage characteristics and permeability test of low permeability rock[M]. Beijing: Science Press, 2014. (in Chinese))

[14] KLINKENBERG L J. The permeability of porous media to liquids and gases[C]// Drilling and Production Practice. New York, 1941.

[15] 张烈辉, 梁斌, 刘启国, 等. 考虑滑脱效应的低渗低压气藏的气井产能方程 [J]. 天然气工业, 2009, **29**(1): 76 - 78. (ZHANG Lie-hui, LIANG Bin, LIU Qi-guo, et al. Coal-bed methane percolation numerical simulation[J]. *Natural Gas Industry*, 2009, **29**(1): 76 - 78. (in Chinese))

[16] LI K, HORNE R N. An Experimental and analytical study of steam/water capillary pressure[J]. *SPE Reservoir Evaluation & Engineering*, 2001, **4**(6): 477 - 482.

[17] ERTEKIN T, KING G A, SCHWERER F C. Dynamic gas slippage: A unique dual-mechanism approach to the flow of gas in tight formations[J]. SPE Formation Evaluation, 1986, 1(1): 43 - 52.

[18] CHEN W, LIU J, BRUE F, et al. Water retention and gas relative permeability of two industrial concretes[J]. Cement and Concrete Research, 2012, 42(7): 1001 - 1013.

[19] 赵红鹤, 杨小林, 高富强, 等. 不同含水率岩石试样制备方法探讨[J]. 洛阳理工学院学报(自然科学版), 2014, 24(1): 4 - 7. (ZHAO Hong-he, YANG xiao-lin, GAO Fu-qiang, et al. Discussion on preparing methods of rock sample with different water contents[J]. Journal of Luoyang Institute of Science and Technology (Natural Science Edition), 2014, 24(1): 4 - 7. (in Chinese))

[20] 周辉, 李震, 宋雨泽, 等. 精确制备不同含水率岩石试样的化学热力学方法[J]. 岩土力学, 2013, 34(2): 311 - 315. (ZHOU Hui, LI Zhen, SONG Yu-zhe, et al. Chemo-thermodynamical method for precisely preparing rock sample with different water contents[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(2): 311 - 315. (in Chinese))

[21] 刘代俊, 马克承, 石炎福. 盐饱和溶液气相的相对湿度[J]. 成都科技大学学报, 1991(4): 99 - 102. (LIU Dai-jun, MA Ke-cheng, SHI Yan-fu. Solvability and the number of same order classes of maximal subgroups[J]. Journal of Chengdu University of Science and Technology, 1991(4): 90 - 102. (in Chinese))

[22] 王环玲, 徐卫亚, 左婧, 等. 低渗透岩石渗透率与孔隙率演化规律的气渗试验研究[J]. 水利学报, 2015, 46(2): 1 - 10. (WANG Huan-lin, XU Wei-ya, ZUO Jing, et al. Evolution law research on the permeability and porosity of low-permeability rock based on gas permeability test[J]. Shuili Xuebao, 2015, 46(2): 1 - 10. (in Chinese))

[23] 王欣. 致密岩石渗透特性的气渗试验研究[D]. 南京: 河海大学, 2013. (WANG Xin. Dense rock permeability characteristics of air infiltration experiment research[D]. Nanjing: Hohai University, 2013. (in Chinese))

[24] 左婧. 低渗透岩石气体渗流特性及气渗滑脱效应的试验研究[D]. 南京: 河海大学, 2014. (ZUO Jing. Experimental research on gas permeability properties and klinkenberg effect of compact rock[D]. Nanjing: Hohai University, 2014. (in Chinese))

[25] DONG M, LI Z, LI S, et al. Permeabilities of tight reservoir cores determined for gaseous and liquid  $\text{CO}_2$  and  $\text{C}_2\text{H}_6$  using minimum backpressure method[J]. Journal of Natural Gas Science & Engineering, 2012, 5(3): 1 - 5.

[26] LI Y, TANG D, XU H, et al. Experimental research on coal permeability: The roles of effective stress and gas slippage[J]. Journal of Natural Gas Science and Engineering, 2014, 21: 481 - 488.

[27] JONES F O, OWENS W W. A Laboratory study of low-permeability gas sands[J]. Journal of Petroleum Technology, 1980, 32(9): 31 - 40.

[28] FATHI E, TINNI A, AKKUTLU I Y. Correction to Klinkenberg slip theory for gas flow in nano-capillaries[J]. International Journal of Coal Geology, 2012, 103(23): 51 - 59.

[29] ASHRAFI MOGHADAM A, CHALATURNYK R. Expansion of the Klinkenberg's slippage equation to low permeability porous media[J]. International Journal of Coal Geology, 2014, 123(0): 2 - 9.

[30] ZIARANI A S. Aguilera Roberto Knudsen's permeability correction for tight porous media[J]. Transp Porous Med, 2012, 91: 239 - 260.

[31] 王环玲, 徐卫亚, 巢志明, 等. 致密岩石气体渗流滑脱效应试验研究[J]. 岩土工程学报, 2016, 38(5): 777 - 785. (WANG Huan-lin, XU Wei-ya, CHAO Zhi-ming, et al. Experimental study on slippage effects of gas flow in compact rock[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, 38(5): 777 - 785. (in Chinese))

[32] 朱华银, 周娟, 万玉金, 等. 多孔介质中气水渗流的微观机理研究[J]. 石油试验地质, 2004, 26(6): 571 - 573. (ZHU Hua-yin, ZHOU Juan, WAN Yu-jin, et al. Microscopic mechanism study of gas-water flow in porous media[J]. Petroleum Geology Experiment, 2004, 26(6): 571 - 573. (in Chinese))

[33] 付大其, 朱华银, 刘义成, 等. 低渗气层岩石孔隙中可动水试验[J]. 大庆石油学院学报, 2008, 32(5): 23 - 26. (FU Da-qi, ZHU Hua-yin, LIU Yi-cheng, et al. Experimental study of the movable water in the rock pore of low permeability gas layer[J]. Journal of Daqing Petroleum Institute, 2008, 32(5): 23 - 26. (in Chinese))

[34] 任晓娟. 低渗砂岩储层孔隙结构与流体微观渗流特征研究[D]. 西安: 西北大学, 2006. (REN Xiao-juan. Pore structure of low permeability sand rock and fluid flowing characteristics[D]. Xian: Northwest University, 2006. (in Chinese))

[35] ZHANG Chun-hui, XU Xiao-pan, et al. Testing study on the effects of water content on permeability for coal[J]. Applied Mechanics & Materials, 2014: 580 - 583.

[36] 马永平. 苏里格气田致密砂岩储层微观孔隙结构研究[D]. 西安: 西北大学, 2013. (MA Yong-ping. Study on micro-pore structure of tight sandstone gas reservoir in Sulige gas field[D]. Xi'an: Northwest University, 2013. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE201712019

## 弱胶结结构性软黏土力学特性的试验研究

陈 波<sup>1,2</sup>, 孙德安<sup>2</sup>, 高 游<sup>2</sup>, 李 健<sup>2</sup>

(1. 衢州学院建筑工程学院, 浙江 衢州 324000; 2. 上海大学土木工程系, 上海 200444)

**摘要:** 对取自不同地区的两种弱胶结结构性软黏土原状(undisturbed)样、重塑(remolded)样和泥浆(reconstituted)样进行了单向压缩和三轴剪切试验, 分别得到土样的压缩曲线和应力-应变曲线。试验结果表明: 原状样的压缩曲线为陡降型曲线, 而不同制样土样的压缩曲线存在明显的差异; 由于孔隙比和孔径分布对土体抗剪强度的综合影响, 不仅导致相同围压下三轴剪切时孔隙比不同的重塑样和原状样强度差异较大, 且孔隙比相近的不同土样的强度也存在不同程度的差异; 若同一孔隙比下, 两种软黏土的不同制样土样的强度关系均为原状样的强度最高, 重塑样的强度最低, 并可通过相近孔隙比下孔径大于0.2 μm的孔隙体积量和孔径分布均匀性可合理地解释3种制样土样强度高低的关系。由于不同制样土样的孔径分布的差异不会随固结压力的增大而消失, 用参考孔隙比 $e_{10}^*$ , 简单表示土的孔隙比和孔径分布(即组构)参数, 对压缩和剪切试验结果进行归一化整理后, 发现不同土样的试验结果可归一化为相关度高的 $e/e_{10}^*-\sigma_v$ 曲线和 $e_p/e_{10}^*-q_f$ 曲线, 证明结构屈服应力后, 不同土样变形和强度差异主要是由孔隙比及孔径分布(即组构)的不同引起的, 用参考孔隙比 $e_{10}^*$ 简单表示土的组构参数是有效的。

**关键词:** 软黏土; 压缩曲线; 应力-应变曲线; 孔径分布; 参考孔隙比

**中图分类号:** TU443      **文献标识码:** A      **文章编号:** 1000-4548(2017)12-2296-08

**作者简介:** 陈 波(1984-), 男, 浙江龙游人, 副教授, 主要从事软土的基本性质研究。E-mail: [chenbo20020178@163.com](mailto:chenbo20020178@163.com)。

## Experimental study on mechanical behavior of weakly structured soft clays

CHEN Bo<sup>1,2</sup>, SUN De-an<sup>2</sup>, GAO You<sup>2</sup>, LI Jian<sup>2</sup>

(1. College of Civil Engineering and Architecture, Quzhou University, Quzhou 324000, China; 2. Department of Civil Engineering,

Shanghai University, Shanghai 200444, China)

**Abstract:** The oedometer and triaxial shear tests on undisturbed, remolded and reconstituted samples of two different weakly bonding soft clays are carried out to obtain the compression curves and stress-strain curves. The test results show that the compressibility abruptly increases in the compression curves of undisturbed samples, and the difference among compression curves of different samples is obvious. The strength is not only different for undisturbed and remolded samples for the difference in void ratio, but also different for samples with the close void ratio when they are sheared under the same confining pressures, because the strength of clay is affected by both void ratio and pore-size distribution. The undisturbed samples will have the highest strength and the remolded samples will have the lowest strength if they have the same void ratio, and it is valid for different soft clays used in the tests. The relation of strength among different samples can be explained reasonably by the volume of pore per unit soil volume with its diameter greater than 0.2 μm and the uniformity of pore-size distribution. Because the difference of the pore-size distribution curves among different samples cannot be eliminated by the increasing consolidation pressure, the reference void ratio  $e_{10}^*$ , a parameter simply describing the void ratio and pore size distribution of soil (fabric) is introduced. The compression and shear test results of different samples dealt with by the reference void ratio  $e_{10}^*$  show that they can be normalized to unique  $e/e_{10}^*-\sigma_v$  and  $e_p/e_{10}^*-q_f$  curves with high correlation. The normalized results show that if the stress is larger than the structures yield stress, the difference in compression and shear characteristics among the samples are caused by the void ratio and pore-size distribution (fabric), and it can be simply and usefully described by the reference void ratio  $e_{10}^*$ .

**Key words:** soft clay; compression curve; stress-strain curve; pore-size distribution; reference void ratio

## 0 引言

软黏土沉积过程中形成的结构性, 是指颗粒和孔隙的大小、形状、排列及其之间的接触和联结关系的

基金项目: 国家自然科学基金项目(41402271); 浙江省自然科学基金项目(Q17E080039); 衢州学院中青年学术骨干培养基金项目(XNZQN201514)

收稿日期: 2016-10-11

总和, 可简单地将其分成组构 (fabric) 和胶结 (bonding)<sup>[1]</sup>。土体结构性是与初始孔隙比及应力历史同等重要的影响因素, 它对天然沉积软黏土的工程性质具有重要的影响<sup>[2]</sup>。目前, 国内外研究人员基于 Burland<sup>[3]</sup>提出的重塑样力学特性可作为土的固有力学特性的基础上, 开展了大量的原状样和重塑样的宏观力学比较试验, 得出结构性对软黏土的压缩、剪切特性具有重要影响的结论, 并将其运用于指导工程实践, 取得良好的效果<sup>[2-6]</sup>。然而, 土体的工程性质很大程度上是由土体内部微观结构决定的, 不同土样 (指不同制样方法获得的试样在相同应力条件下) 所表现出的宏观力学特性的差异只是不同微观结构的综合反映的结果而已, 因此, 需要从微观结构探究土体变形的内在机理, 建立微观结构和宏观力学之间的联系。

压汞试验作为研究土体微观结构的一个重要手段, 已广泛运用于测试土体微观孔径大小及分布的研究, 并用其解释土体的水力和力学特性时, 取得了不错的成果。张先伟等<sup>[7]</sup>从土体的微观孔径分布变化角度解释湛江结构性软黏土触变后强度恢复的机理; 孙德安等<sup>[8]</sup>则从孔径分布角度解释了初始孔隙比相近的非饱和预固结样和压实样土水特征曲线不同的原因。但如何从微观孔径分布角度来合理解释土体结构对软黏土强度、变形等力学特性的影响方面, 则成果相对较少。

基于上述研究现状, 本文对采用块状 (Block) 取样方式得到的高质量上海浦东、江苏宝应的软黏土原状 (undisturbed) 样、重塑 (remolded) 样和泥浆 (reconstituted) 样分别进行了单向压缩试验和三轴剪切试验, 研究制样方法 (即土体组构) 对软黏土力学特性的影响, 并结合压汞试验得到的上海软黏土不同土样的孔径分布曲线, 对软黏土不同制样土样的变形和强度特性的差异进行了解释。最后, 对压缩和剪切试验结果用参考孔隙比  $e_{10}^*$  进行归一化整理, 得出结构屈服应力后, 不同土样的变形、强度的差异主要是由于孔隙比及孔径分布, 即组构的不同引起的结论, 且验证了用参考孔隙比  $e_{10}^*$  作为土的组构参数是简单有效的。

## 1 试验土样和内容

### 1.1 试验土样

原状样 (U 样): 试验用的原状样取自上海浦东和江苏宝应地区, 取土深度为地表以下约 9.8 m 和 1.5 m, 分别为典型的海相沉积和湖相沉积软黏土。为获得高质量的原状样, 取样方式均采用扰动程度较小的 Block 取样, 根据 Lacasse 等<sup>[9]</sup>提出的通过不扰动样固结至有效上覆压力下的体变大小衡量原状样的扰动程度的方法, 得到上海软黏土的体变平均值为 3.5%, 宝

应软黏土的体变平均值为 2.4%, 均在 4% 以下, 属于取样质量好或较好的土样, 土体的基本物理特性见表 1。

表 1 试验土样的基本物理特性

Table 1 Basic physical properties of test samples

土样	取土深度/m	比重 $G_s$	天然含水率/%	液限 $w_L/%$	塑限 $w_p/%$	结构屈服应力/kPa
上海浦东	9.8	2.74	43.9~53.8	44.2	24.3	84
江苏宝应	1.5	2.75	47.8~52.4	58.3	26.7	41

注: 结构屈服应力值为原状样多次单向压缩试验结果的平均值。

重塑样 (R 样): 将根据试验需要而切取的部分原状样用保鲜袋包裹完整, 用手充分捏搓, 使原状样达到完全扰动的重塑状态后放入环刀或套筒中, 并切削两端后制成试验用的重塑样, 即 Remolded 样。此制样方式得到的重塑样在基本不改变原状样的含水率和密度情况下, 完全破坏了土体的胶结结构。

泥浆样 (S 样): 将现场取来的土样放入水中浸泡后, 充分搅拌, 制成饱和泥浆, 倒入直径 15 cm、高 16 cm 的制样桶中, 分级加载固结至 70 kPa 后, 待固结完成后制成试验用的重塑样, 即 Reconstituted 样, 为了区分不同制样方式得到的重塑样, 此类制样方式 (即重新构成) 得到的重塑样可称为泥浆固结样, 本文简称泥浆样。试验时根据试样尺寸切取固结土样一部分, 制成试验用的试样。为保证同一固结压力下, 不同批次重塑样具有相同的初始含水率或孔隙比, 含水率控制在液限的 2 倍左右。

### 1.2 试验内容

压缩试验: 分别用环刀将软黏土的原状样、重塑样和泥浆样制成  $h=20.0$  mm,  $d=61.8$  mm 的试样, 连环刀装入固结仪中, 按 1:1 的加载比分级加载。为确保试样主固结的完成, 每级荷载固结时间为 24 h。

剪切试验: 将软黏土的原状样、重塑样和泥浆样进行不同围压下的等围压固结不排水和固结排水剪切试验。排水剪切试验中, 考虑到软土的渗透系数较小 (约  $10^{-7}$  cm/s), 为保证剪切过程中产生的超孔隙水压能全部消散, 试验选用慢剪形式, 轴向应变的剪切速率为 0.00275%/min; 不排水剪切试验中, 由于剪切速率对正常固结软黏土的抗剪强度影响不大<sup>[10-12]</sup>, 为适当减少剪切时间, 将剪切速率提高至 0.0413%/min。

压汞试验: 将不同方法制得的上海软黏土试样连环刀装入高压固结仪中, 分级加载到目标的固结压力, 待试样在该压力下变形达到稳定后, 从固结仪中取出, 选取具有代表性的中间部分土样, 采用对软黏土扰动和压汞测试结果影响均较小的真空冷冻升华干燥法进行土样干燥, 具体方法见文献[13], 制备好的土样用麦克 9500 型压汞仪进行压汞试验, 可得到上海软黏土

孔径在  $0.005\sim300\mu\text{m}$  范围内的孔径分布情况。

### 1.3 土样结构性分析

重塑样的力学特性只受土的基本性质的影响, 故其力学特性也被称为土的固有力学特性。如用 Burland<sup>[3]</sup>建议的孔隙指数  $I_v$  (式 (1)), 对原状样和泥浆样进行归一化后对比分析, 可定量的评价天然土的结构性。本文从不同土样的原状样和泥浆样多次单向压缩试验结果中, 选取具有代表性的压缩曲线进行归一化整理后, 得到图 1。图中, PD(1)、PD(2)分别表示上海浦东软黏土的第 1 次和第 2 试验结果, BY(1)、BY(2)表示江苏宝应软黏土的第 1 次和第 2 次试验结果。

$$I_v = (e - e_{100}^*) / (e_{100}^* - e_{1000}^*) = (e - e_{100}^*) / C_c^*, \quad (1)$$

式中,  $e_{100}^*$ ,  $e_{1000}^*$  分别为重塑土在 100, 1000 kPa 固结压力下的孔隙比,  $C_c^*$  为重塑土的压缩指数。

从图 1 中可以看出, 两种不同土样的重塑样压缩曲线可基本归一化为一条曲线, 与 Burland<sup>[3]</sup>建议的固有压缩曲线 ICL (intrinsic compression line) 基本重合。两种软黏土原状样的压缩曲线均位于重塑样压缩曲线的上方, 且两者的归一化曲线均位于固有压缩曲线 ICL 和自然沉积线 SCL (sedimentation compression line) 之间。Burland 等<sup>[4]</sup>认为, 具有强胶结结构的软黏土归一化曲线将越过 SCL 线, 在 SCL 线的右侧进入屈服状态, 而归一化曲线位于 SCL 和 ICL 之间的软黏土则是以组构为主的弱胶结结构性土。因此, 本试验用的两种软黏土原状样的颗粒之间的胶结作用较弱, 为弱胶结结构性土, 土体结构性应从组构 (即孔隙比及孔径分布) 方面进行研究。

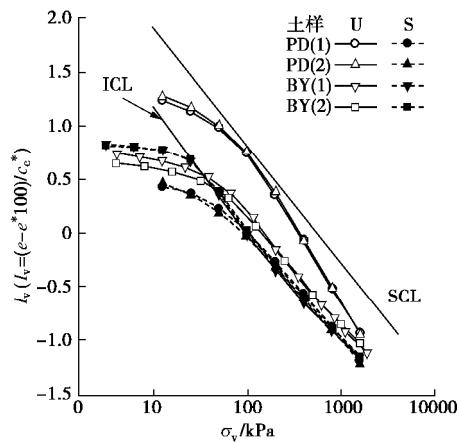


图 1 原状样和泥浆样的归一化曲线

Fig. 1 Normalized intrinsic compression curves of undisturbed and reconstituted samples

## 2 试验结果及分析

### 2.1 压缩试验结果与分析

图 2 为压缩试验得到的不同试样的  $e - \log s_v$  曲线。从图中的试验结果可知: 原状样的压缩曲线在结

构屈服应力之前, 土样的变形很小, 结构屈服应力之后, 土样的变形急剧增大, 是一种具有明显结构屈服应力的陡降型曲线, 与众多试验结果一致<sup>[2-3]</sup>。同时, 由于试验用的原状样为弱胶结结构性土, 其压缩曲线并未出现强胶结结构性土较为常见的反“S”型曲线。对于与原状样初始孔隙比较为接近的重塑样 (R 样), 由于其胶结强度已基本破坏, 因此在一定的固结压力后 (25 kPa), 压缩曲线则基本为一条直线, 且相同的固结压力下, 孔隙比明显小于相应的原状样。泥浆样 (S 样) 则由于制样过程中约受过 70 kPa 的前期固结压力, 导致初始孔隙比略小于原状样或重塑样的孔隙比, 且土样的变形在前期固结压力之前较小, 前期固结压力之后, 土样的压缩曲线则基本为一条直线。随着固结压力的增大, 泥浆样在相同固结压力下反而比重塑样具有更大的孔隙比, 如图 2 所示。由 3 种制样方法的上海软黏土和宝应软黏土土样的压缩曲线的相对位置可知, 当固结压力大于屈服应力后, 原状样抵抗变形的能力大于相应的泥浆样, 泥浆样的抵抗变形能力又大于相应的重塑样。这是由于不同土样的孔径分布不同引起的, 将在第 3 节中详细分析。

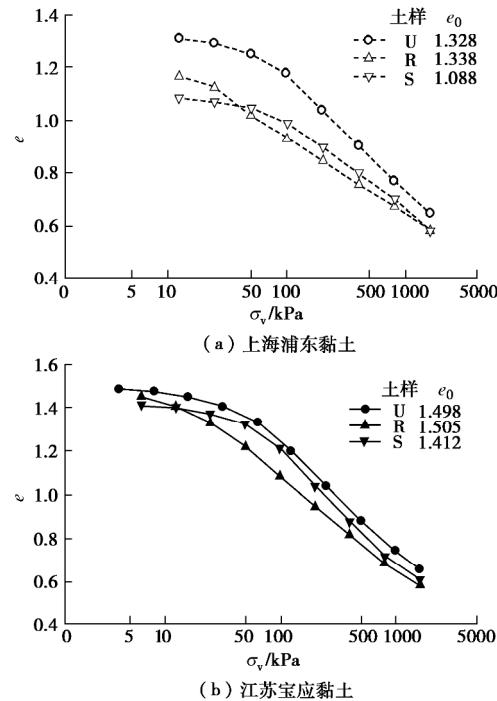


图 2 不同试样的  $e - \sigma_v$  曲线

Fig. 2  $e - \sigma_v$  curves of different samples

### 2.2 三轴剪切试验结果与分析

根据原状样、重塑样和泥浆样的固结排水剪切和固结不排水剪切试验结果, 得到图 3 所示的偏应力 - 应变 - 孔压曲线和图 4 所示的偏应力 - 应变 - 体变曲线。图中, 上半部分表示  $(s_a - s_r) - e_a$  关系、下半部分表示  $e_v(u) - e_a$  关系。其中  $s_a$  和  $s_r$  为轴向和侧向应力;  $e_a$  和  $e_v$  为轴向应变和体应变;  $u$  为孔隙水压力。

从图3, 4中可看出, 剪切围压大于土的结构屈服应力或前期固结压力时, 无论是原状样、重塑样还是泥浆样, 其应力-应变-体变(孔压)曲线均属于剪缩硬化型; 同一围压下剪切时, 除宝应软黏土在100 kPa下的固结不排水剪切试验显示为原状样的强度大于重塑样强度外, 其余均为原状样的强度小于重塑样的强度, 与陈铁林等<sup>[6]</sup>的试验结果不同。对于泥浆样与重塑样的抗剪强度关系, 则不同软黏土具有不同的规律, 上海软黏土泥浆样的抗剪强度与重塑样的抗剪强度相近, 且明显高于原状样的抗剪强度, 而宝应软黏土泥浆样的抗剪强度则明显的小于重塑样的强度, 且与原状样的强度较为接近。上述两种软黏土的不同土样得到的抗剪强度规律不同, 主要是三者在同一围压下剪切时, 不同的孔径分布不仅会导致不同土体的强度存在差异, 而且会导致它们在剪切前孔隙比存在较大差异, 而剪切前孔隙比对土的强度都具有重要的影响<sup>[14]</sup>。因此, 分析相同围压下土体的抗剪强度时, 需要考虑土样的组构(孔隙比和孔径分布)的综合影响。

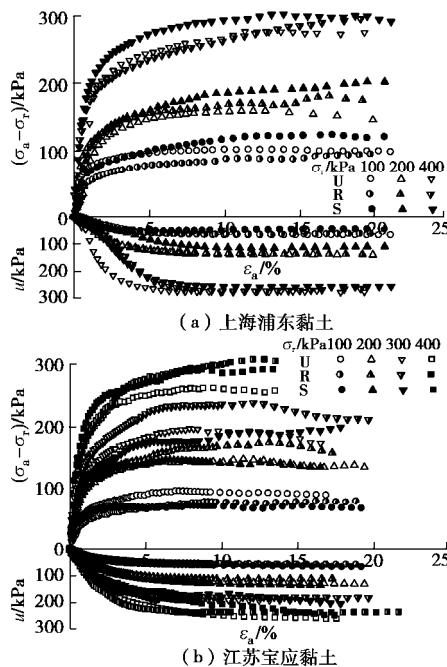
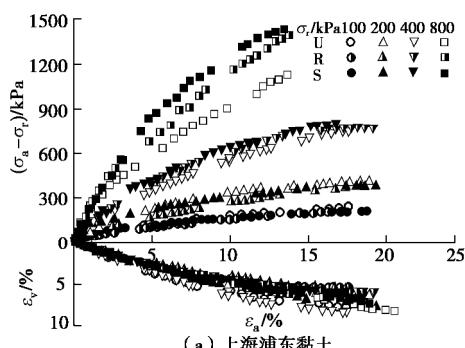
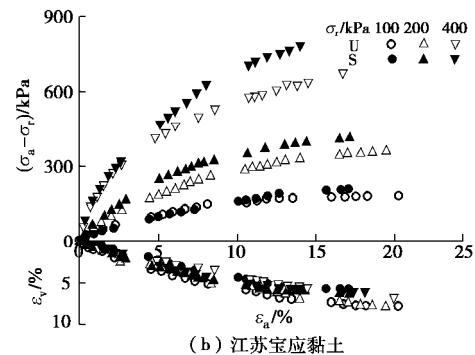


图3 不同土样的偏应力-应变-孔压曲线(固结不排水剪)

Fig. 3 Deviatoric stress-strain-pore pressure curves of different samples (CU tests)



(a) 上海浦东黏土



(b) 江苏宝应黏土

图4 不同土样的偏应力-应变-体变曲线(固结排水剪)  
Fig. 4 Deviatoric stress-strain-volume strain curves of different samples (CD tests)

图5为2种软黏土的原状样、重塑样和泥浆样的三轴剪切前的孔隙比较图。从图中可看出, 相同的固结压力作用下, 两种软黏土原状样的孔隙比均大于重塑样的孔隙比, 且在同一围压下上海软黏土原状样的剪切前孔隙比与泥浆样或重塑样的孔隙比差值较大, 从而导致其抗剪强度明显低于泥浆样或重塑样; 泥浆样的孔隙比虽略大于重塑样的孔隙比, 但泥浆样的孔径大小分布较为均匀<sup>[8]</sup>, 因此, 同一围压下, 泥浆样和重塑样的抗剪强度基本一致。对于宝应软黏土, 由于固结压力在100 kPa时, 3种土样的孔隙比基本一致, 因此, 原状样的强度大于相应的重塑样或泥浆样的强度。随着固结压力的增大, 重塑样的剪切前孔隙比明显的小于泥浆样或原状样, 因而重塑样的强度明显的大于泥浆样或原状样; 当固结压力较大时, 泥浆样的剪切前孔隙比也小于原状样的剪切前孔隙比, 导致高围压下的泥浆样强度大于原状样的强度。

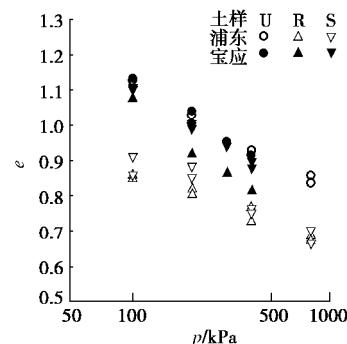


图5 两种软黏土不同土样的剪切前孔隙比比较

Fig. 5 Comparison of void ratios between different samples of two soft clays before shear

### 2.3 相同孔隙比下强度分析

图3, 4的剪切试验结果表明, 不同制样土样在同一围压下剪切时, 由于孔隙比及孔径分布存在的差异, 使不同软黏土的不同制样土样的抗剪强度大小规律并不相同, 由于本文重点关注土体的孔径分布对软黏土的力学特性的影响, 因此, 比较不同孔径分布的原状样、重塑样和泥浆样的抗剪强度关系时, 需消除孔隙比对土体强度的影响。即, 比较孔隙比相同条件下三

者的强度关系。

Hong 等<sup>[14]</sup>将试验得到的不排水抗剪强度与土样剪切后的比容  $v$  ( $v=1+e$ ) 整理后, 分析了相同孔隙比条件下, Ariake 软黏土原状样和重塑样的强度关系。为比较相同孔隙比条件下原状样、重塑样和泥浆样的强度大小关系, 本文用类似方法对 2 种软黏土的原状样、重塑样和泥浆样的临界状态孔隙比  $e_f$  与相应的排水或不排水剪切强度  $q_f$  进行整理, 得到图 6 所示的  $e_f - q_f$  曲线。其中, 考虑有部分试样由于安装偏差、变形不均匀等导致土体抗剪强度达到峰值后略有下降, 影响它们在同一应变下强度的可比性, 因此,  $q_f$  选用是应力-应变曲线中的最大值, 图 6 的试验结果显示, 无论是上海软黏土还是宝应软黏土, 原状样的  $e_f - q_f$  曲线均位于相应泥浆样的上方, 泥浆样的  $e_f - q_f$  曲线则均位于相应重塑样的上方, 说明若 3 种不同土样的孔隙比相同时, 则原状样的强度将大于相应泥浆样的强度, 泥浆样的强度将大于相应重塑样的强度, 与图 2 中不同土体抵抗压缩变形的规律一致。考虑到三轴剪切试验的围压均大于原状样结构屈服应力, 且原状样本身的胶结强度不高及胶结结构是土体结构中的非稳定结构, 具有容易破坏的特点<sup>[3, 15]</sup>, 可认为剪切试验时, 原状样的胶结结构已基本破坏, 影响土体强度的主要因素为结构中较为稳定的组构, 即孔隙的形态、大小、数量以及分布情况。因此, 需要从微观孔径分布方面去解释引起原状样、重塑样和泥浆样强度特性差异的原因。

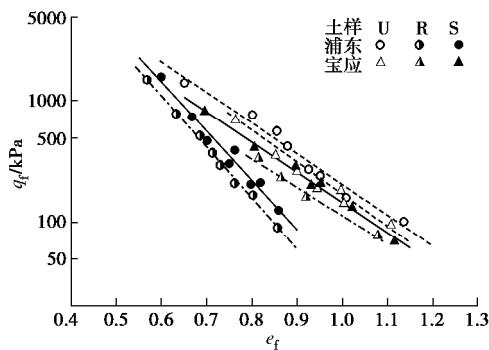


图 6 不同制样试样的  $e_f - q_f$  曲线比较

Fig. 6 Comparison of  $e_f - q_f$  curves between different preparations

### 3 压汞试验及分析

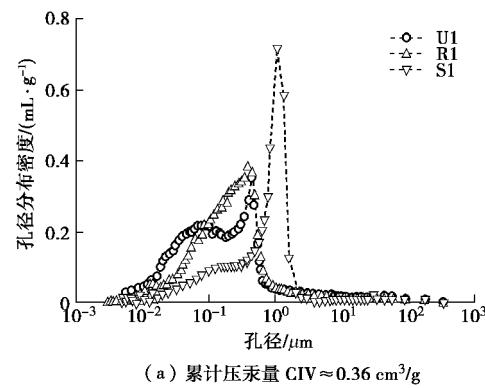
对孔隙比相近的上海软黏土原状样、重塑样和泥浆样分别开展压汞试验, 用于分析不同制样土样的孔径分布情况, 得到图 7, 8 所示的累计压入汞总体积量 CIV (cumulative intruded volume) 相近 (即相近孔隙比的土样) 的不同土样孔径分布密度曲线和累计压入汞体积曲线。不同试样的固结压力、压缩试验推算的孔隙比  $e_c$  及累计压入汞体积量详见表 2。

表 2 累计压入汞总体积相近的不同土样的孔径分布比较

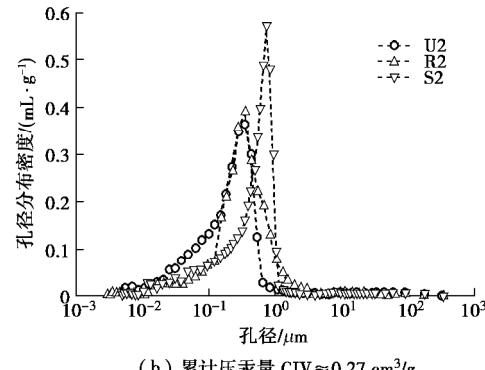
Table 2 Comparison of pore-size distribution among different samples under close cumulative intruded volume

图号	试样	最大固结压力/kPa	孔隙比 $e_c$	总累计压汞量 $/(cm^3 \cdot g^{-1})$	$>0.2 \mu m$ 体积 $/(cm^3 \cdot g^{-1})$	$>0.2 \mu m$ 所占比例 /%
7(a)	U1	200	1.026	0.380	0.180	47.37
	R1	100	0.988	0.377	0.279	74.00
	S1	100	0.953	0.361	0.290	80.33
8(b)	U2	800	0.794	0.280	0.165	58.93
	R2	400	0.753	0.277	0.212	76.53
	S2	400	0.779	0.268	0.210	78.36
7(c)	U3	1600	0.644	0.224	0.128	57.14
	R3	1600	0.581	0.213	0.137	64.32
	S3	1600	0.559	0.221	0.148	66.97

图 7 的孔径分布密度曲线表明: 虽然饱和状态下的原状样、重塑样和泥浆样的分布密度曲线均为典型的单峰孔径结构, 但是累计压入汞总体积量基本相同的三者 (U 样、R 样、S 样) 的孔径分布曲线却存在明显的差异, 说明制样方式对试样的孔径分布产生重要影响。土样的孔径分布密度曲线峰值的相对位置说明泥浆样的孔径相对较大, 孔径分布相对集中。随着固结压力的增大, 土样的孔径分布范围逐渐减小, 说明土样的孔径分布随固结压力的增大也趋于集中, 尤其是原状样和重塑样, 这种现象更加明显。然而, 制样方式不同导致的孔径分布差别并不会随着固结压力的增大而消除, 如图 8(c) 所示, 当固结压力达到 1600 kPa 时, 不同试样的孔径分布曲线仍存在不小的差别。张先伟等<sup>[7]</sup>认为这是由于土体的初始结构破坏后, 微观孔径分布会发生重组, 并根据受力情况发生新的调节, 达到与对应压力相适应的结构形态。



(a) 累计压汞量  $CIV \approx 0.36 \text{ cm}^3/\text{g}$



(b) 累计压汞量  $CIV \approx 0.27 \text{ cm}^3/\text{g}$

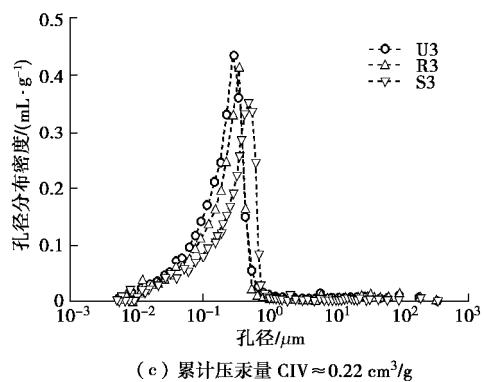


图 7 在相同孔隙比下不同制样土样孔径分布密度曲线

Fig. 7 Pore-size distribution density curves of differently prepared samples under same void ratio

为进一步明确土样的孔径分布对土样抗剪强度产生影响的机理, 需要详细分析土体中不同孔径范围的各孔径组对抵抗外力的能力。吕海波等<sup>[16]</sup>根据琼州海峡软黏土的压汞试验结果得出外力超过结构屈服应力后, 最大孔隙先受到影响, 随着压力的增加, 越来越

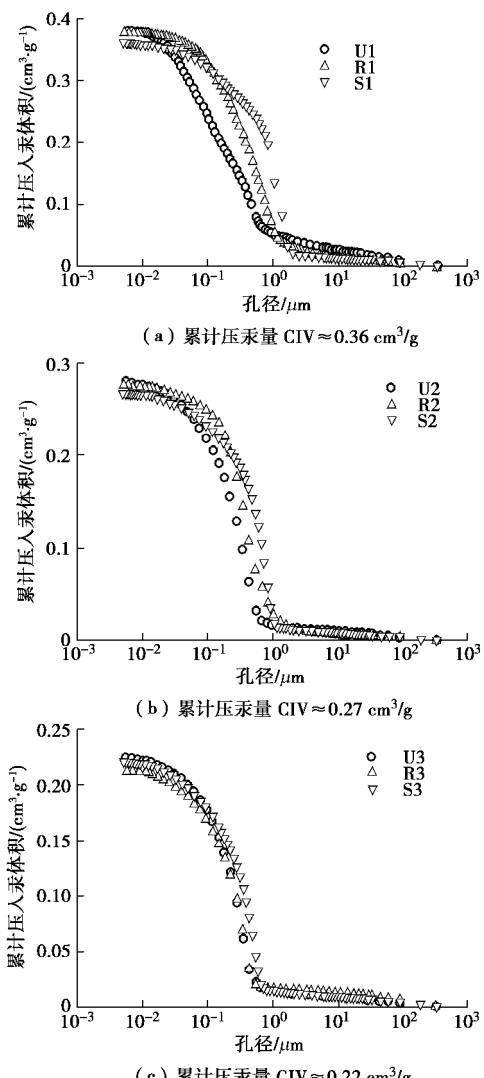


图 8 不同土样在相近孔隙比下的累计压入汞体积曲线

Fig. 8 Cumulative intruded volume curves of differently prepared samples under close void ratio

小的孔隙受到影响; 张先伟等<sup>[17]</sup>基于湛江软黏土的试验结果则认为体积含量高的孔隙组在外力应力下优先调整。但是, 他们的试验结果均表明, 土样中的微孔隙几乎不会随着固结压力的改变而发生变化。因此, 本文从同一孔隙比下, 对应力敏感的孔径尺寸大于微孔隙的孔隙累计体积量来分析土体抗剪强度的关系。

图 9 为采用具有较好科学依据的分形几何方法确定上海软黏土的孔径划分界限。从图中可看出, 上海软黏土以 0.2 μm 孔径作为划分小孔隙和微孔隙的界限尺寸。从图 8 所示的不同土样累计压入汞体积曲线可得到不同试样的孔径大于 0.2 μm 的累计孔隙体积, 具体数据详见表 2。表 2 中的累计体积表明, 相近累计压入汞总体积量时, 孔径大于 0.2 μm 的原状样孔隙体积积累量明显的小于泥浆样或重塑样, 而泥浆样和重塑样的孔隙累计体积则基本相同。随着固结压力的增加, 原状样中孔径大于 0.2 μm 的累计孔隙体积与泥浆样或重塑样的差值逐渐减小, 当固结压力足够大 (1600 kPa) 时, 三者的单位土体积的孔隙体积基本相同。由于相近孔隙比条件下, 原状样中孔径在 0.2 μm 以上孔隙体积量的比例最小, 即孔径小于 0.2 μm 微孔隙体积量的比例最大, 因而其抗剪强度将明显高于其他两种土样。孔隙比越大, 即累计压入汞总体积量越大, 原状样与泥浆样或重塑样的强度差异越明显, 与图 6 的三轴剪切试验结果基本一致。对于重塑样和泥浆样的抗剪强度比较, 可从孔径分布的均匀性方面去解释, 图 7 的孔径分布密度曲线表明, 泥浆样孔径分布明显比重塑样的集中, 而孔径分布的集中程度对土样的抗剪强度也有不同程度影响, 因而, 泥浆样的强度大于相应重塑样的强度。

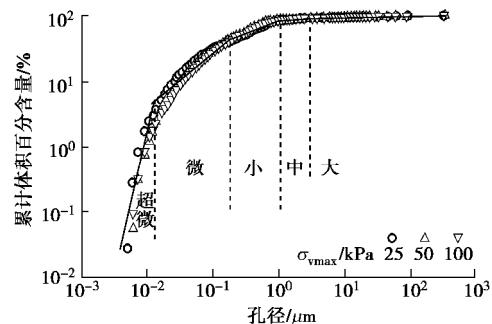


图 9 不同固结压力的原状样的孔隙分形曲线

Fig. 9 Pore-size distribution curves of undisturbed samples under different consolidation pressures

#### 4 组构参数归一化

考虑到本次剪切试验采用的剪切围压均大于土体的结构屈服应力以及胶结是土体结构中的非稳定结构, 容易破坏的特点<sup>[3, 15]</sup>, 可认为固结压力大于土体的结构屈服应力后, 原状样的胶结结构已基本破坏,

导致土样变形、强度特性差异的主要原因是土体的孔隙比及孔径分布, 即土结构中的组构部分。压汞试验结果也表明, 不同制样方式得到的试样的孔径分布存在明显差异, 且这种差异并不会随固结应力的增加而消除。考虑到土体的孔径大小及分布复杂且影响因素众多, 准确地量化描述相对困难。另外, Hong 等<sup>[18]</sup>试验结果表明, 由于土体吸力的影响, 泥浆样的压缩曲线在固结应力极小时并不是一条直线, 但当压力大于 10 kPa 后, 其压缩曲线则基本为一条直线。因此, 本文通过将屈服应力后的压缩曲线外延至 10 kPa 时的孔隙比定义为参考孔隙比  $e_{10}^*$ , 用于简单量化土的组构, 如图 10 所示, 即, 用图中的孔隙比  $e_{10}^*$  简单地量化土的组构, 建立其土体的微观结构和宏观力学之间的联系。

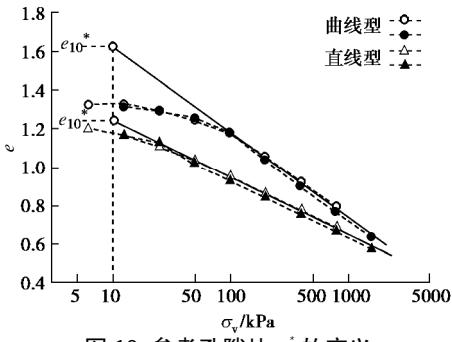


图 10 参考孔隙比  $e_{10}^*$  的定义

Fig. 10 Definitions of reference void ratio  $e_{10}^*$

将两种软黏土的不同土样的单向压缩曲线、临界破坏状态的  $e_f - q_f$  曲线以参考孔隙比  $e_{10}^*$  进行归一化整理后, 得到图 11, 12 所示的结果。其中, 图 11 中的 PD(O)、PD(I) 分别表示的是上海浦东软黏土单向压缩和等向压缩的试验结果; BY(O)、BY(I) 分别表示江苏宝应软黏土单向压缩和等向压缩的试验结果。

图 11 的结果显示, 用参考孔隙比  $e_{10}^*$  进行归一化整理后, 软黏土原状样、重塑样和泥浆样单向试验得到的  $e - s_v$  曲线可归一化为  $e/e_{10}^* - s_v$  曲线 (相关度  $R^2=0.964$ ), 且将图 5 中剪切前的等向固结试验数据整理后, 发现其试验点也位于拟合曲线的附近, 说明该拟合曲线也同样适用于等向压缩的试验结果。

图 12 的结果显示, 不同软黏土的原状样、重塑样和泥浆样剪切试验得到的  $e_f - q_f$  曲线也可归一化为  $e_f/e_{10}^* - q_f$  曲线 (相关度  $R^2=0.928$ )。图 11, 12 的归一化结果表明, 当固结应力大于结构屈服应力后, 原状样与没有胶结作用的重塑样和泥浆样的  $e/e_{10}^* - \sigma_v$ 、 $e_f/e_{10}^* - q_f$  曲线基本一致, 再次证明当固结压力大于结构屈服应力后, 原状样的非稳定胶结结构已基本破坏, 影响土体的变形、强度力学特性的主要是土样的孔径大小及分布, 即土体的组构。用参考孔隙比  $e_{10}^*$  归一化后, 则可消除土体组构的影响。因此, 参考孔隙比  $e_{10}^*$  简单

表示土的组构, 是合理有效的。

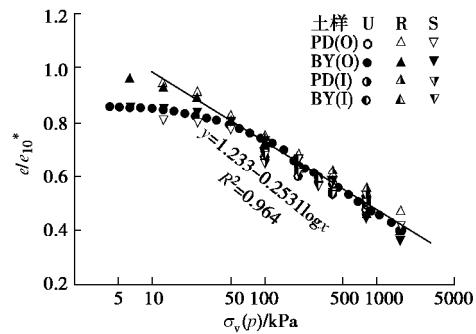


图 11 不同土样的  $e/e_{10}^* - \sigma_v(p)$  曲线

Fig. 11  $e/e_{10}^* - \sigma_v(p)$  curves of different samples

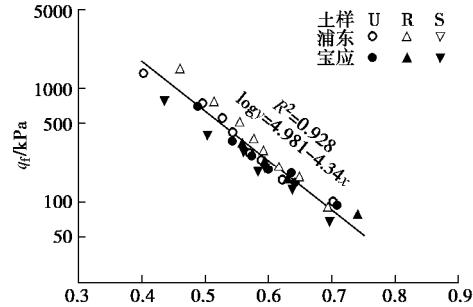


图 12 不同土样的  $e_f/e_{10}^* - q_f$  曲线

Fig. 12  $e_f/e_{10}^* - q_f$  curves of different samples

## 5 结 论

本文对两种软黏土的原状样、重塑样和泥浆固结样进行单向压缩和三轴剪切试验。重点分析和比较了不同制样方法得到的土样强度特性的差异, 得出孔隙比及孔径分布对土体强度特性具有重要影响, 并从孔隙体积量上对三者的强度大小关系进行了详细解释。用简单表示组构的参考孔隙比  $e_{10}^*$  归一化整理, 不仅适用于不同土样的单向、等向压缩试验结果, 而且适用于不同土样的抗剪强度, 验证  $e_{10}^*$  表示组构是简单有效的。具体结论如下:

(1) 不同软黏土的原状样、重塑样和泥浆样在相同围压下剪切时, 三者的强度关系规律并不相同。这是由于同一围压下, 不同孔径分布会导致不同土体的强度存在差异, 而且会导致它们在剪切前孔隙比存在差异, 进而影响土体的抗剪强度。因此, 比较不同土样在相同围压下的抗剪强度时, 应考虑土体孔隙比和孔径分布的综合效果。

(2) 3 种制样土样的孔隙比相近时, 原状样的抗剪强度大于泥浆样的抗剪强度, 泥浆样的抗剪强度大于重塑样的抗剪强度, 且单向压缩曲线的相对位置也印证了此结论的合理性。这是由于相近孔隙比下, 原状样中孔径大于 0.2  $\mu\text{m}$  的孔隙体积量明显小于泥浆样或重塑样的孔隙体积量; 而孔隙体积接近的泥浆样和重塑样抗剪强度的差异则是由于泥浆样的孔径分布

集中程度优于重塑样的孔径分布导致的。

(3) 当固结应力大于结构屈服应力后, 原状样与没有胶结强度的重塑样的  $e/e_{10}^* - p_f$ 、 $e_f/e_{10}^* - q_f$  曲线基本一致, 说明原状样在结构屈服应力后, 土体结构中非稳定的胶结结构已基本破坏, 不同土样变形、强度特性差异的主要原因是土体的孔隙比以及孔径分布, 即土的组构引起的, 且用参考孔隙比  $e_{10}^*$  作为组构参数是简单有效的。

## 参考文献:

- [1] MITCHELL J K. Fundamentals of soil behavior[M]. New York: Wiley, 1976.
- [2] LEROUËT S, VANGHAN P R. The general and congruent effects of structure in soils and weak rocks[J]. Géotechnique, 1990, **40**(3): 467 - 488.
- [3] BURLAND J B. On the compressibility and shear strength of natural clay [J]. Géotechnique, 1990, **40**(3): 329 - 378.
- [4] BURLAND J B, RAMPELLO S, GEORGIANOU V N, et al. A laboratory study of the strength of four stiff clays[J]. Géotechnique, 1996, **46**(3): 491 - 514.
- [5] 吕海波, 汪 稳, 孔令伟, 等. 结构性对琼州海峡软土压缩特性的影响[J]. 岩土力学, 2001, **22**(4): 467 - 473. (LÜ Hai-bo, WANG Ren, KONG Ling-wei, et al. The influences of soil structure on compressibility of Qiongzhou Strait soft marine clay[J]. Rock and Soil Mechanics, 2001, **22**(4): 467 - 473. (in Chinese))
- [6] 陈铁林, 周 成, 沈珠江. 结构性黏土压缩和剪切特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2004, **26**(1): 31 - 35. (CHEN Tie-lin, ZHOU Cheng, SHEN Zhu-jiang. Compression and shear test of structured clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, **26**(1): 31 - 35. (in Chinese))
- [7] 张先伟, 孔令伟, 李 峻, 等. 黏土触变过程中强度恢复的微观机理[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(8): 1407 - 1413. (ZHANG Xian-wei, KONG Ling-wei, LI Jun, et al. Microscopic mechanism of strength increase of clay during thixotropic process[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(8): 1407 - 1413. (in Chinese))
- [8] 孙德安, 高 游. 不同制样方法非饱和土的持水特性研究[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(1): 91 - 97. (SUN De-an, GAO You. Water retention behavior of soils with different preparations[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(1): 91 - 97. (in Chinese))
- [9] LACASSE S, BERRE T, LEFEBVRE G. Block sampling of sensitive clays[C]// Proceedings of 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. San Francisco, 1985: 887 - 892.
- [10] VAID Y P, CAMPANELLA R G. Time-dependent behavior of undisturbed clays[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1977, **103**(7): 693 - 709.
- [11] ZHU J G, YIN J H. Strain-rate-dependent stress-strain behavior of overconsolidated Hong Kong marine clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2000, **37**(6): 1272 - 1282.
- [12] 齐剑峰, 莱茂田, 聂 影, 等. 饱和黏土剪切变形与强度特性试验研究[J]. 大连理工大学学报, 2008, **48**(4): 551 - 556. (QI Jian-feng, LUAN Mao-tian, NIE ning, et al. Experiment -al study of shear and strength behavior of saturated clay[J]. Journal of Dalian University of Technology, 2008, **48**(4): 551 - 556. (in Chinese))
- [13] 刘汉民, 孟 斌, 吴 恒, 等. 冷冻与置换干燥法制备海积软土压汞试样的制备效果对比试验[C]//第十七届中国海洋(案)工程学术讨论会论文集. 南宁, 2015. (LIU Han-min, MENG Bin, WU Heng, et al. Comparative test on preparation effect of marine soft clay specimens for mercury intrusion porosimetry with freezing and drying methods[C]// Proceedings of 17th Conference on China Ocean Engineering. Nanning, 2015. (in Chinese))
- [14] HONG Z S, SHEN S L, DENG Y Y, et al. Loss of soil structure for natural sedimentary clays[J]. Geotechnical Engineering, 2007, **160**(3): 153 - 159.
- [15] BAUDET B, STALLEBRASS S. A constitutive model for structured clays[J]. Géotechnique, 2004, **54**(4): 269 - 278.
- [16] 吕海波, 赵艳林, 孔令伟, 等. 利用压汞试验确定软土结构性损伤模型参数[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, **24**(5): 854 - 858. (LÜ Hai-bo, ZHAO Yan-lin, KONG Ling-wei, et al. Determining parameters of damage model of soft soils using mercury intrusion porosimetry[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, **24**(5): 854 - 858. (in Chinese))
- [17] 张先伟, 孔令伟, 郭爱国, 等. 不同固结压力下强结构性黏土孔隙分布试验研究[J]. 岩土力学, 2014, **35**(10): 2794 - 2800. (ZHANG Xian-wei, KONG Ling-wei, GUO Ai-guo, et al. Experiment study of pore distribution of strong structural clay under different consolidation pressures[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(10): 2794 - 2800. (in Chinese))
- [18] HONG Z S, YIN J, CUI Y J. Compression behaviour of reconstituted soils at high initial water contents[J]. Géotechnique, 2010, **60**(9): 691 - 700.

DOI: 10.11779/CJGE201712020

# 内源爆炸荷载作用下饱和土中圆形衬砌隧道的瞬态响应解答

高 盟<sup>1, 2</sup>, 张继严<sup>1, 2</sup>, 王 澄<sup>1, 2</sup>, 晁明颂<sup>1, 2</sup>, 陈青生<sup>3</sup>

(1. 山东科技大学山东省土木工程防灾减灾重点实验室, 山东 青岛 266590; 2. 山东科技大学土木工程与建筑学院, 山东 青岛 266590;  
3. 新加坡国立大学土木与环境工程系, 新加坡 119077)

**摘要:** 内源爆炸荷载作用下隧道的动力响应, 经常被简化为以爆源为中心的二维平面应变问题, 其实际上是一个三维岩土工程问题。为评价隧道爆源及周围区域的爆炸破坏, 采用 Laplace 和 Fourier 变换, 提出一种在内源爆炸荷载作用下, 饱和土体中圆形衬砌隧道的瞬态响应精确解答。基于 Biot 波动理论, 将周围土体和衬砌结构分别看成饱和两相介质和弹性介质, 推求了 Laplace 和 Fourier 变换域内爆炸荷载作用下衬砌和周围饱和土体的动力响应解析解。利用 Laplace 和 Fourier 反变换的数值方法, 进行了爆炸荷载作用下衬砌和周围土体的动力响应数值分析。结果表明: 与简化的二维平面应变模型相比, 基于三维模型得到的切向应力、径向位移和孔隙水压力较小; 隧道的动力响应随时间而迅速减小, 并随着与爆源距离的增加, 而在径向和轴向上呈指数衰减。

**关键词:** 圆形衬砌隧道; 饱和土体; 三维动力响应; 内源爆炸荷载; Laplace 变换; Fourier 变换

**中图分类号:** TU43      **文献标识码:** A      **文章编号:** 1000-4548(2017)12-2304-08

**作者简介:** 高 盟(1974-), 男, 博士, 副教授, 硕士生导师, 主要从事土动力学、桩基工程及环境土工方面的研究工作。E-mail: mega2328@hotmail.com。

## Exact solutions for dynamic responses of a cylindrical lined tunnel in saturated soil to internal blast loads

GAO Meng<sup>1, 2</sup>, ZHANG Ji-yan<sup>1, 2</sup>, WANG Ying<sup>1, 2</sup>, CHAO Ming-song<sup>1, 2</sup>, CHEN Qing-shen<sup>3</sup>

(1. Shandong University of Science and Technology, Shandong Province Key Laboratory of Civil Engineering & Disaster Prevention and Mitigation, Qingdao 266590, China; 2. Institute of Civil Engineering and Architecture, Shandong University of Science and Technology, Qingdao 266590, China; 3. Department of Civil and Environmental Engineering, National University of Singapore, Singapore 119077, Singapore)

**Abstract:** The dynamic response of tunnels under internal explosion in reality is a three-dimensional geotechnical problem, however, it is often simplified as a plane strain problem in 2D model which can only deal with the dynamic responses of tunnels at the source of explosion. To evaluate the damage of the explosion to the surrounding areas of the tunnel apart from the section at the source of explosion, a set of exact solutions for the three-dimensional dynamic responses of a cylindrical lined tunnel in saturated soil due to internal blast loads are derived by using the Fourier transform and Laplace transform. The surrounding soil is modelled as the saturated medium based on the Biot theory and the lining structure modeled as the elastic medium. By utilizing a reliable and efficient numerical method for the inverse Laplace transform and Fourier transform, the numerical solutions for the dynamic responses of the lining and surrounding soil are obtained. The 3D dynamic responses of the lined tunnel and the surrounding saturated soil medium due to internal blast loads are then presented and discussed. The results show that (a) compared to the simplified 2D plane strain model, the 3D model yields smaller predictions in the hoop stresses, radial displacements, and pore water pressures; (b) the dynamic responses of tunnels decrease sharply in an oscillating manner as the time elapses, while such responses attenuate exponentially with the increasing distance away from the explosion source center at both radial and axial directions of the tunnel.

**Key words:** cylindrical lined tunnel; saturated soil; three-dimensional dynamic response; internal blast load; Fourier transform; Laplace transform

基金项目: 山东省自然科学基金面上项目(ZR201702160391); 山东科技大学科研创新团队资助项目(2015KYTD104)

收稿日期: 2016-11-14

\*通讯作者 (E-mail: hopeywwgy@hotmail.com)



## 0 引言

21 世纪是地下工程的大发展时代, 尤其是地下交通隧道及各种流体运输管道大力建设, 如海底隧道及各大城市的地铁隧道、石油天然气运输管道及热力管道。这些地下衬砌结构给人们带来便利的同时, 也会面临内爆炸荷载的威胁, 而引起地下衬砌结构及周围土体的损伤。因此, 研究内爆炸荷载作用下地下衬砌结构的动力响应对地下结构的抗爆防爆具有重要意义。

Senjuntichai 等<sup>[1]</sup>给出了内部瞬态荷载下圆柱形无衬砌结构隧洞的动力响应解答。Kattis 等<sup>[2]</sup>用边界元法得出了无限饱和多孔介质中简谐波入射作用下衬砌隧道和非衬砌隧道的动力响应解析解; Osinov<sup>[3]</sup>研究了作用于衬砌上的爆炸荷载引起的饱和粗粒土中隧道的动力响应; 徐长节等<sup>[4-5]</sup>采用饱和土力学模型和黏弹性两相介质模型, 考虑土骨架的黏性以及流体与固体之间的耦合作用, 分别求解了黏弹性饱和和准饱和土中球空腔的动力响应问题。刘干斌等<sup>[6]</sup>通过引入 Carcione 的黏弹性本构方程, 得到了饱和多孔介质中圆柱形孔洞在衬砌表面作用轴对称简谐荷载和流体压力条件下的频域解答。高盟等<sup>[7-10]</sup>将饱和土体和衬砌结构分别视为流固耦合介质和弹性均匀介质, 引入势函数将土体的位移控制方程化为二维轴对称波动方程, 研究了内源荷载作用下圆柱形孔洞的动力响应问题。随后, 又探讨了耦合质量对均布突加荷载作用下衬砌结构瞬态响应的影响。蔡袁强等<sup>[11-12]</sup>应用 Biot 波动理论, 对衬砌应用 Flügge 壳体理论, 利用 Laplace 变换及数值逆变换, 得到爆炸荷载作用下圆形隧道的 Laplace 变换解和时域解。高华喜等<sup>[13]</sup>引入与孔隙流体体积分数有关的应力系数, 采用饱和多孔介质理论和黏弹性理论, 在频率域内给出了内水压力作用下饱和土和衬砌位移、应力和孔压的表达式。王滢等<sup>[14-15]</sup>根据牛顿第二定律、达西定律和 Biot 波动理论, 探讨了饱和度对准饱和土中圆柱形衬砌的瞬态动力响应。随后, 推导出了半空间饱和介质的控制方程, 给出了圆柱形衬砌隧道在突加荷载、阶跃荷载和三角形脉冲荷载作用下的时域解。以上文献均将内爆炸问题简化为球对称问题或平面应变问题, 实际上, 内源爆炸荷载作用下圆形衬砌隧道的动力响应问题是三维问题。

本文在 Biot 波动理论和达西定律的基础上, 推导出 Fourier 变换域内爆炸荷载作用下圆形衬砌及周围饱和土体的无量纲控制方程; 引入势函数并进行 Laplace 变换, 分别求得衬砌结构和饱和土体的通解, 结合边界条件求出特解; 应用 Laplace 变换和 Fourier

逆变换, 得出相应的时域解。

## 1 理论方程推导

一无限长深埋隧道受到内源爆炸荷载作用, 如图 1 所示建立坐标系, 径向为  $r$ , 轴向为  $z$ , 切向为  $\theta$ 。

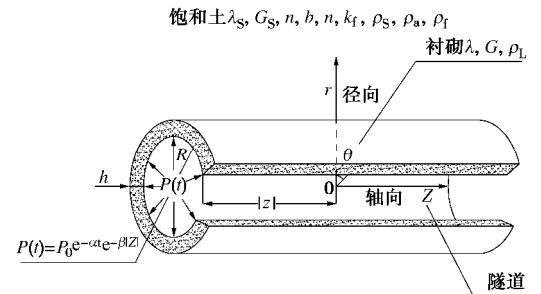


图 1 分析模型

Fig. 1 Analysis model

爆炸荷载以爆源为中心, 沿隧道  $z$  轴向两侧逐渐衰减, 是三维荷载, 其表达式为

$$P(t) = P_0 e^{-\alpha t} e^{-b|z|}, \quad (1)$$

式中,  $P_0$  为爆炸荷载最大值,  $a$  和  $b$  为爆炸荷载衰减系数。

图 1 所述问题是三维空间轴对称问题, 直接推求其理论解答较为困难。考虑到该模型沿隧道轴向轴对称, 取轴向为  $z$  的某一截面, 在该截面上对坐标变量  $z$  和爆炸荷载进行 Fourier 变换, 求出该截面上的 Fourier 变换域内的解答后, 再进行反 Fourier 变换从而得到问题的解答。

在坐标为  $z$  的某一截面上, 根据文献[10], 由圆形衬砌结构的运动方程、几何方程和物理方程可得衬砌结构的无量纲控制方程:

$$\frac{\partial^2 u_L^*(r^*, w, t^*)}{\partial r^{*2}} + \frac{1}{r^*} \frac{\partial u_L^*(r^*, w, t^*)}{\partial r^*} - \frac{u_L^*(r^*, w, t^*)}{r^{*2}} = \frac{1}{c^{*2}} \frac{\partial^2 u_L^*(r^*, w, t^*)}{\partial t^{*2}}. \quad (2)$$

由衬砌周围饱和多孔介质的运动方程、几何方程和物理方程可得无量纲化的控制方程:

$$\left. \begin{aligned} & (I_s^* + 2G_s^*) \left( \nabla^2 - \frac{1}{r^{*2}} \right) u_r^*(r^*, w, t^*) = \frac{b^*}{n} \frac{\partial}{\partial t^*} [u_r^*(r^*, w, t^*) - \\ & w_r^*(r^*, w, t^*)] + r_{11}^* \frac{\partial^2 u_r^*(r^*, w, t^*)}{\partial t^{*2}} - \frac{1-n}{n} r_{22}^* \frac{\partial^2 w_r^*(r^*, w, t^*)}{\partial t^{*2}}, \\ & (1-n)k_f^* \frac{\partial e^*}{\partial r^*} + nk_f^* \frac{\partial x^*}{\partial r^*} = b^* \frac{\partial}{\partial t^*} [w_r^*(r^*, w, t^*) - u_r^*(r^*, w, t^*)] + \\ & r_{22}^* \frac{\partial^2 w_r^*(r^*, w, t^*)}{\partial t^{*2}}, \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

式中,  $u_L^*(r^*, w, t^*)$ ,  $u_r^*(r^*, w, t^*)$ ,  $w_r^*(r^*, w, t^*)$  分别为  $z$  截面处衬砌、土骨架和孔隙流体的归一化径向位移。

以上各式中, 其它归一化的参数为

$$\left. \begin{aligned} r^* &= r/R, \\ t^* &= t/(R(r/G_a)^{0.5}), \\ c^{*2} &= (I^* + 2G^*)/r_L^*, \\ \nabla^2 &= (\partial^2 + \partial r^*) + (\partial/\partial r^*)/r^*, \\ r_L^* &= r_L/r, \\ I^* &= I/G_a, \\ G^* &= G/G_a, \\ I_s^* &= I_s/G_a, \\ G_s^* &= G_s/G_a, \\ b^* &= b/(R(r/G_a)^{0.5}), \\ r_{11}^* &= r_{11}/r, \\ r_{22}^* &= r_{22}/r, \\ k_f^* &= k_f/G_a, \\ P_0^* &= P_0/G_a, \\ h^* &= h/R, \\ e^* &= (\partial u_r^*/\partial r^*) + u_r^*/r^*, \\ x^* &= (\partial w_r^*/\partial r^*) + w_r^*/r^*. \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

式中  $R$  为隧道内半径,  $k_f$  表示孔隙流体的体积模量,  $G_a = (G + G_s)/2$ ;  $I$  和  $G$  为弹性常数,  $w$  是 Fourier 变换参数,  $r_{11} = (1-n)r_s + r_a$ ,  $r_{22} = n r_f + r_a$ ,  $r = (1-n)r_s + r_f$ 。其中  $r$ ,  $r_s$  和  $r_f$  分别表示混合密度、土的密度和流体的密度,  $r_a$  为附加质量的密度;  $n$  为土体孔隙率;  $b = hn^2/k_d$ , 表示黏性耦合系数, 其中  $k_d$  和  $h$  分别是渗透系数和流体黏滞系数;  $I_s$  和  $G_s$  是拉梅常数, 下标  $s$  和  $L$  分别代表土体和衬砌; 其它变量可参考文献 [10]。

对爆炸荷载以坐标  $z$  为变量进行 Fourier 变换, 式 (1) 可改写为

$$P(t) = \frac{2b}{b^2 + w^2} P_0^* e^{-at} \quad (5)$$

采用文献[10]的推导过程和方法, 可得任意截面处隧道衬砌和周围饱和土体的动力响应通解。

隧道衬砌的动力响应通解为

$$u_L^*(r^*, w, p) = A_L k I_1(kr^*) - B_L k K_1(kr^*) \quad (6)$$

$$s_L^r(r^*, w, p) = \left[ (I^* + 2G^*) k^2 I_0(kr^*) - 2G^* k I_1(kr^*)/r^* \right] A_L + \left[ (I^* + 2G^*) k^2 K_0(kr^*) + 2G^* k K_1(kr^*)/r^* \right] B_L \quad (7)$$

$$s_L^q(r^*, w, p) = \left[ I^* k^2 I_0(kr^*) + 2G^* k I_1(kr^*)/r^* \right] A_L + \left[ I^* k^2 K_0(kr^*) - 2G^* k K_1(kr^*)/r^* \right] B_L \quad (8)$$

式中  $s_L^r(r^*, w, p)$  和  $s_L^q(r^*, w, p)$  分别表示变换域

内径向应力和切向应力;  $A_L$ ,  $B_L$  为任意常数;  $I_0$ ,  $K_0$  分别为零阶第一类和第二类修正的 Bessel 虚宗量;  $I_1$  和  $K_1$  分别为一阶第一类和第二类修正 Bessel 虚宗量。

衬砌周围饱和土体的动力响应通解为

$$u_r^*(r^*, w, p) = -B_1 b_1 K_1(b_1 r^*) - B_2 b_2 K_1(b_2 r^*) \quad (9a)$$

$$w_r^*(r^*, w, p) = -a_1 B_1 b_1 K_1(b_1 r^*) - a_2 B_2 b_2 K_1(b_2 r^*) \quad (9b)$$

$$s_f^*(r^*, w, p) = -\frac{k_f^*}{n} [(1-n+na_1) B_1 b_1^2 K_0(b_1 r^*) + (1-n+na_2) B_2 b_2^2 K_0(b_2 r^*)] \quad (9c)$$

$$\begin{aligned} s_r^*(r^*, w, p) &= \left[ I_s^* + 2G_s^* + \frac{(1-n)(1-n+na_1)k_f^*}{n} \right] B_1 b_1^2 K_0(b_1 r^*) + \\ &\quad 2G_s^* B_1 b_1 K_1(b_1 r^*)/r^* + \\ &\quad \left[ I_s^* + 2G_s^* + \frac{(1-n)(1-n+na_2)k_f^*}{n} \right] B_2 b_2^2 K_0(b_2 r^*) + \\ &\quad 2G_s^* B_2 b_2 K_1(b_2 r^*)/r^* \quad , \end{aligned} \quad (9d)$$

$$\begin{aligned} s_q^*(r^*, w, p) &= \left[ I_s^* + \frac{(1-n)(1-n+na_1)k_f^*}{n} \right] B_1 b_1^2 K_0(b_1 r^*) - \\ &\quad 2G_s^* B_1 b_1 K_1(b_1 r^*)/r^* + \\ &\quad \left[ I_s^* + \frac{(1-n)(1-n+na_2)k_f^*}{n} \right] B_2 b_2^2 K_0(b_2 r^*) - \\ &\quad 2G_s^* B_2 b_2 K_1(b_2 r^*)/r^* \quad , \end{aligned} \quad (9e)$$

式中,  $s_f^*(r^*, w, p)$ ,  $s_r^*(r^*, w, p)$  和  $s_q^*(r^*, w, p)$  分别为变换域内衬砌周围饱和介质的孔隙水压力, 径向应力和切向应力,  $b_1$  和  $b_2$  为两种纵波  $P_1$  和  $P_2$  无量纲形式<sup>[10]</sup>,  $A_1$ ,  $A_2$ ,  $B_1$ ,  $B_2$  是未定系数。

## 2 待定常数确定

根据饱和土体与衬砌结构在接触面处的连续性条件, 有

$$u_L^*[(1+h^*), w, p] = u_r^*[(1+h^*), w, p] \quad (10a)$$

$$s_L^r[(1+h^*), w, p] = s_r^*[(1+h^*), w, p] \quad (10b)$$

$$w_r^*[(1+h^*), w, p] - u_r^*[(1+h^*), w, p] = 0 \quad (10c)$$

在衬砌结构的内边界上:

$$s_L^r(1, w, p) = -P(w, p) \quad (10d)$$

由定解条件可得待定系数:

$$A_L = \frac{2b}{b^2 + w^2} \frac{1}{a + p} P_0^* \cdot \left[ \frac{-T(E + BF) + J(X + BY)}{(TC - DS)(E + BF) - (DH + CJ)(X + BY)} \right], \quad (11a)$$

$$B_L = \frac{2b}{b^2 + w^2} \frac{1}{a + p} P_0^* \cdot \left[ \frac{H(X + BY) + S(E + BF)}{(TC - DS)(E + BF) - (DH + CJ)(X + BY)} \right], \quad (11b)$$

$$B_1 = \frac{2b}{b^2 + w^2} \frac{1}{a + p} P_0^*.$$

$$\left[ \frac{HT + SJ}{(TC - DS)(E + BF) - (DH + CJ)(X + BY)} \right], \quad (11c)$$

$$B_2 = \frac{2b}{b^2 + w^2} \frac{1}{a + p} P_0^*.$$

$$\left[ \frac{B(HT + SJ)}{(TC - DS)(E + BF) - (DH + CJ)(X + BY)} \right], \quad (11d)$$

$$\begin{aligned} \text{式中, } B &= -\frac{(1-a_1)b_1 K_1[b_1(1+h^*)]}{(1-a_2)b_2 K_1[b_2(1+h^*)]}, \quad C = (I^* + 2G^*) \cdot \\ &k^2 I_0(k) - 2G^* k I_1(k), \quad D = (I^* + 2G^*) k^2 K_0(k) + 2G^* \cdot \\ &k K_1(k), \quad E = b_1 K_1[b_1(1+h^*)], \quad F = b_2 K_1[b_2(1+h^*)], \\ &H = k I_1[k(1+h^*)], \quad J = k K_1[k(1+h^*)], \quad S = (I^* + 2G^*) \cdot \\ &k^2 I_0[k(1+h^*)] - 2G^* k I_1[k(1+h^*)]/(1+h^*), \quad T = (I^* + \\ &2G^*) \cdot k^2 K_0[k(1+h^*)] + 2G^* k K_1[k(1+h^*)]/(1+h^*), \quad X = \\ &\left[ I_s^* + 2G_s^* + \frac{(1-n)(1-n+n\alpha_1)k_f^*}{n} \right] \cdot b_1^2 K_0[b_1(1+h^*)] + 2G_s^* \cdot \\ &b_1 K_1[b_1(1+h^*)]/(1+h^*), \quad Y = \left[ I_s^* + 2G_s^* + \right. \\ &\left. \frac{(1-n)(1-n+n\alpha_2)k_f^*}{n} \right] \cdot b_2^2 K_0[b_2(1+h^*)] + 2G_s^* b_2 K_1 \cdot \\ &\left[ b_2(1+h^*) \right]/(1+h^*). \end{aligned}$$

因此, 任意截面  $z$  处的 Fourier 和 Laplace 空间解答为

$$u_L^*(r^*, w, p) = A_L k I_1(kr^*) - B_L k K_1(kr^*), \quad (12)$$

$$\begin{aligned} s_L^*(r^*, w, p) &= [(I^* + 2G^*) k^2 I_0(kr^*) - \\ &2G^* k I_1(kr^*)/r^*] A_L + [(I^* + 2G^*) k^2 I_0(kr^*) + \\ &2G^* k K_1(kr^*)/r^*] B_L, \quad (13) \end{aligned}$$

$$s_L^q(r^*, w, p) = [I^* k^2 I_0(kr^*) + 2G^* k I_1(kr^*)/r^*] A_L + [I^* k^2 K_0(kr^*) - 2G^* k K_1(kr^*)/r^*] B_L, \quad (14)$$

$$u_r^*(r^*, w, p) = -B_1 b_1 K_1(b_1 r^*) - B_2 b_2 K_1(b_2 r^*), \quad (15)$$

$$w_r^*(r^*, w, p) = -\alpha_1 B_1 b_1 K_1(b_1 r^*) - \alpha_2 B_2 b_2 K_1(b_2 r^*), \quad (16)$$

$$\begin{aligned} s_f^*(r^*, w, p) &= -\frac{k_f^*}{n} [(1-n+n\alpha_1) B_1 b_1^2 K_0(b_1 r^*) + \\ &(1-n+n\alpha_2) B_2 b_2^2 K_0(b_2 r^*)], \quad (17) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s_r^*(r^*, w, p) &= \left[ I_s^* + 2G_s^* + \frac{(1-n)(1-n+n\alpha_1)k_f^*}{n} \right] B_1 b_1^2 K_0(b_1 r^*) + \\ &\left[ I_s^* + 2G_s^* + \frac{(1-n)(1-n+n\alpha_2)k_f^*}{n} \right] B_2 b_2^2 K_0(b_2 r^*) + \\ &2G_s^* B_1 b_1 K_1(b_1 r^*)/r^* + 2G_s^* B_2 b_2 K_1(b_2 r^*)/r^*, \quad (18) \end{aligned}$$

$$s_q^*(r^*, w, p)$$

$$= \left[ I_s^* + \frac{(1-n)(1-n+n\alpha_1)k_f^*}{n} \right] B_1 b_1^2 K_0(b_1 r^*) +$$

$$\begin{aligned} &\left[ I_s^* + \frac{(1-n)(1-n+n\alpha_2)k_f^*}{n} \right] B_2 b_2^2 K_0(b_2 r^*) - \\ &2G_s^* B_1 b_1 K_1(b_1 r^*)/r^* - 2G_s^* B_2 b_2 K_1(b_2 r^*)/r^*. \quad (19) \end{aligned}$$

式中  $A_L$ ,  $B_L$ ,  $B_1$  和  $B_2$  是任意常数, 可根据边界条件和连续条件求出;  $p$  是 Laplace 变换参数;  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $b_1$  和  $b_2$  与文献[10]意义相同。

令  $z^*$ ,  $n$ ,  $r_f^*$  和  $k_f^*$  均等于 0, 饱和介质退化为弹性介质,  $b_1^2 = p^2/(I_s^* + 2)$ ,  $b_2^2 = 0$ 。再令土体和衬砌材料参数相同, 即  $r_L^* = r_s^*$ ,  $I^* = I_s^*$  和  $G^* = G_s^*$ 。本文解答可退化为经典弹性解, 即

$$u_r^* = \frac{K_1(b_1 r^*)}{(I_s^* + 2)b_1 K_0(b_1) + 2K_1(b_1)} \frac{1}{a + p} P_0^*, \quad (20a)$$

$$s_r^* = -\frac{(I_s^* + 2)b_1 K_0(b_1 r^*) + 2K_1(b_1 r^*)/r^*}{(I_s^* + 2)b_1 K_0(b_1) + 2K_1(b_1)} \frac{1}{a + p} P_0^*. \quad (20b)$$

式(20a)、(20b)与文献[16]中受均匀压力的圆柱形空腔的经典解答完全一致。

### 3 算例分析

对所得解答式(12)~(19)进行反 Laplace 和反 Fourier 变换, 可得内源爆炸荷载作用下, 衬砌和周围饱和土体三维动力响应在时域内的解答。以上海地铁 7 号线隧道为例, 进行数值分析。衬砌内半径  $R=6000$  mm, 厚度  $h=300$  mm, 材料密度  $r_L=2800$  kg/m<sup>3</sup>, 剪切模量  $G=2 \times 10^9$  Pa, 泊松比  $\mu=0.2$ 。衬砌周围饱和土密度  $r_s=2500$  kg/m<sup>3</sup>, 剪切模量  $G_s=2 \times 10^7$  Pa, 泊松比  $\mu_s=0.3$ , 孔隙率  $n=0.3$ 。孔隙流体密度  $r_f=1000$  kg/m<sup>3</sup>, 附加质量的密度  $r_a=150$  kg/m<sup>3</sup>, 体积模量  $k_f=2.19 \times 10^9$  Pa, 动力黏滞系数  $h=0.001$ , 动力渗透系数  $k_d=1 \times 10^{-10}$  m/s。爆炸荷载  $P_0=5 \times 10^6$  Pa, 衰减系数  $a=3$ ,  $b=0.85$ 。无量纲计算参数:  $n=0.3$ ,  $I_s^*=0.03$ ,  $r_{11}^*=0.93$ ,  $G_s^*=0.02$ ,  $r_{22}^*=0.22$ ,  $k_f^*=2.15$ ,  $I^*=1.3$ ,  $b^*=3.8$ ,  $G^*=2$ ,  $h^*=0.05$ ,  $r_L^*=1.37$ 。

#### 3.1 二维和三维计算结果对比

对于内源爆炸荷载下隧道的动力响应问题, 通常将其简化为二维平面应变问题, 实际上爆炸问题应为三维问题。衬砌在内源爆炸荷载作用下二维和三维动力响应对比如图 2 所示。

从图 2(a)可以看出, 土体的二维径向应力峰值明显较三维径向应力大, 比三维径向应力峰值增大了约 10%。图 2(b)中, 饱和土二维孔隙水压力峰值与三维孔隙水压力峰值差距更加明显, 前者比后者大约 12%。这是因为二维条件下, 沿隧道轴向每个截面处

都是爆源中心, 相当于若干爆源叠加, 而三维模型中, 爆炸荷载以爆源为中心沿轴向向两侧逐渐衰减。因此二维的计算结果较三维的计算结果大。

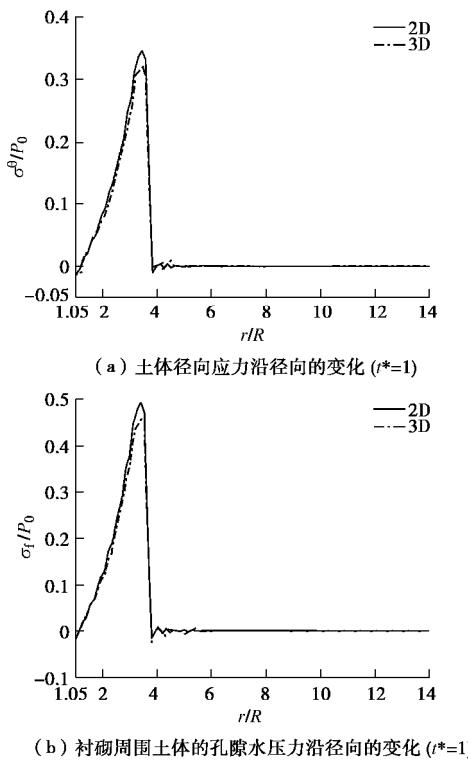


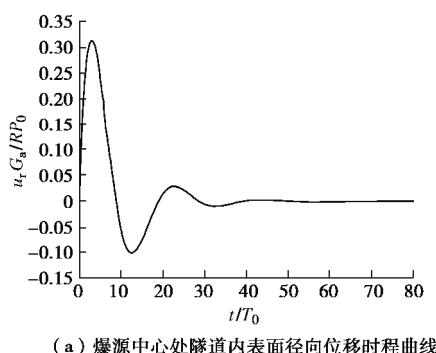
图 2 二维和三维计算结果对比

Fig. 2 Comparison between 2D and 3D dynamic responses

### 3.2 三维计算结果分析

图 3 为内源爆炸荷载作用下, 圆形隧道的三维径向位移计算结果。

图 3 (a) 为隧道内表面的位移时程曲线。从图中可看出, 隧道内表面 ( $r^*=1, z^*=0$ ) 的径向位移随时间而快速衰减, 在  $t^*$  等于 40 时衰减为 0。由图 3 (b) 可知, 隧道的径向位移在 5 倍隧道内径处衰减为 0, 且从爆源中心向左右两侧衰减比较迅速, 这与图 3 (a) 所反映的规律一致。由图 3 (c) 可知  $t^*=2.9$  时, 径向位移在爆源中心到达峰值, 在轴向和径向方向上, 随着与爆源距离的增加而迅速衰减, 并在轴向  $z^*(z/R)=\pm 5$  和径向  $r^*=8.6$  处衰减为 0。时间  $t^*=12.5$  时径向位移分布如图 3 (d) 所示, 有着同样的分布规律。



(a) 爆源中心处隧道内表面径向位移时程曲线

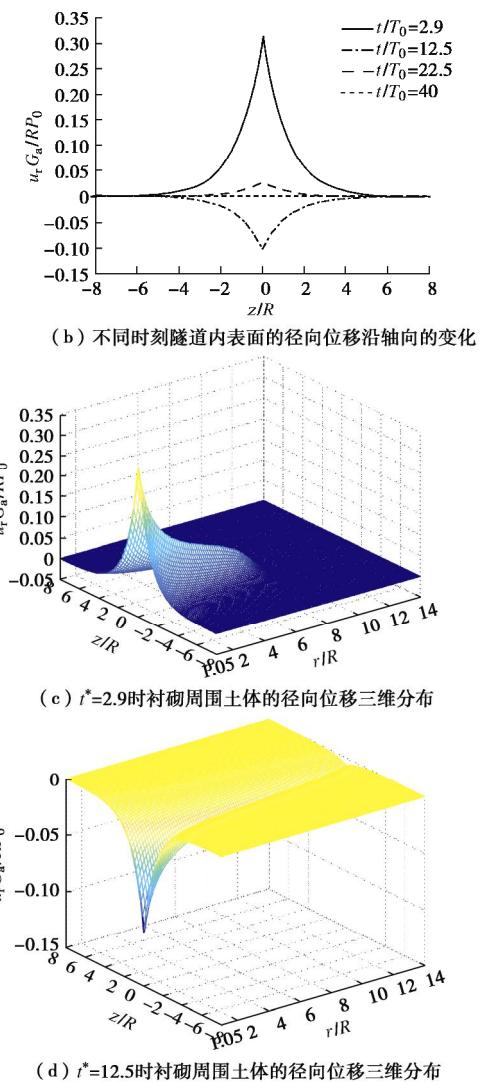
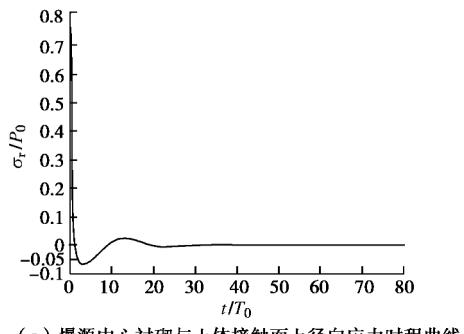


图 3 三维径向位移

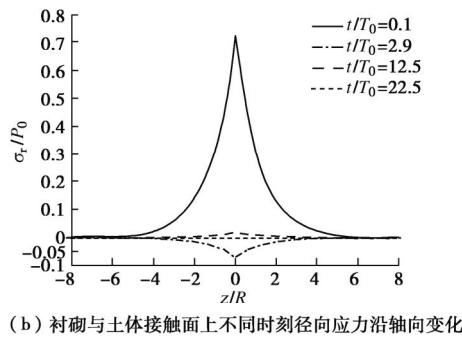
Fig. 3 3D radial displacements

内源爆炸荷载作用下衬砌与周围饱和土接触面上的径向应力如图 4 所示。

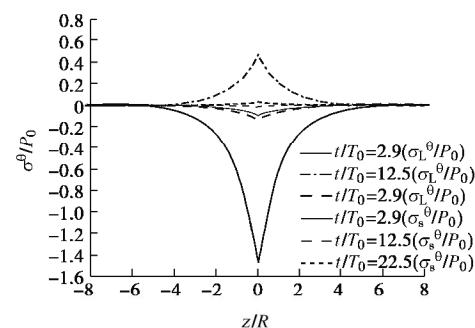
由图 4 (a) 可知, 径向应力在爆炸的瞬间 ( $t^*=0.1$ ) 突增到峰值, 而后随时间的增长而急剧减小, 最后约在  $t^*=30$  时衰减为 0。从图 4 (b) 可以看出, 不同时刻的径向应力均沿隧道  $z$  方向迅速衰减, 约在 5 倍隧道内径处衰减为 0。由图 4 (c) 和 4 (d) 可知, 最大径向应力发生在爆源中心, 并沿轴向和径向, 随着与爆源距离的增加而迅速减小。



(a) 爆源中心衬砌与土体接触面上径向应力时程曲线



(b) 衬砌与土体接触面上不同时刻径向应力沿轴向变化



(b) 衬砌与土体接触面上不同时刻切向应力沿轴向变化

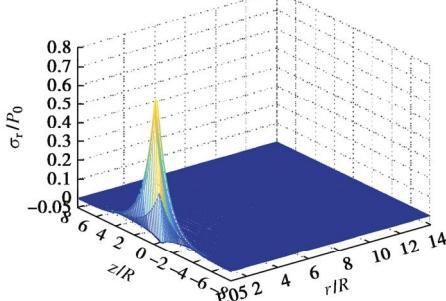
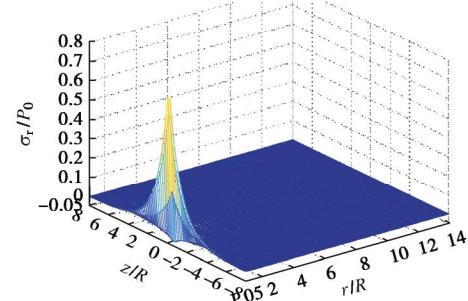
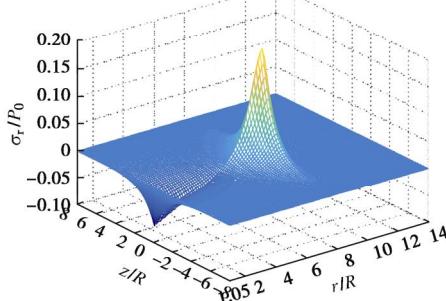
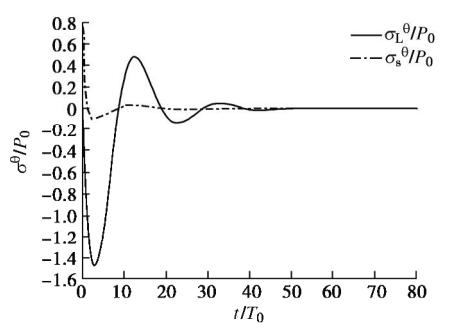
(c)  $t^*=0.1$ 时刻衬砌周围土体径向应力三维分布(c)  $t^*=0.1$ 时刻衬砌周围土体的切向应力三维分布(d)  $t^*=2.9$ 时刻衬砌周围土体径向应力三维分布

Fig. 4 3D radial stresses

图5描述的是内源爆炸荷载作用下, 衬砌结构和饱和土体的三维切向应力响应。 $\sigma_L^q$ 和 $\sigma_S^q$ 分别为衬砌结构和饱和土体的切向应力。

由图5(a)可知,  $t^*=2$ 时, 在衬砌接触面上, 衬砌和周围土体的切向应力均达到峰值, 而后随时间迅速减小, 并在 $t^*=40$ 时减小到0。由图5(b)可知, 同时刻的切向应力均沿隧道轴向迅速衰减。图4(c)和4(d)分别为 $t^*=0.1, 2.9$ 时, 周围土体切向应力的三维分布。其分布规律与图4(c)、图4(d)径向应力分布规律一致。



(a) 爆源中心衬砌与土体接触面上切向应力时程曲线

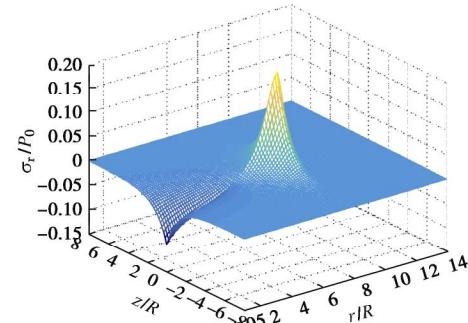
(c)  $t^*=2.9$ 时刻衬砌周围土体切向应力三维分布

图5 三维切向应力

Fig. 5 3D hoop stresses

图6为内源爆炸荷载作用下, 衬砌周围饱和土体中孔隙水压力的计算结果。

由图6(a)可以看出, 衬砌结构和饱和土体接触面上, 孔隙水压力时程曲线与径向应力和切向应力变化趋势一致, 孔隙水压力在爆炸瞬间激增到峰值, 然后随时间迅速衰减, 并在 $t^*=30$ 时衰减为0。对比图4(b)、图5(b)和图6(b)可知, 在不同时刻, 孔隙水压力的衰减规律也与径向应力和切向应力的衰减规律一致。图6(c)和6(d)分别为 $t^*=0.1, 2.9$ 时, 孔隙水压力的三维分布。其分布规律与径向应力和切向应力的规律一致, 最大孔隙水压力也发生在爆源中心, 并在轴向和径向方向上, 随着与爆源距离的增加而迅速减小。

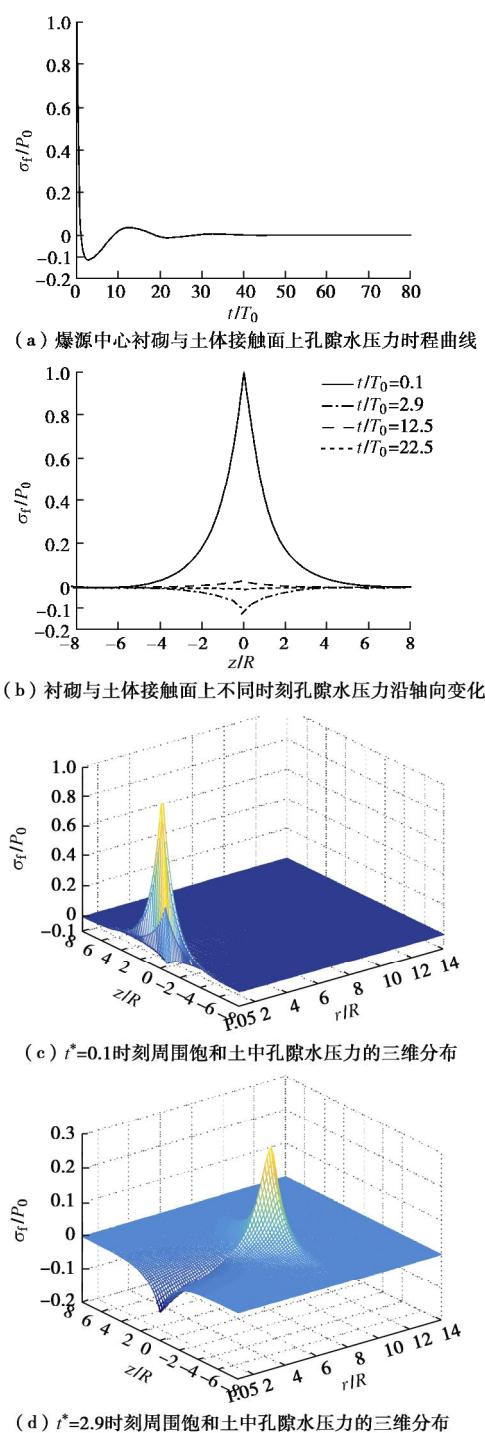


图 6 孔隙水压力的三维动力响应

Fig. 6 3D dynamic responses of pore water pressure

## 4 结 论

以 Biot 波动理论为基础, 将衬砌及周围土体分别看作弹性材料和饱和两相介质, 在隧道某一截面上对轴向坐标  $z$  进行 Fourier 变换, 对时间  $t$  进行 Laplace 变换, 推求了变换域内隧道衬砌及其周围土体的动力响应精确解。采用反 Laplace 变换和反 Fourier 变换数值方法, 给出了时域内的解答; 并对内源爆炸荷载作

用下隧道衬砌及其周围土体的瞬态响应进行计算分析, 主要结论如下:

(1) 推导出了内源爆炸荷载作用下饱和土中衬砌隧道的三维动力响应解析解。

(2) 基于二维平面应变模型所得的径向应力和孔隙水压力明显较大, 与三维模型所得结果相比, 峰值分别增大了 10% 和 12%。

(3) 内源爆炸荷载作用下最大动力响应(径向应力、切向应力、径向位移、孔隙水压力)发生在爆源中心处, 并以爆源为中心, 沿隧道轴向、径向迅速衰减。沿隧道轴向动力响应的影响范围为 5 倍隧道半径, 在此范围外动力响应衰减为 0。

## 参 考 文 献:

- [1] SENJUNTICHAI T, RAJAPAKSE R. Transient response of a circular cavity in a poroelastic medium[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1993, **17**(6): 357 – 383.
- [2] KATTIS S E, BESKOS D E, CHENG A H D. 2D dynamic response of unlined and lined tunnels in poroelastic soil to harmonic body waves[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2003, **32**: 97 – 110.
- [3] OSINOV V A. Blast-induced waves in soil around a tunnel[J]. Archive of Applied Mechanics, 2011, **81**(5): 543 – 559.
- [4] 徐长节, 蔡袁强. 黏弹性饱和土中球空腔的动力响应[J]. 土木工程学报, 2001, **34**(4): 88 – 92. (XU Chang-jie, CAI Yuan-qiang. Dynamic response of spherical cavity in viscoelastic saturated soils[J]. China Civil Engineering Journal, 2001, **34**(4): 88 – 92. (in Chinese))
- [5] 徐长节, 马晓华. 黏弹性准饱和土中球空腔的动力响应[J]. 岩土力学, 2005, **26**(8): 1189 – 1194. (XU Chang-jie, MA Xiao-hua. Dynamic response of spherical cavity in nearly saturated viscoelastic soils[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, **26**(8): 1189 – 1194. (in Chinese))
- [6] 刘干斌, 谢康和, 施祖元. 黏弹性饱和多孔介质中圆柱孔洞的频域响应[J]. 力学学报, 2004, **36**(5): 557 – 563. (LIU Gan-bin, XIE Kang-he, SHI Zu-yuan. Frequency response of a cylindrical cavity in poro-viscoelastic saturated medium[J]. Acta Mechanica Sinica, 2004, **36**(5): 557 – 563. (in Chinese))
- [7] 高 盟, 高广运, 王 漾, 等. 饱和土与衬砌动力相互作用的圆柱形孔洞内源问题解答[J]. 固体力学学报, 2009, **30**(5): 481 – 488. (GAO Meng, GAO Guang-yun, WANG Ying, et al. A solution on the internal source problem of a cylindrical cavity considering the dynamic interaction between lining and saturated soil[J]. Chinese Journal of Solid

Mechanics, 2009, **30**(5): 481 – 488. (in Chinese))

[8] 高 盟, 高广运, 王 漙, 等. 均布突加荷载作用下圆柱形衬砌振动响应的解析解[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(2): 237 – 242. (GAO Meng, GAO Guang-yun, WANG Ying, et al. Analytical solution on dynamic response of lining subjected to sudden internal uniform loading[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(2): 237 – 242. (in Chinese))

[9] 高 盟, 高广运, 李大勇. 考虑耦合质量影响的均布突加荷载作用下衬砌结构的瞬态响应[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(6): 862 – 868. (GAO Meng, GAO Guang-yun, LI Da-yong. Transient response of lining structure subjected to sudden internal uniform loading considering effects of coupling mass[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(6): 862 – 868. (in Chinese))

[10] GAO M, WANG Y, GAO G Y, et al. An analytical solution for the transient response of a cylindrical lined cavity in a poroelastic medium[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2013, **46**: 30 – 40.

[11] 蔡袁强, 陈成振, 孙宏磊. 黏弹性饱和土中隧道在爆炸荷载作用下的动力响应[J]. 浙江大学学报(工学版), 2011, **45**(9): 1657 – 1663. (CAI Yuan-qiang, CHEN Cheng-zhen, SUN Hong-lei. Dynamic response of tunnel in viscoelastic saturated soil subjected to blast loads[J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Science), 2011, **45**(9): 1657 – 1663. (in Chinese))

[12] 蔡袁强, 陈成振, 孙宏磊. 爆炸荷载作用下饱和土中隧道的瞬态动力响应[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(3): 361 – 367. (CAI Yuan-qiang, CHEN Cheng-zhen, SUN Hong-lei. Transient dynamic response of tunnels subjected to blast loads in saturated soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(3): 361 – 367. (in Chinese))

[13] 高华喜, 闻敏杰. 内水压作用下黏弹性饱和土-隧道衬砌相互作用[J]. 工程力学, 2013, **30**(3): 289 – 296. (GAO Hua-xi, WEN Min-jie. Interaction of viscoelastic saturated soil and tunnel lining subject to inner water pressure[J]. Engineering Mechanics, 2013, **30**(3): 289 – 296. (in Chinese))

[14] 王 漙, 高广运. 准饱和土中圆柱形衬砌的瞬态动力响应分析[J]. 岩土力学, 2015, **36**(12): 3400 – 3409. (WANG Ying, GAO Guang-yun. Analysis of transient dynamic response of cylindrical lined cavity in nearly saturated soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(12): 3400 – 3409. (in Chinese))

[15] 王 漙, 高广运. 饱和半空间瞬态加载衬砌隧道的动力响应研究[J]. 岩土力学, 2016, **37**(3): 850 – 858. (WANG Ying, GAO Guang-yun. A study of dynamic response of lined tunnel subjected to transient loads in saturated half space[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(3): 850 – 858. (in Chinese))

[16] 杨桂通, 张善元. 弹性动力学[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1988: 199 – 203. (YANG Gui-tong, ZHANG Shan-yuan. Elastic dynamics[M]. Beijing: China Railway Publishing House, 1988: 199 – 203. (in Chinese))

## 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 上海分元土木工程有限公司

后插 1 重庆地质仪器厂

后插 2 济南普业机电技术有限公司

DOI: 10.11779/CJGE201712021

# 不同接触状态岩石节理的剪切力学性质试验研究

唐志成<sup>1</sup>, 王晓川<sup>2</sup>

(1. 中国地质大学(武汉)工程学院, 湖北 武汉 430074; 2. 武汉大学水射流理论与新技术湖北省重点实验室, 湖北 武汉 430071)

**摘要:** 除粗糙度外, 节理上、下面壁的接触状态是影响其剪切力学性质的重要因素。采用水泥砂浆制备若干不同形貌的节理, 对其上、下面壁沿剪切方向错开不同的位移量、形成不同的接触状态以模拟不同偶合度的节理, 在常法向应力条件下进行试验研究。试验结果表明: 峰值剪切强度随错开位移量的增加而呈非线性减少, 但错开位移对峰值剪切强度的影响随法向应力的增加而减弱; 峰值剪切位移随错开位移量的增加逐步变大; 剪切刚度随错开位移量的增加逐步减少直至某一恒定值, 且在高法向应力下错开位移量对剪切刚度的影响更为明显。采用几种不同的简单函数分析峰值剪切强度与错开位移量之间的关系, 在偶合节理峰值剪切强度准则的基础上提出不同接触状态节理的峰值剪切强度准则。与已有的准则相比, 新准则采用的描述节理接触状态的参数易于确定且更为客观。

**关键词:** 岩石力学; 节理; 直剪试验; 剪切力学性质; 峰值剪切强度准则

**中图分类号:** TU45      **文献标识码:** A      **文章编号:** 1000-4548(2017)12-2312-08

**作者简介:** 唐志成(1983-), 男, 教授, 主要从事岩石力学方面的教学科研工作。E-mail: [zctang@cug.edu.cn](mailto:zctang@cug.edu.cn)。

## Experimental studies on mechanical behaviour of rock joints with varying matching degrees

TANG Zhi-cheng<sup>1</sup>, WANG Xiao-chuan<sup>2</sup>

(1. Faculty of Engineering, China University of Geosciences, Wuhan 430074, China; 2. Hubei Key Laboratory of Waterjet Theory & New Technology, Wuhan University, Wuhan 430071, China)

**Abstract:** Besides surface roughness, the matching degree between the joint upper and lower blocks is another important factor affecting the shear behavior of a rough rock joint. A simplified way, by imposing varying magnitudes of horizontal dislocation along the shear direction between the joint upper and lower blocks, is used to model the different matching degrees of a joint that is made by cement. A large number of direct shear tests are then performed under constant normal stress condition to investigate the shear behavior of rock joints under the varying matching degrees. The experimental observations indicate that with the increase of dislocation, the peak shear strength decreases and has a larger reduction rate under the lower normal stress level. With the increasing dislocation, the peak shear displacement increases, and the shear stiffness decreases and gradually approaches a constant. The influence of dislocation on the shear stiffness is more prominent under a higher applied normal stress. Several simple combinations of roughness parameters and normalized dislocation are used to perform regression analysis, and a new empirical peak shear strength criterion is put forward to capture the peak shear strength degradation of rock joints under different matching degrees. A preliminary comparison between the proposed criterion and the existing criteria is also provided. The new parameters for the proposed criterion can be easily determined in the laboratory.

**Key words:** rock mechanics; joint; direct shear test; shear behavior; peak shear strength criterion

## 0 引言

在表面岩石工程实践中, 岩体的力学性质主要是受包含于其中的节理控制。自1960年起, 岩石节理的剪切力学性质引起了全世界范围内广大学者的兴趣。对非充填新鲜岩石节理而言, 影响节理剪切力学性质的因素主要包括<sup>[1]</sup>: 岩石材料的力学性质(如节理面壁强度、材料的抗拉强度、基本摩擦角等)和节理面的性质(如粗糙度、偶合度)。过去40年, 学者集中

关注偶合节理在常法向应力条件下的剪切力学性质并提出了多个峰值剪切强度准则<sup>[1-8]</sup>。

然而, 受外部因素影响(如工程爆破、地震等),

基金项目: 国家自然科学基金面上项目(41672302, 41731284, 11672360, 41402247, 51504166); 高等学校博士学科点专项科研基金项目(20130141120051)

收稿日期: 2016-10-09

\*通讯作者(E-mail: [XCW001@whu.edu.cn](mailto:XCW001@whu.edu.cn))

原生的偶合岩石节理的两个面壁往往产生张开或相对位移, 导致工程实践中碰到的多是非偶合节理。Zhao<sup>[9-10]</sup>认为节理两个面壁接触面积的减少是引起非偶合节理剪切强度降低的原因, 采用节理吻合系数(joint matching coefficient, JMC)描述非偶合节理的接触性质, 并基于大量非偶合节理的直剪试验结果对Barton峰值剪切强度公式<sup>[1]</sup>进行了修正, 提出新的准则(即考虑了节理上、下面壁偶合度的影响); Oh等<sup>[11]</sup>对齿状节理的上、下面壁错开不同的位移量、形成不同高度的空腔, 分析了空腔对节理力学性质的影响并对Barton峰值剪切强度公式<sup>[1]</sup>进行了修正。上述研究有助于理解非偶合节理的剪切力学性质, 但未能克服用节理粗糙度系数(joint roughness coefficient, JRC)评价节理粗糙度存在的局限<sup>[12-13]</sup>, 且确定JMC或不规则非偶合节理的空腔高度是非常困难的。

为进一步研究非偶合节理的剪切力学性质, 采用水泥砂浆制备若干不规则状的节理, 对其上、下面壁沿剪切方向分别错开不同的位移量形成不同的接触状态、模拟具有不同偶合度的节理并进行直剪试验。该方法虽然不能全面体现非偶合节理的接触特征, 但采用的描述节理非偶合特征的参数是非常容易确定的(即节理上、下面壁的错开位移量), 通过室内直剪试验获得的规律有助于理解非偶合节理的剪切力学性质。

## 1 直剪试验

### 1.1 试件制备

为研究接触状态对岩石节理剪切力学性质的影响, 需要若干形貌相同的节理试件, 由于采集具有相同形貌的天然岩石节理非常困难, 因此在本次试验中

采用类岩石材料制备试验所需的节理试件。采用巴西劈裂法获得若干具有不同表面形貌的岩石节理, 选用其中5个具有明显形貌差异的岩石节理作为制备模拟岩石节理的模板, 分别命名为J-I、J-II、J-III、J-IV和J-V。先用硅胶复制岩石节理的形貌, 然后分别采用3种不同的模拟材料浇注于硅胶之上制备成节理。模拟材料的配比、养护条件、力学参数和岩石节理的形貌参数列于表1。采用国际岩石力学学会建议的方法获得模拟材料的单轴压缩强度、抗拉强度、弹性模量和泊松比等; 采用平直节理在低法向应力下的直剪试验获得模拟材料节理的基本摩擦角。

A组节理的上、下面壁沿剪切方向的错开位移量分别为0, 5, 10, 15 mm; B、C组节理的上、下面壁沿剪切方向的错开位移量分别为0, 2, 4, 8 mm。具体的操作方法如下<sup>[14-15]</sup>:

- (1) 将节理的上、下试块处于紧贴的偶合状态, 此时节理上、下面壁的错开位量为0 mm。
- (2) 在节理面所在平面画间距为1 mm的等间距直线。

(3) 固定下半个节理试块, 将上半个节理试块沿剪切方向移动, 如5, 10, 15 mm等, 得到不同接触状态的节理试件。在移动过程中, 将节理的上半个试块抬高几厘米以避免试件接触, 造成微凸体的破损。

### 1.2 形貌描述方法

Grasselli等<sup>[16]</sup>的试验观测表明: 剪切时的有效接触面积与剪切方向密切相关, 只有面向剪切方向的接触部分才能够对剪切提供抵抗力, 而背向剪切方向的区域产生分离; 剪切过程中的磨损/破坏区域先从有效倾角较大的区域开始。Grasselli等<sup>[16]</sup>采用接触面积比 $A_0$ 、沿剪切方向的最大有效倾角 $q_{\max}^*$ 和体现有效倾角

表1 模拟材料岩石节理的主要特征参数

Table 1 Main features of three groups of model material joints

分组	水泥:砂:水 (质量比)	节理	长×宽 (mm×mm)	单轴压缩强 度 $s_c$ /MPa	抗拉强度 $s_t$ /MPa	基本摩擦角 $j_b$ (°)	弹性模量 $E$ /GPa	泊松比 $n$	材料的密度 $\rho$ /(kg·m <sup>-3</sup> )								
J-I																	
A	3:2:1	J-II	300×150	27.5	1.54	35.0	6.1	0.16	2200								
J-III																	
J-IV <sup>+,B</sup>																	
B	3:3:2	J-IV <sup>-</sup>	200×100	16.1	1.37	31	4.3	—	2010								
		J-V <sup>+,B</sup>															
J-V																	
J-IV <sup>+,C</sup>																	
C	1:0:1	J-IV <sup>-,C</sup>	200×100	4.7	0.64	24.8	1.9	—	1750								
		J-V <sup>-,C</sup>															

注: <sup>+</sup>为正向剪切, <sup>-</sup>为反向剪切, <sup>B</sup>为B组材料的节理, <sup>C</sup>为C组材料的节理。养护条件为温度为25℃, 湿度为90%, 天数为28 d。

分布的粗糙度参数  $C$  描述节理的三维形貌特征。Tatone 等<sup>[17]</sup>进一步发展了上述方法, 认为参量  $2A_0 q_{\max}^*/(C+1)$  能够体现出节理的三维粗糙程度(即节理的三维粗糙度指标)。本文采用三维形貌扫描仪测试节理的形貌(扫描云点的分辨率为 0.02 mm), 重构节理表面时, 节点间距为 0.3 mm, 根据文献[16]建议的方法计算得到的形貌参数值列于表 2。

表 2 节理的形貌参数

Table 2 Morphological parameters of test joints

形貌	$A_0$	$q_{\max}^*/(^{\circ})$	$C$
J-I	0.499	59.0	10.5
J-II	0.504	69.3	8.01
J-III	0.688	68.7	7.48
J-IV <sup>+</sup>	0.513	44.7	9.27
J-IV <sup>-</sup>	0.501	43.9	9.82
J-V <sup>+</sup>	0.534	78.4	9.05
J-V <sup>-</sup>	0.506	75.6	9.38

注: <sup>+</sup>为正方向, <sup>-</sup>为反方向。

### 1.3 试验方法

直剪试验在常法向应力条件下进行, 试件不重复使用。A 组试件, 每一接触状态的节理施加的法向应力分别为 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 3.0 MPa; B 组试件, 每一接触状态的节理施加的法向应力分别为 0.4, 0.8, 1.2, 1.6, 2.0 MPa; C 组试件, 每一接触状态的节理施加的法向应力分别为 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0 MPa。先按荷载控制方式施加法向荷载直至设定值, 再按变形控制方式施加剪切荷载, 剪切速率为 0.5 mm/min, 出现稳定的剪切强度时停止试验。试验过程中, 计算机自动记录所有的试验数据(包括法向荷载、剪切荷载、剪切位移和法向变形)。法向位移传感器的精

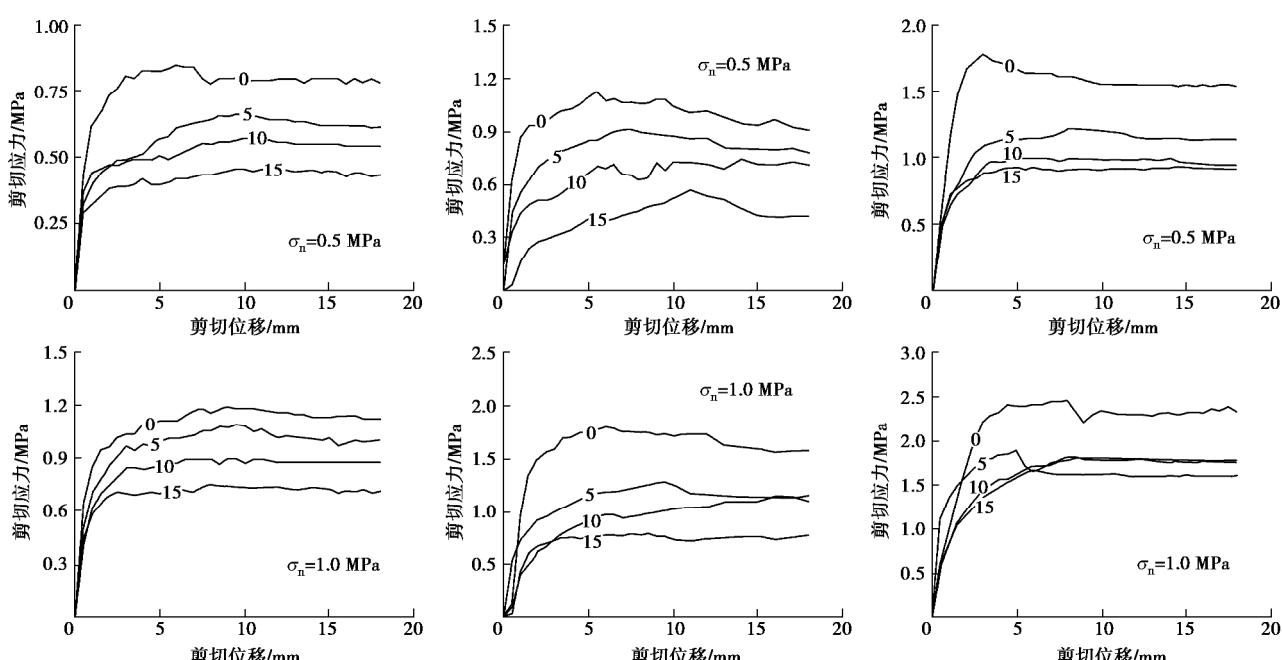
度为 0.001 mm, 切向位移传感器的精度为 0.1 mm, 每秒记录 100 个数据。具体的试验过程可参见文献[14]。

总体而言, 对偶合节理的上、下面壁错开一定的位移时, 受不规则形貌的影响, 上半块试件会出现一定程度的小角度转动。为消除该转动对试验的影响, 采用一对平衡装置固定上半个节理试块, 法向荷载施加完毕后松开该平衡装置。

为保证试验结果的可靠性, 除 A 组材料中的偶合节理重复试验 3 次之外, 其它每一接触状态的节理均随机选择 3 组进行重复试验(3 次), 其中: 偶合节理峰值剪切强度的最大偏差为 2.84%、非偶合节理峰值剪切强度的最大偏差为 4.32%。重复试验结果表明所采用的节理具有很好的一致性, 得到的规律性结果具有相当高的可信度(表 3~5)。

## 2 试验结果与分析

以 A 组节理为例, 不同接触状态节理的剪切应力-位移曲线见图 1。根据试验结果可知: 在相同的法向应力下, 峰值剪切强度随错开位移量的增加而减少; 峰值剪切位移总体上随错开位移量的增加而增加; 偶合节理一般存在峰后软化现象, 而非偶合节理一般不存在这一现象(但节理单个面的形貌是一样的)。图 2 为 J-I 节理在不同接触状态下的磨损/破坏区域(法向应力为 3.0 MPa), 可以明显的看出随错开位移量的增加, 剪切/破坏区域逐步减少(从侧面说明随错开位移量的增加, 节理接触区域减少)。



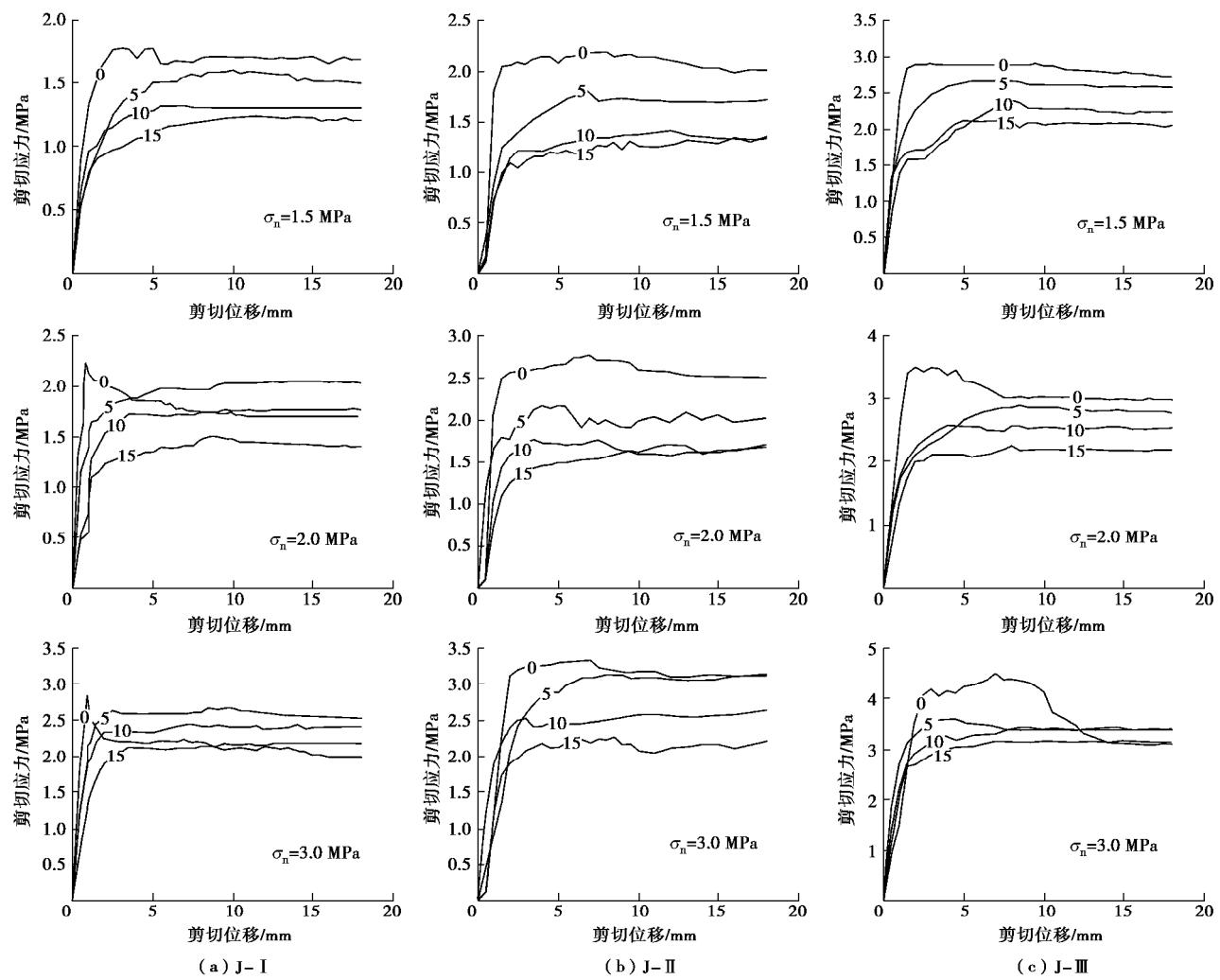


图1 不同接触状态下节理的剪切变形曲线 (以A组为例)

Fig. 1 Shear stress versus shear displacement for three groups of joints under varying dislocations (Group A)

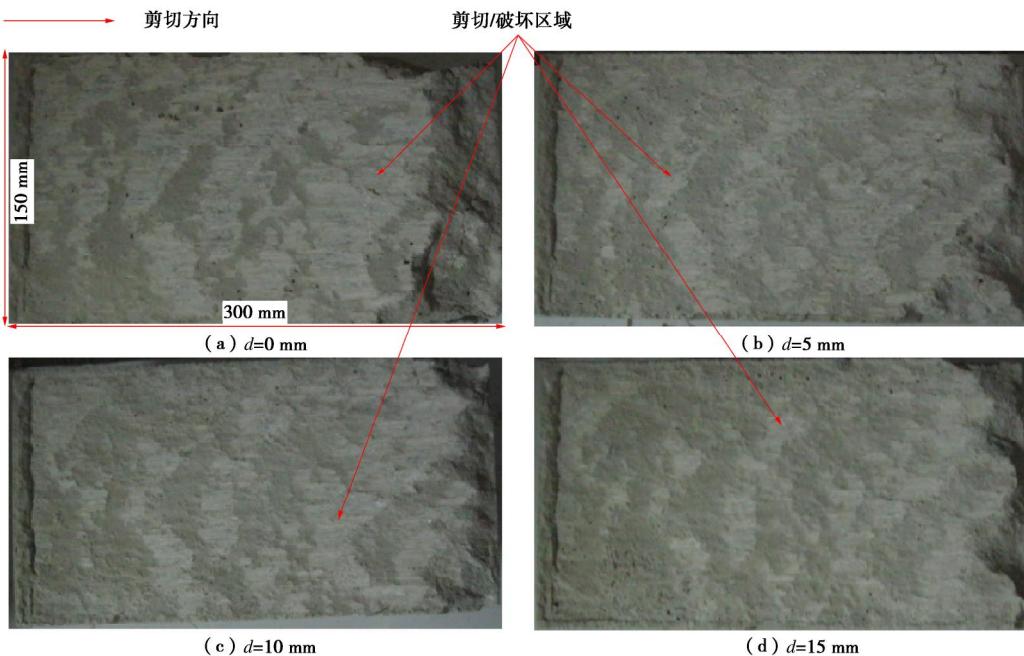


图2 不同接触状态下节理形貌的剪切/破坏图 (以J-I为例)

Fig. 2 Post-test joint surfaces under different contact states (J-I)

表 3 A 组节理的峰值剪切强度及其剪切位移

Table 3 Peak shear strengths and corresponding peak shear displacements for Group A

节理	法向应力/MPa	不同错开位移量下的峰值剪切强度/MPa				对应的峰值剪切位移/MPa				平直节理的剪切强度/MPa
		0 mm	5 mm	10 mm	15 mm	0 mm	5 mm	10 mm	15 mm	
J-I	0.5	0.85	0.67	0.55	0.43	4.87	3.43	3.01	4.15	0.35
	1.0	1.19	1.03	0.88	0.71	3.54	4.08	3.39	3.87	0.70
	1.5	1.77	1.51	1.32	1.19	2.88	2.59	3.14	3.22	1.05
	2.0	2.24	2.00	1.74	1.52	1.08	2.00	3.26	2.99	1.40
	3.0	2.84	2.52	2.33	2.12	0.97	2.32	2.14	3.31	2.10
J-II	0.5	1.13	0.93	0.73	0.50	3.35	3.07	3.99	4.72	0.35
	1.0	1.75	1.25	1.00	0.75	2.46	2.88	3.02	3.64	0.70
	1.5	2.20	1.70	1.24	1.23	2.89	3.11	3.87	3.51	1.05
	2.0	2.78	2.11	1.78	1.55	2.07	3.08	4.32	3.74	1.40
	3.0	3.34	2.70	2.50	2.20	1.49	3.08	2.69	3.66	2.10
J-III	0.5	1.78	1.18	1.01	0.88	3.67	3.44	2.91	3.33	0.35
	1.0	2.42	1.89	1.80	1.67	2.51	3.05	3.74	4.36	0.70
	1.5	2.89	2.66	2.39	2.12	3.08	3.27	3.29	4.01	1.05
	2.0	3.51	2.91	2.68	2.27	3.24	2.66	3.88	4.29	1.40
	3.0	4.20	3.61	3.38	3.15	2.91	2.53	3.94	3.55	2.10

表 4 B 组节理的峰值剪切强度及其剪切位移

Table 4 Peak shear strengths and corresponding peak shear displacements for Group B

节理	法向应力/MPa	不同错开位移量下的峰值剪切强度/MPa				对应的峰值剪切位移/MPa				平直节理的剪切强度/MPa
		0 mm	2 mm	4 mm	8 mm	0 mm	2 mm	4 mm	8 mm	
J-IV <sup>+,B</sup>	0.40	0.418	0.326	0.289	0.268	3.87	3.08	4.25	4.00	0.240
	0.80	0.793	0.708	0.655	0.503	4.02	5.06	3.88	3.89	0.481
	1.20	1.106	0.967	0.912	0.827	2.69	3.07	4.41	4.50	0.721
	1.60	1.442	1.257	1.033	0.970	2.78	3.33	4.29	4.05	0.961
	2.00	1.709	1.554	1.387	1.241	1.84	1.97	2.26	3.87	1.202
J-IV <sup>-</sup>	0.40	0.391	0.328	0.267	0.248	3.54	4.11	4.08	5.27	0.240
	0.80	0.726	0.637	0.557	0.511	3.29	3.03	3.88	4.67	0.481
	1.20	1.117	0.903	0.842	0.764	2.83	3.25	3.67	4.08	0.721
	1.60	1.406	1.207	1.006	0.965	3.44	3.07	3.57	3.87	0.961
	2.00	1.669	1.449	1.362	1.229	2.71	2.84	4.07	4.11	1.202
J-V <sup>+,B</sup>	0.40	0.601	0.441	0.325	0.276	4.37	3.89	4.24	4.17	0.240
	0.80	0.984	0.771	0.634	0.506	4.08	4.85	4.56	5.07	0.481
	1.20	1.483	1.187	0.864	0.801	3.88	4.22	4.67	4.43	0.721
	1.60	1.857	1.445	1.285	1.156	3.97	4.02	4.14	4.69	0.961
	2.00	2.230	1.893	1.653	1.435	3.61	3.54	3.99	4.27	1.202
J-V <sup>-</sup>	0.40	0.552	0.467	0.421	0.394	4.13	3.74	4.36	4.57	0.240
	0.80	0.934	0.726	0.653	0.600	4.07	4.33	4.29	4.91	0.481
	1.20	1.367	1.007	0.896	0.825	3.57	4.01	4.24	5.07	0.721
	1.60	1.706	1.442	1.139	1.004	3.66	3.84	4.06	4.67	0.961
	2.00	2.008	1.773	1.525	1.366	3.19	3.77	4.29	4.58	1.202

表5 C组节理的峰值剪切强度及其剪切位移

Table 5 Peak shear strengths and corresponding peak shear displacements for Group C

节理	法向应力/MPa	不同错开位移量下的峰值剪切强度/MPa				对应的峰值剪切位移/MPa				平直节理的剪切强度/MPa
		0 mm	2 mm	4 mm	8 mm	0 mm	2 mm	4 mm	8 mm	
J-IV <sup>+,C</sup>	0.20	0.154	0.123	0.101	0.093	4.10	4.38	4.91	5.55	0.089
	0.40	0.288	0.226	0.193	0.185	3.48	4.07	4.21	5.08	0.179
	0.60	0.442	0.374	0.322	0.284	2.94	4.33	4.67	5.08	0.268
	0.80	0.568	0.483	0.422	0.374	3.07	3.77	3.64	4.02	0.358
	1.00	0.703	0.588	0.526	0.497	3.01	3.35	4.2	4.07	0.477
J-V <sup>+,C</sup>	0.20	0.215	0.187	0.143	0.122	3.94	4.66	4.91	5.67	0.089
	0.40	0.400	0.324	0.287	0.223	3.65	3.94	4.67	4.93	0.179
	0.60	0.562	0.487	0.433	0.400	3.27	4.06	4.22	4.68	0.268
	0.80	0.687	0.537	0.467	0.443	3.66	3.72	4.08	4.29	0.358
	1.00	0.843	0.728	0.653	0.627	4.12	3.46	3.86	4.77	0.477

注: <sup>+</sup> forward direction; <sup>C</sup> Group C

图3为J-I节理在不同法向应力下的剪切刚度随错开位移量的变化图( $d$ 为错开位移量,  $L$ 为节理试件沿剪切方向长度)。随错开位移量的增加, 同一法向应力下剪切刚度逐渐降低且趋于某个常值(说明错开位移量对剪切刚度的影响逐步减弱); 在高法向应力下, 错开位移量对节理剪切刚度变化的影响更大。

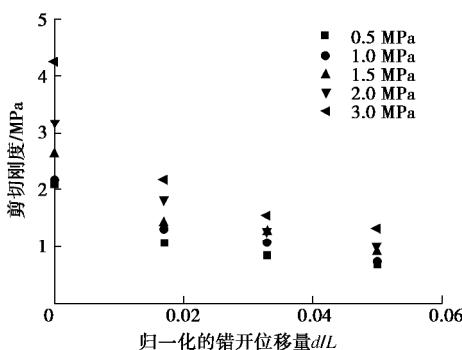


图3 不同法向应力下剪切刚度随错开位移量的变化趋势图(以J-I为例)

Fig. 3 Variation of shear stiffness with normalized dislocation under different levels of normal stresses (J-I)

图4为不同接触状态下节理的峰值剪切强度(以J-IV<sup>+,C</sup>为例), 可以看出: 随错开位移量的增加, 其对峰值剪切强度的影响逐步减弱; 低法向应力下, 错开位移对峰值剪切强度的影响更为明显。采用多种简单函数(如线性函数、双曲线函数、对数函数和指数函数等)拟合峰值剪切强度与归一化错开位移量的关系, 发现双曲线函数的拟合效果最好。

### 3 峰值剪切强度准则

#### 3.1 新准则

由试验结果分析可知: 偶合节理的峰值剪切强度

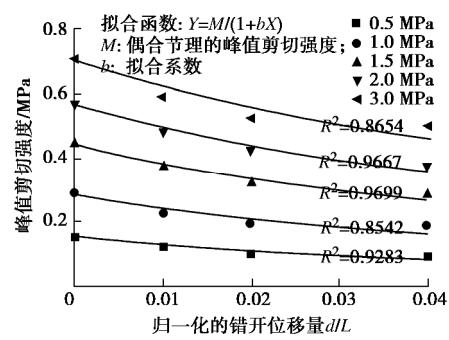


图4 不同接触状态节理的峰值剪切强度 (J-IV<sup>+,C</sup>)

Fig. 4 Variation of peak shear strength for rock joints with varying dislocation (J-IV<sup>+,C</sup>)

是不同接触状态节理峰值剪切强度的最大值, 且随错开位移量的增加, 峰值剪切强度呈非线性降低且逐步趋于稳定; 法向应力、错开位移量等均影响节理的峰值剪切强度。另一方面, 笔者及其合作者提出过描述偶合节理峰值剪切强度的准则<sup>[6]</sup>, 并得到了大量岩石节理峰值剪切强度试验值的验证。图4揭示了不同接触状态节理峰值剪切强度的演化规律, 在偶合节理峰值剪切强度准则的基础上(参见文献[6])并坚持拟合系数个数最少化的原则, 可将不同接触状态节理的峰值剪切强度准则写为(为量纲对称, 采用 $s_n/s_t$ , 而非 $s_n$ )

$$t_p = \frac{1}{1+B(s_n/s_t)k} \cdot s_n \tan \left\{ j_b + \frac{4A_0 q_{\max}^*}{C+1} \left[ 1 + \exp \left( -\frac{1}{9A_0} \cdot \frac{q_{\max}^*}{C+1} \cdot \frac{s_n}{s_t} \right) \right] \right\}, \quad (1)$$

式中,  $t_p$  为峰值剪切强度,  $B$  为待定系数,  $k$  为归一化的错开位移量,  $k = d/L$ 。

对上述180组试验结果进行多元回归分析确定待

定系数  $B$  (以计算偏差平方和最小的原则确定该系数), 并尝试将回归结果与节理的三维粗糙度指标相关联, 最终得到的不同接触状态节理峰值剪切强度准则见式(2)。当  $k=0$  时, 式(2)即为偶合节理的峰值剪切强度计算公式。图 5 所示为式(2)计算值与试验值的比较, 计算偏差平方和为 7.27。

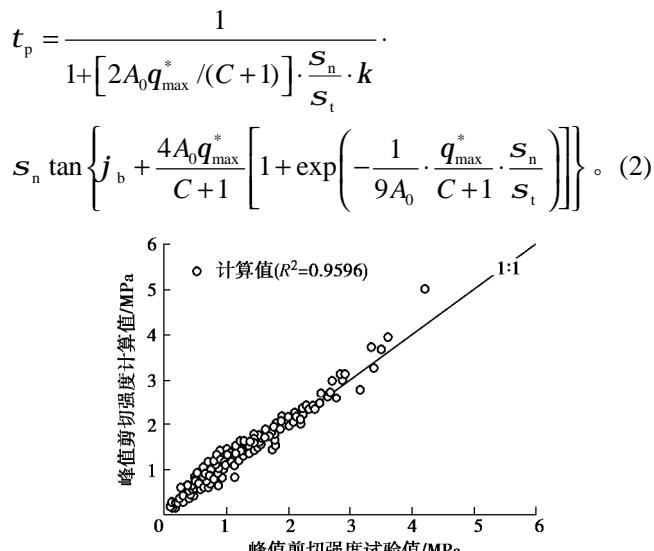


图 5 计算值与试验值的比较

Fig. 5 Comparison between calculated values by criteria and experimental ones

### 3.2 讨 论

目前, 文献中报道的用于估算非偶合节理峰值剪切强度的准则主要有 JRC-JMC 准则<sup>[10]</sup>、Oh 准则<sup>[11]</sup>, 分别见式(3)、(4)。除了评价节理粗糙度的 JRC 法本身存在一定的局限<sup>[12,13]</sup>之外, 这两个准则还各有缺陷: 不易确定 JMC 的准确值(文献[10]建议通过观测节理上、下面壁的接触确定 JMC, 这是非常困难的, 而且极其不客观); 对不规则节理, 很难确定空腔的高度和凸起体的高度(表明该准则不适用于非规则节理)。而新准则采用的是三维形貌参数, 能够较为全面的体现节理形貌对其剪切力学性质的影响, 且是通过客观计算得到的; 此外, 新准则中采用的描述节理接触状态的参数  $\square$  是可以定量确定的。

$$t_p = s_n \tan \left\{ j_r + JMC \cdot JRC \lg \left( \frac{JCS}{s_n} \right) \right\}, \quad (3)$$

$$t_p = s_n \tan \left\{ j_r + JRC \lg \left[ \frac{JCS}{s_n} \left( 1 - \frac{d_n}{2A_{mp}} \right) \right] \right\}, \quad (4)$$

式中,  $j_r$  为残余摩擦角,  $JCS$  为节理面壁强度,  $d_n$  为空腔高度,  $A_{mp}$  为齿状节理凸起体高度。

### 4 结 论

对偶合节理的上、下面壁错开不同的位移量、形

成不同的接触状态以模拟不同偶合度的节理, 系统研究接触状态对节理剪切力学性质的影响。常法向应力条件下的直剪试验表明: ①随错开位移量的增加, 节理的峰值剪切强度呈非线性下降(双曲线), 且对应的峰值剪切位移也增加; 随法向应力的增加, 错开位移对峰值剪切强度的影响逐步减弱; ②剪切刚度随错开位移量的增加而逐步减少且逐步趋于某一常值, 剪切刚度的降低速率逐步下降(即错开位移对剪切刚度的影响逐步减弱); ③相同法向应力作用下, 节理面的磨损/剪切面积随错开位移量的增加而逐步减少。

通过多元回归分析 180 组直剪试验数据, 在偶合节理峰值剪切强度准则的基础上提出不同接触状态节理的峰值剪切强度准则。新准则采用归一化的错开位移量 ( $d/L$ ) 表征节理的接触特征, 与确定  $JMC$ 、 $d_n$  或  $A_{mp}$  相比更容易确定, 且更为客观。考虑到提出的准则基于试验结果的经验公式, 且采用的材料类型有限, 建议在后续的研究中逐步完善相关的研究。

### 参 考 文 献:

- [1] BARTON N, CHOUBEY V. The shear strength of rock joint in theory and practice[J]. Rock Mechanics, 1977, **10**(1): 1 - 54.
- [2] PATTON F D. Multiple modes of shear failure in rock[C]// Proceedings of the 1st Congress of International Society for Rock Mechanics. Lisbon, 1966.
- [3] LADANYI B, ARCHAMBAULT G. Simulation of the shear behavior of a jointed rock mass[C]// Proceedings of the 11th US Symposium on Rock Mechanics (USRMS). Berkeley, 1969: 105 - 125.
- [4] KULATILAKE P H S W, SHOU G, HUANG T H, et al. New peak shear strength criteria for anisotropic rock joints[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science and Geomechanics Abstracts, 1995, **32**(7): 673 - 697.
- [5] GRASSELLI G, EGGER P. Constitutive law for the shear strength of rock joints based on three-dimensional surface parameters[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, 2003, **40**(1): 25 - 40.
- [6] XIA C C, TANG Z C, XIAO W M, et al. New peak shear strength criterion of rock joints based on quantified surface description[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2012, **47**(2): 387 - 400.
- [7] 唐志成, 夏才初, 宋英龙, 等. Grasselli 节理峰值抗剪强度公式再探[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, **31**(2): 356 - 364. (TANG Zhi-cheng, XIA Cai-chu, SONG Ying-long, et al. Discussion about Grasselli's peak shear strength criterion for rock joints[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and

Engineering, 2012, **31**(2): 356 – 364. (in Chinese))

[8] 杨洁, 荣冠, 程龙, 等. 节理峰值抗剪强度试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, **34**(5): 884 – 894. (YANG Jie, RONG Guan, CHENG Long, et al. Experimental study of peak shear strength of rock joints[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, **34**(5): 884 – 894. (in Chinese))

[9] ZHAO J. Joint surface matching and shear strength part A: Joint matching coefficient (JMC) [J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, 1997, **34**(2): 173 – 178.

[10] ZHAO J. Joint surface matching and shear strength part B: JRC-JMC shear strength criterion[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, 1997, **34**(2): 179 – 185.

[11] OH J, KIM GW. Effect of opening on the shear behavior of a rock joint[J]. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 2010, **69**(3): 389 – 395.

[12] BEER A J, STEAD D, COGGAN J S. Estimation of the joint roughness coefficient (JRC) by visual[J]. Rock Mech Rock Eng, 2002, **35**(1): 65 – 74.

[13] HONG E S, LEE J S, LEE I M. Underestimation of roughness in rough rock joints[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science and Geomechanics Abstracts, 2008, **32**(11): 1385 – 1403.

[14] TANG Z C. Mechanical behaviors of rock joint under different contact state and columnar jointed rock mass[D]. Shanghai: Tongji University, 2013.

[15] TANG Z C, LIU Q S, XIA C C, et al. Mechanical model for predicting closure behavior of rock joints under normal stress[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2014, **47**(6): 2287 – 2298.

[16] GRASSELLI G, WIRTH J, EGGER P. Quantitative three-dimensional description of a rough surface and parameter evolution with shearing[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2002, **39**(6): 789 – 800.

[17] TATONE B S A, GRASSELLI G. A method to evaluate the three-dimensional roughness of fracture surfaces in brittle geomaterials[J]. Review Scientific Instrument, 2009, **80**(12): 125110.

## 岩土工程西湖论坛（2018）：岩土工程变形控制设计理论与实践 (2018年10月26~28日 杭州) 一号通知

随着我国基本建设工程的进一步推进, 岩土工程的难点问题日益突出, 传统按承载力设计方法逐渐过渡为考虑变形控制设计, 而相关理论也日益成熟, 工程实践则更为丰富。为顺应国家和社会需求, 拟定于2018年10月26~28日在杭州召开“岩土工程西湖论坛（2018）：岩土工程变形控制设计理论与实践”学术讨论会, 将对近年来在岩土工程变形控制设计理论与实践领域中取得的相关进展进行广泛讨论, 以期为全国从事相关技术研究和工程实践的学者和工程师提供交流平台, 并邀请各有关单位、学者和工程技术人员踊跃参加。

**会议主题:** 岩土工程变形控制设计理论与实践

**出版专著:** 本次会议拟围绕主题“岩土工程变形控制设计

理论与实践”出版专著一部（暂定中国建工出版社出版）, 由龚晓南院士担任主编, 现征集国内同行参编章节, 内容涉及建筑工程、基坑工程、隧道工程、道路工程、边坡工程等, 每章节字数2万~3万字, 可根据需要适当增减。如有兴趣, 请在2018年1月31日前与组委会联系并提交内容提要及节目安排。

**提交全文时间:** 2018年5月31日

**出版发行时间:** 2018年9月

**岩土工程西湖论坛组委会联系人:** 陆水琴(0571-88208775, [lusq87@163.com](mailto:lusq87@163.com)), 浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心网址: <http://www.zjdxyt.com>。

(大会组委会 供稿)

DOI: 10.11779/CJGE201712022

# 酸碱环境干湿循环作用下砂岩抗剪强度劣化规律研究

刘新荣<sup>1</sup>, 袁文<sup>1</sup>, 傅晏<sup>2</sup>, 王子娟<sup>1</sup>, 朱乐文<sup>3</sup>, 谢应坤<sup>4</sup>

(1. 重庆大学土木工程学院, 重庆 400045; 2. 重庆大学建设管理与房地产学院, 重庆 400045; 3. 浙江瑞安安阳中心城区管委会,浙江 瑞安 325200; 4. 重庆市高新工程勘察设计院有限公司, 重庆 401121)

**摘要:** 为研究酸碱环境中砂岩在干湿循环作用下抗剪强度的劣化规律, 在浸泡溶液 pH 值分别为 7, 9, 4 的环境中, 对砂岩试件进行次数为 1, 3, 6, 10 次的干湿循环试验。通过不同循环次数后的单轴和三轴试验, 计算得到每个阶段循环后砂岩的黏聚力和内摩擦角及其与干湿循环次数  $N$  的变化关系式, 从而获得砂岩在不同 pH 值干湿循环作用下抗剪强度随循环次数的变化公式。结果表明, 砂岩的抗剪强度随着循环次数的增加而降低, 在干湿循环作用前期, 受影响较为显著, 抗剪强度降幅很大, 而后, 强度降幅相对较小; 酸性环境下, 砂岩抗剪强度劣化最为严重, 碱性次之, 中性最轻; 干湿循环后的干燥试件抗剪强度劣化幅度远不如湿状态下的劣化幅度。

**关键词:** 干湿循环; 酸碱环境; 砂岩; 抗剪强度; 劣化

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)12-2320-07

作者简介: 刘新荣(1969-), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事岩土工程等方面的教学和科研。E-mail: liuxrong@126.com。

## Deterioration rules of shear strength in sandstones under wetting and drying cycles in acid and alkali environment

LIU Xin-rong<sup>1</sup>, YUAN Wen<sup>1</sup>, FU Yan<sup>2</sup>, WANG Zi-juan<sup>1</sup>, ZHU Le-wen<sup>3</sup>, XIE Ying-kun<sup>4</sup>

(1. College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China; 2. Faculty of Construction Management and Real Estate, Chongqing University, Chongqing 400045, China; 3. Anyang Center Administration Committee, Ruian 325200, China;  
4. Chongqing Gaoxin Engineering Survey and Design Institute Ltd., Co., Chongqing 401121, China)

**Abstract:** In order to study the deterioration rules of shear strength in sandstones under wetting and drying cycles, sandstone specimens are tested after 1, 3, 6, 10 wetting and drying cycles in the environment of pH=7, 9, 4. Through UCS and TCS after different cycles, the cohesion and internal friction angle of sandstone are calculated, and the relation formulae between them and number of cycles  $N$  are determined, respectively, thus the shear strength is obtained under wetting and drying cycles in acid and alkali environment. The results show that the shear strength of sandstone decreases with the increase of cycles. In the early stage of cycles, the deterioration effect is comparatively significant, and the deterioration of shear strength is very large, then, the strength deterioration is relatively small. In the acidic environment, the deterioration of shear strength in sandstones is the most serious, slightly reduced in the alkaline environment, and the neutral condition is the lightest. The deterioration of shear strength in dried samples is much lower than that of wet samples.

**Key words:** wetting and drying cycle; acid and alkali environment; sandstone; shear strength; deterioration

## 0 引言

在影响岩体工程安全性的诸多因素中, 水是最活跃的因素之一。水化学溶液作用后, 岩体内部微观结构发生变化, 使得其物理力学性状变差, 对岩体工程的长期稳定性造成威胁<sup>[1-3]</sup>。崔强等<sup>[4]</sup>通过一系列的室内试验, 对化学腐蚀前后砂岩试件的矿物成分、溶液酸碱度、微观形貌、孔隙率等进行了测试, 同时运用次生孔隙率的变化对岩石孔隙结构进行了分析, 将化学腐蚀的主要因素归结为砂岩内部石英质矿物的溶解。李宁等<sup>[5]</sup>研究钙质胶结砂岩在不同 pH 值作用下的

主要胶结物成分, 提出了可应用于酸性溶液的岩土化学损伤强度模型。汤连生等<sup>[6]</sup>对水-岩相互作用下的环境与力学效应进行了较为系统的研究。邓华锋等<sup>[7]</sup>综合考虑了饱水、风干过程及各向异性对岩样纵波波速、强度的影响, 发现岩样的纵波波速与饱水度具有明显非线性、非单调的关系, 在饱水、风干过程中, 岩样的抗压强度和纵波波速存在变化规律不一致的现象。朱合华等<sup>[8]</sup>分别对干燥和饱水状态下砂岩、大理岩、

基金项目: 国家自然科学青年基金项目 (51308567)

收稿日期: 2016-05-23

花岗片麻岩、黑云母片麻岩的波速进行试验研究, 结果表明: 饱水后各种岩样的波速有不同程度的增加。邓建华等<sup>[9]</sup>研究了膏溶角砾岩在不同天然含水率情况下的力学特性, 研究表明: 含水率的不同对岩石的峰值强度、弹性模量和泊松比等力学性质有显著影响, 烘干后, 岩石的力学性质发生了很大的变化, 峰值强度、弹性模量都有很大的提高。熊德国等<sup>[10]</sup>在自由和饱水状态下对砂岩、砂质泥岩和泥岩进行巴西劈裂、单轴压缩和常规三轴压缩试验, 发现饱水对 3 种岩石的强度和变形特征均有不同程度的影响, 泥岩表现最为明显, 其次是砂质泥岩和砂岩。笔者等<sup>[11-13]</sup>研究了干湿循环作用下砂岩的抗剪强度变化规律, 同时对酸性环境干湿循环作用下砂岩的物理力学性质的变化进行了细致的研究, 结果表明, 干湿循环对岩石的性状影响很大, 特别是水中含有酸的情况。本文以砂岩为对象, 研究其在酸碱环境干湿循环作用下抗剪强度的变化规律, 为边坡工程, 地下工程的短期和长期稳定性安全评价奠定理论基础。

## 1 试验方法

选取重庆地区某施工场地砂岩为研究对象。砂岩

表 1 单轴、三轴试验及  $c$ 、 $j$  值

Table 1 UCS and TCS of sandstone and values of  $c$  and  $j$

pH	干湿状态	循环次数 $N$	围压 0	围压 1	围压 6	黏聚力 $c/kPa$	内摩擦角 $j/(^{\circ})$
pH=7	干	0	76.00	80.21	96.50	12.43	48.52
		1	71.59	75.49	87.32	11.74	47.34
		3	67.91	72.14	81.24	11.27	46.39
		6	65.36	68.41	77.49	10.84	45.77
		10	63.26	66.01	75.34	10.52	45.46
	湿	1	56.22	60.32	70.53	8.78	47.21
		3	50.45	53.87	66.95	7.99	45.99
		6	46.14	49.64	60.51	7.50	44.38
		10	41.92	43.82	56.87	6.97	42.67
		1	69.87	74.12	86.32	11.42	47.45
pH=9	干	3	64.59	68.97	80.58	10.67	46.72
		6	60.61	63.56	75.34	10.1	45.75
		10	57.48	60.87	72.54	9.64	45.41
		1	51.67	55.1	68.54	8.20	46.2
		3	44.54	48.02	60.23	7.33	44.27
	湿	6	39.81	43.65	55.24	6.72	43
		10	34.97	38.2	49.2	6.12	41.34
		1	66.53	70.89	84.65	11.01	47.26
		3	61.10	64.3	78.54	10.06	46.42
		6	56.46	62.03	72.21	9.51	45.65
pH=4	干	10	51.61	53.5	68.32	9.19	45.09
		1	45.93	48.63	60.32	7.54	44.03
		3	36.10	38.8	51.2	6.22	41.69
		6	29.71	33.5	43.16	5.48	38.64
		10	22.70	25.63	35.87	4.54	35.09

具中-细粒砂状结构, 块状构造, 主要由石英、长石、岩屑、方解石、重矿物、填隙物及不透明矿物组成。矿物碎屑颗粒集中在 0.05~0.4 mm, 其中 0.05~0.25 mm 的碎屑颗粒约占 71%, 0.25~0.4 mm 的碎屑颗粒约占 29%, 矿物磨圆度中等, 呈次棱角状-次圆状, 颗粒支撑, 孔隙式胶结。

按规范要求, 将试样加工为圆柱体, 试验尺寸为: 直径  $D=50$  mm, 高  $H=100$  mm。先将试样在 105°C 烘干 24 h, 然后使用真空保水机保水 24 h, 如此为一次干湿循环过程。使用的保水溶液(浸泡溶液)有 3 种, 分别为 pH=7 的蒸馏水, pH=9 的碱性溶液, pH=3 的酸性溶液。为了观察干湿循环次数对岩石强度的影响, 考虑岩石试样前期劣化速度较快的特点, 适当缩短参考文献[11, 12]中采用的循环次数, 将试样分别进行 1, 3, 6, 10 次(4 个阶段)干湿循环, 每个阶段循环后采用法国 Rock 600 HT PLUS 型多功能岩石三轴测试系统(图 1)进行单轴和三轴试验, 试验过程中部分试样的干燥、饱和状态及破坏如图 2 所示。试验结果以及计算出的相应的黏聚力  $c$  和内摩擦角  $j$  见表 1。





图 1 Rock 600 HT PLUS 型多功能岩石三轴测试系统

Fig. 1 Rock 600 HT PLUS multi-function rock triaxial test system



图 2 干燥、饱和砂岩试样及其破坏

Fig. 2 Dry and saturated sandstone samples and their failure

## 2 试验结果

### 2.1 黏聚力

酸碱环境对砂岩的黏聚力影响较大, 不同 pH 值环境干湿循环作用下砂岩干燥试样和饱和试样破坏所得到的黏聚力如图 3 (干燥) 和图 4 (饱和) 所示。图中可以看出, pH=4 时, 干湿循环后试样的黏聚力劣化幅度最大, pH=9 次之。

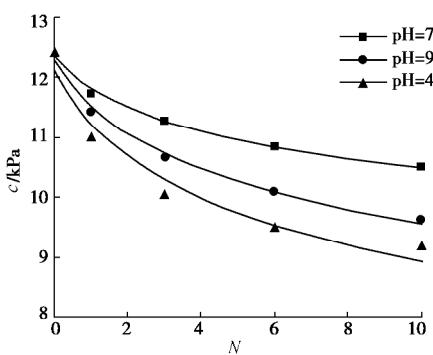


图 3 干燥砂岩试样黏聚力劣化曲线

Fig. 3 Deterioration curves of cohesion in dry sandstone samples

根据图 3, 4 中数据点的分布特点, 得到酸碱环境 (pH=7, 9, 4) 干湿循环作用下砂岩  $c$  -  $N$  的关系式 (表 2)。

### 2.2 内摩擦角

不同 pH 环境干湿循环作用下砂岩干燥试样和饱和试样破坏所得到内摩擦角如图 5 (干燥) 和图 6 (饱

和) 所示。与黏聚力的劣化规律一样, pH=4 时, 参数的劣化最严重, pH=9 次之。

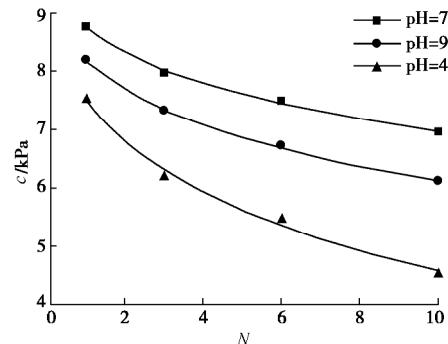


图 4 饱和砂岩试样黏聚力劣化曲线

Fig. 4 Deterioration curves of cohesion in saturated sandstone samples

表 2  $c$  -  $N$  关系式Table 2 Relation formulae of  $c$  -  $N$ 

状态	pH	关系式
	7	$c = 12.366 - 0.783 \ln(N + 1)$
干	9	$c = 12.325 - 1.147 \ln(N + 1)$
	4	$c = 12.161 - 1.339 \ln(N + 1)$
	7	$c = 9.486 - 1.044 \ln(N + 1)$
湿	9	$c = 9.03 - 1.207 \ln(N + 1)$
	4	$c = 8.7 - 1.716 \ln(N + 1)$

根据图 5, 6 中数据点的分布特点, 得到酸碱环境 (pH=7, 9, 4) 干湿循环作用下砂岩  $j$  -  $N$  的关系式 (表 3)。

表 3  $j$  -  $N$  关系式Table 3 Relation formulae of  $j$  -  $N$ 

状态	pH	关系式
	7	$j = 3e^{-0.418N} + 45.472$
干	9	$j = 3.2e^{-0.291N} + 45.239$
	4	$j = 3.358e^{-0.32N} + 45.046$
	7	$j = 11.504e^{-0.061N} + 36.386$
湿	9	$j = 11.504e^{-0.061N} + 36.386$
	4	$j = 28.109e^{-0.045N} + 17.143$

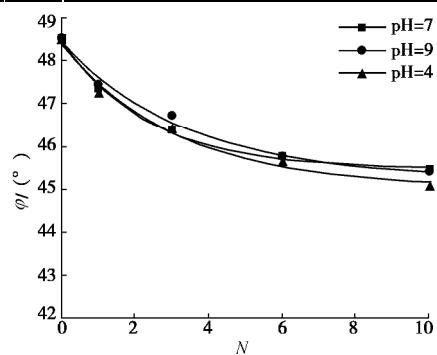


图 5 干燥砂岩试样内摩擦角的劣化曲线

Fig. 5 Deterioration curves of angle of internal friction in dry sandstone samples

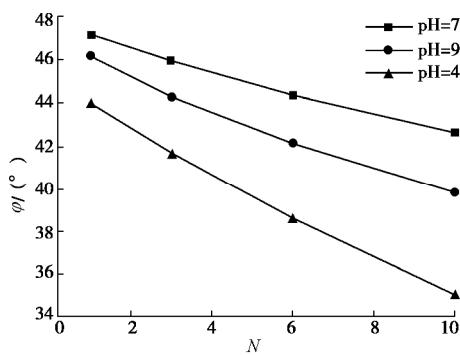


图6 饱和砂岩试样内摩擦角的劣化曲线

Fig. 6 Deterioration curves of angle of internal friction in saturated sandstone samples

### 3 劣化分析

通过试验得到的  $c$ ,  $j$  值, 可以获得酸碱环境干湿循环作用下干燥、饱和试样的劣化分析表 (表 4)。为形象展现干湿循环次数与酸碱环境对  $c$ ,  $j$  参数劣化的影响, 表 4 中每个阶段的阶段平均劣化度见图 7~10。

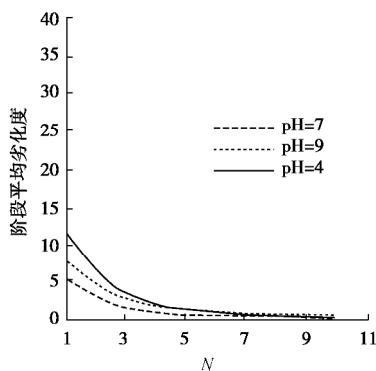


图7 干燥砂岩试样黏聚力的阶段平均劣化曲线

Fig. 7 Stage average deterioration curves of cohesion in dry sandstone samples

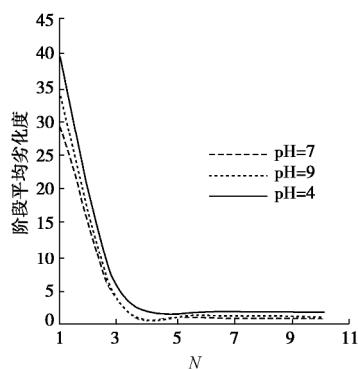


图8 饱和砂岩试样黏聚力的阶段平均劣化曲线

Fig. 8 Stage average deterioration curves of cohesion in saturated sandstone samples

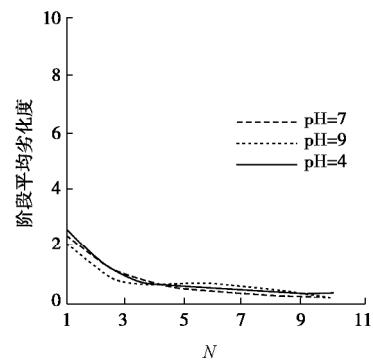


图9 干燥砂岩试样内摩擦角的阶段平均劣化曲线

Fig. 9 Stage average deterioration curves of internal friction angle in dry sandstone samples

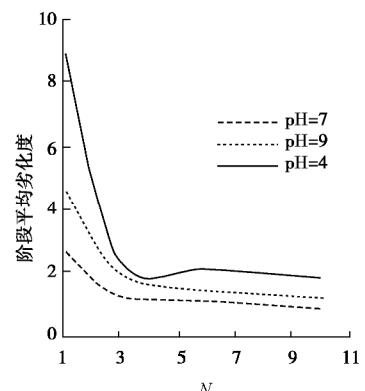


图10 饱和砂岩试样内摩擦角的阶段平均劣化曲线

Fig. 10 Stage average deterioration curves of internal friction angle in saturated sandstone samples

(1) 酸性环境下, 黏聚力和内摩擦角下降的量最多, 同时, 第十次干湿循环后, 砂岩的阶段平均劣化度还具有较大值, 说明此时砂岩中还有可以与酸反应的胶结物;

(2) 黏聚力的(平均)劣化度明显高于相应内摩擦角的劣化度, 可能的原因是黏聚力对与酸碱发生化学反应的胶结物含量的变化更为敏感;

(3) 从干状态( $N=0$ )到饱和状态( $N=1$ ), 试样的  $c$ ,  $j$  值下降较大(与两次干燥状态对比), 其主要原因可归结为水的存在导致其内部  $c$ ,  $j$  值的降低, 不过并不是说此过程(由干燥到饱和)没有酸碱与胶结物的反应, 只不过在此是非主要因素。

(4) 图中, 砂岩的平均劣化度在前几次循环中逐渐降低, 最后趋向于某一个最低值, 可以推测, 在干湿循环作用前期, 水-岩相互作用造成砂岩的化学、物理损伤效应较大, 黏聚力和内摩擦角受的影响最为明显。随着循环次数的增加, 水-岩相互作用给岩石造成损伤效应减小, 黏聚力和内摩擦角受影响减小, 变化趋于平缓。

表 4  $c, j$  劣化值Table 4 Deterioration values of  $c, j$ 

PH	干湿状态	循环次数 $N$	黏聚力 $c/kPa$	总劣化度 $\Delta D_j$	阶段平均劣化度		总劣化度 $\Delta D_j$	阶段平均劣化 度 $\Delta D_j$ $n_j - n_{j-1}$
					$\frac{\Delta D_j}{n_j - n_{j-1}}$	内摩擦角 $j / (^\circ)$		
7	干	0	12.43	0.00	0.00	48.52	0.00	0.00
		1	11.74	5.55	5.55	47.34	2.43	2.43
		3	11.27	9.33	1.89	46.39	4.39	0.98
		6	10.84	12.79	1.15	45.77	5.67	0.43
		10	10.52	15.37	0.64	45.46	6.31	0.16
	湿	1	8.78	29.36	29.36	47.21	2.70	2.70
		3	7.99	35.72	3.18	45.99	5.21	1.26
		6	7.5	39.66	1.31	44.38	8.53	1.11
		10	6.97	43.93	1.07	42.67	12.06	0.88
		0	12.43	0.00	0.00	48.52	0.00	0.00
9	干	1	11.42	8.13	8.13	47.45	2.21	2.21
		3	10.67	14.16	3.02	46.72	3.71	0.75
		6	10.1	18.74	1.53	45.75	5.71	0.67
		10	9.64	22.45	0.93	45.41	6.41	0.18
		1	8.2	34.03	34.03	46.2	4.78	4.78
	湿	3	7.33	41.03	3.50	44.27	8.76	1.99
		6	6.72	45.94	1.64	42.19	13.05	1.43
		10	6.12	50.76	1.21	39.9	17.77	1.18
		0	12.43	0.00	0.00	48.52	0.00	0.00
		1	11.01	11.42	11.42	47.26	2.60	2.60
4	干	3	10.06	19.07	3.82	46.42	4.33	0.87
		6	9.51	23.49	1.47	45.65	5.92	0.53
		10	9.19	26.07	0.64	45.09	7.07	0.29
		1	7.54	39.34	39.34	44.03	9.25	9.25
		3	6.22	49.96	5.31	41.69	14.08	2.41
	湿	6	5.48	55.91	1.98	38.64	20.36	2.10
		10	4.54	63.48	1.89	35.09	27.68	1.83

表 5  $\tau - N$  关系式Table 5 Relation formulae of  $\tau - N$ 

状态	pH	公式
干	7	$t = 12.366 - 0.783 \ln(N+1) + s_n \tan(3e^{-0.418N} + 45.472)$
	9	$t = 12.325 - 1.147 \ln(N+1) + s_n \tan(3.2e^{-0.291N} + 45.239)$
	4	$t = 12.161 - 1.339 \ln(N+1) + s_n \tan(3.358e^{-0.32N} + 45.046)$
湿	7	$t = 9.486 - 1.044 \ln(N+1) + s_n \tan(11.504e^{-0.061N} + 36.386)$
	9	$t = 9.03 - 1.207 \ln(N+1) + s_n \tan(12.804e^{-0.084N} + 34.397)$
	4	$t = 8.7 - 1.716 \ln(N+1) + s_n \tan(28.109e^{-0.045N} + 17.143)$

析。用库仑准则表达岩(土)体的抗剪强度为

$$t = c + s_n \tan j \quad (1)$$

将表 2 中的  $c - N$  关系式, 表 3 中的  $j - N$  关系式入式 (1), 得到酸碱环境 (pH=4, 7, 9) 干湿循环作用下砂岩抗剪强度  $\tau - N$  的关系式, 如表 5 所示。

以干湿循环次数  $N$  为横座标, 抗剪强度  $\tau$  为纵座标, 作出不同酸碱环境砂岩干燥状态和饱和状态抗剪

#### 4 抗剪强度

工程中, 为评价库岸边坡的稳定性, 常常需要对岸坡岩土体的物理力学参数进行取值, 而其中重要的一项参数就是岸坡岩土体的抗剪强度。在滑坡稳定性计算和加固设计中, 岸坡岩土体的抗剪强度参数选取的正确与否, 直接影响到滑坡推力的大小和稳定性分

强度变化曲线图(图 11, 12), 从图 11, 12 可以看出, 砂岩的抗剪强度随着水-岩循环次数的增加而降低。在干湿循环作用前期, 受影响较为显著, 抗剪强度降幅很大; 而后, 循环作用的影响减小, 强度降幅相对较小。

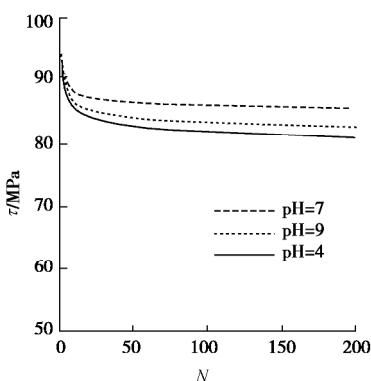


图 11 干燥砂岩抗剪强度劣化曲线

Fig. 11 Deterioration curves of shear strength in dry sandstone samples

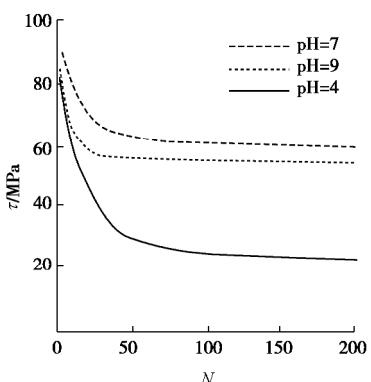


图 12 饱和砂岩抗剪强度劣化曲线

Fig. 12 Deterioration curves of shear strength in saturated sandstone samples

通过干湿状态砂岩的抗剪强度劣化规律对比, 发现相对于饱和状态, 干燥状态下砂岩的劣化程度相对来说较轻, 从劣化机理方面来说, 干燥状态的劣化, 可以解释为岩石内部胶结物的反应和溶解导致内部孔隙率以及微裂纹的增大; 而湿状态下的劣化机理则复杂得多, 水大量存在于岩石的内部, 使得岩石的抗剪强度大幅度下降, 这可以较好地解释库岸边坡在暴雨过后不久或是水库涨水不久发生破坏的几率远远大于干燥之后发生破坏的几率<sup>[11]</sup>。

从图 11, 12 中可以看出, pH=4 时, 干燥状态下, 经历了上百次干湿循环后, 砂岩抗剪强度降低约 10%, 而饱和状态下, 上百次循环后, 砂岩的抗剪强度下降了约 70%。可以推断, 干湿循环作用对库岸边坡的稳定性具有极大的危害, 酸性环境中更甚。鉴于  $\tau$ - $N$

在不同酸碱环境的劣化规律, 可针对类似情况, 提前预报可能破坏的砂岩(其他岩石类似)类岸坡的相关情况, 并提出相应的处理措施。

## 5 结 论

通过对酸碱环境干湿循环作用下砂岩强度劣化规律的研究, 得出了不同 pH 值 (pH=7, 9, 4) 干湿循环作用下干燥和饱和砂岩抗剪强度随循环次数的变化公式。结果表明:

(1) 随着循环次数的增加, 水-岩相互作用给岩石造成损伤效应减小, 黏聚力和内摩擦角受影响减小, 变化趋于平缓, 黏聚力的劣化度明显高于相应内摩擦角的劣化度。

(2) 砂岩的抗剪强度随着水-岩循环次数的增加而降低。在干湿循环作用前期, 受影响较为显著, 抗剪强度降幅很大; 而后, 循环作用的影响减小, 抗剪强度降幅相对较小。酸性环境下, 砂岩抗剪强度劣化最为严重, 碱性次之, 中性最轻。

(3) pH=4 时, 干燥状态下, 经历了上百次干湿循环后, 砂岩抗剪强度降低约 10%, 而饱和状态下, 上百次循环后, 砂岩的抗剪强度下降了约 70%。

## 参考文献:

- [1] GULSEREN D, EBRU A S, CANDAN G. Some non-linear models to predict the weathering degrees of a granitic rock from physical and mechanical parameters[J]. Expert Systems with Applications, 2011, 38: 7476–85.
- [2] TOBIAS S R, LINDA L, JESUS C, et al. Changes in porosity, permeability, water retention curve and reactive surface area during carbonate rock dissolution[J]. Chemical Geology, 2015, 403(18): 86–98.
- [3] POULSEN B A, SHEN B, WILLIAMS D J, et al. Strength reduction on saturation of coal and coal measures rocks with implications for coal pillar strength[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 2014, 71: 41–52.
- [4] 崔强, 冯夏庭, 薛强, 等. 化学腐蚀下砂岩孔隙结构变化的机制研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(6): 1209–1216. (CUI Qiang, FENG Xia-ting, XUE Qiang, et al. Mechanism study of porosity structure change of sandstone under chemical corrosion[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(6): 1209–1216. (in Chinese))
- [5] 李宁, 朱运明, 张平, 等. 酸性环境中钙质胶结砂岩的化学损伤模型[J]. 岩土工程学报, 2003, 25(4): 395–399. (LI Ning, ZHU Yun-ming, ZHANG Ping, et al. A chemical

damage model of sandstone in acid environment[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2003, **25**(4): 395 – 399. (in Chinese))

[6] 汤连生, 王思敬. 岩石水化学损伤的机制及量化方法探讨[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, **21**(3): 314 – 319. (TANG Lian-sheng, WANG Si-jing. Analyses of mechanism and quantitative methods of chemical damage in water-rock interaction[J]. Chinese Journal of Rock Mechanic sand Engineering, 2002, **21**(3): 314 – 319. (in Chinese))

[7] 邓华锋, 原先凡. 饱水度对砂岩纵波波速及强度影响的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, **32**(8): 1625 – 1631. (DENG Hua-feng, YUAN Xian-fan. Experimental research on influence of saturation degree of sandstone longitudinal wave velocity and strength[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, **32**(8): 1625 – 1631. (in Chinese))

[8] 朱合华, 周治国, 邓 涛. 饱水对致密岩石声学参数影响的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, **24**(5): 823 – 828. (ZHU He-hua, ZHOU Zhi-guo, DENG Tao. Acoustic parameters of low-porosity rock under dry and saturated conditions[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, **24**(5): 823 – 828. (in Chinese))

[9] 邓建华, 黄醒春, 彭结兵, 等. 膏溶角砾岩不同天然含水率情况下力学特性的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2008, **30**(8): 1203 – 1206. (DENG Jian-hua, HUANG Xing-chun. Mechanical properties of Gypsum Breccia with different water contents[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, **30**(8): 1203 – 1206. (in Chinese))

[10] 熊德国, 赵忠明, 苏承东, 等. 饱水对煤系地层岩石力学性质影响的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, **30**(5): 998 – 1006. (XIONG De-guo, ZHAO Zhong-ming, SU Cheng-dong, et al. Experimental study of effect of water-saturated state on mechanical properties of rock in coal measure strata[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, **30**(5): 998 – 1006. (in Chinese))

[11] 刘新荣, 傅 晏, 王永新, 等. (库)水 – 岩作用下砂岩抗剪强度劣化规律的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2008, **30**(9): 1298 – 1302. (LIU Xin-rong, FU Yan, WANG Yong-xin, et al. Deterioration rules of shear strength of sand rock underwater-rock interaction of reservoir[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, **30**(9): 1298 – 1302. (in Chinese))

[12] 刘新荣, 张 梁, 傅 晏. 酸性环境干湿循环对泥质砂岩力学特性影响的试验研究[J]. 岩土力学, 2014, **35**(增刊2): 45 – 52. (LIU Xin-rong, ZHANG Liang, FU Yan. Experimental study of mechanical properties of argillaceous sandstone under wet and dry cycle in acid environment[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(S2): 45 – 52. (in Chinese))

[13] 刘新荣, 李栋梁, 张 梁, 等. 干湿循环对泥质砂岩力学特性及其微观结构影响研究[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(7): 1291 – 1300. (LIU Xin-rong, LI Dong-liang, ZHANG Liang, et al. Influence of wetting-drying cycles on mechanical properties and microstructure of shaly sandstone[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(7): 1291 – 1300. (in Chinese))

## 勘 误

2017 年第 10 期“水下岩溶浆液抗分散性质试验研究及工程应用”一文中, 1861, 1863, 1865 页眉中作者姓名更正为“张 聰, 等”。特此更正。

(本刊编辑部)

DOI: 10.11779/CJGE201712023

# 考虑时效性的静压桩荷载-沉降关系预测方法

李 林<sup>1, 2</sup>, 李镜培<sup>\*1, 2</sup>, 孙德安<sup>3</sup>, 张凌翔<sup>1, 2</sup>

(1. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092; 2. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092;  
3. 上海大学土木工程系, 上海 200072)

**摘要:** 考虑天然饱和黏土地层的原位力学特性, 采用圆孔扩张模型考虑沉桩效应, 结合太沙基一维径向固结理论推导了桩周土再固结过程中土体强度和剪切模量的解析解。在此基础上, 根据桩基加载过程中桩侧土体的剪切变形特性, 采用指数函数型荷载传递曲线分别建立了静压桩的桩侧和桩端荷载传递模型, 提出了考虑时效性的静压桩荷载-沉降关系理论预测方法。通过现场试验对本文解答进行验证, 研究了沉桩结束后静压桩荷载-沉降特性随时间的变化规律, 分析了静压桩沉桩后不同历时的荷载传递特性。研究结果表明, 沉桩结束后静压桩承载特性的变化主要是由于桩侧承载特性的提高; 特定休止期后的静载试验结果与静压桩真实承载特性存在一定差异。因此, 实际工程中应根据桩周土体力学特性的改变结合静载试验合理确定静压桩的承载特性。

**关键词:** 沉桩效应; 时效性; 荷载传递; 刚度; 极限承载力; 荷载-沉降

中图分类号: TU473 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)12-2327-08

作者简介: 李 林(1986-), 男, 甘肃通渭人, 博士, 主要从事桩基承载力方面的研究工作。E-mail: [lilin\\_sanmao@163.com](mailto:lilin_sanmao@163.com)。

## Prediction method for time-dependent load-settlement relationship of a jacked pile

LI Lin<sup>1, 2</sup>, LI Jing-pei<sup>1, 2</sup>, SUN De-an<sup>3</sup>, ZHANG Ling-xiang<sup>1, 2</sup>

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

2. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. Department of Civil Engineering, Shanghai

University, Shanghai 200072, China)

**Abstract:** Considering the in-situ properties of the natural saturated clay strata, the pile installation effects are studied by the cavity expansion model. Based on Terzaghi's one dimensional radial consolidation theory, the analytical solutions are derived for the time-dependent strength and shear modulus of the soil adjacent to a jacked pile. Then, based on the shear deformation performance of the surrounding soil during pile loading, the time-dependent load transfer models for pile shaft and pile base are established through the exponential function type load transfer curve, respectively, and a theoretical method is proposed for predicting the time-dependent load-settlement curve of a jacked pile in saturated clay strata. The proposed theoretical method is verified by the field tests. The time-dependent load-settlement performance and load transfer properties of the jacked pile after pile installation are studied. The results show that the evolution of the bearing performance of the jacked pile after pile installation is primarily because of the increase in the bearing performance of pile shaft. There are some discrepancies between the actual load-settlement performance of the jacked pile and the static loading test results after specific rest time. Thus, in actual engineering, the time-dependent bearing performance of jacked piles should be evaluated through the static loading tests with the aid of considering the evolution of the mechanical properties of the surrounding soil of piles.

**Key words:** pile installation effect; time-dependence; load transfer; stiffness; ultimate bearing capacity; load-settlement

## 0 引言

饱和黏土地层沉桩结束后, 沉桩产生的超孔隙水压力随时间逐渐消散, 有效应力随之增长, 桩周土体强度和刚度随时间逐步恢复、提高, 使得饱和黏土中静压桩承载特性呈现出明显的时效性。目前, 国内外学者对静压桩承载特性的时效性展开了一系列有益研究<sup>[1-6]</sup>, 但多数研究侧重于静压桩极限承载力时效性的

研究, 对其荷载-沉降时效性的研究较少, 且多数静压桩极限承载力时效性研究直接基于静载试验数据或数值模拟结果得出相应的经验公式, 其不仅无法从机理上反映静压桩承载力时效性的本质, 也无法体现静

基金项目: 国家自然科学基金项目 (41272288)

收稿日期: 2016-08-08

\*通讯作者 (E-mail: [lijp2773@tongji.edu.cn](mailto:lijp2773@tongji.edu.cn))

压桩荷载-沉降特性的时效性。同时, 现行规范根据工程经验规定以休止期 25 d 的静载试验为准来确定其承载特性<sup>[7]</sup>, 然而, 由于地层条件的千差万别, 休止期 25 d 的静载试验结果与静压桩真实承载特性存在一定差异<sup>[8]</sup>。因此, 对饱和黏土中静压桩荷载-沉降特性的时效性展开研究, 提出静压桩考虑时效性的荷载-沉降关系预测方法, 为静压桩设计、施工优化提供理论依据, 具有重要的理论和工程实际意义。

本文根据沉桩后桩周土体力学特性的演变规律, 结合桩基加载过程中桩侧土体的剪切变形特性, 采用指数函数型荷载传递曲线建立了静压桩的桩侧和桩端荷载传递模型, 提出了考虑时效性的静压桩荷载-沉降预测方法, 并结合现场实测结果进行了验证, 研究了饱和黏土地层中静压桩荷载-沉降关系的时效性。本文解答对完善静压桩承载理论及指导静压桩设计与施工都具有重要意义。

## 1 静压桩周土体力学特性

### 1.1 静压沉桩效应

静压桩压入土层的过程中, 桩身周围土体的扩张模式类似于柱孔扩张; 而桩端周围土体向外扩张的形式更接近于球孔扩张<sup>[9]</sup>, 因此, 将饱和黏土中的静压沉桩过程视作桩身柱形孔和桩端球形孔在内压力  $s_{ra}$  作用下由初始零半径不排水扩张至桩半径, 基于圆孔扩张理论考虑沉桩效应对桩周土体力学特性的影响。

考虑  $K_0$  固结天然饱和黏土的初始应力各向异性和平应诱发各向异性特性, Li 等<sup>[10]</sup>采用  $K_0$ -MCC 模型推导了圆孔不排水扩张后周围塑性区  $r_p$  内土体超孔压  $u_{e,0}$  与平均有效应力  $p'_{cs}$  的解答:

$$u_{e,0} = p'_0 \left( \frac{3K_0}{1+2K_0} + \frac{mh_p^*}{\sqrt{3^m}} \right) + p'_{cs} \left( \sqrt{3^{m-1}} V \ln \frac{r_p}{r} - \frac{V}{2^{2-m} \sqrt{3^{m-1}}} \pm \frac{\sqrt{4M^2 - 3V^2}}{6} - 1 \right), \quad (1)$$

$$p'_{cs} = p'_0 \left( \frac{OCR}{2} \right)^L. \quad (2)$$

式中  $m=1$  表示桩身柱孔扩张,  $m=2$  表示桩端球孔扩张;  $p'_0 = s'_{u0}/3$  为初始平均有效应力;  $K_0$  为静止土压力系数;  $M$  为  $p'-q$  平面上内 CSL 线的斜率, 其值等于  $6\sin j'/(3-\sin j')$ ,  $j'$  为三轴试验条件下土体的有效内摩擦角;  $M^* = \sqrt{M^2 - h_0^2}$  为相对临界状态应力比;  $h_0 = |3(1-K_0)/(2K_0+1)|$  为土体初始应力比;  $h_p^* = M^* \sqrt{OCR-1}$  为弹塑性边界处的相对应力比;  $OCR$  为土体超固结比;  $L=1-k/1$  为土体塑性体应变比。  $1$  和  $k$  分别为加荷、卸荷曲线在  $u-\ln p$  平面上的斜率; 塑性区半径  $r_p$  和  $V$  可分别表示为

$$\left( \frac{r_p}{r_0} \right)^{m+1} = \frac{2mG_0}{(m+1)(s'_{rp} - s'_{h0})}, \quad (3)$$

$$V = \frac{2\sqrt{3[M^2(2K_0+1)^2 - 9(1-K_0)^2]}}{3(2K_0+1)}, \quad (4)$$

式中  $G_0 = 3(1-2n')up'/(2(1+n')k)$  为土体剪切模量;  $u=1+e$ , 为土体比体积;  $e$  为孔隙比;  $n'$  为有效泊松比;  $s'_{rp} = s'_{h0} + mp'_0h_p^*/\sqrt{3^m}$  为弹塑性边界处的径向有效应力。

### 1.2 桩周土力学特性演变

如图 1 所示, 沉桩结束后, 沉桩产生的超孔隙水压力主要沿径向消散, 桩周土强度和刚度随之提高。基于太沙基一维径向固结理论, 桩周土再固结过程中超孔隙水压力可表示为<sup>[11]</sup>

$$u_{e,t} = \sum_{n=1}^{\infty} C_{1n} [J_0(I_n r) + C_{2n} Y_0(I_n r)] e^{-I_n^2 C_h t}, \quad (5)$$

式中,  $C_{1n}$ ,  $C_{2n}$  和  $I_n$  分别为积分常数, 由初始条件和边界条件可得

$$C_{1n} = \frac{\int_{r_0}^R u_{e,0} \left[ J_0(I_n r) - \frac{J_0(I_n R)}{Y_0(I_n R)} Y_0(I_n r) \right] r dr}{\int_{r_0}^R \left[ J_0(I_n r) - \frac{J_0(I_n R)}{Y_0(I_n R)} Y_0(I_n r) \right]^2 r dr}, \quad (6)$$

$$C_{2n} = -\frac{J_0(I_n R)}{Y_0(I_n R)}, \quad (7)$$

$$Y_0(I_n R) J_1(I_n r_0) - J_0(I_n R) Y_1(I_n r_0) = 0, \quad (8)$$

式中,  $R$  为桩周径向排水距离。

由式(5)可计算沉桩结束后桩周任一土层的固结度  $U_t$ :

$$U_t = 1 - \frac{\int_{r_0}^R \int_0^{l_i} u_{e,t} r dr dz}{\int_{r_0}^R \int_0^{l_i} u_{e,0} r dr dz}, \quad (9)$$

式中,  $l_i$  为计算区域土层厚度。

根据有效应力原理和径向一维固结理论, 由式(2)和式(5)可将沉桩结束后任意时刻桩侧土体的平均有效应力  $p'_t$  表示为

$$p'_t = p'_{cs} + c(u_{e0} - u_{e,t}), \quad (10)$$

式中,  $c = 1 + v'/[3(1 - v')]$  平面应变一维固结条件下超孔压转换系数。

基于修正剑桥 (MCC) 模型, 土体在三轴压缩条件下的不排水抗剪强度  $s_{u0tc}$  可通过下式计算<sup>[12]</sup>:

$$s_{u0tc} = \frac{1}{2} M p'_0 \left( \frac{OCR}{2} \right)^L. \quad (11)$$

静压沉桩过程中桩周土体被扰动和重塑, 其原始结构和潜在强度消失, 故沉桩结束后桩周土力学特性类似于正常固结土<sup>[13]</sup>, 即  $OCR=1$ 。基于此, 由式(9)

和式(10)可将桩周土再固结过程中三轴压缩条件下的不排水强度  $s_{utc,t}$  表示为

$$s_{utc,t} = \frac{1}{2} M p_t' \left( \frac{1}{2} \right)^L \quad (12)$$

同时, 根据土体剪切模量定义可将沉桩结束后桩周土体的剪切模量表示为

$$G_t = G_0 \left( \frac{p_t'}{p_0'} \right)^n \quad (13)$$

式中  $n$  为介于 0~1 之间的常数, 表示土体刚度与有效应力之间的相关性。为简化计算, 本文  $n$  取值为 1。

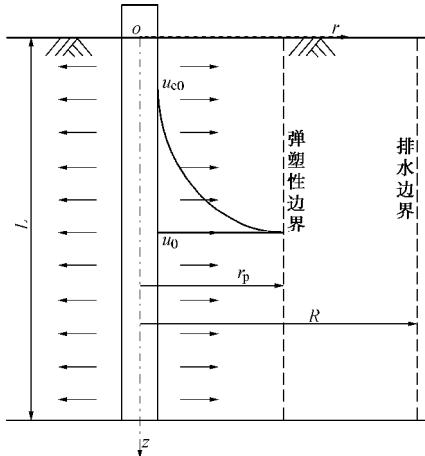


图 1 桩周土固结模型示意图

Fig. 1 Sketch of consolidation model for surrounding soil

## 2 考虑时效性的荷载传递模型

### 2.1 荷载传递函数

多数现场试验数据表明<sup>[14-15]</sup>, 坚向荷载作用下桩-土界面剪切带处桩侧阻力与桩-土相对位移之间呈非线性关系, 而剪切带以外土体主要为线弹性剪切变形, 如图 2 所示。

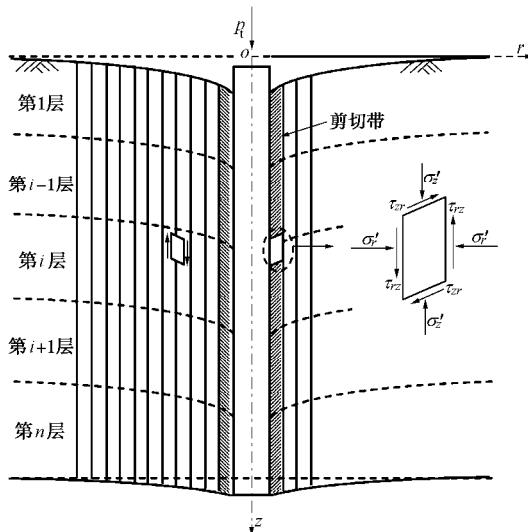


图 2 桩加载时桩侧土体剪切变形示意图

Fig. 2 Sketch of shear deformation of soil around a pile during pile loading

一般而言, 双曲线型和指数函数型荷载传递函数可以较好地反映桩土界面剪切带处的剪切特性。因此, 在静压桩荷载传递模型的研究中, 桩端和桩侧剪切带均采用指数函数型非线性荷载传递模型, 如图 3 所示。指数函数型桩侧和桩端荷载传递函数对应的具体表达式分别如下:

$$t_{s,z} = a_{s,z} (1 - e^{-b_{s,z} W_{p,z}}) \quad (14)$$

$$q_b = a_b (1 - e^{-b_b W_b}) \quad (15)$$

式中  $t_{s,z}$  和  $W_{p,z}$  分别为深度  $z$  处的桩侧阻力和桩-土相对位移;  $q_b$  和  $W_b$  分别为桩端阻力和桩端沉降; 参数  $a_{s,z}$ ,  $b_{s,z}$ ,  $a_b$  和  $b_b$  可通过桩侧和桩端土体的强度和刚度确定。

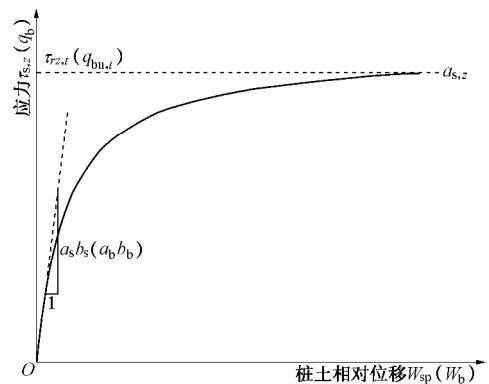


图 3 指数函数型桩端和桩侧荷载传递函数

Fig. 3 Exponential function type load transfer curve for pile shaft and pile base

桩加载过程中, 随着桩顶荷载的逐渐增大, 桩侧和桩端处土体呈现出非线性特征。对式(14)、(15)求导可得加载过程中单位长度桩侧切线刚度与桩土相对位移之间的关系及桩端切线刚度和桩端沉降之间的关系:

$$K_{sp,z} = 2\pi r_0 a_{s,z} b_{s,z} e^{-b_{s,z} W_{p,z}} \quad (16)$$

$$K_b = A_s a_b b_b e^{-b_b W_b} \quad (17)$$

式中,  $A_s$  为桩身截面积。

### 2.2 桩侧参数确定

根据式(13)和图 3 可知, 当桩土界面剪切带处侧阻完全发挥时, 参数  $a_{s,z}$  值等于图 4 所示土体单元的极限阻力  $t_{su,t}$ , 即

$$a_{s,z} = t_{su,t} \quad (18)$$

由于沉桩挤土作用, 沉桩结束后桩侧剪切带处径向应力  $\sigma'_r$  为大主应力。如图 4 所示, 桩侧剪切带处侧阻完全发挥时桩-土界面对应的应力状态  $(\sigma'_r, t_{rz})$  为图中 A 点。同时, 点 A 与土体在平面应变条件下破坏时的摩尔应力圆上相切。由图 4 所示几何关系可知侧阻完全发挥时极限阻力  $t_{su,t}$  与土体平面应变条件下的不

排水抗剪强度  $S_{ups}$  之间存在如下关系:

$$t_{su,t} = S_{ups,t} \cos f' \quad . \quad (19)$$

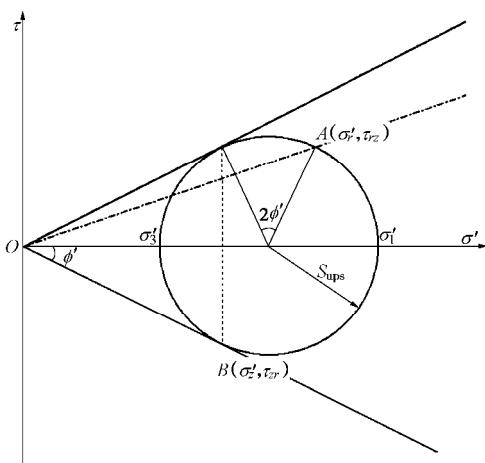


图 4 桩侧土体单元应力状态

Fig. 4 Stress state of soil element adjacent to pile shaft

为考虑桩基加载过程中桩侧土体的三维强度, 基于 SMP 强度准则和应力变换方法<sup>[16]</sup>, 根据图 5 所示 Mises 强度准则和 SMP 强度准则在  $p$  平面上的几何关系, 可将土体在三轴压缩条件下的不排水抗剪强度  $s_{utc,t}$  变换为在桩基加载条件下桩侧剪切带处土体的三维强度  $s_{ups,t}$ :

$$s_{ups,t} = \frac{3\sqrt{3} \sin j_f}{2M \cos y_f \sqrt{2 + \sin^2 j_f}} s_{utc,t} \quad , \quad (20)$$

式中,  $j_f$  和  $y_f$  为应力变换参数, 其表达式如下:

$$\sin j_f = \frac{\sqrt{2}M}{\sqrt{9+3M}} \quad , \quad (21)$$

$$y_f = \frac{1}{3} \arccos^{-1} \left[ - \left( \frac{3}{2 + \sin^2 j_f} \right)^{3/2} \sin j_f \cos 3q \right] \quad , \quad (22)$$

式中,  $q$  为应力罗德角, 平面应变条件下  $q = \pi/6$ 。

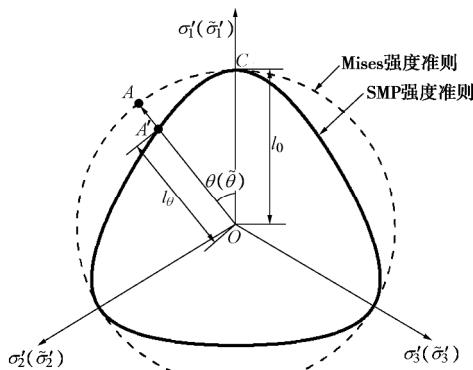


图 5 Mises 准则和 SMP 准则在  $\pi$  平面上的几何关系

Fig. 5 Geometric relation between Mises criterion and SMP criterion in  $\pi$ -plane

将式 (11)、(12) 代入式 (19)、(20), 同时结合

式 (18) 可得

$$a_{s,z} = \frac{3\sqrt{3} \sin j_f \cos f'}{2M \cos y_f \sqrt{2 + \sin^2 j_f}} \frac{1}{OCR} \frac{p'_t}{p'_0} s_{utc} \quad . \quad (23)$$

根据剪切位移法, 桩侧剪切带以外弹性变形区土体的剪切位移  $W_{se,z}$  可通过下式求出:

$$W_{se,z} = - \frac{dP_z}{2\pi G_{0,z}} \int_{r_m}^r \frac{1}{(A - B \ln r)r} dr \quad , \quad (24)$$

式中  $dP_z$  为单位桩长的轴力增量,  $r_m = 2.5Lr_m(1-n)$  为桩加载过程中桩周环面剪切变形的最大影响半径,  $r_m$  为桩周土不均匀系数, 由式 (1)、(10)、(13) 可知参数  $A$  和  $B$  的表达式如下:

$$A = \left( \frac{OCR}{2} \right)^L + \left[ \frac{3K_0}{1+2K_0} + \frac{h_p^*}{\sqrt{3}} + \left( \frac{OCR}{2} \right)^L \left( V \ln r_p - \frac{V}{2} \pm \frac{\sqrt{4M^2 - 3V^2}}{6} - 1 \right) \right] cU_t \quad , \quad (25)$$

$$B = VcU_t \left( \frac{OCR}{2} \right)^L \quad . \quad (26)$$

根据沉桩产生的塑性区半径与桩加载过程中桩周环面剪切变形影响半径之间的关系, 分以下两种情况计算  $W_{se,z}$ :

(1) 若沉桩产生的塑性区半径大于剪切变形影响半径, 即  $r_p > r_m$ , 积分式 (17) 可得

$$W_{se,z} = \frac{dP_z}{2\pi B G_{0,z}} \ln \frac{A - B \ln r_0}{A - B \ln r_m} \quad . \quad (27a)$$

(2) 若沉桩产生的塑性区半径小于剪切变形影响半径, 即  $r_p < r_m$ , 积分式 (17) 可得

$$W_{se,z} = \frac{dP_z}{2\pi B G_{0,z}} \ln \left[ \frac{A - B \ln r_0}{A - B \ln r_m} \left( \frac{r_m}{r_p} \right)^B \right] \quad . \quad (27b)$$

由式 (27a)、(27b) 可得桩侧剪切带以外弹性变形区单位长度土体环面的刚度:

$$K_{se,z} = \begin{cases} \frac{2\pi B G_{0,z}}{\ln \frac{A - B \ln r_0}{A - B \ln r_m}} & (r_p > r_m) \\ \frac{2\pi B G_{0,z}}{\ln \left[ \frac{A - B \ln r_0}{A - B \ln r_m} \left( \frac{r_m}{r_p} \right)^B \right]} & (r_p < r_m) \end{cases} \quad . \quad (28)$$

在桩基初始加载阶段, 桩侧剪切带初始切线刚度与剪切带以外弹性变形区土柱刚度相等, 由式 (14)、式 (16) 和图 3 可知

$$2\pi r_0 a_{s,z} b_{s,z} = K_{se,z} \quad , \quad (29)$$

进而, 可得参数  $b_{s,z}$ :

$$b_{s,z} = \begin{cases} \frac{BG_{0,z}}{a_{s,z}r_0 \ln \frac{A-B \ln r_0}{A-B \ln r_m}} & (r_p > r_m) \\ \frac{BG_{0,z}}{a_{s,z}r_0 \ln \left[ \frac{A-B \ln r_0}{A-B \ln r_m} \left( \frac{r_m}{r_p} \right)^B \right]} & (r_p < r_m) \end{cases} \quad (30)$$

### 2.3 桩端参数确定

由式(14)和图3可知, 当桩端阻力完全发挥时, 桩端土体单位极限阻力 $q_{bu,t}$ 即为参数 $a_b$ :

$$a_b = q_{bu,t} \quad (31)$$

基于总应力法, ( $\alpha$ 法) 单位桩端承载力 $q_{bu,t}$ 可采用下式计算:

$$q_{bu,t} = N_c S_{ute,t} \quad (32)$$

式中,  $N_c$  为桩端承载力因数, 饱和黏土中 $N_c=9^{[17]}$ 。

Randolph等<sup>[18]</sup>将桩端视作作用在半无限弹性介质表面上的刚性圆盘, 根据Boussinesq解给出了桩端的弹性荷载-沉降关系:

$$W_b = \frac{P_b(1-n)}{4r_0 G_b} \quad (33)$$

式中,  $P_b$  为桩端处的轴向荷载,  $G_b$  为桩端以下 $8r_0$ 范围内土体的平均剪切模量。

由式(32)可得弹性变形条件下桩端刚度 $K_{e,b}$ :

$$K_{e,b} = \frac{4r_0 G_{b,t}}{1-n} \quad (34)$$

在桩基初始加载阶段, 桩端初始切线刚度与弹性变形条件下的桩端刚度相等, 由式(17)、(34)和图3可得

$$b_b = \frac{4G_{b,t}}{\pi r_0 a_b (1-n)} \quad (35)$$

## 3 荷载-沉降关系解析

### 3.1 桩端荷载传递解析

如图6所示, 将饱和黏土地层中入土深度为 $L$ 的静压桩从上至下划分为 $n$ 个微段, 假定每一微段由刚度为 $K_{i,s}$ 的桩侧弹簧支撑, 桩身荷载由桩侧支撑弹簧传递给周围土体。

对于桩端第 $n$ 微段桩体而言, 当桩端产生位移增量 $dW_{n,b}$ 时, 其桩身任意位置处位移增量 $dW_{n,z}$ 由桩端沉降 $dW_{n,b}$ 和桩身压缩量 $dW_{sn,z}$ 两部分构成:

$$dW_{n,z} = dW_{sn,z} + dW_b \quad (36)$$

式中, 桩身压缩量 $dW_{sn,z}$ 可通过下式计算:

$$dW_{sn,z} = \int_0^z \frac{dP_{n,z}}{EA_s} dz \quad (37)$$

式中,  $\delta P_{n,z}$ 为第 $n$ 微段桩身任意位置处轴力增量。

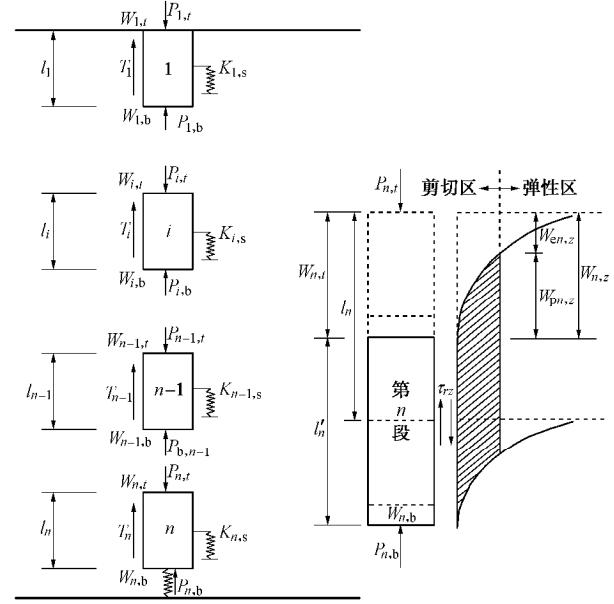


图6 桩-土荷载传递解析模型

Fig. 6 Analytical model for pile-soil load transfer

由图6所示关系可得桩侧剪切带位移增量, 即桩土相对位移增量 $dW_{pn,z}$ :

$$dW_{pn,z} = dW_{n,z} - dW_{en,z} \quad (38)$$

将式(36)代入式(37), 结合式(16)可将第 $n$ 微段任意位置处总桩侧阻力增量 $\delta T_{sn,z}$ 表示为

$$dT_{sn,z} = K_{spn,z} \int_0^z (dW_{n,b} + dW_{sn,z} - dW_{en,z}) dz \quad (39)$$

根据静力平衡条件, 可将第 $n$ 微段桩身任意位置处轴力增量 $\delta P_{n,z}$ 表示为

$$\delta P_{n,z} = K_b dW_b + dT_{sn,z} \quad (40)$$

将式(39)代入式(40), 并同时对等式两边求导可得

$$dP'_{n,z} = K_{spn,z} dW_{n,b} + K_{spn,z} \int_0^z \frac{dP_{n,z}}{EA_s} dz - \frac{K_{spn,z}}{K_{sen,z}} dP'_{n,z} \quad (41)$$

求解式(40)可得第 $n$ 微段任意位置处桩身轴力增量:

$$dP_{n,z} = (C_{1,n} a_n e^{a_n z} - C_{2,n} a_n e^{-a_n z}) dW_b \quad (42)$$

式中,  $C_1$  和  $C_2$  为积分常数, 可由边界条件确定。 $C_1$ ,

$C_2$  和  $a_n$  的具体表达式如下:  $a_n = \sqrt{\frac{K_{sen,z} K_{spn,z}}{EA_s (K_{sen,z} + K_{spn,z})}}$ ,

$$C_{n,1} = \frac{(EA_s + K_b)}{2a_n}, \quad C_{n,2} = \frac{(EA_s - K_b)}{2a_n}$$

由式(41)可得第 $n$ 微段顶部轴向力增量 $dP_{n,t}$ 为

$$dP_{n,t} = (C_{n,1} e^{a_n l_n} - C_{n,2} e^{-a_n l_n}) a_n dW_b \quad (43)$$

由式(36)和式(43)可得桩端第 $n$ 微段顶部位移增量 $dW_{n,t}$

$$dW_{n,t} = \frac{dP_{n,t}}{EA_s a_n} \frac{C_{n,1} e^{a_n l_n} + C_{n,2} e^{-a_n l_n}}{C_{n,1} e^{a_n l_n} - C_{n,2} e^{-a_n l_n}} \quad (44)$$

### 3.2 桩侧荷载传递解析

对于桩侧第  $n-1$  微单元体而言, 由连续性条件可知第  $n-1$  微段底部轴力增量  $P_{n-1,b}$  和沉降增量  $W_{n-1,b}$  分别等于第  $n$  段顶部轴力增量和沉降增量:

$$P_{n-1,b} = P_{n,t}, \quad (45)$$

$$W_{n-1,b} = W_{n,t}. \quad (46)$$

同时, 由式 (44) 可得第  $n-1$  微段底部刚度:

$$K_{n-1,b} = EA_s a_n \frac{C_{n1} e^{hl_n} - C_{n2} e^{-hl_n}}{C_{n1} e^{hl_n} + C_{n2} e^{-hl_n}}. \quad (47)$$

与桩端第  $n$  微段推导过程类似, 可推得第  $n-1$  微段顶部的荷载增量和沉降增量:

$$dP_{n-1,t} = (C_{n-1,1} e^{a_{n-1} l_{n-1}} - C_{n-1,2} e^{-a_{n-1} l_{n-1}}) a_{n-1} dW_{n-1,b}, \quad (48)$$

$$dW_{n-1,t} = \frac{dP_{n-1,t}}{EA_s a_{n-1}} \frac{C_{n-1,1} e^{h_{n-1} l_{n-1}} + C_{n-1,2} e^{-h_{n-1} l_{n-1}}}{C_{n-1,1} e^{h_{n-1} l_{n-1}} - C_{n-1,2} e^{-h_{n-1} l_{n-1}}}. \quad (49)$$

式中,  $a_{n-1} = \sqrt{\frac{K_{\text{sen-1},z} K_{\text{spn-1},z}}{EA_s (K_{\text{sen-1},z} + K_{\text{spn-1},z})}}$ ,  $C_{n-1,1} = \frac{(EA_s + K_{n-1,b})}{2a_{n-1}}$ ,  $C_{n-1,2} = \frac{(EA_s - K_{n-1,b})}{2a_{n-1}}$ 。

### 3.3 荷载 - 沉降曲线计算方法

基于以上分析, 可通过以下步骤计算静压桩在沉桩结束后某一特定时刻的荷载 - 沉降曲线: 给定一桩端位移增量  $dW_b$ , 通过式 (22)、(29) 计算桩身不同部位荷载传递函数的参数  $a_{s,z}$  和  $b_{s,z}$ , 采用式 (30)、(34) 计算桩端荷载传递函数的参数  $a_b$  和  $b_b$ 。在此基础上, 应用式 (43)、(44) 计算第  $n$  微段顶部的轴力增量和位移增量, 进而由连续性条件式 (45)、(46) 结合式 (48)、(49) 计算第  $n-1$  微段顶部的轴力增量和位移增量, 依次类推, 可得第 1 微段顶部 (桩顶) 的荷载增量  $dP_{1,t}$  和沉降增量  $dW_{1,t}$ 。给定新的桩端位移增量  $dW_b$ , 同时由式 (16)、(17) 更新桩侧、桩端刚度, 重复以上步骤, 则可得出桩端位移增量对应的桩顶荷载增量和沉降增量, 将不同桩端位移增量对应的荷载增量和桩顶位移增量逐步累加, 即可得出单桩荷载 - 沉降曲线。上述计算过程本文采用 MATLAB 软件编

程实现。

## 4 验证与分析

以上海饱和黏土地层中静压桩的现场静载试验结果来验证本文理论预测方法的合理性和有效性。试验场地位于浦东新区周浦镇周东路西侧, 场地土层分布情况及土体基本力学特性见表 1。

试验采用静压法分别将 3 根直径为 0.35 m 的圆形混凝土预制桩压入 30 m, 在沉桩结束后的不同时刻开展静载试验来测试荷载 - 沉降特性的变化规律, 其中: 第一根桩在沉桩结束后第 7 天开展静载试验; 第二根桩在 25 d 后开展静载试验, 第三根在 65 d 后进行静载试验。

根据上海软土地层的固结特性, 取超固结比  $OCR=1.1$ , 塑性体应变比  $A$  为 0.8, 假定泊松比  $\nu$  为 0.35。同时, 根据桩身混凝土强度等级, 取桩体弹性模量  $E=40$  GPa。为保证计算精度, 将桩从上至下划分为 150 个微段, 采用表 1 所列土层参数按照 2.3 节所述计算过程编程计算静压桩在沉桩结束后不同时刻的荷载 - 沉降关系。图 7 为沉桩结束后不同时刻荷载 - 沉降实测值和预测曲线的对比情况。

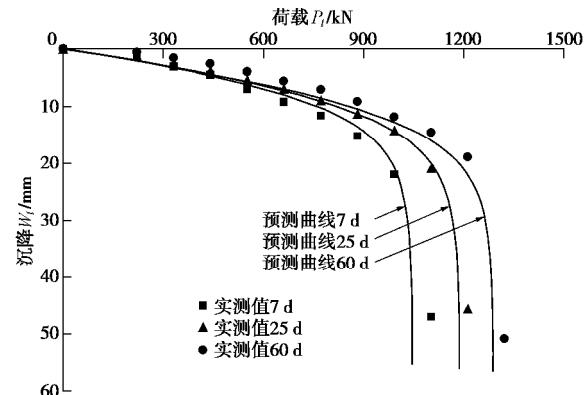


图 7 不同时历荷载 - 沉降关系预测曲线与实测值对比

Fig. 7 Comparison of load-settlement curves between measured data and predicted results at different time

表 1 场地土层特性表

Table 1 Properties of soil strata at test site

序号	土层名称	平均厚度 $H/m$	浮重度 $g'/(\text{kN}/\text{m}^3)$	孔隙比 $e_0$	内摩擦角 $j/(\text{°})$	压缩模量 $E_{0.1-0.2}/\text{MPa}$	渗透系数 $k_b/(\text{cm} \cdot \text{s}^{-1})$
① <sub>1</sub>	杂填土	1.61	—	—	—	—	—
②	黏土	1.75	8.9	1.052	31.7	4.46	$2.30 \times 10^{-7}$
③	淤泥质粉质黏土	2.21	7.6	1.187	27.5	3.67	$1.18 \times 10^{-6}$
③ <sub>夹</sub>	黏质粉土	1.68	8.7	1.003	32.5	7.69	$9.38 \times 10^{-6}$
④	淤泥质黏土	9.39	6.6	1.485	24.8	2.23	$1.74 \times 10^{-7}$
⑤ <sub>1-1</sub>	黏土	10.21	7.4	1.219	28.4	3.39	$2.13 \times 10^{-7}$
⑤ <sub>1-2</sub>	粉质黏土	8.93	7.8	1.065	31.9	4.07	$1.42 \times 10^{-6}$
⑤ <sub>3-1</sub>	粉质黏土夹黏质粉土	10.54	8.5	0.988	31.8	5.37	$2.36 \times 10^{-6}$
⑤ <sub>3-2</sub>	粉质黏土	8.97	8.5	0.981	31.7	5.21	$3.95 \times 10^{-7}$

从图7可以看出, 本文理论解析方法预测得出的荷载-沉降曲线与实测值较为吻合, 说明本文理论解析方法可以较为合理地预测饱和黏土中静压桩在不同时刻的荷载-沉降特性。同时, 从图7中还可看出, 在休止期25 d后静压桩承载特性仍有一定的增长空间。

图8给出了沉桩结束后不同时刻桩顶加载至沉降为55 mm时桩身轴力分布的理论计算曲线。可以看出, 随着时间的增加, 相同桩顶沉降对应的桩身轴力分布曲线斜率逐渐增大, 说明桩身单位桩侧阻力随时间增加而有所提高。从图8中还可看出, 在沉桩结束后的不同时刻, 桩端处发挥的阻力基本保持不变, 说明沉桩结束后静压桩承载特性的变化主要是由于桩侧承载特性的提高。

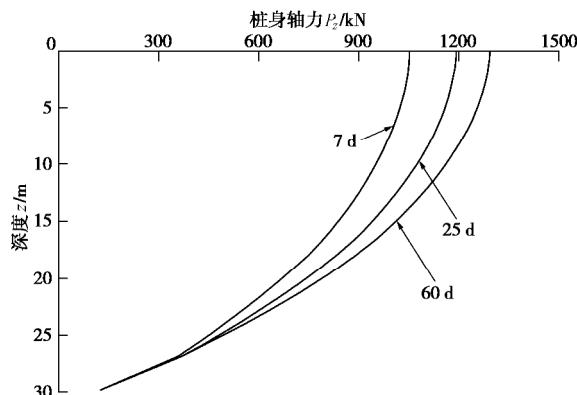


图8 沉桩后不同历时桩身轴力分布曲线

Fig. 8 Distribution of axial force along pile shaft at different time after pile installation

## 5 结 论

(1) 采用 $K_0$ 固结饱和黏土中的圆孔扩张模型考虑沉桩效应, 结合太沙基一维径向固结理论推导了桩周土再固结过程中土体强度和剪切模量的解析解。该解答合理考虑了天然饱和黏土地层的原位力学特性和沉桩效应, 因而可以较为合理地反映沉桩结束后桩周土体力学特性的演变规律。

(2) 根据桩基加载过程中桩周土体的剪切变形特性, 在考虑桩侧土体三维强度特性的基础上采用指数函数型荷载传递曲线建立了静压桩的桩侧和桩端荷载传递模型, 提出了饱和黏土地层中考虑时效性的静压桩荷载-沉降关系预测方法, 并与现场实测数据进行对比验证。结果表明本文方法预测结果与现场实测结果吻合良好。

(3) 在沉桩结束后的不同时刻, 桩端处发挥的阻力基本保持不变, 沉桩结束后静压桩承载特性的变化主要是由于桩侧承载特性的提高。

(4) 静压桩荷载-沉降承载特性的时效性与其所处地层特性紧密相关, 特定休止期后的静载试验结果与静压桩真实承载特性存在一定差异。在实际工程中应根据桩周土层力学特性的改变结合静载试验合理确定静压桩的承载特性。

## 参 考 文 献:

- [1] BASU P, PREZZI M, SALGAGO R, et al. Shaft resistance and setup factors for pile jacked in clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2014, 140(3): 1-16.
- [2] ABU-FARSAKH M, ROSTI F, SOURI A. Evaluating pile installation and the following thixotropic and consolidation setup by numerical simulation for full scale pile load tests[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2015, 52(11): 1734-1746.
- [3] SKOV R, DENVER H. Time dependence of bearing capacity of piles[C]// Proceedings of 3rd International Conference on the Application of Stress-wave Theory to Piles. Ottawa, 1988: 879-888.
- [4] TAN S L, CUTHBERTSON J K, ROBERT E. Prediction of pile set-up in non-cohesive soils[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 2004, 120(1): 50-65.
- [5] 李雄, 刘金砾. 饱和软土中预制桩承载力时效的研究[J]. 岩土工程学报, 1992, 14(4): 9-16. (LI Xiong, LIU Jin-li. Time effect on the bearing capacity of precast pile in saturated clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1992, 14(4): 9-16. (in Chinese))
- [6] 张明义, 刘俊伟, 于秀霞. 饱和软黏土地基静压管桩承力时间效应试验研究[J]. 岩土力学, 2009, 30(10): 3005-3008. (ZHANG Ming-yi, LIU Jun-wei, YU Xiu-xia. Field test study of time effect on ultimate bearing capacity of jacked pipe pile in soft clay[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, 30(10): 3005-3008. (in Chinese))
- [7] JGJ 106—2014 建筑基桩检测技术规范[S]. 2014. (JGJ 106—2014 Technical code for testing of building foundation piles[S]. 2014. (in Chinese))
- [8] 夏建中, 罗战友, 张矢舟. 软黏土中压桩承载力的时效性分析与预测[J]. 岩土力学, 2006, 27(增刊): 793-796. (XIA Jian-zhong, LUO Zhan-you, ZHANG Shi-Zhou. Time effect analyses and prediction of ultimate bearing capacity of jacked pile in clay[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, 27(S0): 793-796. (in Chinese))
- [9] RANDOLPH M F. Science and empiricism in pile foundation design[J]. Géotechnique, 2003, 53(10): 847-875.
- [10] LI L, LI J P, SUN D A. Anisotropically elasto-plastic solution

to undrained cylindrical cavity expansion in  $K_0$ -consolidated clay[J]. Computers and Geotechnics, 2016, **73**(1): 83 - 90.

[11] RANDOLPH M F, WORTH C P. An analytical solution for the consolidation around a driven pile[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 1979, **3**(3): 217 - 229.

[12] WOOD D M. Soil behaviour and critical state soil mechanics[M]. Cambridge: Cambridge University Press, 1990.

[13] RANDOLPH M F, WROTH C P. Application of the failure state in undrained simple shear to the shaft capacity of driven piles[J]. Géotechnique, 1981, **31**(1): 143 - 157.

[14] ZHANG Q Q, ZHANG Z M, HE J Y. A simplified approach for settlement analysis of single pile and pile groups considering interaction between identical piles in multilayered soils[J]. Computers and Geotechnics, 2010, **37**(7): 969 - 976.

[15] WANG Z J, XIE X Y, WANG J C. A new nonlinear method for vertical settlement prediction of a single pile and pile groups in layered soils[J]. Computers and Geotechnics, 2012, **45**: 118 - 26.

[16] MATSUOKA H, SUN D A, The SMP Concept-based 3D Constitutive Models for Geomaterials[M]. London: Taylor & Francis, 2006.

[17] SHEIL B B, MCCABE B A. An analytical approach for the prediction of single pile and pile group behaviour in clay[J]. Computers and Geotechnics, 2016, **75**: 145 - 158.

[18] RANDOLPH M F, WROTH C P. An analysis of the vertical deformation of pile groups[J]. Géotechnique, 1979, **29**(4): 423 - 439.

## 《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理论和工程实践成果等。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, 并优先利用这些稿件。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](http://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](mailto:ge@nhri.cn)。

(本刊编辑部)

DOI: 10.11779/CJGE201712024

# 不同加载速率下冻结黏土的强度及破坏特性

栗晓林<sup>1,2</sup>, 王红坚<sup>3</sup>, 牛永红<sup>\*1</sup>

(1. 中国科学院西北生态环境资源研究院冻土工程国家重点实验室, 甘肃 兰州 730000; 2. 中国科学院大学, 北京 100049;  
3. 工程兵科研一所, 江苏 无锡 214035)

**摘要:** 冻土在不同加载速率下的强度和变形特性, 是改进冻土机械开挖方法和设备所需的重要参数。通过对冻结黏土进行单轴压缩试验, 研究了不同温度和加载速率条件下冻结黏土的强度特性、模量特性和破坏特性。通过分析试验, 得到以下结论: ①冻结黏土的抗压强度和起始屈服应力均随温度的降低和加载速率的增大而增大, 且起始屈服应力与抗压强度有很好的线性关系。②温度和加载速率对起始屈服模量和切线模量影响很大, 不同温度条件下切线模量与加载速率存在对数函数关系。③在不同温度条件下, 破坏应变和破坏时间均随加载速率的增大而减小。④在较大加载速率条件下, 温度对冻结黏土的破坏应变和破坏时间影响不明显。

**关键词:** 冻结黏土; 加载速率; 强度特性; 模量特性; 破坏特性

中图分类号: TU445 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)12-2335-06

作者简介: 栗晓林(1990-), 男, 山西大同人, 博士研究生, 主要从事寒区工程和冻土力学方面的研究。E-mail: [lxlin1102@126.com](mailto:lxlin1102@126.com)。

## Strength and failure properties of frozen clay under varying loading rates

LI Xiao-lin<sup>1,2</sup>, WANG Hong-jian<sup>3</sup>, NIU Yong-hong<sup>1</sup>

(1. State Key Laboratory of Frozen Soil Engineering, Northwest Institute of Eco-Environment and Resources, Chinese Academy of Sciences, Lanzhou 730000, China; 2. University of Chinese Academy of Sciences, Beijing 100049, China; 3. The First Engineers Scientific Research Institute, Wuxi 214035, China)

**Abstract:** The strength properties of frozen soils under varying loading rates are the important parameters for improving the mechanical excavation methods and equipments. The strength, modulus and failure properties of frozen clay are studied through a series of uniaxial compressive tests conducted on remolded frozen clay samples. From the test results, it is concluded that (1) The compressive strength and the initial yield stress increase with the decreasing temperature and the increasing loading rate, and there exists a good linear relationship between the failure strength and the initial yield stress. (2) The initial yield modulus and the tangent modulus are sensitive to the temperature and loading rates, and there is a logarithmic function relationship between the tangent modulus and the loading rates under different temperatures. (3) The failure strain and damage time decrease with the increase of loading rates under different temperatures. (4) The effects of temperature on the failure strain and damage time are not evident at large loading rates.

**Key words:** frozen clay; loading rate; strength; modulus; failure property

## 0 引言

冻土是由固体矿物颗粒、冰包裹体、液相水和气态包裹体组成的非均质、各相异性的复杂体系<sup>[1]</sup>。在冻土形成过程中, 液态水转变为固态冰, 由于冰的胶结作用提高了土的黏聚力, 使冻土的力学性质较融土复杂得多, 冻土强度约为相应条件下融土强度的10~20倍<sup>[2]</sup>。一直以来, 冻土的强度和破坏特性是冻土力学的重要研究内容。在寒区工程如道路路基、桥梁桩基、油气管道铺设、矿产开发以及工业民用建筑的施工中, 均涉及到冻土开挖问题, 可见, 提高冻土开挖

效率和经济性, 具有重要的现实意义。

为解决冻土开挖问题, 首先需要对冻土力学性质进行深入研究。抗压强度是衡量冻土是否破坏的重要指标, 而且国内外做了很多关于冻土抗压强度的研究。早在19世纪30年代, 俄罗斯冻土学家崔托维奇在不同温度和加载速率条件下对冻结砂土进行了单轴压缩

基金项目: 国家自然科学基金项目(41071045); 冻土工程国家重点实验室自主立项课题(SKLFSE-ZY-15)

收稿日期: 2016-09-18

\*通讯作者(E-mail: [yhniu@lzb.ac.cn](mailto:yhniu@lzb.ac.cn))

试验, 得出冻结砂土抗压强度随温度的降低和加载速率的增加而增加的规律<sup>[1]</sup>。之后国外许多著名学者也进行了这方面的研究, 如 Haynes 等<sup>[3]</sup>、Bragg 等<sup>[4]</sup>。在国内, Zhu 等<sup>[5]</sup>、李海鹏等<sup>[6-7]</sup>、杜海民等<sup>[8]</sup>通过进行大量的单轴抗压强度试验, 研究了应变率、温度、干密度、含水率对冻土抗压强度、线性模量、破坏应变、起始屈服强度、起始屈服应变的影响规律, 并指出应变率是最主要的影响因素。此外, 许多学者还利用 SHPB 分别对冻土的瞬态变形、强度以及冲击破坏特性进行了研究。

虽然对冻土抗压强度的研究比较详尽, 但在高应变率下冻土抗压强度和破坏特性的研究尚不完善。鉴于此, 本文对冻结黏土进行了不同温度和加载速率条件下的单轴压缩试验, 并讨论了冻结黏土的强度特性、模量特性及破坏特性。

## 1 试验介绍

### 1.1 试验仪器

本次试验采用 MTS 低温单轴材料试验机, 该仪器的主要技术指标如下: 最大轴向负荷为 50 kN; 最大轴向位移为  $\pm 85$  mm; 频率范围为 0~50 Hz; 温度范围为常温~ $-30^{\circ}\text{C}$ 。

### 1.2 样品制备

试验所选用的土样为吉林延吉黏土, 试验土样黏聚体粒径分布情况见表 1。参照《土工试验方法标准》(GB/T50123—1999) 中关于试样制备的要求, 按如下步骤进行制备: ①将取回的土样风干、碾压、过筛, 并测定不同黏聚体粒径下土样的含水率; ②分别取不同黏聚体粒径下的土样配置成含水率为 30% 的黏土, 限制蒸发保湿 24 h, 使得土样中各点处水分均匀; ③将制备好的土样用压样机压成直径 61.8 mm、高度 125 mm 的试样, 并放入 $-30^{\circ}\text{C}$ 的冷冻箱里快速冻结 48 h; ④脱模, 并将试样套上橡胶套, 放入恒温箱, 按照设定温度恒温 24 h, 保持土样温度整体一致, 然后进行试验。

表 1 试样黏聚体粒径分布

Table 1 Particle composition of samples

粒径范围/mm	2~1	1~0.5	0.5~0.25	0.25~0.075	<0.075
占百分比/%	24.07	31.05	17.42	23.84	3.63

### 1.3 试验方法

试验采用应变控制法, 参照《土工试验方法标准》无侧限抗压强度试验中轴向应变速率为每分钟 1%~3% (即加载速率为 1.25~3.75 mm/min), 试验最小加载速率设为 4 mm/min (即 0.067 mm/s); 在实际工程中, 支承式碎土挖掘机的施工装置可以以应变率为  $10^{-1} \sim 10/\text{s}$  的速度作用于冻土<sup>[9]</sup>, 但考虑到试验设备的

性能, 试验最大加载速率设为 500 mm/s (即应变率为 4/s)。本次试验条件如下: 加载速率分别为 0.067, 0.333, 1, 2, 4, 20, 50, 100, 500 mm/s, 试验温度为 $-3^{\circ}\text{C}$ 、 $-10^{\circ}\text{C}$ 、 $-20^{\circ}\text{C}$ 。由于试验设备最大轴向负荷为 50 kN, 未能进行 $-20^{\circ}\text{C}$ 条件下 100, 500 mm/s 试验。具体试验过程如下: 先将试样放入试验所要求温度条件下恒温 24 h, 然后在带有恒温箱的单轴压缩试验机上进行恒变形速率下的单轴无侧限抗压强度试验, 所有试验均在冻土工程国家重点实验室冻土单轴压缩试验机上完成。

## 2 试验结果

在不同温度条件下, 加载速率对冻结黏土应力-应变关系曲线影响趋势相似, 故选用 $-10^{\circ}\text{C}$ 冻结黏土在不同加载速率条件下的一组应力-应变关系曲线来表示 (如图 1), 取峰值应力或应变为 20% 时的应力作为单轴抗压强度  $s_m$ , 其相应的应变、时间为破坏应变  $e_f$  和破坏时间  $t_f$ 。从图形中可以发现各曲线在点 Y 处斜率发生明显变化 (如图 1 中△所示), 将此处的应力、应变取为起始屈服应力  $s_y$  及起始屈服应变  $e_y$ , 二者之比定义为起始屈服模量  $E_0$ 。由图可见, 冻结黏土受压之后, 会经过一个应力-应变大致呈线性关系的阶段而后渐渐屈服, 本文将此线性段的斜率定义为冻结黏土的切线模量  $E_i$ 。

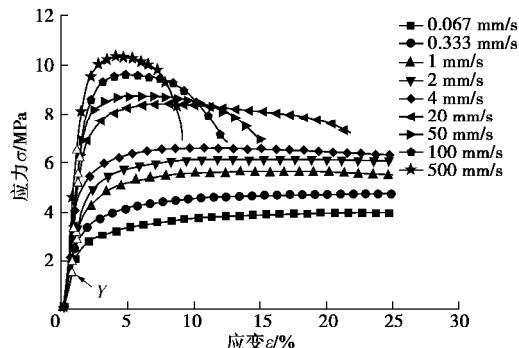


图 1 不同加载速率条件下冻土的应力应变关系曲线

Fig. 1 Relationship between stress and strain under different loading rates

## 3 讨 论

通过一系列的试验结果发现: 在较小加载速率条件下冻结黏土的应力-应变曲线呈现为应变硬化, 而在较大加载速率条件下其应力-应变曲线呈现为应变软化。以下分别来分析冻结黏土的强度特性、模量特性和破坏特性。

### 3.1 强度特性分析

(1) 抗压强度与温度、加载速率的关系

图2为不同加载速率条件下冻结黏土抗压强度随温度变化的双对数坐标图。由图中曲线可以看出, 冻结黏土的抗压强度随温度的降低和加载速率的增加而增加, 但随着温度的降低, 加载速率对抗压强度的影响逐渐增大。

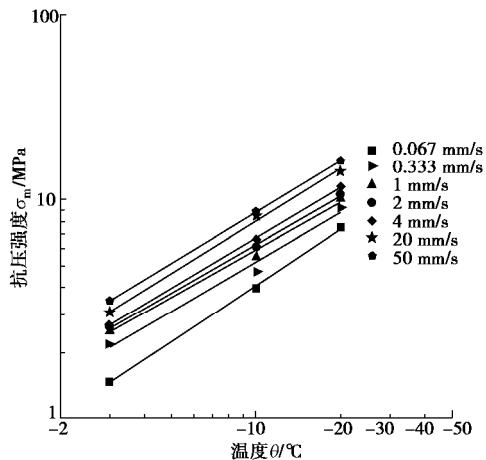


图2 不同加载速率条件下单轴抗压强度和温度关系

Fig. 2 Relationship between uniaxial compressive strength and temperature under different loading rates

通过对试验数据拟合分析, 冻结黏土的抗压强度与温度的关系可表示为

$$s_m = a \cdot |q|^b, \quad (1)$$

式中,  $a$ ,  $b$ 是和加载速率有关的参数, 拟合结果列于表2。

表2 拟合结果汇总表

Table 2 Results of fitting

加载速率/(mm·s <sup>-1</sup> )	$a$	$b$	$R^2$
0.067	0.569	0.854	0.997
0.333	0.924	0.750	0.973
1	1.122	0.722	0.989
2	1.149	0.738	0.997
4	1.153	0.768	0.999
20	1.297	0.796	0.996
50	1.478	0.777	0.999

由表2可见,  $b$ 值变化不大, 可作常数处理, 故取其平均值为0.771,  $a$ 值随着加载速率的增大而增大, 由图3可见, 二者关系变化可用下式表示:

$$a = c + d \cdot \lg v, \quad (2)$$

式中,  $c$ ,  $d$ 值分别为1.01, 0.28, 相关系数 $r^2$ 为0.9111,

表3 抗压强度实测值与预测值比较

Table 3 Comparison between measured and predicted values of compressive strength

加载速率/(mm·s <sup>-1</sup> )	实测值			预测值		
	-3°C	-10°C	-20°C	-3°C	-10°C	-20°C
0.067	1.471	3.949	7.502	1.589	0.067	1.589
0.333	2.183	4.727	9.298	2.044	0.333	2.044
1	2.532	5.591	10.120	2.353	1	2.353
2	2.606	6.115	10.644	2.553	2	2.553
4	2.700	6.613	11.500	2.749	4	2.749
20	3.067	8.424	13.746	3.206	20	3.206
50	3.481	8.776	15.242	3.466	8.769	14.963

综合式(1)、(2)可得

$$s_m = (1.01 + 0.28 \cdot \lg v) \cdot |q|^{0.771}. \quad (3)$$

表3为抗压强度实测值与预测值比较。为分析预测准确程度, 采用(预测值-实测值)/实测值来判断式(3)的适用性, 通过分析式(3)的预测准确度偏差在5%左右, 且随着加载速率增大, 偏差减小, 预测准确度提高, 故此公式适用于大加载速率条件下冻结黏土抗压强度的预测。

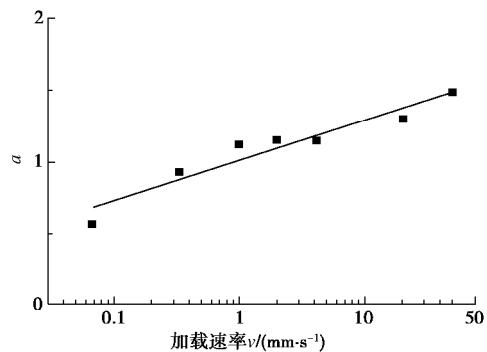


图3  $a$ 值和加载速率关系

Fig. 3 Relationship between  $a$  and loading rates

此外, 由图3可以看出: 不同数量级加载速率条件下 $a$ 值差距比较明显, 同一数量级加载速率条件下其变化较小, 且加载速率 $<1$  mm/s时,  $a$ 值小于1, 与之对应的应力-应变曲线表现为硬化特性, 试样破坏形式为塑性破坏; 随着加载速率的逐渐增大,  $a$ 值也逐渐增加, 与之对应的应力-应变曲线由硬化特性转变为软化特性, 试样破坏形式也由塑性破坏转变为脆性破坏。

## (2) 起始屈服应力与温度、加载速率的关系

图4为不同温度和加载速率条件下冻结黏土起始屈服应力与抗压强度之间的关系。由该图可见, 在不同温度和加载速率条件下, 起始屈服应力与抗压强度变化趋势相同, 均呈线性增加, 且线性关系表示为

$$s_y = ks_m + C. \quad (4)$$

表4为拟合结果。由表可得: 式(4)中 $k$ 值变化很小, 但 $C$ 值变化较大, 说明冻结黏土起始屈服应力与抗压强度变化趋势基本不受加载速率的影响, 只是在不同温度条件下冻结黏土抗压强度的增大导致起始屈服应力增大, 从而 $C$ 值不同。此外, 由于起始屈服

应力与抗压强度呈线性相关,故起始屈服应力也随着温度的降低和加载速率的增加而增加,如图5。

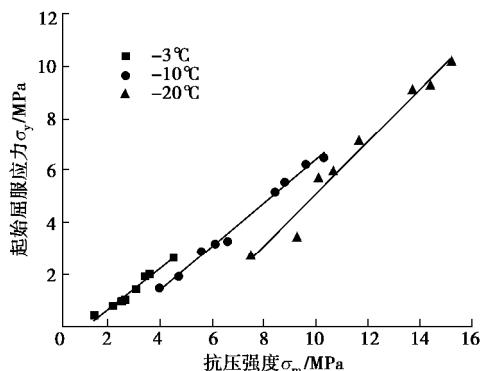


图4 不同温度和加载速率条件下冻结黏土起始屈服应力和抗压强度关系

Fig. 4 Relationship between initial yield stress and compressive strength under different temperatures and loading rates

表4 拟合结果

Table 4 Results of fitting

温度/℃	k	C	R <sup>2</sup>
-3	0.785	-0.908	0.964
-10	0.829	-1.882	0.991
-20	1.001	-4.915	0.966

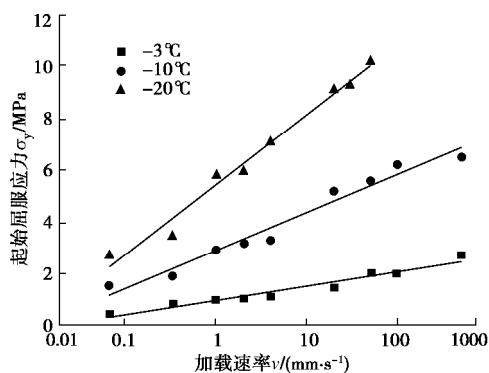


图5 不同温度条件下起始屈服应力和加载速率的关系

Fig. 5 The relationship of initial yield strength and loading rate under different temperature

### 3.2 模量特性分析

#### (1) 起始屈服模量与温度、加载速率的关系

起始屈服模量  $E_0$  可近似地看作是材料的静弹性模量,或线性模量。在不同温度条件下起始屈服模量随加载速率的变化绘于图6。由该图可见,在不同温度和加载速率条件下,起始屈服模量的差别很大。总体上说,起始屈服模量是随着温度的降低和加载速率的增加而增加,且在高温和低加载速率条件下,起始屈服模量变化较小,随着温度的降低和加载速率的增大,其差距逐渐增大。

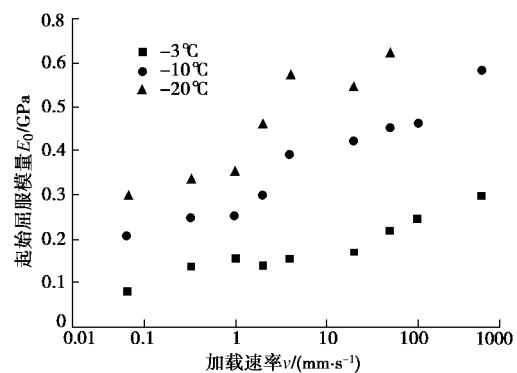


图6 不同温度条件下起始屈服模量和加载速率的关系

Fig. 6 Relationship between initial yield modulus and loading rate under different temperatures

#### (2) 切线模量与温度、加载速率的关系

从图1可以看出,冻结黏土受压后,其应力-应变曲线有一段呈线性关系,此线性段斜率定义为切线模量  $E_i$ 。图7表示不同温度条件下切线模量与加载速率之间的关系。由该图可见,在相同温度条件下,切线模量随着加载速率的增加而增加,并且随着温度的降低,增幅明显变大。不同温度条件下切线模量随加载速率的变化趋势基本相同,发现其与加载速率存在对数函数关系:

$$E_i = m + n \cdot \lg v \quad (5)$$

表5为拟合结果,发现由于温度的不同,拟合参数变化较大。

表5 拟合结果

Table 5 Results of fitting

温度/℃	m	n	R <sup>2</sup>
-3	0.158	0.074	0.909
-10	0.396	0.132	0.977
-20	0.663	0.138	0.966

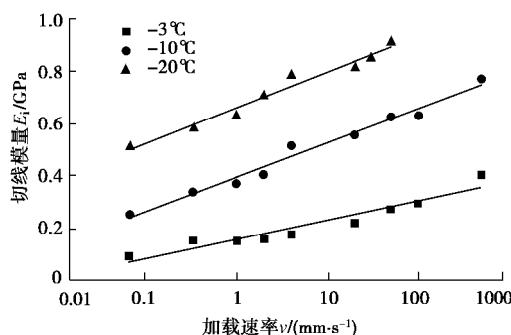


图7 不同温度条件下切线模量和加载速率的关系

Fig. 7 Relationship between tangent modulus and loading rate under different temperatures

### 3.3 破坏特性分析

#### (1) 破坏应变与温度、加载速率的关系

图8表示在不同温度条件下破坏应变与加载速率

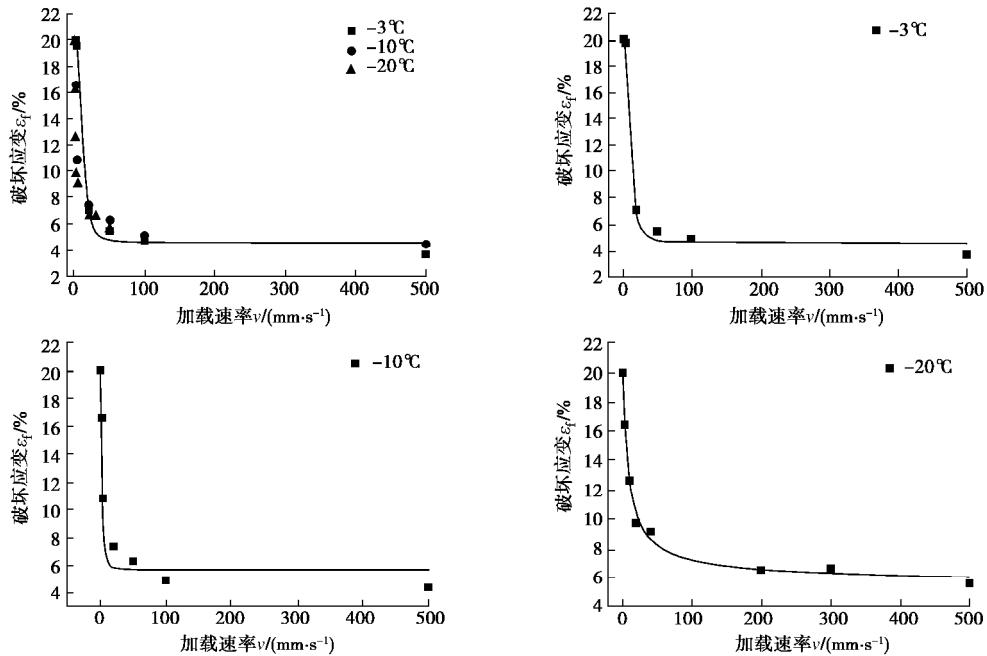


图8 不同温度条件下破坏应变和加载速率的关系

Fig. 8 Relationships between failure strain and loading rate under different temperatures

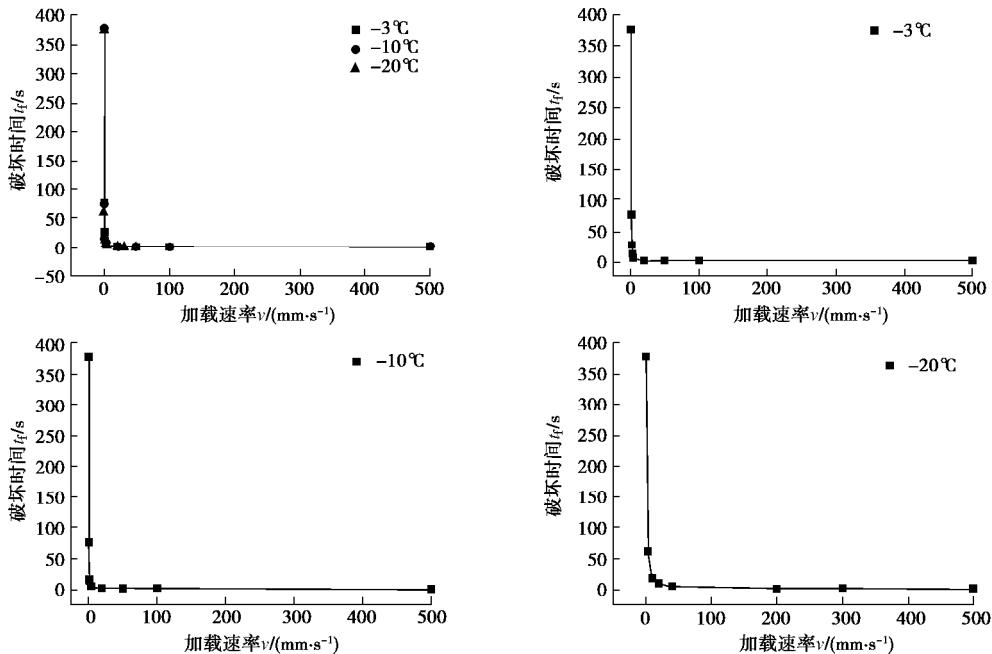


图9 不同温度条件下破坏时间和加载速率的关系

Fig. 9 Relationships between failure time and loading rate under different temperatures

的变化关系。在一定的加载速率范围内, 当冻土的应力-应变曲线呈硬化特性时, 破坏应变取为20%, 当冻土的应力-应变曲线呈软化特性时, 破坏应变取其抗压强度所对应的应变值。由图形可以看出, 破坏应变随着加载速率的增大逐渐减小, 并且其对破坏应变的影响越来越小, 最终趋于稳定状态, 而且似乎存在一个对应于稳定状态的加载速率门槛值, 当加载速率大于此门槛值, 破坏应变不随加载速率的变化而变化。总体上说, 在不同温度条件下加载速率对破坏应变的

影响趋势相同, 均可用下式表示:

$$e_f = A_2 + (A_1 - A_2) / (1 + (v / v_0)^p) \quad (6)$$

由拟合结果(表6)可看出, 破坏应变受温度、加载速率的影响很大。

## (2) 破坏时间与温度、加载速率的关系

图9表示不同温度条件下破坏时间随加载速率的变化图。破坏时间的大小主要取决于温度和加载速率, 在相同加载速率条件下, 温度越低, 冻土试样破坏时间越短, 这是因为随着温度降低冻土的破坏形式由塑

形破坏转变为脆性破坏；在相同温度条件下，破坏时间随着加载速率的增大而减小。总体来说，不同温度条件下加载速率对破坏时间影响趋势相同，符合幂函数变化规律，可用下式表示：

$$t_f = a' * v^{b'} \quad (7)$$

由拟合结果（表 7）可看出：式（7）中  $a'$  值随温度降低而减小，表明冻土破坏形式的变化，而  $b'$  值随温度变化很小，可作为常数。

表 6 拟合结果

Table 6 Results of fitting

温度/℃	$A_1$	$A_2$	$v_0$	$p$	$R^2$
-3	20.053	4.628	11.943	3.180	0.995
-10	20.254	5.688	3.171	2.426	0.978
-20	22.120	5.576	0.670	0.828	0.991

表 7 拟合结果

Table 7 Results of fitting

温度/℃	$a'$	$b'$	$R^2$
-3	25.188	-1.001	0.999
-10	22.535	-1.044	0.999
-20	17.434	-1.138	0.999

## 4 结 论

为了探讨冻土在较大应变速率情形下的强度和变形特性，分别对-3℃，-10℃，-20℃冻结黏土试样进行不同加载速率条件下的单轴压缩试验，得出以下结论：

（1）随着温度的降低和加载速率的增加，冻结黏土的抗压强度和起始屈服应力逐渐增大，并且温度和加载速率对抗压强度的影响可用下式表示： $s_m = (1.01 + 0.28 \cdot \lg v) \cdot |q|^{0.71}$ ，该式能够很好的预测大加载速率下冻结黏土的抗压强度。

（2）在试验条件下，起始屈服应力与抗压强度有很好的线性关系。

（3）通过对模量特性分析，发现起始屈服模量和切线模量受温度和加载速率影响很大，在不同温度条件下，切线模量与加载速率存在着对数函数变化关系。

（4）不同温度条件下，破坏应变和破坏时间随加载速率的增大而减小，破坏应变与加载速率的关系为： $e_f = A_2 + (A_1 - A_2) / (1 + (v/v_0)^p)$ ，破坏时间与加载速率符合幂函数变化规律，且在大加载速率下，温度对冻结黏土的破坏应变和破坏时间影响不明显。

## 参考文献：

- [1] H.A 崔托维奇. 冻土力学[M]. 张长庆, 等译. 北京: 科学出版社, 1985. (TSYTOVICH H A. The mechanics of frozen ground[M]. Zhang Chang-qing, et al trans. Beijing: Science Press, 1985. (in Chinese))
- [2] 李蒙蒙, 牛永红, 江 聪, 等. 冻土开挖破碎方法研究现状与展望[J]. 力学与实践, 2016, 38(2): 126 - 133. (LI Meng-meng, NIU Yong-hong, JIANG Cong, et al. Recent progress of excavation and breaking methods for frozen soil[J]. Mechanics in Engineering, 2016, 38(2): 126 - 133. (in Chinese))
- [3] HAYNES F D, KARALIUS J A, KALAFUT J. Strain rate effect on the strength of frozen silt[R]. Hanover NH: Cold Regions Research and Engineering Laboratory, 1975.
- [4] BRAGG R A, ANDERSLAND O B. Strain rate, temperature, and sample size effects on compression and tensile properties of frozen sand[J]. Engineering Geology, 1981, 18(1): 35 - 46.
- [5] ZHU Y L, CARBEE D L. Uniaxial compressive strength of frozen silt under constant deformation rates[J]. Cold Regions Science and Technology, 1984, 9: 3 - 15.
- [6] 李海鹏, 林传年, 张俊兵, 等. 饱和冻结黏土在常应变速率下的单轴抗压强度[J]. 岩土工程学报, 2004, 26(1): 105 - 109. (LI Hai-peng, LIN Chuan-nian, ZHANG Jun-bing, et al. Uniaxial compressive strength of saturated frozen clay at constant strain rate[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, 26(1): 105 - 109. (in Chinese))
- [7] LI H, ZHU Y, ZHANG J, et al. Effects of temperature, strain rate and dry density on compressive strength of saturated frozen clay[J]. Cold Regions Science and Technology, 2004, 39(1): 39 - 45.
- [8] 杜海民, 马 巍, 张淑娟, 等. 应变率与含水率对冻土单轴压缩特性影响研究[J]. 岩土力学, 2016, 37(5): 1373 - 1379. (DU Hai-min, MA Wei, ZHANG Shu-juan, et al. Effects of strain rate and water content on uniaxial compressive characteristics of frozen soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, 37(5): 1373 - 1379. (in Chinese))
- [9] BB 苏里科夫. 冻土破坏力学[M]. 侯 鑫, 等译. 北京: 科学出版社, 2016. (СУРИКОВ В В. The fracture mechanics of frozen ground[M]. HOU Xin, et al. trans. Beijing: Science Press, 2016. (in Chinese))

# 《岩 土 工 程 学 报》

2017 年总目录 (第 39 卷), 第 1~12 期 (总 304~308, 310~314, 316~317 期)

第 39 卷, 第 1 期 (总 304), 2017 年 1 月

## 黄文熙讲座

大气-植被-土体相互作用: 理论与机理 ..... 吴宏伟 (1)  
论 文

堆石料的湿化变形模型 ..... 迟世春, 周雄雄 (48)  
工程缺陷防控冲击地压机理及应用 ..... 潘立友, 魏 辉, 陈理强, 段大勇, 刘宏军 (56)  
三维离散元大尺度模拟中变粒径方法的优化及其应用 ..... 邓益兵, 杨彦骋, 史旦达, 刘文白 (62)  
荷载频率对动模量阻尼比影响的试验研究 ..... 李瑞山, 陈龙伟, 袁晓铭, 李程程 (71)  
轮胎与格室加筋路堤性能及承载力研究 ..... 李丽华, 崔飞龙, 肖衡林, 马 强, 任增乐, 罗诗哲 (81)  
空洞对盾构隧道结构受力与破坏影响模型试验研究 ..... 王士民, 于清洋, 彭 博, 申兴柱 (89)  
基于颗粒椭球体理论的隧道松动土压力计算方法 ..... 宫全美, 张润来, 周顺华, 唐黎明, 韩高孝 (99)  
土坡稳定性的分位概率法和分项系数法对比 ..... 储昭飞, 刘保国, 李 旭, 张 宁 (106)  
季冻区典型土类动剪切模量阻尼比计算方法 ..... 孙 锐, 于啸波, 袁晓铭, 孟上九, 陈卓识, 王 森 (116)  
锤击荷载作用下大直径钢管群桩的动力特性分析 ..... 冯世进, 王 雷 (129)  
施工接缝对缓冲材料水-力特性影响研究进展 ..... 陈永贵, 贾灵艳, 叶为民, 崔玉军, 陈 宝, 王 驹 (138)

## 短 文

多参数统计均质区划分——以马吉水电站为例 ..... 阮云凯, 陈剑平, 占洁伟, 曹 琛, 宋盛渊, 孙东彦 (148)  
非饱和导排结构控制降雨入渗的边坡物理模型试验 ..... 吴庆华, 张家发, 武金博, 刘习银 (154)  
泥岩隧道锚承载特性现场模型试验研究 ..... 刘新荣, 李栋梁, 吴相超, 李维树, 张 锐, 傅 晏 (161)  
油水二相体对油污染土电阻率特性的影响 ..... 刘松玉, 边汉亮, 蔡国军, 储 亚 (170)  
格子 Boltzmann 方法在斜坡非饱和带土体大孔隙流研究中的应用 ..... 徐宗恒, 徐则民, 王志良 (178)  
长短桩复合地基工程事故原因分析与预防措施 ..... 林志强, 黄伟达, 姜彦彬, 钟贵荣 (185)

## 简 讯

向审稿人致谢 ..... (184, 192)  
《岩土工程学报》征订启事 ..... (80)  
本期广告索引 ..... (191)  
《岩土工程学报》第十一届编委会名单 ..... (扉页 I)  
征稿简则 ..... (扉页 II)

第 39 卷, 第 2 期 (总 305), 2017 年 2 月

## 论 文

基于 CPTU 测试的  $K_0$  固结黏土中静压桩时变承载力研究 ..... 李镜培, 李 林, 孙德安, 龚卫兵 (193)  
SJP 注浆液化进程与流变特性研究 ..... 裴向军, 张佳兴, 王文臣, 杨福田 (201)  
考虑内部摩擦变形耗能的预应力锚索边坡极限分析 ..... 夏元友, 陈春舒 (210)  
隧道三维电阻率 E-SCAN 超前探测反演与优化方法研究 ..... 王传武, 李术才, 聂利超, 刘 斌, 郭 谦, 任玉晓, 刘海东 (218)  
基于影响带观测的加筋土坡稳定性分析 ..... 胡幼常, 靳少卫, 宋 亮, 毛爱民, 刘 杰 (228)  
岩石平行偏置裂纹相互作用规律分析 ..... 朱帝杰, 陈忠辉, 席婧仪, 杨登峰 (235)  
基于管土接触特性的顶进力计算模型分析 ..... 张 鹏, 马保松, 曾 聰, 谈力昕 (244)  
真空-电渗联合加固技术的固结试验研究 ..... 孙召花, 余湘娟, 高明军, 吴 坤 (250)  
流变岩体中任意形状隧道分部开挖响应的理论解 ..... 王华宁, 骆莉莎, 蒋明镜 (259)  
上海地区软土 HSS 模型参数的试验研究 ..... 梁发云, 贾亚杰, 丁钰津, 黄茂松 (269)  
EPS 混合土的动模量和阻尼比特性 ..... 高洪梅, 沈艳青, 王志华, 陈国兴 (279)

等向应力条件下原状  $Q_3$  黄土的渗气特性研究 ..... 陈存礼, 张登飞, 张 洁, 陈 惠, 杨 帆, 吴 康 (287)  
 动态承压水作用下深基坑底部弱透水层的出逸比降解析研究 ..... 章丽莎, 应宏伟, 谢康和, 王小刚, 朱成伟 (295)  
 三维局部场地对地震波的散射 IBIEM-FEM 耦合模拟 ..... 刘中宪, 黄 磊, 梁建文 (301)  
 玄武岩纤维混凝土隧道衬砌承载特性模型试验研究 ..... 崔光耀, 王道远, 倪嵩陟, 朱长安, 袁金秀, 周济民 (311)  
 土工格栅返包土工袋加筋土挡墙的地震响应分析及设计建议 ..... 朱宏伟, 姚令侃, 陈晓龙, 项 琴 (319)  
 多维反滤回灌井室内稳定流试验研究 ..... 李旺林, 尹志远, 刘占磊, 魏鹏昆, 何家鹏 (327)  
 摩擦型能源桩荷载-温度现场联合测试与承载性状分析 .....  
 ..... 路宏伟, 蒋 刚, 王 昊, 洪 鑫, 史春乐, 龚红卫, 刘伟庆 (334)

## 短 文

层状横观各向同性地基中埋置刚性基础的平面外动力刚度系数 ..... 巴振宁, 梁建文, 胡黎明 (343)  
 移动荷载下正交各向异性地基无限大板的动力响应 ..... 张春丽, 王 博, 祝彦知 (352)  
 考虑任意初始条件的均质土质覆盖层降雨入渗解析解 ..... 邱清文, 詹良通, 黄依艺 (359)  
 基于混凝土不均匀性面板堆石坝面板损伤分析 ..... 徐 斌, 刘小平, 邹德高, 孔宪京, 余 翔 (366)  
 平行盾构开挖离心机模拟试验研究 ..... 缪林昌, 王 非, 吴宏伟, 吕 虎 (373)  
 非饱和土应力状态变量试验验证研究 ..... 张 龙, 陈正汉, 周凤玺, 孙树国, 龚胜霞, 姚志华 (380)

## 讨 论

关于“论土骨架与渗透力”的讨论 ..... 毛昶熙, 段祥宝 (385)  
 对“论土骨架与渗透力”讨论的答复 ..... 李广信 (387)

## 简 讯

2nd International Symposium on Asia Urban GeoEngineering (the 2nd bulletin & call for abstract) ..... (278)  
 第八届港口工程技术交流大会暨第十届工程排水与加固技术研讨会 (一号通知征文) ..... (318)  
 同济大学“土木工程多重灾害实验装置”大科学工程首席科学家招聘启事 ..... (379)  
 《岩土工程学报》征订启事 ..... (227)  
 本期广告索引 ..... (258)  
 《岩土工程学报》第十一届编委会名单 ..... (扉页 I)  
 征稿简则 ..... (扉页 II)

第 39 卷, 第 3 期 (总 306), 2017 年 3 月

## 论 文

基于离心模型试验的黄土湿陷试验新方法研究 ..... 邢义川, 金松丽, 赵卫全, 张爱军, 安 鹏, 张 博 (389)  
 基于透明土的 4 种锚杆拔出对比模型试验 ..... 夏元友, 陈 晨, NI Qing (399)  
 酸性土腐蚀对钢桩基础承载性能的影响 ..... 王凤池, 高 襄, 冯旭宁, 刘甜甜 (408)  
 断层破碎带隧道突水突泥模型试验系统研制与应用 ..... 张庆松, 王德明, 李术才, 张 霄, 谭英华, 王 凯 (417)  
 饱和度对平面 P 波入射下自由场地地震反应的影响分析 ..... 李伟华, 郑 洁 (427)  
 不同黏性土的残余强度及其抗剪强度指标特性研究 ..... 许成顺, 王 馨, 杜修力, 戴福初, 王国盛, 高 岩 (436)  
 吹填淤泥自重固结性质试验研究 ..... 王 亮, 黄英豪, 张春雷, 李 磊, 贾后磊, 李 婷, 谢 健 (444)  
 降雨与库水位共同作用下近坝库岸边坡滑坡模型试验研究 ..... 李 卓, 何勇军, 盛金保, 李宏恩, 李 锋, 杨 阳 (452)  
 基岩地形对地震动影响研究 ..... 李孝波, 薄景山, 王 欣, 万 卫 (460)  
 隧道管片接缝密封垫防水机理及试验研究 ..... 董林伟, 江玉生, 杨志勇, 程晋国, 刘超群, 张加健 (469)  
 考虑参数空间变异性的失稳边坡参数概率反分析 ..... 蒋水华, 魏博文, 黄劲松 (475)  
 不排水条件下非饱和土水力-力学耦合特性数值模拟 ..... 刘文化, 杨 庆, 唐小微, 涡岡良介 (486)  
 泥水盾构带压开舱时泥膜的微观孔隙及渗透性研究 ..... 张 宁, 朱 伟, 闵凡路, 徐静波 (495)  
 叶巴滩水电站坝址区深部变形破裂特征 ..... 刘恋嘉, 赵其华, 韩 刚 (501)

## 短 文

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 ..... 曾 鹏, 刘阳军, 纪洪广, 李成江 (509)  
 基于 PFC2D 的砂土原生各向异性微观机理数值试验 ..... 张坤勇, 李 威, 罗兴军, CHARKEY Nai Frederick (518)  
 药剂真空预压法在工程废浆处理中的防淤堵作用 ..... 武亚军, 陆逸天, 骆嘉成, 强小兵, 段俊杰, 王 栋 (525)

基于钻孔充气试验的岩石渗透率原位测量研究	曹 淵, 牛冠毅, 王铁良	(534)
基于颗粒流程序的仿真节理岩体模型及其应用	金爱兵, 刘 刚, 杨振伟	(540)
基于热力学理论的超固结黏土边界面模型	陈艳妮, 杨仲轩	(547)
基于扰动状态概念硬化参量的结构性黏土边界面模型	杨 杰, 尹振宇, 黄宏伟, 金银富, 张冬梅	(554)
细粒土不均匀分布对粗粒土力学特性的影响	刘建坤, 于钱米, 刘景宇, 王冬勇	(562)
液化土中桩水平振动响应分析	余 俊, 何 月, 张 立, 黄 娟, 潘伟波	(573)
<b>简 讯</b>		
2017 年度第 20 讲黄文熙讲座学术报告会通知		(398)
第一届全国能源地下结构与工程学术研讨会通知		(416)
第三届地基处理和地基控制技术国际会议预告		(443)
2nd International Symposium on Asia Urban GeoEngineering (the 2nd bulletin & call for abstract)		(485)
第八届港口工程技术交流大会暨第十届工程排水与加固技术研讨会 (一号通知征文)		(500)
《岩土工程学报》征订启事		(517)
本期广告索引		(580)
其它简讯		(561)
《岩土工程学报》第十一届编委会名单		(扉页 I)
征稿简则		(扉页 II)

### 第 39 卷, 第 4 期 (总 307), 2017 年 4 月

#### 论 文

基于渐进破坏的路堤下刚性桩复合地基的稳定性分析及控制	郑 刚, 杨新煜, 周海祚, 孙佳羽	(581)
考虑颗粒破碎的砂土临界状态特性描述	罗 汀, 刘 林, 姚仰平	(592)
饱和砂土地大型爆炸液化现场试验研究	刘汉龙, 王维国, 刘 军, 陈育民, 杨 贵	(601)
反滤层设计原理与准则	刘 杰, 谢定松	(609)
深埋隧道软弱围岩渐进性破坏及其锚固效应试验与模拟	徐前卫, 程盼盼, 朱合华, 丁文其, 李元海, 唐卓华	(617)
压实黄土增湿变形性质及其影响因素试验研究	杨玉生, 李 靖, 邢义川, 赵建民	(626)
低渗透性土柱对流-弥散迁移试验解析模拟边界适用性研究	曾 兴, 詹良通, 陈云敏	(636)
抗液化排水刚性桩沉桩过程中的孔压响应	王翔鹰, 刘汉龙, 江 强, 陈育民	(645)
基于距离加权约束算法的围岩三维电阻率 CT 反演成像研究	刘征宇, 李术才, 刘 斌, 范克睿, 聂利超, 张欣欣	(652)
类岩石脆性材料非闭合裂纹的 I-II 压剪复合型断裂准则研究	李 部, 黄润秋, 吴礼舟	(662)

#### 短 文

基于模型不确定的挡墙土压力计算	陈建功, 张海权, 许 明, 赵鑫曜, 杨泽君	(669)
浅析国内外最新预应力锚杆标准中的技术差异	付文光, 胡建林, 周建明	(676)
显微 CT 扫描南京粉砂空间孔隙结构的精细化表征	张 巍, 梁小龙, 唐心煜, 施 斌, 徐炎达, 肖 瑞	(683)
基于范德堡法的非饱和土电阻率测试方法	冯怀平, 马德良, 王志鹏, 常建梅	(690)
酸雨环境下磷酸镁水泥固化锌污染土溶出特性研究	王 哲, 丁耀堃, 许四法, 熊 壮, 周红利, 吴雪辉	(697)
基于高密度台阵的小尺度区域微震定位研究	贾宝新, 贾志波, 赵 培, 陈 扬	(705)
基于 FLAC <sup>3D</sup> 数值模拟的让压锚索边坡加固机理研究	朱安龙, 张 脩, 戴妙林, 徐建强	(713)
正断层错动诱发单桩破坏及避让距离研究	蔡奇鹏, 吴宏伟, 陈星欣, 郭力群	(720)
基于粒子群支持向量机的高心墙堆石坝渗透系数反演	倪沙沙, 迟世春	(727)
加卸载条件下吸力对黄土变形特性影响的试验研究	郭 楠, 陈正汉, 高登辉, 周 勇, 杨校辉, 扈胜霞	(735)
炎热多雨气候影响下残积土小应变刚度特性试验研究	尹 松, 孔令伟, 张先伟	(743)
低频振动对低渗油藏径向渗流影响的变参量 Biot 固结分析	郑黎明, 蒲春生, 李悦静, 徐加祥, 刘 静	(752)
隧道下穿既有地铁车站施工结构沉降控制案例研究	张 旭, 张成平, 韩凯航, 王剑晨	(759)
<b>讨 论</b>		
关于“挡土墙土压力研究的错误倾向”的讨论	吴 明, 朱勇峰, 赵双庆, 陈炜昀	(767)

关于“挡土墙土压力研究的错误倾向”的讨论	娄培杰 (769)
对“挡土墙土压力研究的错误倾向”讨论的答复	孙建生 (773)
<b>简 讯</b>	
2017 年度第 20 讲黄文熙讲座会议日程	(616)
2017 年岩土工程西湖论坛: 岩土工程测试技术一号通知	(644)
第一届全国能源地下结构与工程学术研讨会通知	(696)
第三届地基处理和地基控制技术国际会议预告	(734)
第三届全国岩土本构理论研讨会(一号通知)	(742)
《岩土工程学报》征订启事	(751)
本期广告索引	(608)
《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 39 卷, 第 5 期(总 308), 2017 年 5 月

#### 论 文

一个基于细观结构的粗粒料弹塑性本构模型	刘斯宏, 邵东琛, 沈超敏, 王子健 (777)
基坑分级支护的模型试验研究	郑 刚, 聂东清, 程雪松, 刁 钰, 刘 杰 (784)
软土盾构法隧道纵向应力松弛规律的实测分析	廖少明, 门燕青, 肖明清, 张 迪 (795)
透明土中连续球体型锚杆拔出机理研究	夏元友, 陈 晨, NI Qing (804)
排水竖井在垃圾填埋场滑移治理中的应用及效果分析	何海杰, 兰吉武, 陈云敏, 邱清文, 史 炜 (813)
考虑宽度与厚度的颗粒胶结模型理论分析	王华宁, 龚 浩, 李富根, 蒋明镜 (822)
电解减饱和法处理可液化地基的现场试验研究	陈育民, 何森凯, 方 志, 江 强 (832)
基于离散元法的真三轴应力状态下砂土破碎行为研究	周伦伦, 楚锡华, 徐远杰 (839)
空沟对层状饱和地基中列车移动荷载的隔振性能研究	巴振宁, 梁建文, 王靖雅 (848)
交通荷载应力路径下 $K_0$ 固结软黏土变形特性试验研究	伍婷玉, 郭 林, 蔡袁强, 王 军 (859)
基于微震能量演化的大岗山右岸边坡抗剪洞加固效果研究	庄端阳, 唐春安, 梁正召, 马 克 (868)
冻结黄土的单轴试验及其本构模型研究	蔡 聪, 马 巍, 赵淑萍, 周志伟, 穆彦虎 (879)
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	赵丁凤, 阮 滨, 陈国兴, 徐令宇, 庄海洋 (888)

土工离心机光纤光栅测试系统及其模型试验研究	贾立翔, 施 斌, 魏广庆, 张 振, 童恒金 (896)
从变形、水量变化和强度三方面验证非饱和土的两个应力状态变量	张 龙, 陈正汉, 周凤玺, 孙树国, 龚胜霞, 姚志华 (906)
白陶瓷土对多元重金属体系吸附特性研究	张金利, 史艳婷, 杨 庆 (916)
基于土壤物理特性扩展技术的土水特征曲线预测方法	刘士雨, 俞 缙, 蔡燕燕, 涂兵雄 (924)

#### 短 文

尾矿库漫顶溃坝数学模型研究与应用	邓 墨, 陈生水, 钟启明 (932)
深覆盖层上土石坝心墙与防渗墙连接型式研究	沈振中, 田振宇, 徐力群, 甘 磊 (939)
影响粗粒硫酸盐渍土盐胀特性的敏感因素研究	张莎莎, 王永威, 包卫星, 杨晓华, 王 龙 (946)
冻融循环作用下含盐量对 $\text{Na}_2\text{SO}_4$ 土体变形特性影响的试验研究	肖泽岸, 赖远明, 尤哲敏 (953)
非饱和土水汽迁移与相变: 两类“锅盖效应”的试验研究	张 升, 贺佐跃, 滕继东, 刘 岩, 盛岱超 (961)

#### 简 讯

2017 年岩土工程西湖论坛: 岩土工程测试技术一号通知	(794)
第四届 GeoShanghai 国际会议通知	(821)
第三届地基处理和地基控制技术国际会议预告	(878)
第一届全国能源地下结构与工程学术研讨会通知	(887)
第三届全国岩土本构理论研讨会(一号通知)	(895)

《岩土工程学报》征订启事	(915)
勘误	(960)
本期广告索引	(968)
《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39卷, 第6期(总310), 2017年6月

## 论 文

黄土覆盖层水-气耦合运移土柱试验及数值模拟	詹良通, 邱清文, 杨益彪, 徐文杰, 陈云敏 (969)
岩石三维弹塑性损伤本构模型研究	杜修力, 黄景琦, 金浏, 赵密 (978)
考虑地层变异性与土体参数变异性的影响的边坡可靠度分析	邓志平, 李典庆, 曹子君, 方国光 (986)
堆石料广义塑性模型研究	卞士海, 李国英, 魏匡民, 周健 (996)
采用K-刚度法设计的模块式加筋土挡墙数值模拟	陈建峰, 张琬 (1004)
大面积基坑开挖前预降水对支护墙变形的影响研究	曾超峰, 郑刚, 薛秀丽 (1012)
饱和半空间表面无限长梁的沉降变形	王鹏, 史吏, 张丙钦, 谷川 (1022)
基于结构异性比的含瓦斯煤渗透各向异性研究	亓宪寅, 王威 (1030)
细粒含量对细粒-砂粒-砾粒混合料动强度的影响	吴琪, 陈国兴, 周正龙, 黄博 (1038)
循环荷载下岩体结构面本构关系与积分算法研究	邓建, 肖明, 谢冰冰, 陈俊涛 (1048)
酸雨作用下含磷固化剂处理铅锌镉复合污染土的半动态浸出试验研究	伍浩良, 刘兆鹏, 杜延军, 薛强, 魏明俐, 李春萍 (1058)
强降雨条件下考虑饱和渗透系数变异性的影响的基岩型层状边坡可靠度分析	覃小华, 刘东升, 宋强辉, 吴越, 张裕, 叶泳 (1065)
圆弧状多层沉积凹陷在平面SV波入射下的动力响应	陈三红, 张郁山 (1074)
橡胶-砂颗粒混合物强度特性及微观机制试验研究	张涛, 蔡国军, 刘松玉, 段伟宏, 王鹏程 (1082)
非饱和土地区高速铁路路基沉降预测模型	冯怀平, 耿会岭, 韩博文, 商卫东, 常建梅 (1089)
岩石破裂失稳声发射监测频段信息识别研究	刘祥鑫, 张艳博, 梁正召, 刘善军 (1096)
龙门山北段千枚岩强度及变形特性对比试验研究	吴永胜, 谭忠盛, 余贤斌, 喻渝, 李磊, 郭小龙 (1106)
大直径钻孔卸压机理室内及数值试验研究	贾传洋, 蒋宇静, 张学朋, 王冬, 栾恒杰, 王长盛 (1115)

## 短 文

岩溶区嵌岩桩桩端承载性能研究	赵明华, 肖尧, 徐卓君, 杨超炜, 胡倩, 刘建华 (1123)
贯通充填裂隙类岩石渗流特性试验研究	赵恺, 王环玲, 徐卫亚, 夏季 (1130)
衬砌背后空洞影响下隧道结构裂损规律试验研究	张旭, 张成平, 冯岗, 韩凯航 (1137)
Ca <sup>2+</sup> 浓度对膨润土掺砂混合土渗透性能的影响	许四法, 吴雪辉, 胡琦, 张勇, 王哲 (1145)
基于分形理论的堆石料级配设计方法	朱晟, 邓石德, 宁志远, 王京 (1151)
动态巴西圆盘劈裂试验的极限分析解	杨仁树, 陈骏, 刘殿书 (1156)

## 讨 论

关于“横观各向同性砂土的强度准则”的讨论	董彤, 孔亮 (1161)
对“横观各向同性砂土的强度准则”讨论的答复	曹威, 王睿, 张建民 (1163)

## 简 讯

第二届全国非饱和土与特殊土力学及工程学术研讨会(第3号通知:会议日程与回执)	(985)
2017年岩土工程西湖论坛:岩土工程测试技术一号通知	(1088)
第三届地基处理和地基控制技术国际会议预告	(1105)
第四届GeoShanghai国际会议通知	(1162)
《岩土工程学报》征订启事	(1081)
本期广告索引	(1150)
《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 39 卷, 第 7 期 (总 311), 2017 年 7 月

## 论 文

竖向荷载作用下散体地基应力解析方法 ..... 曹文贵, 贺 敏, 王江营 (1165)  
 地表超载作用下盾构隧道劣化机理与特性 ..... 黄大维, 周顺华, 赖国泉, 冯青松, 刘林芽 (1173)  
 基于  $K_0$  固结排水卸荷应力路径试验粉土应力 - 变形特性研究 ..... 张坤勇, 李广山, 梅小洪, 杜 伟 (1182)  
 砂土三维多重机构边界面模型 ..... 方火浪, 沈 扬, 郑 浩, 曾泽斌 (1189)  
 深厚软土地中三维凹陷地形非线性地震响应分析 ..... 梁建文, 梁佳利, 张 季, 巴振宁 (1196)  
 深埋隧洞 TBM 挖进微震与岩爆活动规律研究 ..... 赵周能, 冯夏庭, 陈炳瑞 (1206)  
 基于裂纹扩展模式的岩质斜坡阶梯状滑移破裂机制研究 ..... 朱 雷, 黄润秋, 严 明, 陈国庆 (1216)  
 基于数字图像与数值计算的节理岩体锚固效应研究 ..... 种照辉, 李学华, 鲁竞争, 张 骥, 梁 顺 (1225)  
 盾构隧道开挖面极限支护压力研究 ..... 徐前卫, 唐卓华, 朱合华, 王国富, 路林海 (1234)  
 高心墙堆石坝坝基廊道受力特性研究 ..... 冯 蕊, 何蕴龙, 白新革 (1241)  
 基于广义 SMP 准则的软基路堤临界填土高度研究 ..... 张常光, 赵均海, 范 文, 代 岩 (1251)  
 围岩性质对于注浆压力变化规律及浆液扩散模式的影响研究 ..... 朱明听, 张庆松, 李术才, 张 霄, 谭英华, 王 凯 (1258)  
 考虑非均衡吸附的多孔介质中循环注入污染物运移规律 ..... 郭志光, 白 冰 (1267)  
 不规则颗粒及其集合体三维离散元建模方法的改进 ..... 金 磊, 曾亚武, 叶 阳, 李晶晶 (1273)  
 易液化深厚覆盖层地震动放大效应台阵观测与分析 ..... 周燕国, 谭晓明, 陈 捷, 裴向军, 陈云敏 (1282)  
 防冲吸能锚杆(索)的静动态力学特性与现场试验研究 ..... 王爱文, 潘一山, 赵宝友, 盛继权 (1292)  
 正交各向异性板裂屈曲岩爆机制与控制对策研究 ..... 冯 帆, 李夕兵, 李地元, 王少锋 (1302)

## 短 文

面板堆石坝性状的初步统计分析 ..... 温立峰, 柴军瑞, 许增光, 覃 源, 李炎隆 (1312)  
 边坡力的分布特征和稳定性分析 ..... 卢应发, 黄学斌, 刘德富 (1321)  
 一种新型光纤光栅局部位移计在小应变测量中的应用 ..... 徐东升 (1330)  
 高应变率下预制单节理岩石 SHPB 裂裂试验能量耗散分析 ..... 李 森, 乔 兰, 李庆文 (1336)  
 沉积相和深度对第四纪土动剪切模量和阻尼比的影响 ..... 陈国兴, 卜屹凡, 周正龙, 张书菡, 许汉刚 (1344)  
 基于单轴剪切破坏的岩石 M-C 准则参数反演分析 ..... 杨仁树, 陈 骏, 方士正, 侯丽冬, 陈帅志 (1351)

## 简 讯

2017 年岩土工程西湖论坛: 岩土工程测试技术一号通知 ..... (1224)  
 第三届地基处理和地基控制技术国际会议预告 ..... (1240)  
 第四届 GeoShanghai 国际会议通知 ..... (1250)  
 《岩土工程学报》征订启事 ..... (1311)  
 本期广告索引 ..... (1329)  
 《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 39 卷, 第 8 期 (总 312), 2017 年 8 月

## 论 文

黄土的结构屈服及湿陷变形的分析 ..... 邵生俊, 王丽琴, 邵 帅, 王 强 (1357)  
 内源爆炸荷载作用下无限弹性土体中圆柱形衬砌隧道的瞬态响应解答 ..... 高 盟, 张继严, 高广运, 陈青生, 晁明颂, 李大勇 (1366)  
 水化针刺 GCL 剪切破坏机理的试验研究 ..... 林 海, 施建勇, 钱学德 (1374)  
 非饱和粉质黏土冻结温度和冻结变形特性试验研究 ..... 刘振亚, 刘建坤, 李 旭, 房建宏 (1381)  
 水平荷载长期作用下沉井变位特性的模型试验研究 ..... 穆保岗, 李 旭, 龚维明, 赵学亮 (1388)  
 边坡可靠性分析中 g-line 失效域及 Copula 优度评价研究 ..... 许晓亮, 王乐华, 李建林, 陈将宏, 覃万里, 邓华锋 (1398)  
 基于 VFOM 的矿山微震震源定位及近震震级标定 ..... 王泽伟, 李夕兵, 尚雪义, 董陇军, 刘 栋, 周勇勇 (1408)  
 泥炭质土层盾构施工扰动引起隧道长期沉降的研究 ..... 王志良, 瞿嘉安, 申林方, 徐则民, 丁祖德 (1416)  
 基于大型直剪试验的土石混合体颗粒破碎特征研究 ..... 刘新荣, 涂义亮, 王 鹏, 钟祖良, 唐文斌, 杜立兵 (1425)

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	王雪剑, 庄海洋, 陈国兴, 王瑞	(1435)
三向应力状态下冻融岩石损伤本构模型	张慧梅, 谢祥妙, 彭川, 杨更社, 叶万军, 申艳军	(1444)
剪胀性砂土中球孔扩张弹塑性解	李林, 李镜培, 孙德安, 李险峰	(1453)
地下水渗流作用下的盾构隧道开挖面安全系数上限分析	黄阜, 潘秋景, 凌同华	(1461)
基于 Trapdoor 试验的双线隧道地表沉降预测公式探讨	徐路畅, 范瑞, 张龙, 孙义, 夏元友	(1470)
硬脆性岩石热-力-损伤本构模型及其初步运用	李天斌, 高美奔, 陈国庆, 马春驰, 许钟元, 阴红宇, 陈超, 孟陆波	(1477)
考虑桩体径向渗流的碎石桩复合地基固结解析解	郭彪, 龚晓南, 李亚军	(1485)
热损伤后北山花岗岩裂隙演化及渗透率试验研究	陈世万, 杨春和, 刘鹏君, 魏翔	(1493)
堆积碎石土斜坡浅表入渗的空间分布与变异性研究	董辉, 黄润秋, 罗潇, 罗正东, 蒋秀姿	(1501)
循环荷载作用下堆石料颗粒破碎特性试验研究	张振东, 李国英	(1510)
<b>短文</b>		
珊瑚礁砂作地基吹填料及振冲加固试验研究	邱伟健, 杨和平, 贺迎喜, 余东华	(1517)
考虑饱和度变化的一维电渗固结模型	周亚东, 邓安, 刘中宪, 杨爱武, 张海	(1524)
泥浆真空抽滤泥水分离中堵塞机理及规律性研究	吴思麟, 朱伟, 闵凡路, 张春雷, 魏代伟	(1530)
不同含水状态花岗岩断裂力学行为及声发射特征	邓朝福, 刘建锋, 陈亮, 李莹, 向高	(1538)
<b>讨 论</b>		
关于“考虑主应力偏转的土体浅埋隧道支护压力研究”的讨论	黎春林	(1545)
对“考虑主应力偏转的土体浅埋隧道支护压力研究”讨论的答复	汪丁建	(1546)
<b>简 讯</b>		
第十届全国土动力学学术会议(一号通知)		(1365)
2017 年岩土工程西湖论坛: 岩土工程测试技术(二号通知)		(1397)
第二届全国非饱和土与特殊土力学及工程学术研讨会成功召开		(1424)
CNKI 推出《中国高被引图书年报》		(1516)
《岩土工程学报》征订启事		(1537)
本期广告索引		(1544)
《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 39 卷, 第 9 期(总 313), 2017 年 9 月

## 论 文

柔性基础下碎石桩复合地基桩土应力比及沉降计算	赵明华, 牛浩懿, 刘猛, 谭鑫	(1549)
偏压固结下软黏土循环强度弱化分析及数值模拟	王元战, 雷继超, 李青美, 胡坤榕	(1557)
不同卸荷速率下大理岩破裂时效特性与机理研究	李夕兵, 陈正红, 曹文卓, 陶明, 周健	(1565)
一室四腔刚-柔加载机构真三轴仪的改进与强度试验——西安理工大学真三轴仪	邵生俊, 许萍, 邵帅, 陈菲	(1575)
砂卵石地层高水压条件下盾构掘进喷涌控制研究	贺少辉, 张淑朝, 李承辉, 朱自鹏, 刘夏冰, 汪大海, 刘仰鹏	(1583)
圆砾泥岩复合地层泥水盾构下穿房屋沉降控制技术研究	谢雄耀, 王强, 齐勇, 李军, 于兴国	(1591)
基于时效理论解的双层衬砌圆形隧道围岩压力分担的简便计算法	王华宁, 宋飞, 蒋明镜	(1600)
煤岩组合体峰前轴向裂纹演化与非线性模型	左建平, 陈岩, 宋洪强, 魏旭	(1609)
土工格室加筋对橡胶砂动力特性影响的试验研究	刘方成, 吴孟桃, 陈巨龙, 张云飞, 郑玉风	(1616)
复变函数法分析盾构隧道开挖引起的土体位移和衬砌变形	张治国, 杨轩, 宫剑飞, 王卫东	(1626)
长时高压 $K_0$ 固结再冻结黏土的卸围压强度特性	王衍森, 贾锦波, 冷阳光	(1636)
表面张力与接触角对膨胀土干缩开裂影响的试验研究	杨松, 吴珺华, 黄剑峰	(1645)
干湿循环作用下砂岩细观损伤演化及宏观劣化研究	傅晏, 王子娟, 刘新荣, 袁文, 缪露莉, 刘俊, 邓志云	(1653)
动载作用下煤体损伤特性的电磁显现特征	王金贵, 张苏, 解北京	(1662)
拱坝建基面开挖过程中不平衡力变化及处理效果研究	程立, 刘耀儒, 陶灼夫, 杨强, 徐建荣, 何明杰, 张伟狄	(1670)
面板倾角对模块式面板加筋土挡墙筋材内力的影响	张娅, 汪磊, 刘华北	(1680)

## 短 文

上保护层煤柱引发被保护层冲击机理研究 ..... 姜福兴, 王玉霄, 李 明, 曲延伦 (1689)  
 考虑侧向变形的软土地基非线性沉降计算的简化法 ..... 杨光华, 黄致兴, 李志云, 姜 燕, 李德吉 (1697)  
 考虑三维空间效应的砌块土坡侧向土压力分析 ..... 高玉峰, 朱德胜, 张 飞 (1705)  
 等应力和等孔隙比状态下的土-水特征曲线 ..... 邹维列, 王协群, 罗方德, 张俊峰, 叶云雪, 胡中威 (1711)  
 大光包滑坡滑带碎裂岩体原位钻孔剪切试验研究 ..... 冯文凯, 易小宇, 葛 华, 王 琦, 刘志刚, 张光鑫 (1718)  
 黄土非线性应力-应变新模型及对比研究 ..... 王丽琴, 鹿忠刚, 邵生俊 (1724)  
 基桩反射波法三维干扰成因与最佳采样方法研究 ..... 荣垂强, 赵晓华 (1731)  
 饱和砂土不同孔隙率的电阻率特性研究 ..... 王炳辉, 王志华, 姜朋明, 周爱兆 (1739)  
 排灌水条件下砂黏土层变形响应模型箱试验 ..... 刘 春, 施 斌, 吴静红, 汪义龙, 姜洪涛 (1746)

## 简 讯

第十届全国土动力学学术会议(一号通知) ..... (1688)  
 2017 年岩土工程西湖论坛: 岩土工程测试技术(二号通知) ..... (1556)  
 第二届全国非饱和土与特殊土力学及工程学术研讨会成功召开 ..... (1710)  
 CNKI 推出《中国高被引图书年报》 ..... (1644)  
 《岩土工程学报》征订启事 ..... (1717)  
 本期广告索引 ..... (1738)  
 其他简讯 ..... (1661)  
 《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 39 卷, 第 10 期(总 314), 2017 年 10 月

## 论 文

循环荷载作用下堆石料的颗粒破碎特性 ..... 韩华强, 陈生水, 傅 华, 郑澄锋 (1753)  
 土-地铁动力相互作用体系侧向变形特征研究 ..... 庄海洋, 王雪剑, 王 瑞, 陈国兴 (1761)  
 高液限膨胀性黏土基桩工作性状的离心机试验研究 ..... 杨 军, 张大峰, 李连友, 沈兆普 (1770)  
 干旱区土遗址掏蚀区土盐渍劣化与风蚀损耗效应(II) ..... 崔 凯, 关喜鹏, 谭文武, 陈蒙蒙, 韩文峰 (1777)  
 基于圆孔扩张理论的筋箍碎石桩承载力计算方法研究 ..... 赵明华, 何玮茜, 衡 帅, 刘 猛 (1785)  
 基于加速应力试验方法的气泡混合轻质土使用寿命估计研究 ..... 刘 鑫, 甘亮琴, 盛 柯, 洪宝宁 (1793)  
 考虑基体变形和微凸体变形相互作用的岩石节理闭合变形理论模型 ..... 唐志成, 黄润秋, 焦玉勇, 谭 飞, 朱 星 (1800)  
 软弱围岩隧道钢纤维混凝土衬砌承载特性模型试验研究 ..... 崔光耀, 王道远, 倪嵩陟, 袁金秀, 马军辉, 朱长安 (1807)  
 pH 值对桂林红黏土界限含水率的影响及其机理分析 ..... 李善梅, 刘之葵, 蒙剑坪 (1814)  
 任意荷载下分数阶导数黏弹性饱和土体一维固结 ..... 汪 磊, 孙德安, 解 益, 李培超 (1823)  
 加卸载条件下石英岩蠕变-渗流耦合规律试验研究 ..... 江宗斌, 姜培男, 李 宏, 王善勇 (1832)  
 大口径新型顶管力学行为现场试验研究 ..... 张 耀, 闫治国, 朱合华 (1842)  
 考虑水-岩作用特点的典型岸坡长期稳定性分析 ..... 张景昱, 宛良朋, 潘洪月, 李建林, 骆祚森, 邓华锋 (1851)  
 水下岩溶浆液抗分散性质试验研究及工程应用 ..... 张 聰, 阳军生, 张贵金属, 叶新田, 张智博, 雷金山 (1859)  
 基于数值流形法的渗流问题边界处理新方法 ..... 李 伟, 郑 宏 (1867)  
 真空预压负压分布规律模型试验研究 ..... 姜彦彬, 何 宁, 许滨华, 周彦章, 张中流 (1874)  
 单峰和双峰土水特征曲线基本参数的确定 ..... 高 游, 孙德安 (1884)  
 复采采场再生顶板结构及支架载荷确定 ..... 马文强, 王同旭, 马紫阳 (1892)  
 生态边坡的水力和力学特性分析: 试验研究 ..... 程 鹏, 李锦辉, 宋 磊 (1901)

## 短 文

基于时效变形的脆性围岩最优支护时机研究 ..... 张建海, 王仁坤, 周 钟, 郑 路, 张 茹, 王 璐, 谢和平 (1908)  
 低固结压力下土-膨润土防渗墙填料渗透和扩散系数测试 ..... 张文杰, 顾 晨, 楼晓红 (1915)

土工格栅控制液化土体流动变形的试验研究	陈育民, 周晓智, 徐君 (1922)
季冻区隧道过渡段二衬短周期冻融数值模拟	伍毅敏, 李文博, 傅鹤林, 刘敏捷 (1930)
一个改进的堆石料广义塑性模型	卞士海, 李国英, 魏匡民, 周健 (1936)
堰塞坝泄流槽断面型式离心模型试验研究	赵天龙, 陈生水, 付长静, 钟启明, 侯英伟 (1943)
<b>简讯</b>	
中国土木工程学会港口工程技术交流大会·第十届工程排水与加固技术研讨会(二号通知)	(1784)
第七届中国水利水电岩土力学与工程学术研讨会(1号征文通知)	(1792)
第十届全国土动力学学术会议(一号通知)	(1799)
2017年岩土工程西湖论坛:岩土工程测试技术(二号通知)	(1831)
CNKI推出《中国高被引图书年报》	(1891)
欢迎订阅《勘察科学技术》	(1921)
《岩土工程学报》征订启事	(1850)
本期广告索引	(1866)
《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 39 卷, 第 11 期(总 316), 2017 年 11 月

#### 论 文

特高面板砂砾石坝结构安全性论证	陈生水, 阎志坤, 傅中志, 李国英 (1949)
基于能量法的尾粉土累积应变增长方式研究	莫海鸿, 单毅, 李慧子, 刘叔灼, 陈俊生 (1959)
水化学环境对湛江组黏土结构强度的影响研究	张先伟, 孔令伟, 陈成, 李魁魁, 刘岩 (1967)
卸荷速率和孔隙水压力对砂岩卸荷特性影响研究	邓华锋, 王哲, 李建林, 姜桥, 张恒宾 (1976)
任意埋深水下隧道渗流场解析解	朱成伟, 应宏伟, 龚晓南 (1984)
单向冻结过程中 NaCl 盐渍土水盐运移及变形机理研究	肖泽岸, 赖远明, 尤哲敏 (1992)
砂性地层孔隙特征对泥水盾构泥浆成膜的影响	刘成, 汤昕怡, 高玉峰 (2002)
爆炸液化场地上堤坝变形的模型试验研究	陈育民, 刘汉龙, 陈晨伟, 杨贵, 王维国 (2009)
基于快速多极边界元法的局部场地对地震波高频散射二维模拟	刘中宪, 孙帅杰, 赵瑞斌, 王冬 (2017)
水库枢纽区抬升变形水文地质结构模式研究	蒋中明, 李双龙, 丁鹏, 冯树荣, 钟辉亚 (2026)
黏性地层中深埋直墙拱形隧道的支护压力及稳定性	程小虎 (2034)
考虑泥浆触变性和管土接触特性的顶管摩阻力公式	张鹏, 谈力昕, 马保松 (2043)
桩承式路堤“土拱结构”形成演化规律离散元分析	付海平, 郑俊杰, 赖汉江 (2050)
酸雨作用下碳酸盐岩类文物的溶蚀过程与机理	陈卫昌, 李黎, 邵明申, 梁行洲, AFOLAGBOY Lekan Olatayo (2058)
锯末混合土场地模型振动台试验研究	陈红娟, 李小军, 闫维明, 陈适才, 张学明 (2068)
浅埋软岩隧道式锚碇稳定性原位模型试验研究	李栋梁, 刘新荣, 李俊江, 吴相超, 李维树, 杜明泽 (2078)
<b>焦点论坛</b>	

渗透力概念的力学分析及广义化探讨	丁洲祥 (2088)
------------------	------------

#### 短 文

泥水盾构泥膜渗透性及其对开挖面稳定性影响	陈仁朋, 尹鑫晟, 李育超, 孟凡衍, 亢帅 (2102)
连云港港区深厚淤泥地基筑堤数值分析	占鑫杰, 高长胜, 朱群峰, 杨守华, 张凌, 庞彬 (2109)
基于 Mamdani 模糊推理的山岭隧道围岩 RMR14 分级	张琦, 朱合华, 黄贤斌, 李晓军, 戴国亮 (2116)
高烈度地震区黏滑断层隧道减震层减震模型试验研究	崔光耀, 伍修刚, 王明年, 王道远, 朱长安 (2125)
圆形地下连续墙的环向刚度折减效应及修正方法研究	崔剑峰, 胡建华, 贺炜, 贺耀北 (2132)
严寒条件下岩体开挖爆破振动安全控制特性研究	胡英国, 吴新霞, 赵根, 李鹏, 孙鹏举 (2139)

#### 讨 论

关于《建筑边坡工程技术规范》(GB50330—2013)的讨论	毛昶熙, 段祥宝, 毛宁, 谢罗峰, 李景娟 (2147)
---------------------------------	-------------------------------

## 简 讯

第七届中国水利水电岩土力学与工程学术研讨会(1号征文通知) ······	(2033)
第十届全国土动力学学术会议(一号通知) ······	(2087)
《岩土工程学报》征订启事 ······	(2131)
本期广告索引 ······	(1991)
《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 39 卷, 第 12 期(总 317), 2017 年 12 月

## 论 文

湛江黏土动剪切模量的结构损伤效应与定量表征 ······	孔令伟, 臧 濛, 郭爱国 (2149)
考虑板土相互作用的排水板通水特性试验研究 ······	朱群峰, 高长胜, 占鑫杰, 张 凌, 杨守华, 明经平 (2158)
各向异性砂土宏观特性三维离散元分析 ······	蒋明镜, 张 安, 付 昌, 李 涛 (2165)
深部岩体隧洞即时型岩爆微震震源体积的分形特征研究 ······	于 洋, 冯夏庭, 陈炳瑞, 肖亚勋, 丰光亮 (2173)
水泥掺量和颗粒级配对碎石基床冻融特性影响的试验研究 ······	王天亮, 宋宏芳, 郭卓豪, 岳祖润, 林永清 (2180)
烧碱激发钢渣粉在淤泥质土中的试验研究 ······	吴燕开, 胡晓士, 胡 锐, 石玉斌, 韩 天, 于佳丽 (2187)
多元不排水长短桩复合地基固结解析解 ······	杨 涛, 李 超, 阮一舟 (2195)
三峡库区塔坪 H2 古滑坡台阶状复活变形的库水-降雨耦合作用机制 ······	黄 达, 顾东明, 陈智强, 朱 宏, 陈赐金 (2203)
土工织物散体桩桩体大三轴试验研究 ······	陈建峰, 王兴涛, 曾 岳, 叶观宝, 冯守中, 李丽华 (2212)
超大次循环荷载下超固结黏土的长期不排水力学特性研究 ······	韩 剑, 姚仰平, 尹振宇 (2219)
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 ······	杨 平, 陈 瑾, 张尚贵, 万朝栋 (2226)
后压浆桩增强效应作用机制及荷载沉降关系研究 ······	戴国亮, 万志辉 (2235)
基于组合权重-理想点法的应变型岩爆五因素预测分级 ······	徐 琛, 刘晓丽, 王恩志, 王思敬 (2245)
复杂结构面缓倾层状岩体边坡破坏机制 ······	王林峰, 唐红梅, 唐 芬, 叶四桥 (2253)
水泥固化的风积沙地基扩展基础抗拔试验研究 ······	盛明强, 乾增珍, 鲁先龙 (2261)
基于环剪试验的汶川地震大型滑坡启动机理探索 ······	崔圣华, 裴向军, 王功辉, 黄润秋 (2268)
回填 EPS 混合土的防滑悬臂式挡墙地震稳定性分析 ······	高洪梅, 卜春尧, 王志华, 周 薇, 陈国兴 (2278)
不同含水饱和度低渗透岩石气体滑脱效应研究 ······	巢志明, 王环玲, 徐卫亚, 贾朝军, 方应东 (2287)
弱胶结结构性软黏土力学特性的试验研究 ······	陈 波, 孙德安, 高 游, 李 健 (2296)
内源爆炸荷载作用下饱和土中圆形衬砌隧道的瞬态响应解答 ······	高 盟, 张继严, 王 澄, 晁明颂, 陈青生 (2304)

## 短 文

不同接触状态岩石节理的剪切力学性质试验研究 ······	唐志成, 王晓川 (2312)
酸碱环境干湿循环作用下砂岩抗剪强度劣化规律研究 ······	刘新荣, 袁 文, 傅 晏, 王子娟, 朱乐文, 谢应坤 (2320)
考虑时效性的静压桩荷载-沉降关系预测方法 ······	李 林, 李镜培, 孙德安, 张凌翔 (2327)
不同加载速率下冻结黏土的强度及破坏特性 ······	栗晓林, 王红坚, 牛永红 (2335)

## 简 讯

第十届全国基坑工程研讨会(第 1 号征文通知) ······	(2211)
第七届中国水利水电岩土力学与工程学术研讨会(1号征文通知) ······	(2260)
第十届全国土动力学学术会议(一号通知) ······	(2286)
本期广告索引 ······	(2311)
岩土工程西湖论坛(2018): 岩土工程变形控制设计理论与实践(1号通知) ······	(2319)
勘误 ······	(2326)
《岩土工程学报》征订启事 ······	(2334)
2017 年总目录(第 39 卷), 第 1~12 期(总 304~308, 310~314, 316~317 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.39, No. 1~12, (Total No. 304~308, 310~314, 316~317) 2017**

**Vol. 39, No. 1 (Total No. 304) Jan. 2017**

## **HUANG WEN-XI LECTURE**

Atmosphere-plant-soil interactions: theories and mechanisms ..... Charles Wang-Wai Ng(1)

## **PAPERS**

Slaking deformation model for rockfill materials ..... CHI Shi-chun, ZHOU Xiong-xiong (48)

Mechanism and application of using engineering defect to prevent and control rock burst .....

..... PAN Li-you, WEI Hui, CHEN Li-qiang, DUAN Da-yong, LIU Hong-jun (56)

Refinement and application of variable particle-size methods in 3D discrete element modelling for large-scale problems .....

..... DENG Yi-bing, YANG Yan-cheng, SHI Dan-da, LIU Wen-bai (62)

Experimental study on influences of different loading frequencies on dynamic modulus and damping ratio .....

..... LI Rui-shan, CHEN Long-wei, YUAN Xiao-ming, LI Cheng-cheng (71)

Performance and bearing capacity of embankments reinforced with waste tires and geocells .....

..... LI Li-hua, CUI Fei-long, XIAO Heng-lin, MA Qiang, REN Zeng-le, LUO Shi-zhe(81)

Model tests on influences of cavity defects on mechanical characteristics and failure laws of segment linings of shield tunnels .....

..... WANG Shi-min, YU Qing-yang, PENG Bo, SHEN Xing-zhu (89)

Method for calculating loosening earth pressure around tunnels based on ellipsoid theory of particle flows .....

..... GONG Quan-mei, ZHANG Run-lai, ZHOU Shun-hua, TANG Li-ming, HAN Gao-xiao (99)

Comparison between quantile value method and partial factor method for stability evaluation of soil slopes .....

..... CHU Zhao-fei, LIU Bao-guo, LI Xu, ZHANG Ning (106)

Method for dynamic shear moduli and damping ratio of typical soils in seasonal frozen region .....

..... SUN Rui, YU Xiao-bo, YUAN Xiao-ming, MENG Shang-jiu, CHEN Zhuo-shi, WANG Miao (116)

Dynamic response analysis of a large-diameter steel tube pile group subjected to hammering loads ... FENG Shi-jin, WANG Lei (129)

Advances in hydro-mechanical behaviors of buffer materials under effect of technological gaps .....

..... CHEN Yong-gui, JIA Ling-yan, YE Wei-min, CUI Yu-jun, CHEN Bao, WANG Ju (138)

## **NOTES**

Multivariate method for identifying structural domain boundaries: an example from Maji Hydropower Station in China .....

..... RUAN Yun-kai, CHEN Jian-ping, ZHAN Jie-wei, CAO Cen, SONG Sheng-yuan, SUN Dong-yan (148)

Physical model tests on slopes with control of infiltration by unsaturated drainage structures .....

..... WU Qing-hua, ZHANG Jia-fa, WU Jin-bo, LIU Xi-yin(154)

Filed model tests on bearing behavior of mudstone tunnel anchorage .....

..... LIU Xin-rong, LI Dong-liang, WU Xiang-chao, LI Wei-shu, ZHANG Rui, FU Yan (161)

Influences of water and oil two-phase on electrical resistivity of oil-contaminated soils .....

..... LIU Song-yu, BIAN Han-liang, CAI Guo-jun, CHU Ya (170)

Application of lattice Boltzmann method in macropore flows in unsaturated zone soil of slopes .....

..... XU Zong-heng, XU Ze-min, WANG Zhi-liang (178)

Analysis and precautionary measures of engineering accidents of composite foundations with long and short piles .....

..... LIN Zhi-jiang, HUANG Wei-da, JIANG Yan-bin, ZHONG Gui-rong (185)

**NEWS** ..... (80, 184, 191, 192)

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

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

Vol. 39, No. 2 (Total No. 305) Feb. 2017

**PAPERS**

Time-dependent bearing capacity of jacked piles in $K_0$ consolidated clay based on CPTU tests .....	LI Jing-pei, LI Lin, SUN De-an, GONG Wei-bing (193)
Hydration process and rheological properties of SJP cement paste .....	PEI Xiang-jun, ZHANG Jia-xing, WANG Wen-chen, YANG Fu-tian (201)
Limit analysis of reinforced slopes with prestressed anchor cables considering energy dissipation due to deformation of inner friction .....	XIA Yuan-you, CHEN Chun-shu (210)
3D E-SCAN resistivity inversion and optimized method in tunnel advanced prediction .....	WANG Chuan-wu, LI Shu-cai, NIE Li-chao, LIU Bin, GUO Qian, REN Yu-xiao, LIU Hai-dong (218)
Stability analysis of reinforced soil slopes based on observation of reinforcement-effected strip .....	HU You-chang, JIN Shao-wei, SONG Liang, MAO Ai-min, LIU Jie (228)
Interaction between offset parallel cracks in rock .....	ZHU Di-jie, CHEN Zhong-hui, XI Jing-yi, YANG Deng-feng (235)
Numerical model for jacking force based on pipe-soil contact characteristics .....	ZHANG Peng, MA Bao-song, ZENG Cong, TAN Li-xin (244)
Experimental studies on vacuum preloading incorporated with electro-osmosis consolidation for dredger fill .....	SUN Zhao-hua, YU Xiang-juan, GAO Ming-jun, WU Kun (250)
Analytical solutions for tunnels with any shape excavated sequentially in rheological rock at great depth .....	WANG Hua-ning, LUO Li-sha, JIANG Ming-jing (259)
Experimental study on parameters of HSS model for soft soils in Shanghai .....	LIANG Fa-yun, JIA Ya-jie, DING Yu-jin, HUANG Mao-song (269)
Dynamic modulus and damping ratio characteristics of EPS composite soil .....	GAO Hong-mei, SHEN Yan-qing, WANG Zhi-hua, CHEN Guo-xing (279)
Gas permeability of intact $Q_3$ loess under isotropic stresses .....	CHEN Cun-li, ZHANG Deng-fei, ZHANG Jie, CHEN Hui, YANG Fan, WU Kang (287)
Analytical study on exit gradient at base aquitard of deep excavations under dynamic artesian water .....	ZHANG Li-sha, YING Hong-wei, XIE Kang-he, WANG Xiao-gang, ZHU Cheng-wei (295)
FEM -IBIEM coupled method for simulating scattering of seismic waves by 3-D complex local site .....	LIU Zhong-xian, HUANG Lei, LIANG Jian-wen (301)
Model tests on bearing characteristics of basalt fiber-reinforced concrete tunnel linings .....	CUI Guang-yao, WANG Dao-yuan, NI Song-zhi, ZHU Chang-an, YUAN Jin-xiu, ZHOU Ji-min (311)
Seismic behaviors and design recommendations of ecological bag-reinforced retaining wall .....	ZHU Hong-wei, YAO Ling-kan, CHEN Xiao-long, XIANG Qin (319)
Laboratory steady state flow tests on multidimensional recharge well with filter layer .....	LI Wang-lin, YIN Zhi-yuan, LIU Zhan-lei, WEI Peng-kun, HE Jia-peng (327)
In-situ tests and thermo-mechanical bearing characteristics of friction geothermal energy piles .....	LU Hong-wei, JIANG Gang, WANG Hao, HONG Xin, SHI Chun-le, GONG Hong-wei, LIU Wei-qing (334)

**NOTES**

Anti-plane dynamic stiffness coefficient of a rigid foundation embedded in a multi-layered TI ground .....	BA Zhen-ning, LIANG Jian-wen, HU Li-ming (343)
Dynamic response of infinite plate on orthotropic half-plane medium under moving loads .....	ZHANG Chun-li, WANG Bo, ZHU Yan-zhi (352)
Analytical solutions for rainfall infiltration into monolithic covers considering arbitrary initial conditions .....	QIU Qing-wen, ZHAN Liang-tong, HUAGN Yi-yi (359)
Slab damage of concrete face rockfill dam based on heterogeneity of concrete .....	XU Bin, LIU Xiao-ping, ZOU De-gao, KONG Xian-jing, YU Xiang (366)
Centrifugal model tests on excavation of twin parallel tunnels .....	MIAO Lin-chang, WANG Fei, Charles W W Ng, LÜ Hu (373)
Test verification of stress state variables for unsaturated soils .....	ZHANG Long, CHEN Zheng-han, ZHOU Feng-xi, SUN Shu-guo, HU Sheng-xia, YAO Zhi-hua (380)

**DISCUSSIONS**

Discussion on “On soil skeleton and seepage force” .....	MAO Chang-xi, DUAN Xiang-bao (385)
Reply to discussion on “On soil skeleton and seepage force” .....	LI Guang-xin (387)

<b>NEWS</b> .....	(227, 258, 278, 318, 379)
-------------------	---------------------------

<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. 39, No. 3 (Total No. 306) Mar. 2017

## PAPERS

New experimental method for loess collapsibility using centrifugal model tests ..... XING Yi-chuan, JIN Song-li, ZHAO Wei-quan, ZHANG Ai-jun, AN Peng, ZHANG Bo (389)

Comparative modelling of pull-out process of four different anchorages by using transparent soil ..... XIA Yuan-you, CHEN Chen, NI Qing (399)

Effects of corrosion on bearing capacity of steel pile foundation in acidic soil ..... WANG Feng-chi, GAO Huan, FENG Xu-ning, LIU Tian-tian (408)

Development and application of model test system for inrush of water and mud of tunnel in fault rupture zone ..... ZHANG Qing-song, WANG De-ming, LI Shu-cai, ZHANG Xiao, TAN Ying-hua, WANG Kai (417)

Effects of saturation on free-field responses of site due to plane P-wave incidence ..... LI Wei-hua, ZHENG Jie (427)

Experimental study on residual strength and index of shear strength characteristics of different clay soils ..... XU Cheng-shun, WANG Xin, DU Xiu-li, DAI Fu-chu, WANG Guo-sheng, GAO Yan (436)

Experimental study on self-weight consolidation behavior of hydraulically dredged slurries ..... WANG Liang, HUANG Ying-hao, ZHANG Chun-lei, LI Lei, JIA Hou-lei, LI Ting, XIE Jian (444)

Landslide model for slope of reservoir bank under combined effects of rainfall and reservoir water level ..... LI Zhuo, HE Yong-jun, SHENG Jin-bao, LI Hong-en, LI Zheng, YANG Yang (452)

Effect of bedrock terrain on seismic ground motion ..... LI Xiao-bo, BO Jing-shan, WANG Xin, WAN Wei (460)

Experimental study and water-resistant mechanism of gaskets in joints of tunnel segments ..... DONG Lin-wei, JIANG Yu-sheng, YANG Zhi-yong, CHENG Jin-guo, LIU Chao-qun, ZHANG Jia-jian (469)

Probabilistic back analysis of slope failure considering spatial variability of soil properties ..... JIANG Shui-hua, WEI Bo-wen, HUANG Jin-song (475)

Numerical simulation of hydro-mechanical behaviors of unsaturated soils under fully undrained conditions ..... LIU Wen-hua, YANG Qing, TANG Xiao-wei, UZUOKA Ryosuke (486)

Microscopic pores of filter membranes and permeability during chamber opening under high pressure in slurry shield ..... ZHANG Ning, ZHU Wei, MIN Fan-lu, XU Jing-bo (495)

Characteristics of deep-seated crack in dam site of Yebatan Hydropower Station ..... LIU Lian-jia, ZHAO Qi-hua, HAN Gang (501)

## NOTES

Coupling criteria and precursor identification characteristics of multi-band acoustic emission of gritstone fracture under uniaxial compression ..... ZENG Peng, LIU Yang-jun, JI Hong-guang, LI Cheng-jiang (509)

Numerical experiments of microscopic mechanism of inherent anisotropy for sand based on PFC2D ..... ZHANG Kun-yong, LI Wei, LUO Xing-jun, CHARKLEY Nai Frederick (518)

Anti-clogging function of vacuum preloading with flocculants in solid-liquid separation of construction waste slurry ..... WU Ya-jun, LU Yi-tian, LUO Jia-cheng, QIANG Xiao-bing, DUAN Jun-jie, WANG Dong (525)

In-situ measurement of rock permeability based on pneumatic tests in boreholes ..... CAO Yuan, NIU Guan-yi, WANG Tie-liang (534)

Numerical model for jointed rock mass in particle flow code and its application ..... JIN Ai-bing, LIU Gang, YANG Zhen-wei (540)

Thermodynamics-based bounding surface model for overconsolidated clay ..... CHEN Yan-ni, YANG Zhong-xuan (547)

Bounding surface plasticity model for structured clays using disturbed state concept-based hardening variables ..... YANG Jie, YIN Zhen-yu, HUANG Hong-wei, JIN Yin-fu, ZHANG Dong-mei (554)

Influence of non-uniform distribution of fine soil on mechanical properties of coarse-grained soil ..... LIU Jian-kun, YU Qian-mi, LIU Jing-yu, WANG Dong-yong (562)

Dynamical characteristics of piles in liquefied soil under horizontal vibration ..... YU Jun, HE Yue, ZHANG Li, HUANG Juan, PAN Wei-bo (573)

## NEWS

(398, 416, 443, 485, 500, 517, 561, 580)

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

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

## Vol. 39, No. 4 (Total No. 307) Apr. 2017

## PAPERS

Stability and control strategy of ground improved with rigid piles to support embankments based on progressive failure ..... ZHENG Gang, YANG Xin-yu, ZHOU Hai-zuo, SUN Jia-yu (581)

Description of critical state for sands considering particle crushing ..... LUO Ting, LIU Lin, YAO Yang-ping (592)

Large-scale field tests on blast-induced liquefaction in saturated sand ..... LIU Han-long, WANG Wei-guo, LIU Jun, CHEN Yu-min, YANG Gui (601)

Design principles and guidelines of filters ..... LIU Jie, XIE Ding-song (609)

Experimental and numerical studies on progressive failure characteristics of weak surrounding rock mass of tunnel and its anchoring

effect ..... XU Qian-wei, CHENG Pan-pan, ZHU He-hua, DING Wen-qi, LI Yuan-hai, TANG Zhuo-hua (617)  
 Experimental study on moistening deformation characteristics of compacted loess and their influencing factors ..... YANG Yu-sheng, LI Jing, XING Yi-chuan, ZHAO Jian-min (626)

Applicability of boundary conditions for analytical modelling of advection-dispersion transport in low-permeability clay column tests ..... ZENG Xing, ZHAN Liang-tong, CHEN Yun-min (636)

Field tests on response of excess pore water pressures of liquefaction resistant rigid-drainage pile ..... WANG Xiang-ying, LIU Han-long, JIANG Qiang, CHEN Yu-min (645)  
 3D cross-hole resistivity inversion imaging of surrounding rock based on distance weighting constraint algorithm ..... LIU Zheng-yu, LI Shu-cai, LIU Bin, FAN Ke-rui, NIE Li-chao, ZHANG Xin-xin (652)

Compression-shear fracture criteria for mixed mode I-II of open crack of rock-like brittle materials ..... LI Bu, HUANG Run-qi, WU Li-zhou (662)

## NOTES

Calculation of earth pressure on rigid retaining wall based on model indeterminacy ..... CHEN Jian-gong, ZHANG Hai-quan, XU Ming, ZHAO Xin-yao, YANG Ze-jun (669)

Technical differences in worldwide latest standards for prestress anchors ..... FU Wen-guang, HU Jian-lin, ZHOU Jian-ming (676)  
 Fine characterization of spatial pore structure of Nanjing silty sand using micro-CT ..... ZHANG Wei, LIANG Xiao-long, TANG Xin-yu, SHI Bin, XU Yan-da, XIAO Rui (683)

Measurement of resistivity of unsaturated soils using van der Pauw method ..... FENG Huai-ping, MA De-liang, WANG Zhi-peng, CHANG Jian-mei (690)

Semi-dynamic leaching tests on leaching properties of MPC-solidified zinc-contaminated soil under acid rain environment ..... WANG Zhe, DING Yao-kun, XU Si-fa, XIONG Zhuang, ZHOU Hong-li, WU Xue-hui (697)

Microseism location in local scale region based on high-density array ..... JIA Bao-xin, JIA Zhi-bo, ZHAO Pei, CHEN Yang (705)

Reinforcement mechanism of slopes with yielding anchor cables based on numerical simulation of FLAC<sup>3D</sup> ..... ZHU An-long, ZHANG Yin, DAI Miao-lin, XU Jian-qiang (713)

Failure mechanism and setback distance of single pile subjected to normal faulting ..... CAI Qi-peng, NG C. W. W., CHEN Xing-xin, GUO Li-qun (720)

Back analysis of permeability coefficient of high core rockfill dam based on particle swarm optimization and support vector machine ..... NI Sha-sha, CHI Shi-chun (727)

Experimental research on influences of suction on deformation characteristics of loess under unloading-reloading conditions ..... GUO Nan, CHEN Zheng-han, GAO Deng-hui, ZHOU Yong, YANG Xiao-hui, HU Sheng-xia (735)

Experimental study on stiffness characteristics of residual soil at small strain under hot and rainy climate ..... YIN Song, KONG Ling-wei, ZHANG Xian-wei (743)

Biot's consolidation with variables for influence of low-frequency vibration stimulation on radial flow in low-permeability developed reservoir ..... ZHENG Li-ming, PU Chun-sheng, LI Yue-jing, XU Jia-xiang, LIU Jing (752)

Case study of control technology of structural settlements due to tunnelling beneath a subway station ..... ZHANG Xu, ZHANG Cheng-ping, HAN Kai-hang, WANG Jian-chen (759)

## DISCUSSIONS

Discussion on "Error tendency for studying earth pressure on retaining walls" ..... WU Ming, ZHU Yong-feng, ZHAO Shuang-qing, CHEN Wei-yun (767)

Discussion on "Error tendency for studying earth pressure on retaining walls" ..... LOU Pei-jie (769)

Reply to discussion on "Error tendency for studying earth pressure on retaining walls" ..... SUN Jian-sheng (773)

**NEWS** ..... (608, 616, 644, 696, 734, 742, 751)

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

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

**Vol. 39, No. 5 (Total No. 308) May 2017**

## PAPERS

Microstructure-based elastoplastic constitutive model for coarse-grained materials ..... LIU Si-hong, SHAO Dong-chen, SHEN Chao-min, WANG Zi-jian (777)

Experimental study on multi-bench retaining foundation pit ..... ZHENG Gang, NIE Dong-qing, CHENG Xue-song, DIAO Yu, LIU Jie (784)

Field tests on longitudinal stress relaxation along shield tunnel in soft ground ..... LIAO Shao-ming, MEN Yan-qing, XIAO Ming-qing, ZHANG Di (795)

Pull-out mechanism of continuous ball shape anchors in transparent soil ..... XIA Yuan-you, CHEN Chen, NI Qing (804)

Application and analysis of drainage well in landfill slip control

.....	HE Hai-jie, LAN Ji-wu, CHEN Yun-min, QIU Qing-wen, SHI Wei (813)
Analytical solutions to micro-bond model for particles considering width and thickness of bond .....	WANG Hua-ning, GONG Hao, LI Fu-gen, JIANG Ming-jing (822)
Field tests on liquefaction resistance of desaturation measure of electrolysis .....	CHEN Yu-min, HE Sen-kai, FANG Zhi, JIANG Qiang(832)
Breakage behavior of sand under true triaxial stress based on discrete element method ...	ZHOU Lun-lun, CHU Xi-hua, XU Yuan-jie (839)
Isolation effect of an open trench against train-induced vibrations in a saturated layered ground .....	BA Zhen-ning, LIANG Jian-wen, WANG Jing-ya (848)
Deformation behavior of $K_0$ -consolidated soft clay under traffic load-induced stress paths .....	WU Ting-yu, GUO Lin, CAI Yuan-qiang, WANG Jun (859)
Reinforcement effect of anti-shear tunnels of Dagangshan right bank slope based on microseismic energy evolution .....	ZHUANG Duan-yang, TANG Chun-an, LIANG Zheng-zhao, MA Ke (868)
Uniaxial tests on frozen loess and its constitutive model .....	CAI Cong, MA Wei, ZHAO Shu-ping, ZHOU Zhi-wei, MU Yan-hu(879)
Validation of modified irregular loading-unloading rules based on Davidenkov skeleton curve and its equivalent shear strain algorithm implemented in ABAQUS .....	ZHAO Ding-feng, RUAN Bin, CHEN Guo-xing, XU Ling-yu, ZHUANG Hai-ying (888)
Fiber Bragg grating test system and model tests based on geotechnical centrifuge .....	JIA Li-xiang, SHI Bin, WEI Guang-qing, ZHANG Zheng, TONG Heng-jin (896)
Verification of rationality of two stress state variables of unsaturated soil from deformation, moisture change and strength .....	ZHANG Long, CHEN Zheng-han, ZHOU Feng-xi, SUN Shu-guo, HU Sheng-xia, YAO Zhi-hua (906)
Adsorption behaviors of multi-element heavy metal on white pottery clay .....	ZHANG Jin-li, SHI Yan-ting, YANG Qing(916)
Prediction of soil water characteristic curve using physically based scaling technique .....	LIU Shi-yu, YU Jin, CAI Yan-yan, TU Bing-xiong (924)

**NOTES**

Mathematical model for breach of tailings dam due to overtopping and its application .....	DENG Zhao, CHEN Sheng-shui, ZHONG Qi-ming (932)
Reasonable connection type for cutoff wall and core wall of earth-rock dams on deep overburden layers .....	SHEN Zhen-zhong, TIAN Zhen-yu, XU Li-qun, GAN Lei (939)
Sensitive parameters of embankment deformation behavior for coarse-grained sulfate saline soil .....	ZHANG Sha-sha, WANG Yong-wei, BAO Wei-xing, YANG Xiao-hua, WANG Long (946)
Experimental study on impact of salt content on deformation characteristics of sodium sulfate soil under freeze-thaw conditions ...	XIAO Ze-an, LAI Yuan-ming, YOU Zhe-min (953)
Water vapor transfer and phase change in unsaturated soils: experimental study on two types of canopy effect .....	ZHANG Sheng, HE Zuo-yue, TENG Ji-dong, LIU Yan, SHENG Dai-chao (961)
<b>NEWS</b> .....	(794, 821, 878, 887, 895, 915, 960, 968)
<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. 39, No. 6 (Total No. 310) June 2017**

**PAPERS**

Soil column tests and numerical simulations of moisture-gas coupled flow in a loess cover .....	ZHAN Liang-tong, QIU Qing-wen, YANG Yi-biao, XU Wen-jie, CHEN Yun-min (969)
Three-dimension elastic-plastic damage constitutive model for intact rock .....	DU Xiu-li, HUANG Jing-qi, JIN Liu, ZHAO Mi (978)
Slope reliability analysis considering geological uncertainty and spatial variability of soil parameters .....	DENG Zhi-ping, LI Dian-qing, CAO Zi-jun, PHOON Kok Kwang (986)
Generalized plasticity model for rockfill materials .....	BIAN Shi-hai, LI Guo-ying, WEI Kuang-min, ZHOU Jian(996)
Numerical modeling of a reinforced soil segmental retaining wall designed using the $K$ -stiffness method .....	CHEN Jian-feng, ZHANG Wan (1004)
Wall deflection induced by pre-excavation dewatering in large-scale excavations ...	ZENG Chao-feng, ZHENG Gang, XUE Xiu-li (1012)
Bending consolidation of an infinite beam of finite width resting on a saturated poroelastic halfspace .....	WANG Peng, SHI Li, ZHANG Bing-qin, GU Chuan (1022)
Anisotropic permeability model for coal containing methane based on anisotropic structure ratio .....	QI Xian-yin, WANG Wei (1030)

Influences of fines content on cyclic resistance ratio of fines-sand-gravel mixtures .....	WU Qi, CHEN Guo-xing, ZHOU Zheng-long, HUANG Bo(1038)
Constitutive relation and integration algorithm for rock discontinuities under cyclic loading .....	DENG Jian, XIAO Ming, XIE Bing-bing, CHEN Jun-tao(1048)
Effect of acid rain on leaching characteristics of lead, zinc and cadmium- contaminated soils stabilized by phosphate-based binder: semi-dynamic leaching tests .....	WU Hao-liang, LIU Zhao-peng, DU Yan-jun, XUE Qiang, WEI Ming-li, LI Chun-ping (1058)
Reliability analysis of bedrock laminar slope stability considering variability of saturated hydraulic conductivity of soil under heavy rainfall .....	QIN Xiao-hua, LIU Dong-sheng, SONG Qiang-hui, WU Yue, ZHANG Yu, YE Yong (1065)
Dynamic responses of canyon with multiple arc-shaped layers under incidence of plane SV waves .....	CHEN San-hong, ZHANG Yu-shan (1074)
Experimental study on strength characteristics and micromechanism of rubber-sand mixtures .....	ZHANG Tao, CAI Guo-jun, LIU Song-yu, DUAN Wei-hong, WANG Peng-cheng (1082)
Prediction model for settlement of high-speed railway embankment in unsaturated areas .....	FENG Huai-ping, GENG Hui-ling, HAN Bo-wen, SHANG Wei-dong, CHANG Jian-mei (1089)
Recognition of frequency information in acoustic emission monitoring of rock fracture .....	LIU Xiang-xin, ZHANG Yan-bo, LIANG Zhen-zhao, LIU Shan-jun (1096)
Comparative tests on strength and deformation of phyllite of northern tunnels of Longmen Mountains .....	WU Yong-sheng, TAN Zhong-sheng, YU Xian-bin, YU Yu, LI Lei, GUO Xiao-long (1106)
Laboratory and numerical experiments on pressure relief mechanism of large-diameter boreholes .....	JIA Chuan-yang, JIANG Yu-jing, ZHANG Xue-peng, WANG Dong, LUAN Heng-jie, WANG Chang-sheng (1115)
<b>NOTES</b>	
Bearing capacity at tip of rock-socketed pile in karst areas .....	ZHAO Ming-hua, XIAO Yao, XU Zhuo-jun, YANG Chao-wei, HU Qian, LIU Jian-hua (1123)
Experimental study on seepage characteristics of rock-like materials with consecutive and filling fractures .....	ZHAO Kai, WANG Huan-ling, XU Wei-ya, XIA Ji (1130)
Experimental studies on effect of voids behind tunnel linings on progressive failure process of tunnel structures .....	ZHANG Xu, ZHANG Cheng-ping, FENG Gang, HAN Kai-hang (1137)
Influence of $\text{Ca}^{2+}$ concentration on hydraulic properties of bentonite-sand mixtures .....	XU Si-fa, WU Xue-hui, HU Qi, ZHANG Yong, WANG Zhe (1145)
Gradation design method for rockfill materials based on fractal theory .....	ZHU Sheng, DENG Shi-de, NING Zhi-yuan, WANG Jing (1151)
Limit analysis solution of dynamic Brazilian tests .....	YANG Ren-shu, CHEN Jun, LIU Dian-shu (1156)
<b>DISCUSSIONS</b>	
Discussion on “New strength criterion for sand with cross-anisotropy” .....	DONG Tong, KONG Liang(1161)
Reply to discussion on “New strength criterion for sand with cross-anisotropy” .....	CAO Wei, WANG Rui, ZHANG Jian-min (1163)
<b>NEWS</b> .....	(985, 1081, 1088, 1105, 1150, 1162)
<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. 39, No. 7 (Total No. 311) July 2017

### PAPERS

Analytical method for stress of granular medium foundation under vertical load .....	CAO Wen-gui, HE Min, WANG Jiang-ying (1165)
Mechanisms and characteristics for deterioration of shield tunnels under surface surcharge .....	HUANG Da-wei, ZHOU Shun-hua, LAI Guo-quan, FENG Qing-song, LIU Lin-ya (1173)
Stress-deformation characteristics of silty soil based on $K_0$ consolidation and drainage unloading stress path tests .....	ZHANG Kun-yong, LI Guang-shan, MEI Xiao-hong, DU Wei (1182)
Three-dimensional multi-mechanism bounding surface model for sands .....	FANG Huo-lang, SHEN Yang, ZHENG Hao, ZENG Ze-bin (1189)
Nonlinear seismic response of 3D canyon in deep soft soils .....	LIANG Jian-wen, LIANG Jia-li, ZHANG Ji, BA Zhen-ning (1196)
Activity laws of microseisms and rockbursts in deep tunnels by TBM tunneling .....	ZHAO Zhou-neng, FENG Xia-ting, CHEN Bin-rui (1206)
Step-path failure mechanism of rock slopes based on crack coalescence modes in rock mass .....	ZHU Lei, HUANG Run-qiu, YAN Ming, CHEN Guo-qing (1216)

Anchorage behaviour of specimens containing a single fissure based on digital image correlation and numerical method .....	CHONG Zhao-hui, LI Xue-hua, LU Jing-zheng, ZHANG Ji, LIANG Shun (1225)
Limit support pressure at excavation face of shield tunnels .....	XU Qian-wei, TANG Zhuo-hua, ZHU He-hua, WANG Guo-fu, LU Lin-hai (1234)
Stress characteristics of foundation gallery of high core wall rockfill dam .....	FENG Rui, HE Yun-long, BAI Xin-ge (1241)
Critical filling height of embankment on soft ground based on generalized SMP criterion .....	ZHANG Chang-guang, ZHAO Jun-hai, FAN Wen, DAI Yan (1251)
Effects of properties of surrounding rock on change laws of grouting pressures and diffusion patterns .....	ZHU Ming-ting, ZHANG Qing-song, LI Shu-cai, ZHANG Xiao, TAN Ying-hua, WANG Kai (1258)
Transport laws of contaminant in porous media considering non-equilibrium adsorption under cyclic injection .....	GUO Zhi-guang, BAI Bing (1267)
Improving three-dimensional DEM modeling methods for irregularly shaped particles and their assembly .....	JIN Lei, ZENG Ya-wu, YE Yang, LI Jing-jing (1273)
Observations and analyses of site amplification effects of deep liquefiable soil deposits by geotechnical downhole array .....	ZHOU Yan-guo, TAN Xiao-ming, CHEN Jie, PEI Xiang-jun, CHEN Yun-min (1282)
Static and dynamic mechanical properties of energy absorption bolts (cable) and field tests .....	WANG Ai-wen, PAN Yi-shan, ZHAO Bao-you, SHENG Ji-quan (1292)
Mechanism and control strategy of buckling rockbursts of orthotropic slab .....	FENG Fan, LI Xi-bing, LI Di-yuan, WANG Shao-feng (1302)
<b>NOTES</b>	
Preliminary statistical analysis of behavior of concrete face rockfill dams .....	WEN Li-feng, CHAI Jun-rui, XU Zeng-guang, QIN Yuan, LI Yan-long (1312)
Distribution characteristics of force and stability analysis of slope .....	LU Ying-fa, HUANG Xue-bin, LIU De-fu (1321)
New fiber Bragg grating sensor-based local displacement transducer for small strain measurements of soil specimens .....	XU Dong-sheng (1330)
Energy dissipation of rock specimens under high strain rate with single joint in SHPB tensile tests .....	LI Miao, QIAO Lan, LI Qing-wen (1336)
Influence of sedimentary facies and depth on normalized dynamic shear modulus and damping ratio of quaternary soils .....	CHEN Guo-xing, BU Yi-fan, ZHOU Zheng-long, ZHANG Shu-han, XU Han-gang (1344)
Inversion analysis of M-C criterion parameters of rock based on uniaxial shearing failure .....	YANG Ren-shu, CHEN Jun, FANG Shi-zheng, HOU Li-dong, CHEN Shuai-zhi (1351)
<b>NEWS</b> ..... (1224, 1240, 1250, 1311, 1329)	
<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. 39, No. 8 (Total No. 312) Aug. 2017

**PAPERS**

Structural yield and collapse deformation of loess .....	SHAO Sheng-jun, WANG Li-qin, SHAO Shuai, WANG Qiang (1357)
Solution to transient response of a cylindrical lined tunnel in an infinite elastic medium under internal blast load .....	GAO Meng, ZHANG Ji-yan, GAO Guang-yun, CHEN Qing-shen, CHAO Ming-song, LI Da-yong (1366)
Experimental research on shear failure mechanism of hydrated needle-punched GCLs .....	LIN Hai, SHI Jian-yong, QIAN Xue-de (1374)
Experimental study on freezing point and deformation characteristics of unsaturated silty clay subjected to freeze-thaw cycles .....	LIU Zhen-ya, LIU Jian-kun, LI Xu, FANG Jian-hong (1381)
Model tests on deformation characteristics of caissons under long-term horizontal load .....	MU Bao-gang, LI Xu, GONG Wei-ming, ZHAO Xue-liang (1388)
Investigation of failure domain by using g-line and optimum evaluation of Copulas in slope reliability analysis .....	XU Xiao-liang, WANG Le-hua, LI Jian-lin, CHEN Jiang-hong, QIN Wan-li, DENG Hua-feng (1398)
VFOM-based source location and local magnitude calibration for micro-seismic events in mine .....	WANG Ze-wei, LI Xi-bing, SHANG Xue-yi, DONG Long-jun, LIU Dong, ZHOU Yong-yong (1408)
Long-term settlement of tunnel caused by shield tunneling in peaty soil .....	WANG Zhi-liang, QU Jia-an, SHEN Lin-fang, XU Ze-min, DING Zu-de (1416)
Particle breakage of soil-rock aggregate based on large-scale direct shear tests .....	

.....	LIU Xin-rong, TU Yi-liang, WANG Peng, ZHONG Zu-liang, TANG Wen-bin, DU Li-bing (1425)
Effect of diaphragm wall on earthquake responses of an underground subway station .....	WANG Xue-jian, ZHUANG Hai-yang, CHEN Guo-xing, WANG Rui (1435)
Constitutive model for damage of freeze-thaw rock under three-dimensional stress .....	ZHANG Hui-mei, XIE Xiang-miao, PENG Chuan, YANG Geng-she, YE Wan-jun, SHENG Yan-jun (1444)
Elasto-plastic solution to expansion of a spherical cavity in dilatant sand .....	LI Lin, LI Jing-pei, SUN De-an, LI Xian-feng (1453)
Upper bound analysis of factor of safety for shield tunnel face subjected to underground water seepage .....	HUANG Fu, PAN Qiu-jing, LING Tong-hua (1461)
Prediction formula for surface settlement in double-line tunnel based on trapdoor tests .....	XU Lu-chang, RUI Rui, ZHANG Long, SUN Yi, XIA Yuan-you (1470)
A thermal-mechanical-damage constitutive model for hard brittle rocks and its preliminary application .....	LI Tian-bin, GAO Mei-ben, CHEN Guo-qing, MA Chun-chi, XU Zhong-yuan, YIN Hong-yu, CHEN Chao, MENG Lu-bo (1477)
Analytical solution for consolidation of stone column-reinforced foundations considering radical and vertical flows in columns .....	GUO Biao, GONG Xiao-nan, LI Ya-jun (1485)
Evolution of cracks and permeability of granites suffering from different thermal damages .....	CHEN Shi-wan, YANG Chun-he, LIU Peng-jun, WEI Xiang (1493)
Spatial distribution and variability of infiltration characteristics for shallow slope of gravel soil .....	DONG Hui, HUANG Run-qiu, LUO Xiao, LUO Zheng-dong, JIANG Xiu-zi (1501)
Experimental study on particle breakage behaviors of rockfill under cyclic loadings .....	ZHANG Zhen-dong, LI Guo-ying (1510)
<b>NOTES</b>	
Experimental study on coral reef sand as hydraulic filling materials for foundation and its vibroflotation compaction .....	QIU Wei-jian, YANG He-ping, HE Ying-xi, YU Dong-hua (1517)
One-dimensional electroosmosis consolidation model considering variable saturation .....	ZHOU Ya-dong, DENG An, LIU Zhong-xian, YANG Ai-wu, ZHANG Hai (1524)
Clogging mechanism and effect of cake permeability in soil-water separation using vacuum filtration .....	WU Si-lin, ZHU Wei, MIN Fan-lu, ZHANG Chun-lei, WEI Dai-wei (1530)
Mechanical behaviors and acoustic emission characteristics of fracture of granite under different moisture conditions .....	DENG Chao-fu, LIU Jian-feng, CHEN Liang, LI Ying, XIANG Gao (1538)
<b>DISCUSSIONS</b>	
Discussion on “Theoretical study on earth pressure on shallow tunnel considering principal stress rotation” .....	LI Chun-lin (1545)
Reply to discussion on “Theoretical study on earth pressure on shallow tunnel considering principal stress rotation” .....	WANG Ding-jian (1546)
<b>NEWS</b> .....	(1365, 1397, 1424, 1516, 1537, 1544)
<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. 39, No. 9 (Total No. 313) Sep. 2017

## PAPERS

Pile-soil stress ratio and settlement of composite ground with gravel piles in flexible foundation .....	ZHAO Ming-hua, NIU Hao-yi, LIU Meng, TAN Xin (1549)
Post-cyclic strength degradation behavior of soft clay under anisotropic consolidation and numerical simulation .....	WANG Yuan-zhan, LEI Ji-chao, LI Qing-mei, HU Shen-rong (1557)
Time-effect properties and mechanisms of marble failure under different unloading rates .....	LI Xi-bing, CHEN Zheng-hong, CAO Wen-zhuo, TAO Ming, ZHOU Jian (1565)
Improvement and strength testing of true tri-axial apparatus with one chamber and four cells and rigid-flexible-flexible loading boundary mechanism—True triaxial apparatus developed in Xi'an University of Technology .....	SHAO Sheng-jun, XU Ping, SHAO Shuai, CHEN Fei (1575)
Blowout control during EPB shield tunnelling in sandy pebble stratum with high groundwater pressure .....	HE Shao-hui, ZHANG Shu-chao, LI Cheng-hui, ZHU Zi-peng, LIU Xia-bing, WANG Da-hai, LIU Yang-peng (1583)
Settlement control of slurry shield tunnelling crossing adjacent buildings in mixed ground of round gravel and mudstone .....	XIE Xiong-yao, WANG Qiang, QI Yong, LI Jun, YU Xing-guo (1591)
Simple method for supporting pressure determination of double-liner circular tunnels excavated in rheological rock .....	WANG Hua-ning, SONG Fei, JIANG Ming-jing (1600)

Evolution of pre-peak axial crack strain and nonlinear model for coal-rock combined body	.....	ZUO Jian-ping, CHEN Yan, SONG Hong-qiang, WEI Xu (1609)
Experimental study on influence of geo-cell reinforcement on dynamic properties of rubber-sand mixtures	.....	LIU Fang-cheng, WU Meng-tao, CHEN Ju-long, ZHANG Yun-fei, ZHENG Yu-feng (1616)
Complex variable analysis of soil displacement and liner deformation induced by shield excavation	.....	ZHANG Zhi-guo, YANG Xuan, GONG Jian-fei, WANG Wei-dong (1626)
Strength properties of unloading confining pressure of long-term $K_0$ -consolidated artificial frozen clay under high pressure	.....	WANG Yan-sen, JIA Jin-bo, LENG Yang-guang (1636)
Effects of pore water surface tension and contact angle on dry-shrinkage cracking of expansive soils	.....	YANG Song, WU Jun-hua, HUANG Jian-feng (1645)
Meso damage evolution characteristics and macro degradation of sandstone under wetting-drying cycles	.....	FU Yan, WANG Zi-juan, LIU Xin-rong, YUAN Wen, MIAO Lu-li, LIU Jun, DUN Zhi-yun (1653)
Electromagnetic appearing characteristics of damage properties of coal under impact loading	.....	WANG Jin-gui, ZHANG Su, XIE Bei-jing (1662)
Variation of unbalanced force during excavation of arch dam base surface and treatment effects	.....	CHENG Li, LIU Yao-ru, TAO Zhuo-fu, YANG Qiang, XU Jian-rong, HE Ming-jie, ZHANG Wei-di (1670)
Influence of facing batter angle on reinforcement load of reinforced soil retaining wall with modular block facing	.....	ZHANG Ya, WANG Lei, LIU Hua-bei (1680)
<b>NOTES</b>		
Mechanism of rockburst occurring in protected coal seam induced by coal pillar of protective coal seam	.....	JIANG Fu-xing, WANG Yu-xiao, LI Ming, QU Yan-lun (1689)
Simplified method for nonlinear settlement calculation in soft soils considering lateral deformation	.....	YANG Guang-hua, HUANG Zhi-xing, LI Zi-yun, JIANG Yan, LI De-ji (1697)
3D effects on lateral earth pressure in block-faced soil slopes	.....	GAO Yu-feng, ZHU De-sheng, ZHANG Fei (1705)
Experimental study on SWCCs under equal stress and equal void ratio states	.....	ZOU Wei-lie, WANG Xie-qun, LUO Fang-de, ZHANG Jun-feng, YE Yun-xue, HU Zhong-wei (1711)
In-situ borehole shear tests on cataclastic rock mass of Daguangbao landslide	.....	FENG Wen-kai, YI Xiao-yu, GE Hua, WANG Qi, LIU Zhi-gang, ZHANG Guang-xin (1718)
New nonlinear stress-strain model for loess and its comparative research	...	WANG Li-qin, LU Zhong-gang, SHAO Sheng-jun (1724)
Three-dimensional interference sources and optimal sampling location of piles utilizing reflected wave method	.....	RONG Chui-qiang, ZHAO Xiao-hua (1731)
Electrical resistivity characteristics of saturated sand with varied porosities	.....	WANG Bing-hui, WANG Zhi-hua, JIANG Peng-ming, ZHOU Ai-zhao (1739)
Model box tests on response of deformation of sand and clay layer under draining-recharging condition	.....	LIU Chun, SHI Bin, WU Jing-hong, WANG Yi-long, JIANG Hong-tao (1746)
<b>NEWS</b> ..... (1556, 1644, 1661, 1688, 1710, 1717, 1738)		
<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. 39, No. 10 (Total No. 314) Oct. 2017

## PAPERS

Particle breakage of rockfill materials under cyclic loadings	...	HAN Hua-qiang, CHEN Sheng-shui, FU Hua, ZHENG Cheng-feng (1753)
Characteristics of lateral deformation of soil-subway dynamic interaction system	.....	ZHUANG Hai-yang, WANG Xue-jian, WANG Rui, CHEN Guo-xing (1761)
Centrifuge modelling of working performance of foundation pile embedded in expansive clay with high liquid limit	.....	YANG Jun, ZHANG Da-feng, LI Lian-you, SHEN Zhao-pu (1770)
Effects of salinized deterioration and aeolian ullage on soils in undercutting areas of earthen ruins in arid regions (II)	.....	CUI Kai, GUAN Xi-peng, CHEN Wen-wu, CHEN Meng-meng, HAN Wen-feng (1777)
Calculation method of geogrid-encased stone columns' bearing capacity based on cavity expansion theory	.....	ZHAO Ming-hua, HE Wei-xi, HENG Shuai, LIU Meng (1785)
Experimental study on service life of foamed mixture lightweight soil based on method of accelerated stress tests	.....	

.....	LIU Xin, GAN Liang-qin, SHENG Ke, HONG Bao-ning (1793)
Theoretical closure model for rock joints considering interaction of deformations of substrate deformation and asperity .....	
.....	TANG Zhi-cheng, HUANG Run-qiu, JIAO Yu-yong, TAN Fei, ZHU Xin (1800)
Model tests on bearing characteristics of steel fiber-reinforced concrete lining of weak surrounding rock tunnel .....	
.....	CUI Guang-yao, WANG Dao-yuan, NI Song-zhi, YUAN Jin-xiu, MA Jun-hui, ZHU Chang-an (1807)
Effect of pH value on boundary water content of red clay in Guilin and its mechanism .....	
.....	LI Shan-mei, LIU Zhi-kui, MENG Jian-ping (1814)
One-dimensional consolidation of fractional order derivative viscoelastic saturated soils under arbitrary loading .....	
.....	WANG Lei, SUN De-an, XIE Yi, LI Pei-chao (1823)
Creep-seepage coupling laws of quartzite under cyclic loading-unloading conditions .....	
.....	JIANG Zong-bin, JIANG An-nan, LI Hong, WANG Shan-yong (1832)
Site-based researches on mechanical behavior of new large-diameter pipes during pipe jacking .....	
.....	ZHANG Yao, YAN Zhi-guo, ZHU He-hua (1842)
Long-term stability of bank slope considering characteristics of water-rock interaction .....	
.....	ZHANG Jing-yu, WAN Liang-peng, PAN Hong-yue, LI Jian-lin, LUO Zuo-sen, DENG Hua-feng (1851)
Experimental study and engineering application of anti-washout properties of underwater karst grout .....	
.....	ZHANG Cong, YANG Jun-sheng, ZHANG Gui-jin, YE Xin-tian, ZHANG Zhi-bo, LEI Jin-shan (1859)
New boundary treatment for seepage flow problem based on numerical manifold method .....	
.....	LI Wei, ZHENG Hong (1867)
Model tests on negative pressure distribution in vacuum preloading .....	
.....	JIANG Yan-bin, HE Ning, XU Bin-hua, ZHOU Yan-zhang, ZHANG Zhong-liu (1874)
Determination of basic parameters of unimodal and bimodal soil water characteristic curves .....	GAO You, SUN De-an (1884)
Structure of regenerated roof and determination of support load in re-mining stope .....	
.....	MA Wen-qiang, WANG Tong-xu, MA Zi-yang (1892)
Hydraulic and mechanical characteristics of ecological slopes: experimental study .....	CHENG Peng, LI Jin-hui, SONG Lei (1901)
<b>NOTES</b>	
Optimum support time of brittle underground cavern based on time-dependent deformation .....	
.....	ZHANG Jian-hai, WANG Ren-kun, ZHOU Zhong, ZHENG Lu, ZHANG Ru, WANG Lu, XIE He-ping (1908)
Measurement of hydraulic conductivity and diffusion coefficient of backfill for soil-bentonite cutoff wall under low consolidation pressure .....	ZHANG Wen-jie, GU Chen, LOU Xiao-hong (1915)
Experimental investigation on flow deformation of liquefiable soil reinforced with geogrids .....	
.....	CHEN Yu-min, ZHOU Xiao-zhi, XU Jun (1922)
Numerical simulation of freeze-thaw in short period of secondary lining at tunnel transition section in seasonal frozen area .....	
.....	WU Yi-min, LI Wen-bo, FU He-lin, LIU Min-jie (1930)
Modified generalized plasticity model for rockfill materials .....	BIAN Shi-hai, LI Guo-ying, WEI Kuang-min, ZHOU Jian (1936)
.....	RONG Chui-qiang, ZHAO Xiao-hua (1936)
Centrifugal model tests on section form of drainage channel of barrier dams .....	
.....	ZHAO Tian-long, CHEN Sheng-shui, FU Chang-jing, ZHONG Qi-ming, HOU Ying-wei (1943)
<b>NEWS</b> .....	(1784, 1792, 1799, 1831, 1850, 1866, 1891, 1921)
<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. 39, No. 11 (Total No. 316) Nov. 2017

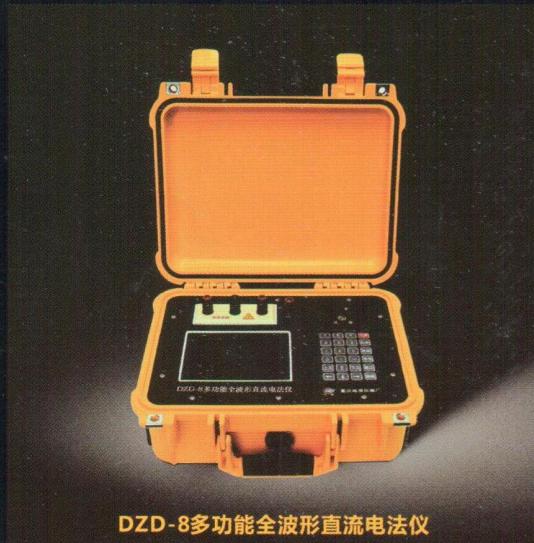
**PAPERS**

Evaluation of safety performance of extremely high slab-faced gravel dams .....	
.....	CHEN Sheng-shui, YAN Zhi-kun, FU Zhong-zhi, LI Guo-ying (1949)
Energy-based method for analyzing accumulative plastic strain growth of tailing silt .....	
.....	MO Hai-hong, SHAN Yi, LI Hui-zi, LIU Shu-zhuo, CHEN Jun-sheng (1959)
Effects of hydrochemistry on structural strength of Zhanjiang formation clay .....	
.....	ZHANG Xian-wei, KONG Ling-wei, CHEN Cheng, LI Kui-kui, LIU Yan (1967)

Effect of unloading rate and pore water pressure on mechanical properties of sandstone .....	DENG Hua-feng, WANG Zhe, LI Jian-lin, JIANG Qiao, ZHANG Heng-bin (1976)
Analytical solutions for seepage fields of underwater tunnels with arbitrary burial depth .....	ZHU Cheng-wei, YING Hong-wei, GONG Xiao-nan (1984)
Water and salt migration and deformation mechanism of sodium chloridesoil during unidirectional freezing process .....	XIAO Ze-an, LAI Yuan-ming, YOU Zhe-min (1992)
Influence of pore characteristics of sand strata on filter-cake formation under slurry shield .....	LIU Cheng, TANG Xin-yi, GAO Yu-feng (2002)
Model tests on deformation of embankment in blast-induced liquefied field .....	CHEN Yu-min, LIU Han-long, CHEN Chen-wei, YANG Gui, WANG Wei-guo (2009)
Two-dimensional simulation of high-frequency scattering of seismic waves by local sites based on fast multi-pole boundary element method .....	LIU Zhong-xian, SUN Shuai-jie, ZHAO Rui-bin, WANG Dong (2017)
Modes of hydro-geological structure for uplift deformation near reservoir pivot .....	JIANG Zhong-ming, LI Shuang-long, DING Peng, FENG Shu-rong, ZHONG Hui-ya (2026)
Earth pressure and stability of deep arch tunnel with straight wall in cohesive strata .....	CHENG Xiao-hu (2034)
Formulae for frictional resistance considering mud thixotropy and pipe-soil contact characteristics .....	ZHANG Peng, TAN Li-xin, MA Bao-song (2043)
Discrete element analysis of the development and evolution of “soil arching” within a piled embankment .....	FU Hai-ping, ZHENG Jun-jie, LAI Han-jiang (2050)
Experimental study on carbonate dissolution and erosion effect under attack of simulated sulphuric acid rain .....	CHEN Wei-chang, LI Li, SHAO Ming-shen, LIANG Xing-zhou, AFOLAGBOY Lekan Olatayo (2058)
Shaking table tests on sawdust-mixed clay site .....	CHEN Hong-juan, LI Xiao-jun, YAN Wei-ming, CHEN Shi-cai, ZHANG Xue-ming (2068)
Stability of shallowly buried soft rock tunnel anchorage by in-situ model tests .....	LI Dong-liang, LIU Xin-rong, LI Jun-jiang, WU Xiang-chao, LI Wei-shu, DU Ming-ze (2078)
<b>TRIBUNE FOR FOCUSED DISPUTE</b>	
Mechanical fundamentals of seepage force concept and its generalization .....	DING Zhou-xiang (2088)
<b>NOTES</b>	
Permeability of filter cake and its influence on face stability of slurry shield-driven tunnels .....	CHEN Ren-peng, YIN Xin-sheng, LI Yu-Chao, MENG Fan-yan, QI Shuai (2102)
Numerical analysis of breakwater construction on soft clay in harbor area of Lianyungang Port .....	ZHAN Xin-jie, GAO Chang-sheng, ZHU Qun-feng, YANG Shou-hua, ZHANG Ling, PANG Bin (2109)
A new rock mass rating method based on Mamdani fuzzy inference for rock tunnels .....	ZHANG Qi, ZHU He-hua, HUANG Xian-bin, LI Xiao-jun, DAI Guo-liang (2116)
Model tests on damping of shock absorption layer of stick-slip fracture tunnel in highly seismic areas .....	CUI Guang-yao, WU Xiu-gang, WANG Ming-nian, WANG Dao-yuan, ZHU Chang-an (2125)
Hoop stiffness and its reduction factor of diaphragm wall panels for circular excavation .....	CUI Jian-feng, HU Jian-hua, HE Wei, HE Yao-bei (2132)
Investigation of safety control for rock blasting excavation under cold condition .....	HU Ying-guo, WU Xin-xia, ZHAO Gen, LI Peng, SUN Peng-ju (2139)
<b>DISCUSSIONS</b>	
Discussion on “Technical code for building slope engineering”second edition (2013) .....	MAO Chang-xi, DUAN Xiang-bao, MAO Ning, XIE Luo-feng, LI Jing-juan (2147)
<b>NEWS</b> .....	
Members of Editorial Board of Chinese Journal of Geotechnical Engineering .....	(head page I)
Invitation for original papers .....	(head page II)

Structural damage effect on dynamic shear modulus of Zhanjiang clay and quantitative characterization .....	KONG Ling-wei, ZANG Meng, GUO Ai-guo (2149)
---	---

Experimental study on discharge capacity of prefabricated vertical drain considering interaction of PVD and soil	.....
.....	ZHU Qun-feng, GAO Chang-sheng, ZHAN Xin-jie, ZHANG Ling, YANG Shou-hua, MING Jing-ping (2158)
Macro and micro-behaviors of anisotropy granular soils using 3D DEM simulation	.....
.....	JIANG Ming-jing, ZHANG An, FU Chang, LI Tao (2165)
Fractal characteristics of micro-seismic volume for different types of immediate rock-bursts in deep tunnels	.....
.....	YU Yang, FENG Xia-ting, CHEN Bing-rui, XIAO Ya-xun, FENG Guang-liang (2173)
Freeze-thaw characteristics of subgrade macadam fillings influenced by cement content and grain-size composition	.....
.....	WANG Tian-liang, SONG Hong-fang, GUO Zhuo-hao, YUE Zu-run, LIN Yong-qing (2180)
Experimental study on caustic soda-activated steel slag powder in muddy soil	.....
.....	WU Yan-kai, HU Xiao-shi, HU Rui, SHI Yu-bin, HAN Tian, YU Jia-li (2187)
Analytical solution for consolidation of a composite ground with impervious multi-long-short piles	.....
.....	YANG Tao, LI Chao, RUAN Yi-zhou (2195)
Hybrid effects of rainfall and reservoir level fluctuation on old Taping H2 landslide in Wushan County in Three Gorges Reservoir area	.....
.....	HUANG Da, GU Dong-ming, CHEN Zhi-qiang, ZHU Hong, CHEN Ci-jin (2203)
Large triaxial compression tests on geosynthetic-encased granular columns	.....
.....	CHEN Jian-feng, WANG Xing-tao, ZENG Yue, YE Guan-bao, FENG Shou-zhong, LI Li-hua (2212)
Long-term undrained mechanical behavior of overconsolidated clay under cyclic loading with a large number of cycles	.....
.....	HAN Jian, YAO Yang-ping, YIN Zhen-yu (2219)
Whole range monitoring for temperature and displacement fields of cross passage in soft soils by AGF	.....
.....	YANG Ping, CHEN Jin, ZHANG Shang-gui, WAN Chao-dong (2226)
Enhanced mechanism and load-settlement relationship of post-grouting piles	.....
.....	DAI Guo-liang, WAN Zhi-hui (2235)
Prediction and classification of strain mode rockburst based on five-factor criterion and combined weight-ideal point method	.....
.....	XU Chen, LIU Xiao-li, WANG En-zhi, WANG Si-jing (2245)
Failure mechanism of gently inclined bedding rock mass slopes with complex fissures	.....
.....	WANG Lin-feng, TANG Hong-mei, TANG Fen, YE Si-qiao (2253)
Uplift load tests on model spread foundations in cement-stabilized aeolian sand	.....
.....	SHENG Ming-qiang, QIAN Zeng-zhen, LU Xian-long (2261)
Initiation of a large landslide triggered by Wenchuan earthquake based on ring shear tests	.....
.....	CUI Sheng-hua, PEI Xiang-jun, WANG Gong-hui, HUANG Run-qiu (2268)
Seismic stability of anti-sliding cantilever retaining wall with EPS composite soil	.....
.....	GAO Hong-mei, BU Chun-yao, WANG Zhi-hua, ZHOU Wei, CHEN Guo-xing (2278)
Gas Klinkenberg effect of low-permeability rocks with different degrees of water saturation	.....
.....	CHAO Zhi-ming, WANG Huan-ling, XU Wei-ya, JIA Chao-jun, FANG Ying-dong (2287)
Experimental study on mechanical behavior of weakly structured soft clays	.....
.....	CHEN Bo, SUN De-an, GAO You, LI Jian (2296)
Exact solutions for dynamic responses of a cylindrical lined tunnel in saturated soil to internal blast loads	.....
.....	GAO Meng, ZHANG Ji-yan, WANG Ying, CHAO Ming-song, CHEN Qing-shen (2304)
<b>NOTES</b>	
Experimental studies on mechanical behaviour of rock joints with varying matching degrees	.....
.....	TANG Zhi-cheng, WANG Xiao-chuan (2312)
Deterioration rules of shear strength in sandstones under wetting and drying cycles in acid and alkali environment	.....
.....	LIU Xin-rong, YUAN Wen, FU Yan, WANG Zi-juan, ZHU Le-wen, XIE Ying-kun (2320)
Prediction method for time-dependent load-settlement relationship of a jacked pile	.....
.....	LI Lin, LI Jing-pei, SUN De-an, ZHANG Ling-xiang (2327)
Strength and failure properties of frozen clay under varying loading rates	.....
.....	LI Xiao-lin, WANG Hong-jian, NIU Yong-hong (2335)
<b>NEWS</b>	(2211, 2260, 2286, 2311, 2319, 2326, 2334)
<b>Contents of Vol.39, No.1~12, 2017</b> (Total No. 304~308, 310~314, 316~317)	..... (I)
<b>Members of Editorial Board of Chinese Journal of Geotechnical Engineering</b>	..... (head page I)
<b>Invitation for original papers</b>	..... (head page II)



DZD-8多功能全波形直流电法仪



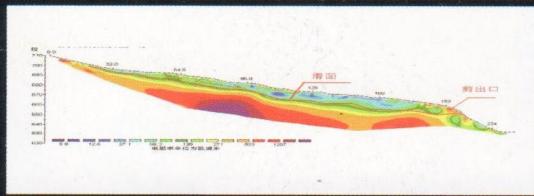
### JKX-4钻孔全孔壁成像系统

#### 主要用途：

观察钻孔中地质体的特征及细微构造，划分岩性，检测裂隙，可视化检查管桩、管道内的异常和缺陷。

#### 主要特点：

高清---探管光照强度连续可调，高清还原全孔壁信息，无百叶窗或延时现象；  
高速---测试速度达到10m/min；高可靠---基于综合测井系统的防水密封技术；  
线缆长度：150---800米可选。



### DUK-4超级高密度电法测量系统

#### 主要用途：

岩溶、考古、人防工程勘察；堤防隐患、采空区、滑坡等地质灾害勘察；公路、铁路、桥梁、构筑物地基场等地评价；地下水位探测及水资源勘查。

#### 主要特点：

全球首创的电位电流全波形采集技术，可实时监控外界游离干扰，全面提升原始数据质量；自由选择分布式或集中式进行高密度2D/3D模式下的自然电位/视电阻率/视极化率测量。



### JGSB-1轻便工程测井系统

#### 主要用途

水利水电、铁路、公路、市政、电力、交通、城建勘测等行业浅、中深度水文地质、工程地质综合数字测井。

#### 可测参数

声波、自然电位、普通电阻率、三侧向电阻率、流体电阻率、极化率、井温、井径、井斜、流量、自然伽马、密度、磁化率、磁三分量等参数。

#### 特点及功能

轻便-绞车采用Φ 4.0三芯铠装电缆；电源方便-可使用直流12V或交流220V/50HZ作工作电源。



### DZQ12/24/48 高分辨率地震（面波）仪

可开展反射、折射、面波勘探，以及地震映象、地脉动、震动测量，还可开展桩基检测、剪切波速测试，广泛应用于基岩、覆盖层、风化带调查，空洞、溶洞勘查，建筑物及桩基无损检测，爆破振动安全监测，岩体弹性力学参数测试，场地常时微动测量。



地址：重庆市沙坪坝区先锋街2号

销售热线：

023-65291554 89863540

技术服务：

023-89863101 89863541 89863772

传真：023-65291557

公司网址：[www.cgif.com.cn](http://www.cgif.com.cn)

邮箱：[cdy@cgif.com.cn](mailto:cdy@cgif.com.cn)



济南普业

Jinan PuYe Electrical and  
Mechanical Technology Co.,Ltd.

品质成就价值 服务成就品牌

岩土/岩石工程类产品

岩石试验机系列  
土工试验机系列  
岩石制样设备  
大型构件试验机系列  
非标类岩石试验机定制



济南普业机电技术有限公司  
Jinan PuYe Electrical and Mechanical Technology Co.,Ltd.

地址：济南市槐荫区新沙工业园新沙工业园新四街13号  
电话：0531-85961536 85982978  
传真：0531-85960671  
邮箱：jnpuye@163.com  
网址：www.17w18.com  
www.testmc.net www.jnpuye.com

# 理正互联网+建设云平台 发布会

北京·2017.9.6



会议咨询热线  
座机 010-68002688  
郭盛 13581751263  
齐刚 13641322781  
杨城 13911620664

会议邀请函 ▲

## 理正边坡综合治理软件 有限元版

依托理正边坡综合治理软件已有边坡模型和治理模型，采用非线性有限单元技术对模型对象进行弹塑性分析，以及采用强度折减方法进行边坡稳定性分析。可以分析出边坡位移、应力应变及支护构件内力，并进行可视化查看。是传统规范方法的有效补充，同时也是国内较先具备P-BIM功能的边坡设计软件。

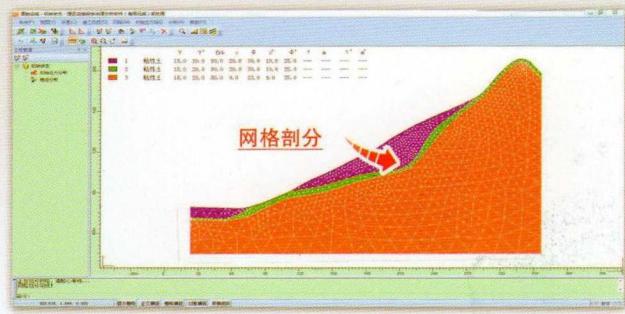
采用强度折减法进行整体稳定性分析，可以直接分析出可能滑动面及安全系数，方便与传统条分法相互印证，避免遗漏不利滑动面。



采用弹塑性分析方法，可以分析边坡在开挖、回填、支护等施工过程中应力位移变化过程和稳定性，可以分析支护结构的内力、位移。



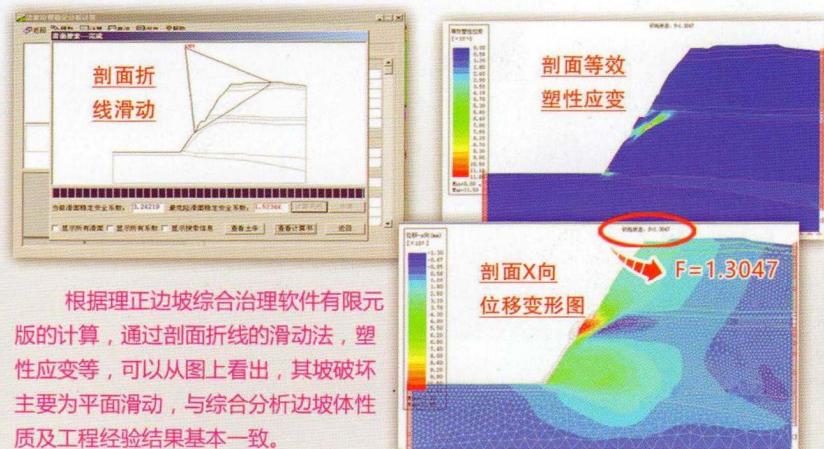
可以考虑降水、下雨等水位线变化对边坡的影响，也可分析多排桩联合支护等复杂情况下各构件的内力位移。



非均匀剖分

### 实例：浙江某山区边坡工程

这个工程的特点是地质条件比较复杂，有多个地质夹层。根据现状调查，边坡地段土层及强风化厚度均较小，其滑动面为圆弧面的可能性不大，边坡体岩性种类较多，且物理力学性质差异较大，综合分析边坡体性质及工程经验，该边坡破坏主要为平面滑动，其中包括最不利结构面以及岩层内之间的滑动。



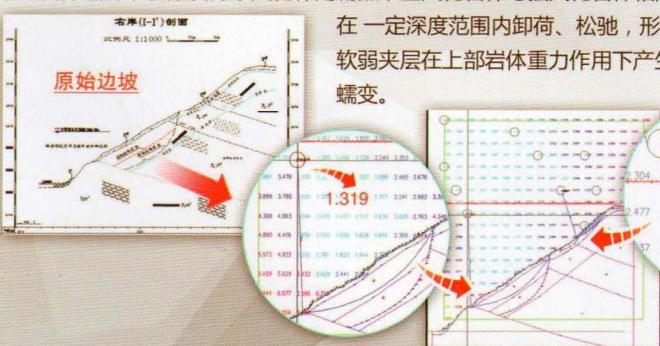
根据理正边坡综合治理软件有限元版的计算，通过剖面折线的滑动法，塑性应变等，可以从图上看出，其坡破坏主要为平面滑动，与综合分析边坡体性质及工程经验结果基本一致。

### 实例：云南地区某高边坡工程

该工程为某坝址枢纽区右岸边坡。边坡高约100m，宽200m。受断裂构造影响，边坡内岩体破碎，裂隙发育，风化作用剧烈，全风化岩体与强风化岩体相间分布。边坡岩体

在一定深度范围内卸荷、松弛，形成一个软弱夹层该

软弱夹层在上部岩体重力作用下产生向河流方向上的蠕变。



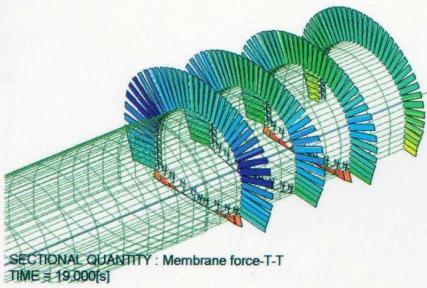
针对该边坡的分析往往会出现多极值的结果。



边坡有限元软件可以直接分析出最不利结果。

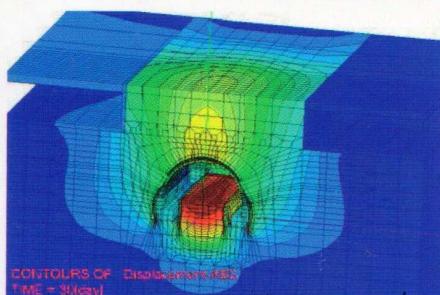


# 三维岩土有限元分析软件 Z\_SOIL.PC2016



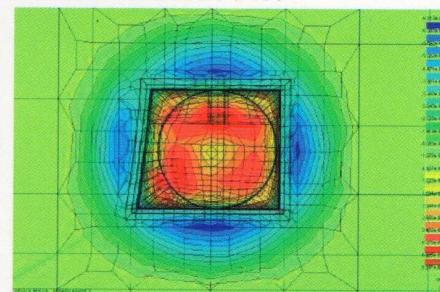
## 功能简介

- 大变形计算
- 应力应变分析
- 稳定性分析(强度折减法或其他方法)
- 动力时程分析(可考虑液化)
- 饱和-非饱和渗流分析(瞬态、稳态流)
- 流固耦合和其他耦合分析
- 蠕变分析
- 热量迁移和水分迁移(扩散)分析
- 对解决桩-土-基础共同作用问题进行了专门优化
- ◆ 虚拟土工实验室工具箱
- ◆ 提供基坑支护建模模板
- 参数分析
- 自动计算初始应力场和稳定渗流场



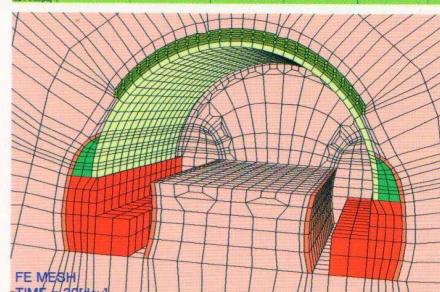
## 软件介绍

- 瑞士联邦理工学院 T. Zimmermann 教授 1981 年主持开发, 35 年不断改进
- 64 位版本, 支持并行计算和海量内存, 最多可处理数百万个自由度
- 功能强大, 可以分析所有的岩土工程问题
- 单模块程序设计, 一次性获得所有功能模块
- 出色的结构仿真功能, 相比专业的结构有限元分析软件也毫不逊色
- 基于 Windows 图形界面, 建模简便、计算高效、结果丰富
- 支持 ANSYS 或其他商业软件生成的网格和 DXF 格式文件导入网格
- ◆ 支持输出结果到 ParaView 格式
- ◆ 支持 Visual Fortran 语言以及 Python 脚本功能进行二次开发
- 全球 3000 以上正版用户认可 +24h 开发团队直接技术支持



## 本构模型

- ◆ 混凝土的弹塑性损伤模型
- Mohr-Coulomb 模型
- Drucker-Prager-Cap 盖帽模型;
- Duncan-Chang 模型;
- Modified Cam-clay 模型
- HSS 小应变硬化土模型
- ECP-Hujeux 模型
- Multi-laminate 成层介质模型
- Hoek-Brown Smooth 模型
- Menétrey-Willam 混凝土软化模型
- ◆ Densification 砂土液化模型
- 其他本构模型



## 单元库

- 桁架单元
- 线性和非线性梁单元
- 壳单元
- 膜单元
- 土工织物单元
- 钢筋和锚杆单元
- 无限介质单元
- 摩擦接触面单元
- Seepage 单元
- 桩单元和桩-土接触面单元
- 其他单元

## 购买 3D 版本软件即可获赠 2D 模块

专业版 ￥19.80 万元

教育版 ￥ 4.90 万元

中国总代理:

上海分元土木工程科技有限公司

**Geofem**  
业精于专 止于至善

地址: 上海市国宾路 18 号万达广场 电话: 021-65984546 传真: 021-65984546

A 栋 12 层 B27 室, 200433

手机: 158 0198 3135 QQ 群: 68722113

公司网站: [www.geofem.com.cn](http://www.geofem.com.cn)

电子邮箱: [sh\\_geofem@hotmail.com](mailto:sh_geofem@hotmail.com)