

# 超小净距隧道中岩柱加固稳定性分析及处治措施

王保<sup>1</sup>, 苏芳彬<sup>2</sup>, 许建凯<sup>3</sup>, 刘赐文<sup>1</sup>, 王朝国<sup>4</sup>, 陈元忠<sup>4</sup>

(1. 中铁广州工程局集团有限公司, 广州 511466; 2. 中铁开发投资集团有限公司, 昆明 650100;  
3. 贵州瓮开高速公路发展有限公司, 贵阳 550306; 4. 贵州省公路工程集团有限公司, 贵阳 550001)

**摘要:** 以翁开高速四坪隧道为工程背景, 建立数值仿真模型对中岩柱稳定性进行分析, 对比了在不同加固参数下中岩柱的变形及力学特征, 并给出了中岩柱的注浆施工设计方案。结果表明: 仅施加对拉锚杆时, 中岩柱塑性区贯通, 围压最大竖向沉降为 10.1 mm, 当同时对中岩柱注浆加固, 能有效减小中岩柱塑性区范围, 且当注浆加固区围岩参数提升 50% 后, 中岩柱塑性区不再贯通, 采取注浆加固措施后, 拱顶沉降值均控制在 1 cm 内, 施工安全性得到提高; 左右洞初期支护在台阶连接部位弯矩均较大, 应适当采取初支加强措施, 保证在施工阶段支护的稳定性。

**关键词:** 隧道; 超小净距; 中岩柱; 注浆加固; 稳定性分析

**中图分类号:** U456 **文献标识码:** B **文章编号:** 1004-3152(2026)02-0173-06

## 1 引言

随着交通需求的快速增长, 高速公路修建过程中的隧道不可避免的受到复杂地形或线路限制的影响, 使得隧道左右两洞的间距小于 1.5 倍开挖半径, 由此采用连拱隧道或超小净距隧道形式<sup>[1]</sup>。连拱隧道采用混凝土结构代替中间原有岩层结构, 因此需要先破坏原有岩层结构, 施工工序复杂, 材料浪费严重且防水问题很难解决<sup>[2-4]</sup>, 而超小净距隧道采用对中间岩石(即中岩柱)作加固处理, 不破坏原有岩层结构, 凭借其施工工艺简单, 工期短, 造价易于控制的优势, 在隧道修建中得到广泛应用<sup>[5-7]</sup>。由于超小净距隧道中岩柱宽度较小且承受较大围岩竖向压力, 受施工扰动易发生塑性破坏, 保证其稳定性是隧道设计施工的关键<sup>[8-13]</sup>。通过理论推导, 夏梦然<sup>[14]</sup>研究了浅埋超小净距隧道土质中岩柱的失稳机理。孙景凤等<sup>[15]</sup>利用有限元软件对比分析了注浆加固与否对中岩柱稳定性的影响。闫振虎等<sup>[16]</sup>采用有限元软件分析了不同净距下的中岩柱变形及力学特征。耿建仪等<sup>[17]</sup>采用有限元软件分析了不同隧道净距下中岩柱受力特征, 对中岩柱支护参数进行了对比分析。朱桂春等<sup>[18]</sup>通过数值模拟的方法, 分析了不同中岩柱净距下中岩柱的应力、围岩位移以及塑性区分布等变化规律。毕志刚等<sup>[19]</sup>采用数值仿真模拟, 分析了在中隔壁法施工条件下, 浅埋偏压小

净距隧道洞口施工时初支、中夹岩的变形和受力特性。上述研究成果对超小净距隧道中岩柱加固措施及稳定性分析提供了宝贵经验, 但均未涉及不同加固参数对中岩柱稳定性的影响如何这一科学问题。

以翁开高速四坪隧道为工程依托, 利用数值仿真软件模拟对中岩柱的加固措施, 对比分析在不同加固参数下中岩柱的变形及力学特征, 以期确定最佳中岩柱加固措施, 并为类似超小净距隧道施工提供借鉴参考。

## 2 工程概况及施工方案简介

翁开高速四坪隧道位于贵阳市开阳县, 起点为开州湖特大桥开阳岸主塔, 隧道结构由连拱隧道逐渐过渡至分离式隧道, 原设计中 ZK36+847~ZK36+905(YK36+847~YK36+905)段为复合式曲中墙隧道, 长 58 m, 隧道围岩等级为 IV 级, 为加快施工进度, 降低造价, 将复合式曲中墙隧道优化为超小净距隧道, 支护结构方式与连拱设计相接近, 衬砌结构示意图见图 1、图 2。

超小净距段起始里程(ZK36+847、YK36+847), 左右幅测设线间距 4.56 m, 中岩柱宽度 0.53 m, 终点里程(ZK36+905、YK36+905), 左右幅测设线间距 6.37 m, 中岩柱宽度 2.34 m, 见图 3。正洞断面采用“先行洞上下台阶法开挖, 后行洞三台阶法开挖”的施工开挖技术方案。

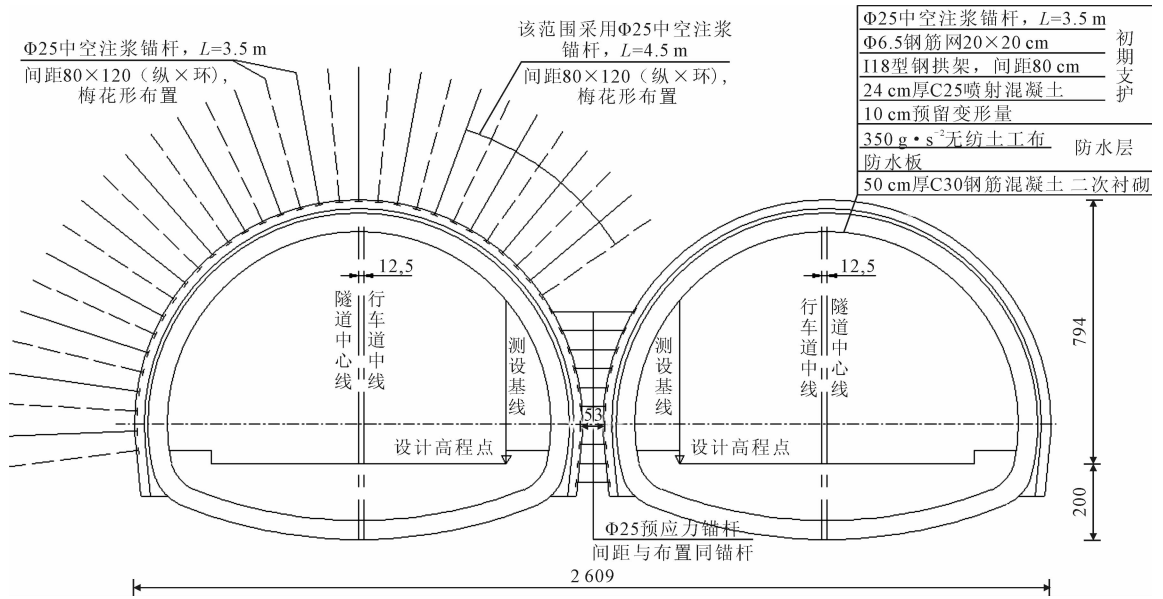


图1 超小净距隧道衬砌结构示意图(ZK36+847、YK36+847)(单位:cm)

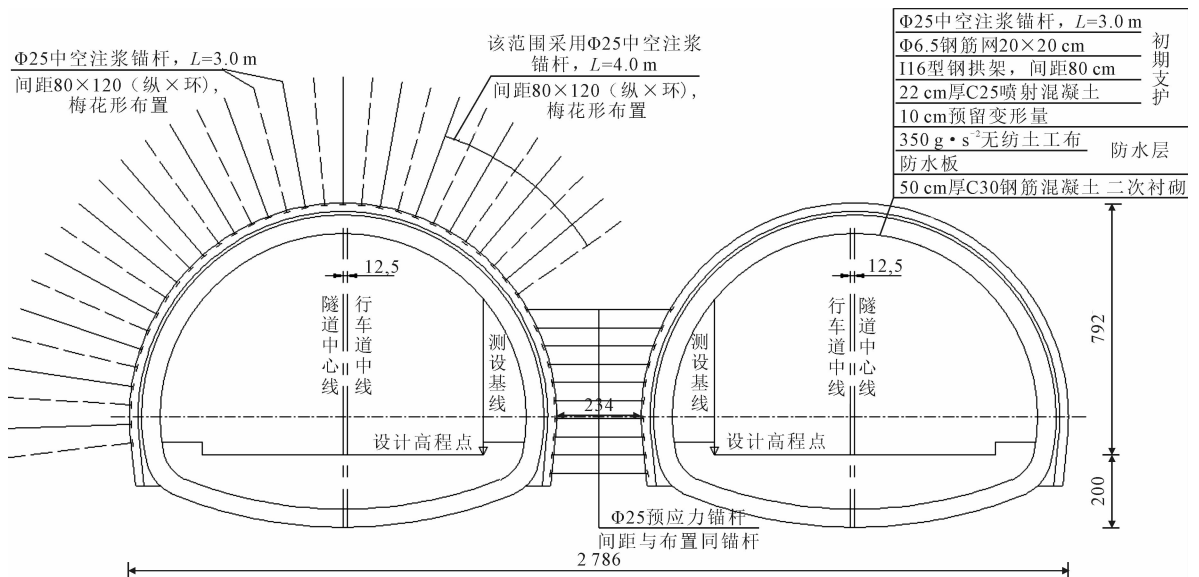


图2 超小净距隧道衬砌结构示意图(ZK36+905、YK36+905)(单位:cm)

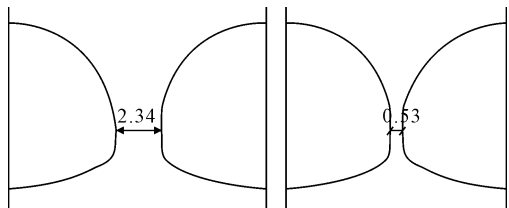


图3 中岩柱宽度(单位:m)

### 3 数值模拟研究

本文提出三种工况,并利用 GTS NX 对三种工况进行数值模拟论证。

#### 3.1 模型建立

选择断面 YK36+847 和断面 YK36+905 建立超小净距隧道施工数值仿真模型,两断面的中岩柱宽度分别是最小净距 0.53 m 和最大净距 2.34 m。为消除边界效应影响,数值仿真模型的大小按 3~5 倍洞径选取,具体取值见图 4。

#### 3.2 计算参数选取

数值仿真模型中岩土体物理力学参数以勘察地质报告和现场经验取值为依据,各岩土体物理力学参数取值见表 1。

模拟中,通过等效法考虑,将钢拱架和喷射混凝土的弹性模量折算为等效弹性模量,计算式为:

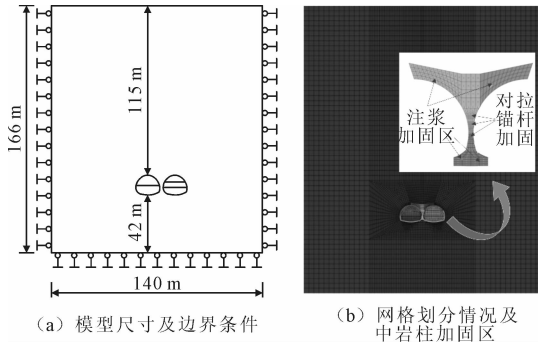


图 4 计算模型示意图

表 1 岩土体主要物理力学参数

材料	密度 /kg · m <sup>-3</sup>	弹性模量 /GPa	泊松比	粘聚力 /MPa	内摩擦角/(°)	厚度
Ⅳ级围岩	2 300	4.00	0.35	0.6	50	全范围
初期支护	2 500	31.76	0.20	\	\	0.24 m
对拉锚杆	7 850	210.00	0.20	\	\	Φ25

$$E_{等} = \frac{E_{钢} + A_{钢} \times n + E_{喷} + A_{喷}}{A_{总}} \quad (1)$$

式中: $E_{等}$ 为等效弹性模量; $E_{钢}$ 、 $A_{钢}$ 分别为钢拱架的弹性模量、截面面积; $n$ 为钢拱架数量; $E_{喷}$ 和  $A_{喷}$ 分别为喷射混凝土的弹性模量和截面面积。

### 3.3 工况设置及计算过程

为表明中岩柱加固区不同加固参数对其稳定性的影响,拟定了三种工况。其中,工况一仅施作预应力对拉锚杆;工况二在施作预应力对拉锚杆的基础上,对中岩柱作注浆加固,注浆加固区围岩参数提升 20%;工况三同工况二,注浆加固区围岩参数提升 50%,三种工况具体物理力学参数见表 2。

### 3.4 计算结果及分析

在工况一下,围岩的竖向位移较大,两断面围岩最大竖向沉降分别为 10.1 mm、8.38 mm。中岩柱附近围岩最大竖向沉降分别为 8.22 mm、5.57 mm;

表 2 三种工况计算参数值

工况类别	中岩柱加固区参数				
	密度 /kg · m <sup>-3</sup>	弹性模量 /GPa	泊松比	粘聚力 /MPa	内摩擦角 / (°)
工况一	2 300	4.0	0.35	0.60	50
工况二	2 312	4.8	0.35	0.72	60
工况三	2 331	6.0	0.35	0.90	75

最大水平位移分别为 1.93 mm、1.38 mm;最大竖向应力分别为 32.8 MPa、17.5 MPa;最大水平应力分别为 4.82 MPa、6.46 MPa。初支最大轴力分别为 11 300 kN、6270 kN;初支最大弯矩分别为 226 kN · m、200 kN · m。

在工况二下,围岩的竖向位移较工况一小,围岩最大竖向沉降分别为 9.76 mm、8.18 mm。中岩柱竖向和水平位移较工况一小,中岩柱附近围岩最大竖向沉降分别为 7.83 mm、5.36 mm;最大水平位移分别为 0.91 mm、1.11 mm;最大竖向应力分别为 31.6 MPa、17.5 MPa;最大水平应力分别为 5.58 MPa、5.95 MPa。初支最大轴力分别为 11 100 kN、6 260 kN;初支最大弯矩分别为 230 kN · m、200 kN · m。

在工况三下,围岩的竖向位移较工况二小,但减小的幅度不大,围岩最大竖向沉降分别为 9.59 mm、7.99 mm。中岩柱竖向和水平位移、竖向和水平应力以及初支内力较工况二没有明显变化。中岩柱附近围岩最大竖向沉降分别为 7.86 mm、5.25 mm;最大水平位移分别为 0.84 mm、1.14 mm;最大竖向应力分别为 31.3 MPa、17.4 MPa;最大水平应力分别为 6.22 MPa、5.46 MPa。初支最大轴力分别为 11600 kN、6250 kN;初支最大弯矩分别为 222 kN · m、199 kN · m。三工况下中岩柱竖向应力云图见图 5~图 7。

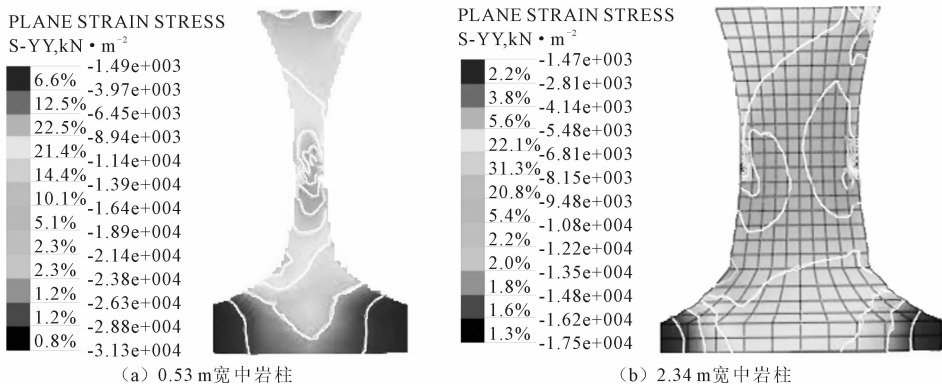


图 5 仅施作对拉锚杆时中岩柱竖向应力云图

塑性区分布见图 8,可以看出,两断面围岩塑性区集中分布在左右洞拱脚处。

在工况一下,断面一中岩柱大部分处于塑性状

态,且基本贯通,存在施工危险;断面二中岩柱塑性区范围较大,但还未贯通,施工安全。

在工况二下,断面一中岩柱塑性区范围较工况

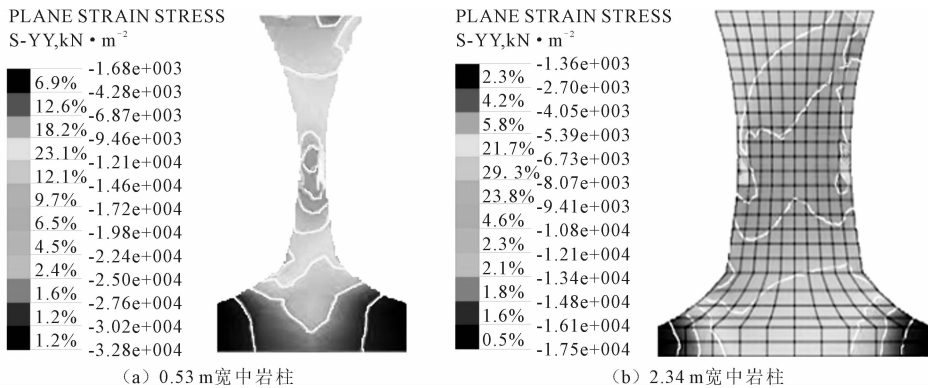


图 6 施作对拉锚杆+注浆加固区围岩参数提升 20% 时中岩柱竖向应力云图

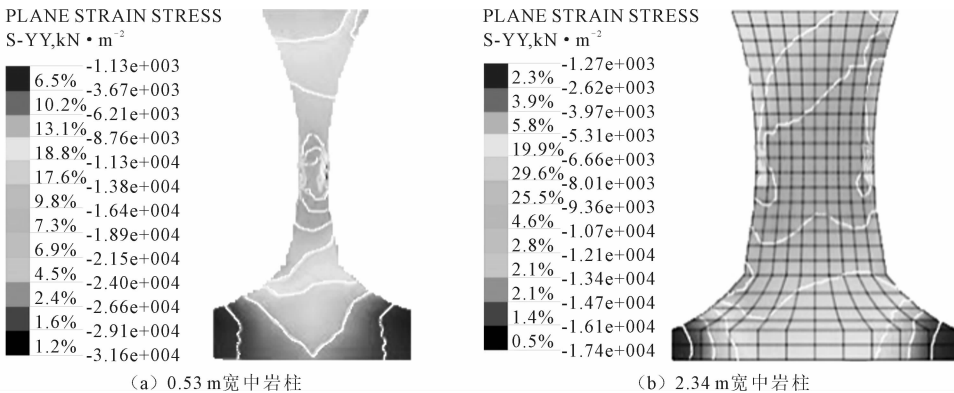


图 7 施作对拉锚杆+注浆加固区围岩参数提升 50% 时中岩柱竖向应力云图

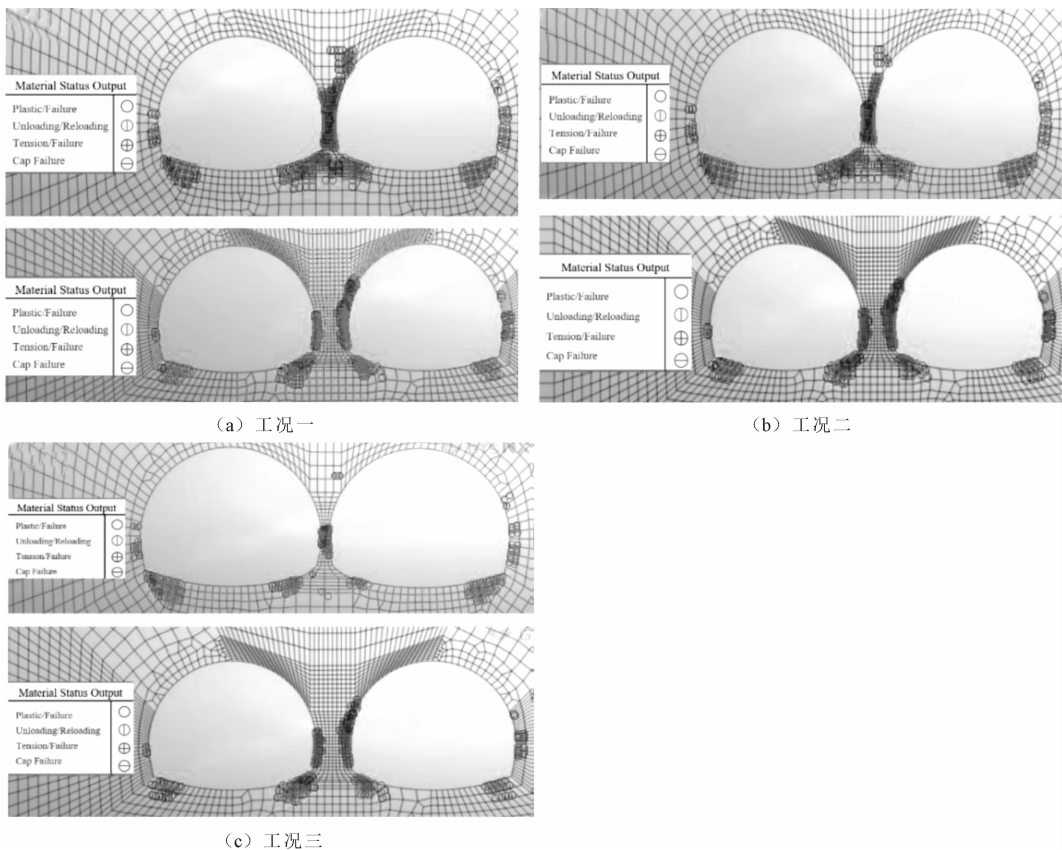


图 8 塑性区分布图

一小,仅在中岩柱下部存在小部分区域塑性区贯通, 但仍存在施工危险;断面二中岩柱塑性区范围较工

况一略微减小,但不明显,塑性区未贯通,施工安全。

在工况三下,断面一中岩柱塑性区范围较前两种工况小,中岩柱岩体塑性区未出现贯通,施工安

全;断面二中岩柱塑性区范围较前两种工况有略微

减小,但减小不明显,塑性区未出现贯通,施工安全。

各工况计算结果汇总见表 3。

表 3 三种工况结算结果汇总

项目	断面一			断面二		
	工况一	工况二	工况三	工况一	工况二	工况三
塑性区是否贯通	基本贯通	小部分贯通	未贯通	未贯通	未贯通	未贯通
围岩最大竖向沉降/mm	10.10	9.76	9.59	8.38	8.18	7.99
中岩柱围岩最大竖向沉降/mm	8.22	7.83	7.86	5.57	5.36	5.25
中岩柱围岩最大水平位移/mm	1.93	0.91	0.84	1.38	1.11	1.14
中岩柱最大竖向应力/MPa	32.8	31.6	31.3	17.5	17.5	17.4
中岩柱最大水平应力/MPa	4.82	5.58	6.22	6.46	5.95	5.46
初支最大轴力/kN	11300	11100	11600	6270	6260	6250
初支最大弯矩/kN·m	226	230	222	200	200	199

三种工况围岩最大竖向沉降均出现在左右洞拱顶附近;中岩柱附近围岩最大竖向沉降基本出现在中岩柱上部位置;最大水平位移基本出现在中岩柱最薄处附近;最大竖向应力同样基本出现在中岩柱最薄处附近;最大水平应力基本出现在中岩柱下部与隧道交界处。初支最大轴力基本出现在左右洞拱脚和右洞拱肩上;初支最大弯矩基本出现在左右洞拱脚和右洞拱肩上。此外,左右洞初期支护在台阶连接部位弯矩均较大,应当采取初支加强措施,保证在施工阶段支护的稳定性。三种工况对比见图 9,可以得出:

的现象,隧道施工安全性得到满足。

### 4 工程措施建议

#### 4.1 初支加固

正洞断面采用“先行洞上下台阶法开挖,后行洞三台阶法开挖”的施工开挖技术方案。通过数值模拟分析得出,在中岩柱变形得到最好控制的工况三下,左右洞初期支护在台阶连接部位弯矩仍较大,因此应当采取初支加强措施,保证在施工阶段支护的稳定性,工况三初支弯矩云图见图 10。

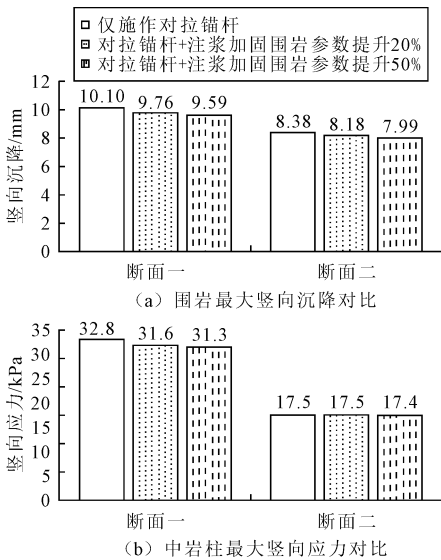


图 9 三种工况围岩沉降和中主应力对比

在仅施作对拉锚杆加固措施时,围岩沉降变形较大,最大达到 10.10 mm,断面一塑性区范围较大,中岩柱塑性区贯通,存在失稳破坏的危险;在施作对拉锚杆和注浆加固措施下,围岩变形则得到了一定的控制,虽然断面一中岩柱塑性区存在小部分贯通,但塑性区范围有较大程度的减小。且当注浆加固区围岩参数提升 50%后,围岩变形得到进一步控制,最大值为 9.59 mm,且中岩柱部分已不存在塑性区贯通

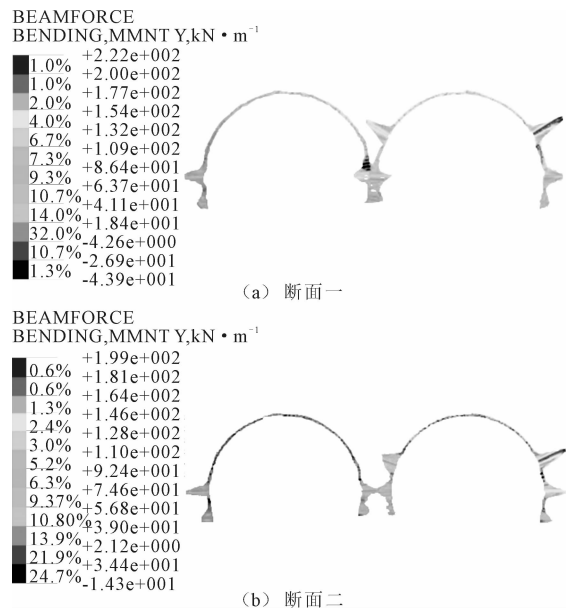


图 10 工况三初支弯矩云图

#### 4.2 中岩柱注浆加固施工设计

中岩柱采用  $\Phi 42$  mm 小导管注浆,小导管为壁厚 4 mm、长 4 m 的热轧无缝钢管,钻设  $\Phi 6$  mm 注浆孔,钢管以  $10^\circ \sim 15^\circ$  外插角沿隧道周边打入围岩,注浆材料为水泥浆液,采用 PO42.5 普通硅酸盐水泥。加固范围为中岩柱上下岩盘。小导管注浆施工

设计见图 11。通过对中岩柱注浆加固,有效填充了

岩体缝隙,可确保中岩柱稳定和支护结构受力安全。

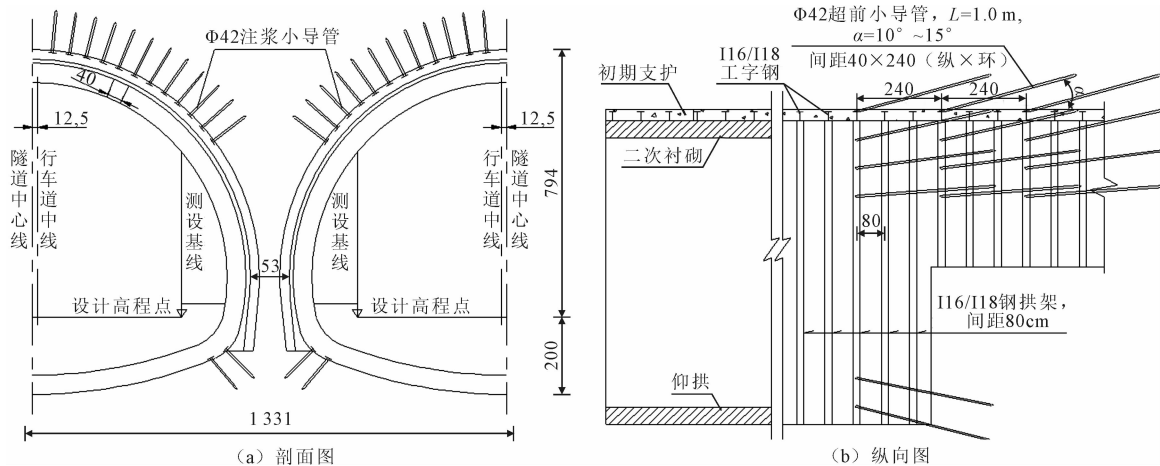


图 11 中岩柱注浆施工设计图(以断面一为例)(单位:cm)

## 5 结论

(1)数值分析表明,采用“左隧道台阶法,右隧道三台阶法,配合中岩柱对拉锚杆和注浆加固”工序能较好的控制围岩变形,保证施工安全和支护结构稳定。

(2)仅施加对拉锚杆时,中岩柱塑性区贯通,当同时对中岩柱注浆加固,能有效减小中岩柱塑性区范围,且当注浆加固区围岩参数提升 50%后,中岩柱塑性区不再贯通,故加强注浆,可确保中岩柱稳定和支护结构受力安全。

(3)左右洞初期支护在台阶连接部位弯矩均较大,应适当采取初支加强措施,保证在施工阶段支护的稳定性。

## 参 考 文 献

- [1] 王建国,王渭明,贺广良,等.大断面小净距三孔并行隧道施工方案优化[J].铁道建筑,2018,58(2):51-55.
- [2] 杨忠民,高永涛,吴顺川,等.节理岩体中纵向间距对连拱隧道稳定性的影响[J].中国公路学报,2018,31(10):167-176.
- [3] 任尚强.六车道复合式中墙连拱隧道施工方法探讨[J].地下空间与工程学报,2010,6(2):354-354.
- [4] 林泽辉,胡日成,李佳华.泥质粉砂岩地层双连拱隧道开挖工法研究[J].土工基础,2022,36(6):856-860.
- [5] 陈鑫磊,张学民,陈进,等.基于碳排放评价的超小净距隧道绿色施工优化研究[J].中国公路学报,2022,35(1):59-70.
- [6] 蒋庆,孙克国,周慧超,等.超大断面小净距隧道方案优化研究[J].水利水电技术,2020,51(1):32-38.

- [7] 吴存兴.大断面小净距隧道群爆破施工参数优化研究[J].土工基础,2011,25(5):35-38.
- [8] 仇文革,孔超,刘凯.城市复杂隧道群中超小净距夹岩稳定性研究[J].中国铁道科学,2014,35(6):41-47.
- [9] 秦卫,王飞.小净距隧道设计研究与应用[J].土工基础,2006(4):40-43.
- [10] 李建林,吴金刚,毕强.大跨度小净距公路隧道设计与施工方法研究[J].现代隧道技术,2019,56(5):157-162,227.
- [11] 李军.软岩偏压隧道中夹岩施工扰动效应及控制技术研究[J].中外公路,2020,40(2):174-179.
- [12] A. M. Hefny, H. C. Chua, J. Zhao. Parametric studies on the interaction between existing and new bored tunnels[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 2004, 19(4-5): 471.
- [13] W. G. Zhang, A. T. C. Goh. Numerical study of pillar stresses and interaction effects for twin rock caverns[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2015, 39:193-206.
- [14] 夏梦然.小净距隧道围岩稳定性的影响因素[J].土木与环境工程学报(中英文),2021,43(5):73-80.
- [15] 孙景凤,李文华,董亥兴,等.超小净距大跨度隧道岩柱稳定性分析[J].中外公路,2014,34(2):210-214.
- [16] 闫振虎,王凯,唐坤,等.浅埋小净距隧道中夹岩柱稳定性及加固方案研究[J/OL].长江科学院院报;2022(11):1-9.
- [17] 耿建议,梁志辉,杨新安,等.八达岭长城站小净距三洞隧道中岩柱受力特性与支护优化研究[J].隧道建设(中英文),2019,39(12):2000-2010.
- [18] 朱桂春,舒家华,唐徐林.小净距隧道合理净距及中岩柱加固方案优化[J].施工技术,2013,42(19):118-121.
- [19] 毕志刚,李文杰,吕文国,等.闽南小净距隧道中夹岩力学特性与加固措施[J].科学技术与工程,2021,21(34):14805-14813.

(下转第 189 页)

# 地下三层地铁车站基坑围护体系变形分析

陈迪猛

(福州地铁建设有限公司, 福州 350000)

**摘要:**以福州地铁4号线某地下3层车站基坑工程为背景,针对不同的开挖工况,分析深度为26.15 m的基坑开挖过程中的地下连续墙侧向水平位移、钢格构立柱竖向位移和支撑轴力等围护体系变形。监测数据显示在标准段开挖时,立柱随开挖深度及时间产生隆起,而随着立柱的隆起,立柱与首道混凝土支撑交接处出现了裂缝,此裂缝对支撑轴力的分布及水平支撑体系的稳定产生了不良影响,而土体的裂隙承压水同样对立柱的隆起产生较大的影响。通过对基坑开挖过程中围护体系的变形数据及规律分析,指出缩短基坑暴露时间是减小基坑围护结构变形的最有利措施。

**关键词:**基坑开挖;围护体系变形;裂隙承压水;缩短基坑暴露时间;最有利措施

**中图分类号:**TU473 **文献标识码:**B **文章编号:**1004-3152(2026)02-0179-05

## 1 工程概况

### 1.1 基坑支护体系

福州地铁4号线某车站为双柱三跨地下三层岛

式车站,基坑长约149 m,采用地下连续墙作为围护结构,采用四道水平内支撑,基坑中部设有一块临时栈桥板,作为临时社会道路,具体基坑支护体系形式见表1。

表1 车站主体基坑支护体系设计参数

项目	设计参数		
	西端头井	标准段	东端头井
几何尺寸/m	长17.3,宽28	长116.4,宽23.9(轨排井段为28.9)	长17.3,宽28
地下连续墙	墙厚为1000 mm,墙深度为37.56 m	墙厚为1000 mm,墙深度为32.26 m	墙厚为1000 mm,墙深度为36.44 m
支撑形式	第一道 钢筋混凝土支撑(设计强度C30,截面尺寸:0.9 m×0.9 m)	第一道 钢筋混凝土支撑(设计强度C30,截面尺寸:1 m×0.8 m)	第一道 钢筋混凝土支撑(设计强度C30,截面尺寸:0.9 m×0.9 m)
	第二道	第二道 Φ609 钢管支撑(壁厚 t=16 mm)	第二道
	第三道	第三道	第三道
	第四道 Φ800 钢管支撑(壁厚 t=16 mm)	第四道 Φ800 钢管支撑(壁厚 t=16 mm)	第四道 Φ800 钢管支撑(壁厚 t=16 mm)
开挖深度/m	26.15	22.66	24.26

车站主体共设钢格构立柱桩26根,桩长约35~37 m,其中钻孔灌注桩直径为1200 mm,底板以下桩长为10 m。基坑围护结构标准横剖面见图1,围护结构平面布置图见图2。

### 1.2 地质情况

车站所处场地上部主要覆盖有全新统第四系地层海陆交互沉积、冲洪积的粘土或淤泥,下伏基岩为燕山晚期花岗岩,局部为燕山期侵入岩岩脉及喜山期侵入岩岩脉地层。基坑开挖范围的土层主要为:<1-2>杂填土,结构松散,水稳定性差;<2-4-1>淤泥、<3-4-2>淤泥质土为微透水性~极微透水性地层,抗渗稳定性相对较好;<2-1>粉质粘土、<

3-1-1>粉质粘土、<4-1-1>粉质粘土、<5-1>坡积粉质粘土为弱透水性地层,抗渗稳定性较好;<5-2>残积砂质粘性土、<6-1>全风化花岗岩、<7-1>强风化花岗岩为弱透水性地层,稳定性中等,水稳性较差。围护结构地质纵剖面图见图3。

基坑开挖过程中地下水主要为上层滞水和残积土及风化岩的孔隙-裂隙水。对于上层滞水层,由于其水量不大,可采用集水明排措施。对于残积土及风化岩的孔隙-裂隙水,其水头位于基坑底板标高之上,水头压力大,需进行降水减压处理。

### 1.3 基坑监测点布置

车站基坑监测等级为I级,围护结构中布置了

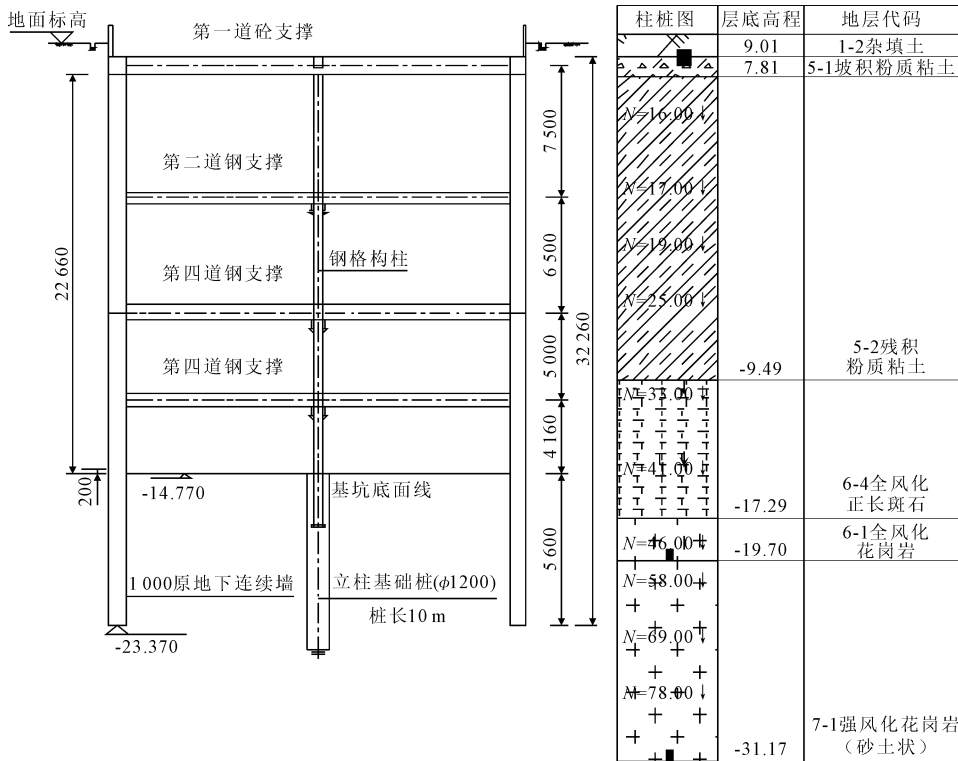


图 1 围护结构横剖面图

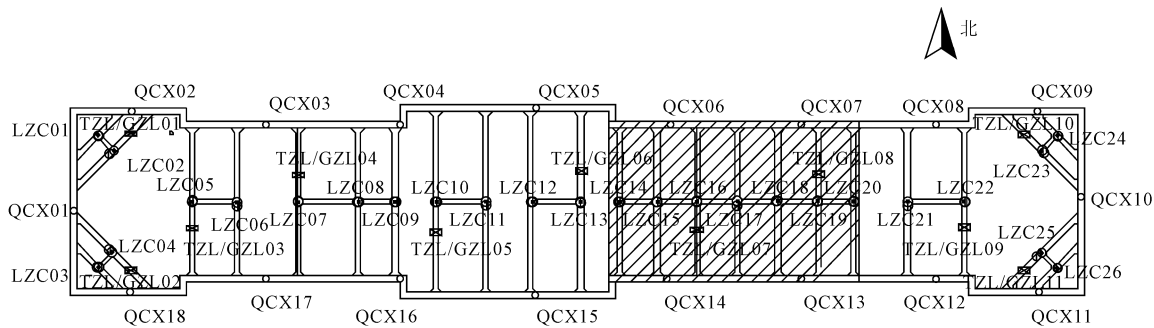


图 2 车站围护结构及监测点布置图

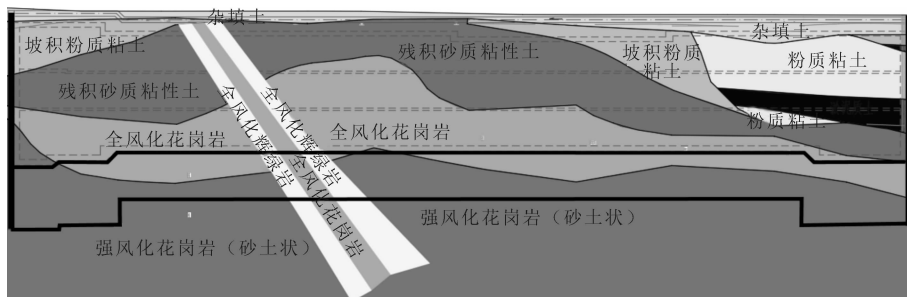


图 3 车站围护结构地质纵剖面图

18 处墙体水平位移测斜孔,要求连续墙墙体深层水平位移不大于 30 mm;立柱桩顶与首道混凝土支撑交接处,混凝土支撑顶面布设了 26 处立柱竖向位移监测点。要求立柱隆起不大于 20 mm。

1.4 基坑开挖流程

本基坑具备条件后即进行土方开挖,从 2020 年

9 月初开始历经 4 个月开挖完成。由西向东进行分层分段阶梯式开挖,基坑开挖大致分成三层进行,每层开挖顺序见图 4。进入基坑收底阶段,土方由西向东推进,至设计标高后立即浇筑混凝土垫层,分段作业面具备条件后,即进行底板施工。土方开挖过程中随挖随架钢支撑并施加预应力,端头井段的混

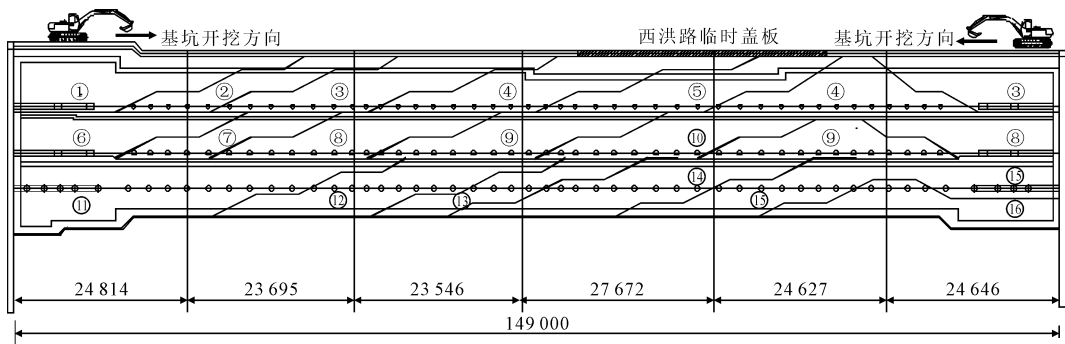


图 4 开挖顺序示意图

混凝土支撑达到设计强度后再进行下一层土方的开挖。通过这种施工方法,力求最大限度地控制地下连续墙墙体深层水平位移。

## 2 基坑围护结构变形

### 2.1 连续墙墙体深层水平位移

地连墙水平位移往往与基坑开挖深度成正相关性,随着基坑开挖深度的增加,水平位移逐渐累积。在开挖至设计标高后,累积最大值下移至基底标高处,浇筑垫层,施工主体结构,直至结构底板完成,围护结构的水平位移增长趋势明显下降,见图 5。

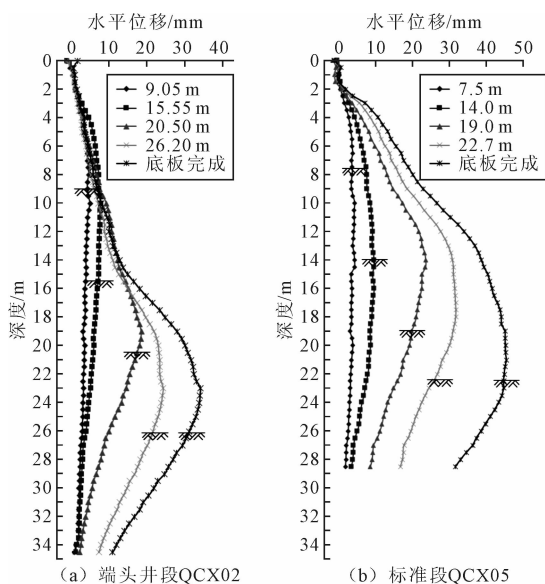


图 5 地下连续墙深层水平位移

由图 5 可见,通过设置在端头井段(测斜监测点 QCX02)和标准段(测斜监测点 QCX05)的地下连续墙深层水平位移监测点收集的数据,显示了在各开挖阶段中围护结构水平位移与开挖深度的关系。基坑开挖到设计标高后,标准段在浇筑完整垫层至底板完成这段时间内,地下连续墙墙脚水平位移累积增加 20 mm 左右,水平位移累积到 45 mm 左右的最

大值,由此显示出在最后一层土被卸除时,基底土体隆起,基坑安全性急速削弱。受基坑开挖时空效应的影响,端头井的测斜数据累积量不大,水平位移最大值累积到 35 mm 左右,没有出现地连墙的“踢脚现象”。

### 2.2 钢格构立柱竖向位移

基坑开挖过程中,由监测数据反映,随开挖深度的增加,钢格构立柱隆起量逐渐增大,当开挖进入收底阶段监测数值大多显示为 30~70 mm,远大于监测控制值(20 mm),现依据基坑开挖实例,结合监测数据,对立柱隆起与施工工况及开挖深度的联系进行分析。

标准段的立柱 LZ6 和 LZ12 的立柱隆起与开挖工况及时间的关系图见图 6。

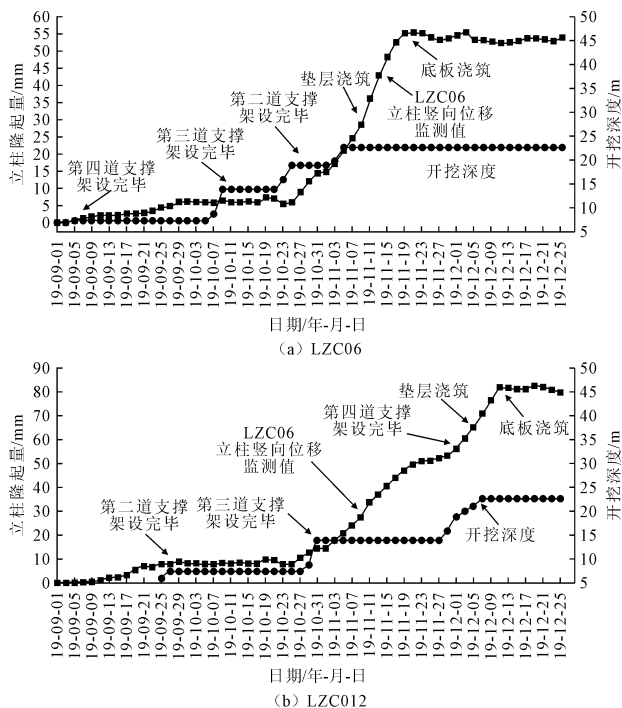


图 6 立柱隆起与开挖深度随时间变化

立柱桩隆起量不仅与开挖工况相关,而且与开挖时间成正相关。从图 6 可以看出,在开挖作业面

暂停的情况下,立柱累积隆起量仍会随时间的变化而增大。在底板浇筑完成后,由于施加有主体结构的荷载,立柱隆起变化量显著下降,直至保持稳定。

图7给出了标准段区域的隆起量与开挖深度的关系。可以看出,立柱隆起受开挖工况的影响,与开挖深度相关联。总体来讲,随着开挖深度的增加,立柱隆起累积量也在不断的增大,但是变化速率却有所区别。按照变化速率,大致可以将立柱隆起情况划分为三个阶段:第一阶段,开挖深度对立柱隆起的速率影响较小;第二阶段,随着开挖深度的增大,立柱隆起的速率明显增大;第三阶段,随着土方开挖完成,基底混凝土垫层浇筑,立柱仍持续隆起,这也是基坑开挖时间效应的一种体现,随着底板混凝土的施工和结构荷重的施加,变化速率将持续下降,至底板混凝土浇筑完成后,立柱竖向位移监测值基本保持不变。

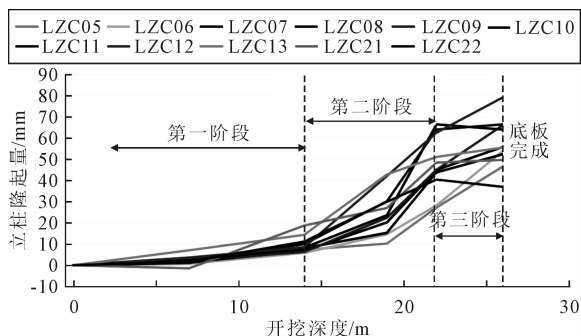


图7 立柱隆起量与开挖深度的关系

由图8可见,基坑内各立柱隆起监测数据的最大值,S1区域为临近西端头井的标准段,该区域立

柱最大隆起量为40~60 mm,为监测控制值(20 mm)的3倍,该处区域的立柱隆起变化与图7中LZC06的曲线相近;S2区域为轨排井段,该区域立柱最大隆起量为70~85 mm,为监测控制值(20 mm)的4倍多,该处区域的立柱隆起变化以LZC12为代表。

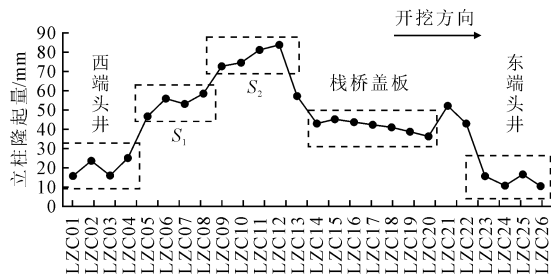


图8 立柱隆起最大值汇总

端头井段设置有三道混凝土支撑,立柱最大隆起量相对较小(小于30 mm);盖板区域位于标准段,栈桥承担社会道路通行的作用,该处的立柱最大隆起量为30~50 mm。上述区域立柱隆起量相对较小,除由于受到尺寸效应的影响外,支撑、栈桥板结构及上部荷载对立柱隆起变化有较大的影响。

此外,从图8中还可以看出,标准段立柱的最大隆起量的趋势,后开挖区域立柱比先开挖区域立柱的隆起量明显较小,从西向东逐步递减,其中S2区域隆起量明显增大,可能是因为土方停运15 d开挖停滞的原因。

### 2.3 支撑轴力

标准段(LZ10)在不同的工况下,该区域各道支撑的轴力见图9。首道钢筋混凝土支撑的轴力,随

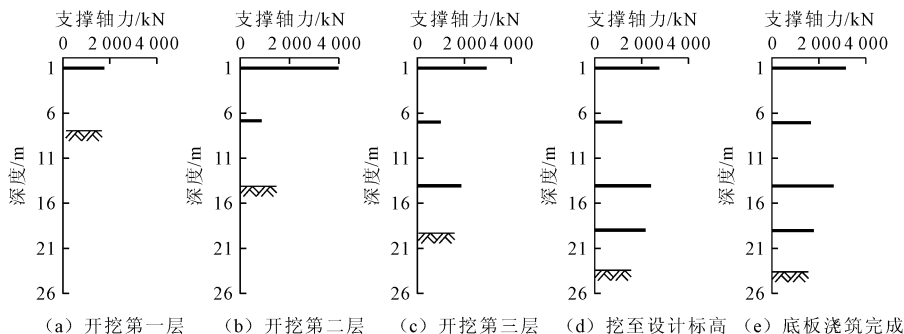


图9 标准段(LZ10)各工况支撑轴力对比

土方开挖推进而减少。由于立柱隆起,造成支撑中部拱起,立柱隆起使首道支撑受到较大的集中荷载,因此支撑梁产生了较大的弯矩。首道支撑与钢格构柱连接区域,产生清晰可见的裂缝。如若采用钢支撑作为首道支撑,立柱隆起极易顶翻支撑,造成基坑水平内支撑体系破坏,极易引发基坑坍塌风险。第二至第四道支撑的轴力变化趋势,反而是随土方开

挖推进而增加,虽然标准段第二道至第四道都采用钢支撑,但钢管支撑的规格不同,第二道为 $\Phi 609$ ,而其余的为 $\Phi 800$ ,因此第二道钢支撑轴力相对较小。从实际监测到的数据来分析,进入底板施工阶段立柱隆起累积量越来越大,第一道混凝土支撑的受力状态因立柱隆起而改变,从而影响了整个基坑围护支撑体系。

### 3 裂隙承压水影响

基坑所处场地紧邻金牛山坡脚,基底为<6-1>全风化花岗岩、<7-1>强风化花岗岩砂土状(2种土层均富含孔隙-裂隙水,弱透水层,富水性贫乏-较弱,遇水易软化、崩解)。基岩裂隙水和风化层网状孔隙裂隙水均为承压水,水位较高(水头较大),基坑位于地下水径流区,基坑内设置疏干井,疏干井底部位于底板以下4 m,底板以下滤管长度为2 m,大多数仍位于全风化地层。实际开挖过程中,基底有裂隙水渗出,原因分析为:降水井间土体水位没有达到降深要求,下部碎块状强风化或基岩裂隙渗透性较好,坑底砂土状强风化渗透性差,开挖造成坑底地下水由下而上渗流,静水压作用转化为渗透压,极易造成基底土体隆起,加剧立柱的隆起。

### 4 结论

通过对该地下三层车站基坑开挖过程中的地连墙水平位移、立柱隆起及支撑轴力等围护结构体系变形分析,总结如下:

(1)当该基坑开挖至14 m以上时,标准段的立柱隆起速率明显增大,达到监测预警控制值的3~4倍,该基坑的安全性急剧减弱,此时加快施工进度,尽早封底,避免因出土受限而导致的开挖停滞。

(2)随着基坑开挖进入收尾阶段,每段开挖方量

明显减少,垫层浇筑后,优化了施工流水,加快了结构封底,从而有效的限制基底土体的隆起。后期靠近东端头的结构段,开挖该区域后,立柱的隆起量逐步递减,这充分说明了应充分利用空间效应,尽可能的减小每个开挖区段的土方量,加快基底从暴露至封闭的时间间隔,可以有效限制立柱的竖向位移。

(3)该处车站基底花岗岩层中存在裂隙承压水,在实际施工中因尽量加深降水井坑底以下井管深度,增加滤管长度,避免裂隙承压水处理不到位,而造成基底渗水,加剧基底土体隆起。

(4)立柱隆起对基坑安全的影响较大,立柱隆起与地连墙水平位移和开挖取土具有关联性。基坑开挖过程中,尽量采取“小块、快挖”的原则,及时架设支撑,减少基坑暴露时间,及时混凝土封底等施工措施,可以有效控制立柱竖向位移。

### 参 考 文 献

- [1] 楼晓明,杨晶,李德宁,等.立柱桩在深基坑分步开挖过程中的上拔位移分析[J].岩土工程学报,2013,35(1):193-198.
- [2] 翟礼嘉,丁智,王金艳.基坑立柱桩隆起分析及简化计算[J].岩土工程学报,2014,36(S2):70-76.
- [3] 王超群,汤小明,高彦斌,等.上海深古河道区地铁车站基坑变形及相关问题[J].土木工程,2019,8(6):1052-1060.
- [4] 刘朝明,杨正园,高彦斌.地铁车站基坑立柱隆起对混凝土支撑安全性的影响研究[J].土木工程,2020,9(5):349-357.
- [5] 高彦斌,罗文康,李文勇,等.深厚软土地铁车站基坑立柱隆起简化分析方法[J].土木工程学报,2023,56(3):70-77.

## Deformation Analysis of a Deep Excavation Supporting System for a Three-Story Subway Station

CHEN Dimeng

(Fuzhou Metro Construction Co. Ltd., Fuzhou 350000)

**Abstract** This article presents a case history project of a 3-story underground station of Fuzhou Metro Line 4. The construction supporting system of a 26.1 meters deep excavation is introduced. The horizontal displacement of the diaphragm wall, the vertical settlement of the steel soldier pile and the axial force of the support are monitored. The monitoring data show that, during the excavation of a standard section, the soldier pile bulge with the excavation depth and time. As the soldier pile bulges, cracks appear at the junction of the soldier pile and the first concrete supporting waler. These cracks have a negative impact on the distribution of axial force and the stability of the horizontal supporting system. The artesian water in the cracks of the soil also has a significant impact on the uplift of the soldier piles. By analyzing the deformation data and patterns of the excavation supporting system during the excavation, it is explored that shortening the excavation exposure time is the best way to reduce the deformation of the excavation supporting system.

**Key words** Deep Excavation; Deformation of Excavation Supporting System; Artesian Water; Shorten Excavation Exposure Time; Best Option

# 十堰张家沟填土边坡失稳变形成因与处置建议

朱文彩, 陈江军, 王芳, 张庚丽

(湖北省地质局水文地质工程地质大队, 湖北荆州 434020)

**摘要:** 十堰张家沟填土边坡填筑厚度为 10.0~15.0 m, 在 2023 年秋汛期间发生失稳变形。根据填土边坡的地质条件、变形特征、影响因素等, 总结其成因模式为: 坡顶填土加载和顺向坡结构为变形失稳的产生提供了基础条件, 支挡结构自身强度及其地基承载力不足导致失稳变形无法避免, 强降雨造成的填土饱水增重和强度降低是变形失稳的促发因素, 其发展过程经历了初始、蠕滑和破坏三个阶段。稳定性分析表明, 填土边坡所处斜坡在填土加载前处于稳定状态, 在填土加载后处于局部不稳定、整体基本稳定状态, 填土边坡临空面支挡结构的整体性已经遭到破坏, 在综合考虑费用、难度及时间等因素, 建议清除边坡填土及其支挡结构以消除地质灾害隐患。

**关键词:** 人工填土; 填土边坡; 滑坡变形; 成因分析; 地质灾害

**中图分类号:** P642 **文献标识码:** B **文章编号:** 1004-3152(2026)02-0184-06

## 1 引言

山区的建房、筑路等工程建设活动常会因地形地貌条件限制而形成厚度不等的填土场地, 填土边坡的失稳变形现象也随之广泛出现<sup>[1-4]</sup>。关于填土边坡的失稳变形成因, 许多学者进行了研究总结, 如: 龙建辉等<sup>[5]</sup>通过对柳林县焦化厂大型黄土素填场地滑坡的研究, 认为地下水渗流与地面荷载是深厚填土边坡失稳变形的主要诱因; 张浪<sup>[6]</sup>通过对三峡库区老林场填土边坡的研究, 认为降雨、填土材料、回填土压实质量、边坡地形地貌等是深厚填土边坡失稳变形的主要诱因; 张健等<sup>[7]</sup>通过对某深厚填土边坡研究, 认为填土边坡失稳变形的主要诱因有高陡的地形、较厚的填方体、不利的地层接触关系及持续的车辆荷载等。

十堰张家沟填土场地的深厚填土边坡失稳变形主要受地形地貌条件、支挡结构自身强度及其地基承载能力、地下水作用等因素的综合影响而形成, 在十堰地区极具代表性。本文主要对其变形成因和失稳机理进行分析, 并提出应急处置建议, 可为类似深厚填土边坡支挡结构设计和处置提供借鉴。

## 2 边坡基本特征

### 2.1 地形地貌

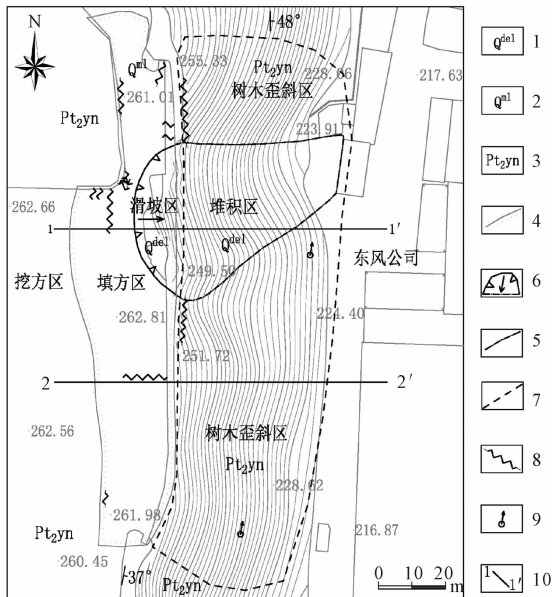
研究区位于构造侵蚀低山地貌区的一南北走向山脊东侧斜坡上部, 所处斜坡坡向 90°, 坡度 25~35°。场区于 2021 年 12 月完成场地平整, 将坡顶被削平至 255.0~263.0 m 高程。削挖的土石方就近于山脊顶部东侧的 250.0~263.0 m 高程回填压实, 形成宽度 20~33 m、厚度 10.0~15.0 m 的填土场地, 填土临空面采用浆砌石挡土墙支挡。挡土墙高度 10.6~15.5 m, 墙底与坡脚东风公司场区水平距离 50.0~60.0 m、高差 45.0~55.0 m, 其间的斜坡为直线坡, 天然乔木、灌木覆盖。

### 2.2 地层岩性及构造特征

研究区原始斜坡表层的松散覆盖层(残坡积粉质黏土)厚度一般小于 0.3 m, 下伏中元古界武当山群杨坪组(Pt<sub>2</sub>yn)绢云石英片岩, 岩层产状 90~100°/37~48°, 岩体节理裂隙发育, 基岩强风化层厚度 3.0~6.0 m。斜坡上部的人工填土(Q<sup>ml</sup>)主要为碎石土, 土石比 1:9, 杂色, 松散-稍密, 碎石成份主要为坡顶场地平整开挖的绢云石英片岩碎块, 块径一般 1~10 cm, 最大 20~50 cm, 次棱角-棱角状, 大小混杂, 分选性差。研究区工程地质条件见图 1。

### 2.3 水文地质特征

研究区岩土体自上而下分别为填土层-松散覆盖层-基岩, 地层渗透性自上而下分别为强-较强-一般。区内除挡土墙顶部局部混凝土硬化外, 其余区



1-滑坡堆积体; 2-人工填土; 3-武当山群双台组;  
4-填方区边界; 5-滑动变形区边界; 6-滑坡体堆积区边界;  
7-树木歪斜区边界; 8. 开裂变形位置; 9. 电线杆倾斜位置;  
10. 剖面危及编号

图 1 研究区工程地质平面图

域岩土体裸露, 植被稀少, 且未修建截排水系统。

填土区所在的整个斜坡上未见地下水露头。区内的地下水主要为赋存于人工填土层与松散覆盖层内的孔隙水和赋存于基岩风化裂隙内的裂隙水。地下水的补给来源为大气降水, 通过蒸发和向坡脚渗流的方式排泄, 具有降雨后人渗速度块、径流途径短、季节变化大的特征。区内强降雨后, 大气降水主要通过坡面漫流和地下渗流排泄。

综合而言, 研究区汇水面积小、水文地质条件简单, 地下水总体贫乏<sup>[8]</sup>。

### 3 边坡的变形失稳特征及影响因素

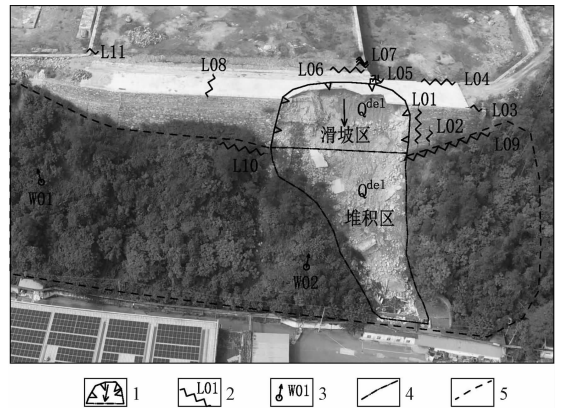
#### 3.1 主要失稳变形特征

通过研究区填土边坡及周边区域的调查发现, 变形失稳迹象主要分布于填土区、支挡结构和填土区下部的斜坡上, 填土边坡全貌及主要变形位置见图 2、图 3。区内主要的变形特征可为三类: 填土区和支挡结构的滑动破坏、填土区和支挡结构的拉裂、填土区下部斜坡的树木和电线杆倾斜。

##### (1) 填土区和支挡结构的滑动破坏

受 2023 年华西秋汛影响, 填土边坡中部于 2023 年 10 月 4 日发生滑坡变形, 滑坡造成填土区外侧的浆砌石挡土墙完全损毁 45 m、开裂变形多处、填土区顶部的混凝土路面毁坏或底部脱空、地面出现大量开裂下错裂缝。

滑动变形破坏区平面上呈弧形, 前缘宽度 45.0



1-滑坡周界及主滑方向; 2-地面裂缝; 3-电线杆倾斜;  
4-滑坡堆积区边界; 5-树木歪斜区边界

图 2 研究区滑坡区全貌及主要变形位置

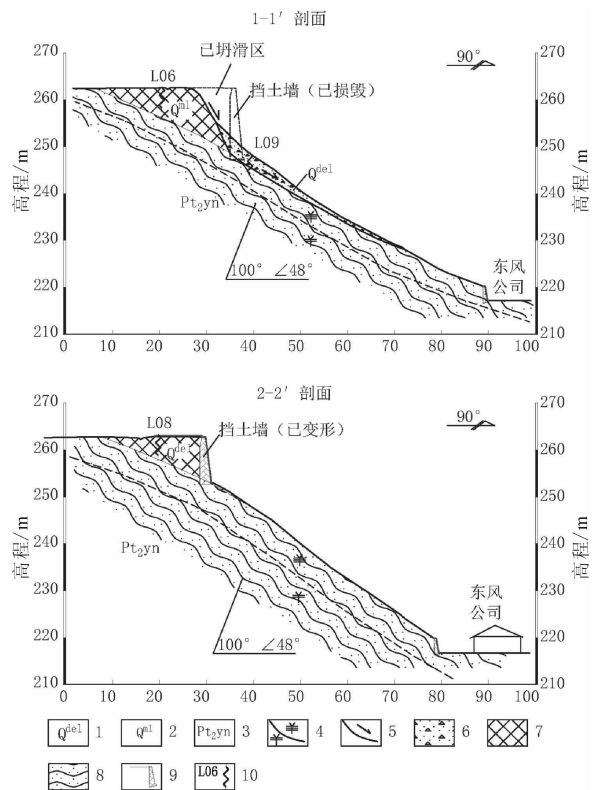


图 3 填土边坡滑坡变形剖面示意图

m, 后缘宽度 35.0 m, 纵长 20.0 m, 平均厚度约 10.0 m, 总方量约 8 000.0 m<sup>3</sup>。滑坡堆积体杂乱堆积于填方区下部的斜坡上, 破坏天然林地约 1 600 m<sup>2</sup>。

##### (2) 填土区和支挡结构的拉裂

填土边坡的滑动破坏区周边共发现 11 处地面或墙体拉裂变形(编号 L01-L11)。其中: ①裂缝 L01、L02 为滑动变形拖拽挡土墙形成的竖向裂缝, 裂缝距离滑动区边界约 3.0~6.0 m, 裂缝长 2.0~4.0 m、顶部宽 1.0~3.0 cm、底宽 0.5 cm 左右, 局部可见砌筑块石被拉裂开而形成的宽度 1.0 cm 左右裂缝(图 4); ②裂缝 L03 是为滑坡拖拽挡土墙形成的水平裂缝, 缝长 3.0~5.0 m、深 1.0~5.0 cm,

可见 1.0~4.0 cm 扭错现象(图 5);③裂缝 L04-L08、L11 为出现于填土区后部的水平拉张裂缝,缝宽 1.0~5.0 cm、深 1.0~50.0 cm、延伸长度 1.0~10.0 m;④裂缝 L09、L10 为分布于填方区外侧挡土墙墙趾处的拉张裂缝,距离墙趾 0.5~1.0 m,缝宽 1.0~5.0 cm,最宽可达 10 cm,可见深度 0.1~0.2 m,局部可见 2~3 条裂缝并行。



图 4 竖向裂缝 L02 拉裂挡土墙块石



图 5 水平裂缝 L03 扭错 1.0~4.0 cm

(3)填土区下部斜坡的树木和电线杆倾斜

在填土边坡区下部(挡土墙与坡脚东风公司之间的斜坡地带,总面积约 7 300.0 m<sup>2</sup>),发现整体性的树木歪斜、电线杆倾斜现象,区内的树木、电线杆歪斜后与竖直方向的夹角一般在 10~15°,少量新生树木枝条呈马刀树状。

据访问,该区域的树木与电线杆倾斜现象于区内填土施工结束陆续出现,但在填土区和支挡结构的滑动破坏期间未见明显加剧现象。

### 3.2 失稳变形影响因素分析

研究区填土边坡所处斜坡的原始地形为自西往东倾的中坡地形(坡度 25~35°),斜坡结构类型为顺向坡,坡体表层松散覆盖层厚度一般小于 0.3 m,下伏绢云石英片岩的强风化层厚度 3.0~6.0 m。

坡顶场区整平完成后,在坡顶形成宽度 20~33 m、厚度 8.0~15.0 m 的填土场地,填土场临空面采用高度 10.6~15.5 m 的浆砌石挡土墙支挡,挡土墙基础置入强风化基岩深度 0.5~1.0 m。根据填土边坡的形态、支挡结构及近期变形特征综合分析,其失稳变形的主要影响因素为:

(1)地层岩性与坡体结构:填土边坡上部的人工填土,厚度大、透水性强、力学强度不高,加之植被不发育而具备良好的降雨入渗条件,在持续降雨或遭遇强降雨后易产生饱水现象,使其重度增加而强度降低,不利于边坡稳定;下伏的绢云石英片岩因片理发育、遇水易软化属于易崩易滑地层,加之岩层产状与坡向近似的顺向坡结构,在坡顶加载作用下易顺层面产生蠕滑变形,特定的岩性组合与坡体结构为填土边坡变形奠定了有利的物质基础条件。

(2)支挡结构自身强度及其地基承载能力:填土边坡外侧的支挡结构为浆砌石挡土墙,墙体高 10.6~15.5 m(一级到顶,未分级砌筑)、顶宽 1.3 m、底宽 4.2 m,过高墙体结构和不足的基底宽度使支挡结构强度和地基承载力无法满足支挡需求;加之挡土墙完工时间为冬季,凝固期间的砂浆防冻措施不足造成强度不足,砌筑砂浆轻捏即成粉末状,从而进一步降低了墙体本身强度,致使变形必然发生。

(3)地下水作用:华西秋汛使十堰地区出现连续的强降雨天气,降雨入渗使填土区及其下部斜坡区地下水长期处于饱和状态,长期增大的坡体荷载荷载伴随着降水入渗造成的岩土体内的孔隙水压力升高和力学强度降低,诱发了边坡失稳变形。

### 3.3 失稳变形模式分析

综上所述,研究区坡顶深厚填土的加载和特定的岩性组合为变形的产生提供了基础条件,支挡结构自身强度与其地基承载力的不足使失稳变形无法避免,华西秋汛则促使了失稳变形的发生。根据边坡失稳变形的影响因素、变形特征和发展历程,可将其失稳模式分为初始、蠕滑、破坏三个阶段:

(1)初始阶段:填土场区于 2021 年 12 月完成施工,形成宽度 20~33 m、厚度 10.0~15.0 m 的填土场地,填土场区临空面采用高度 10.6~15.5 m 近直立浆砌石挡土墙支挡。填土场区及其支挡结构的完成改变了斜坡上岩土体的应力状态和地下水补径排条件。斜坡的下伏基岩为绢云石英片岩,片理与裂隙发育,加之斜坡的顺向坡结构,使斜坡整体属于滑坡高易发地段。

(2)蠕滑阶段:斜坡上的填土在施工前仅完成了表层浮土的清理工作,对强风化基岩前部未进行处

理,故坡顶填土加载后,斜坡处于蠕滑变形阶段,支挡结构与坡脚东风公司之间的斜坡上出现大面积的树木与电线杆歪斜、部分新生树木枝条呈马刀树状即为佐证;同时,挡土墙墙趾处地基应力不足及墙体偏心距过大,也使挡土墙内部出现一定程度的结构性损坏,并持续发展。

(3)破坏阶段:华西秋汛期间斜坡上地下水的浸润和渗流作用使挡土墙强风化体软化和力学强度急剧下降,填土区体整体饱水状态使坡体荷载超负,加之过高的浆砌石挡土墙、强度不足的砂浆和地基承载力,诱发了挡土墙结构性破坏、周边拉裂和填土滑动变形的产生。

目前,该边坡处于破坏后下一个循环中的蠕滑变形阶段。

## 4 边坡稳定性分析与处置对策

### 4.1 边坡稳定性分析

#### (1)挡土墙稳定性分析

填土区临空面采用浆砌石挡土墙支挡,其主要

规格为:顶宽 1.3 m,底宽 4.2 m,墙身高度 10.6~15.5 m,面坡坡比 1:0.1,背坡坡比 1:0.1~1:0.15,墙体地基承载力特征值为 500 kPa。由于华西秋汛期间填土边坡的滑动变形主要由挡土墙垮塌造成,故本文分别对高度 10.6 m 和 15.5 m 的挡土墙进行了稳定性验算,验算工况分别为天然工况(无地下水)和暴雨工况(填土饱水),验算结果见表 1、表 2。

验算结果表明:①高度 10.6 m 的挡土墙:天然工况(无地下水)下,基底合力偏心距、墙趾处地基承载力不满足相关规范要求;在暴雨工况(填土饱水)下,抗滑移稳定性、基底合力偏心距、墙趾处地基承载力、墙底截面拉应力不满足相关规范要求;②高度 15.5 m 的挡土墙:天然工况(无地下水)和暴雨工况(填土饱水)下,滑动稳定性、倾覆稳定性、基底合力偏心距、墙趾处地基承载力、墙底截面拉应力不满足相关规范要求。

本文采用规范推荐的传递系数法对边坡进行整体稳定性计算,计算工况为天然工况(无地下水)和暴雨工况(滑体饱水),计算参数通过相似工程类比和试验取得(见表 3),计算剖面位置见图 6。

表 1 高度 10.6 m 挡土墙稳定性验算结果(2-2剖面)

滑动稳定性	倾覆稳定性	基底偏心距 /m	地基承载力/kPa			墙底截面强度/kPa			备注
			平均值	墙趾处	墙踵处	压应力	拉应力	剪应力	
满足 $K_c=1.30$ $\geq 1.30$	满足 $K_0=1.70$ $\geq 1.50$	不满足 $e=1.14 >$ $0.25 \times 4.20$ $=1.05$	满足 压应力= 209.00 $\leq 500.00$	不满足 压应力= 641.52 $> 600.00$	满足 压应力= 0.00 $\leq 650.00$	满足 计算值= 541.42 $\leq 2100.00$	满足 计算值= 138.24 $\leq 150.00$	满足 计算值= 0.39 $\leq 110.00$	天然工况 (无地下水)
不满足 $K_c=1.24$ $< 1.30$	满足 $K_0=1.64$ $\geq 1.50$	不满足 $e=1.18 >$ $0.25 \times 4.20$ $=1.05$	满足 压应力= 211.57 $\leq 500.00$	不满足 压应力= 683.22 $> 600.00$	满足 压应力= 0.000 $\leq 650.000$	满足 计算值= 560.89 $\leq 2100.00$	不满足 计算值= 153.332 $> 150.00$	满足 计算值= 3.99 $\leq 110.00$	暴雨工况 (填土饱水)

表 2 高度 15.5 m 挡土墙稳定性验算结果(1-1剖面)

滑动稳定性	倾覆稳定性	基底偏心距 /m	地基承载力/kPa			墙底截面强度/kPa			备注
			平均值	墙趾处	墙踵处	压应力	拉应力	剪应力	
不满足 $K_c=1.04$ $< 1.30$	不满足 $K_0=1.08$ $< 1.50$	不满足 $e=2.04 >$ $0.25 \times 4.20$ $=1.05$	满足 压应力= 306.51 $\leq 500.00$	不满足 压应力= 4717.35 $> 600.00$	满足 压应力= 0.00 $\leq 650.00$	满足 计算值= 1 110.82 $\leq 2 100.00$	不满足 计算值= 524.64 $> 150.00$	满足 计算值= 27.76 $\leq 110.00$	天然工况 (无地下水)
不满足 $K_c=0.97$ $< 1.30$	不满足 $K_0=1.01$ $\leq 1.50$	不满足 $e=2.21 >$ $0.25 \times 4.20$ $=1.05$	满足 压应力= 309.97 $\leq 500.00$	不满足 压应力= 21 803.68 $> 600.00$	满足 压应力= 0.00 $\leq 650.00$	满足 计算值= 1 192.84 $\leq 2100.00$	不满足 计算值= 602.16 $> 150.00$	满足 计算值= 39.66 $\leq 110.00$	暴雨工况 (填土饱水)

表 3 边坡整体稳定性计算物理力学参数

岩土体类别	重度 $\gamma$ /kN·m <sup>-3</sup>		粘聚力 $c$ /kPa		内摩擦角 $\varphi$ /(°)		备注
	天然	饱和	天然	饱和	天然	饱和	
	素填土	19.0	20.5	/	/	/	
粉质黏土	18.6	20.0	/	/	/	/	滑体
强风化基岩	21.0	22.0	560.0	480.0	26.3	22.5	滑体滑带

计算结果表明:①斜坡在填方区加载前:天然工况(无地下水)下整体稳定性系数为 1.86,处于稳定

状态;暴雨工况(滑体饱水)下整体稳定性系数为 1.42,处于稳定状态;②斜坡在填方区加载后:天然工况(无地下水)下整体稳定性系数为 1.19,处于基本稳定状态;暴雨工况(滑体饱水)下整体稳定性系数为 1.08,处于欠稳定状态。

根据边坡稳定性分析可知:①填土边坡临空面所采用的高度 10.6~15.5 m 浆砌石挡土墙在天然和暴雨工况下,稳定性验算不满足相关规范要

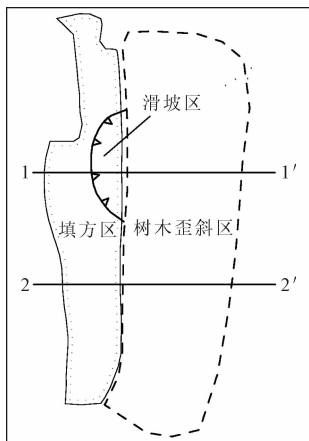


图6 边坡稳定性计算剖面位置示意图

求,出现变形破坏的可能性大,这也是华西秋汛期间填土外侧挡土墙变形破坏主要的原因;②滑坡变形期间大范围出现挡土墙墙体和地面裂缝表明支挡结构和填土内部结构的完整性、整体性已经遭到破坏,填土区和剩余挡土墙随时可能产生整体或局部性坍塌、滑坡;③斜坡在填土加载后处于基本不稳定-欠稳定状态,由于整体尚处于蠕滑变形阶段,若对主动区进行卸荷,可大幅度减少滑坡推力,斜坡从蠕滑变形状态逐渐恢复到稳定状态的可能性极大。

#### 4.2 处置对策建议

目前,滑坡形成的坍滑体堆积于坡脚上方的斜坡上,严重威胁东风公司的正常生产经营活动,若该边坡再次发生局部或整体变形失稳,造成人员伤亡和财产损失的可能性极大。综合考虑治理费用、难度及时间等因素,建议采用两阶段处理:

(1)应急处置:①拆除填土区挡土墙,清理并外运墙背填土,通过主动区减载消除填方区的地质灾害隐患,提高边坡的整体稳定性防止顺层滑坡的形成;②清理原挡土墙下部与坡脚之间斜坡表面的滑坡堆积体、倒伏树木等,防止堆积体顺坡面滚落威胁坡脚东风公司的正常生产经营活动。应急处置工程费用为20—30万元,施工周期在一周左右,可快速消除区内的地质灾害隐患。

(2)场地恢复:若确实需要恢复原有宽度和高程的建筑场区,可在清理结束后的任意时期采用抗滑桩、桩间挡土板及板后填土的形式进行场地恢复,抗滑桩的规格和嵌固应满足稳定和抗滑要求,预计工程费用为600—700万元,施工周期在3个月左右。

## 5 结语

(1)研究区深厚填土的加载和特定的岩性组合

为边坡的失稳变形提供了基础条件,支挡结构自身强度与其地基承载力不足使失稳变形无法避免,华西秋汛促使了失稳变形的发生。根据其失稳变形的影响因素、变形特征和发展历程,可将其模式分为初始、蠕滑、破坏三个阶段,目前该边坡处于破坏后下一个循环中的蠕滑变形阶段。

(2)目前研究区深厚填土边坡已成为地质灾害隐患,对其进行应急处置势在必行,综合考虑治理费用、难度及时间等因素,建议采用拆除填土区支挡结构、清除并外运墙背填土、清理原支挡结构与坡脚间的滑坡堆积体方式进行地质灾害应急处置,应急处置结束后可视需要进行场地恢复。

(3)支挡结构稳定性不满足要求和地基承载力不足属于设计的失误,支挡结构砌筑砂浆因防冻措原因造成强度不足属于施工的失误,故各类填土边坡支挡结构的设计与施工应细致设计、精心施工,以避免设计缺陷和施工失误诱发地质灾害<sup>[9-12]</sup>。

## 参 考 文 献

- [1] 匡俊,陈芋如,朱仁民,等.凤凰山宕口填土边坡稳定性分析与评价[J].江苏建筑,2022,2(2):107-111.
- [2] 李春,梁栋才,杨晓泉.山区高速公路弃土堆积体稳定性评价及工程措施建议[J].土工基础,2020,34(6):663-666.
- [3] 吴谦,毛雪松,刘国旗,等.某弃渣场边坡稳定性的可靠度分析[J].桂林理工大学学报,2017,37(3):475-480.
- [4] 凌潇,田华,胡鹏.某高边坡失稳机制分析及加固处理[J].成都大学学报自然科学版,2016,35(1):95-98.
- [5] 龙建辉,倪向龙,赵邦强,等.黄土丘陵区大型素填场地滑坡的孕滑机理分析[J].自然灾害学报,2020,29(6):180-187.
- [6] 张浪.三峡库区老林场高填土边坡稳定性分析及加固设计优化研究[D].三峡大学,2023.
- [7] 张健,张立伟.某深厚填土边坡变形特征及防治分析[J].岩土工程技术,2020,34(6):344-348.
- [8] 张云卫,丁代坡,孟宪才,等.鄂州城区观音垭滑坡变形模式及稳定性分析[J].资源环境与工程,2022,36(3):378-382.
- [9] 易永锋,彭清清.坡顶建筑荷载对土质边坡稳定性影响研究[J].江西建材,2023,11:216-218.
- [10] 舒铄.基坑开挖对临近道路的影响[J].土工基础,2023,37(6):852-855.
- [11] 高羽.填土的工程地质勘察探析[J].工程建设与设计,2021,21:48-51.
- [12] 宋顶峰,许军军,胡军,等.削山填沟高填方边坡变形演化规律与稳定性评估[J].土工基础,2023,37(2):288-294.

## Causes of Instability and Deformation of Zhangjiagou High Fill Slope in Shiyan and Mitigation Recommendations

ZHU Wencai, CHEN Jiangjun, WANG Fang, ZHANG Gengli

(Engineering Geology Division, Hubei Institute of Hydrogeology and Engineering Geology, Jingzhou 434020)

**Abstract** A Zhangjiagou fill slope in Shiyan with a height between 10.0 and 15.0m is unstable and deformed due to the influence of Huaxi Autumn in 2023 and other factors. According to the geological conditions, deformation characteristics and influencing factors on this fill slope, a genetic failure mode is summarized as follows: the fill load on the top of the slope and the forward slope structure provide basic conditions for the occurrence of the deformation and instability; the instability and deformation caused by the insufficient strength of the retaining structure and the foundation bearing capacity cannot be avoided; and the saturated weight and strength reduction of the fill soils caused by heavy rainfall are also the contributing factors of excessive deformation and instability. The excessive deformation of the fill slope development process has experienced three stages: initial stage, creep stage and failure stage. The stability analysis shows that the fill slope is in a stable state before the fill operation started; This slope is in a partial unstable and marginally stable state after the fill loading. The integrity of the support structure at the free face of the fill slope has been damaged. Considering the cost, difficulty, time and other factors, it is recommended to remove the fill and its support structure of the slope to eliminate the hidden factors of geological hazards.

**Key words** Artificial Fill; Fill Slope; Landslide Deformation; Cause Analysis; Geologic Hazards

(上接第 178 页)

## Stability Analysis and Treatment Measures of Central Rock Pillar Strengthening in Small Clearance Tunnels

WANG Bao<sup>1</sup>, SU Fangbin<sup>2</sup>, XU Jiankai<sup>3</sup>, LIU Ciwen<sup>1</sup>, WANG Chaoguo<sup>4</sup>, CHEN Yuanzhong<sup>4</sup>

(1. China Railway Guangzhou Engineering Bureau Group Co. Ltd., Guangzhou 511466;

2. China Railway Development and Investment Group Co. Ltd., Kunming 650100;

3. Guizhou Wengkai Expressway Development Co. Ltd., Guiyang 550306;

4. Guizhou Provincial Highway Engineering Group Co. Ltd., Guiyang 550001)

**Abstract** This paper presents the case history of Wengkai Expressway Siping Tunnel. The reinforcement measures of the central rock pillar were simulated by numerical simulation software. The deformation and mechanical characteristics of the middle rock pillar under different strengthening parameters were compared, and a grouting construction design option for the central rock pillar was proposed. The results show that when only the tension bolt is applied, the plastic zone of the central rock pillar is connected, and the maximum vertical settlement of the confining pressure is 10.1 mm. When the central rock pillar is grouted at the same time, the plastic zone can be effectively reduced, and when the surrounding rock parameters of the grouting strengthening area are increased by 50%, the plastic zone will no longer be connected. After grouting strengthening measures are taken, the settlement value of the arch top is controlled within one cm, and the construction safety is improved. The bending moment at the connection part of the steps is relatively large, and the initial support strengthening measures should be appropriately taken to ensure the stability of the support during the construction stage.

**Key words** Tunnels; Small clearance; Central Rock Pillar; Grouting Strengthening; Stability Analysis

# 滑坡多参量稳定性评价及其应用 —以咸宁市咸安区舒上滑坡为例

甘朝辉<sup>1</sup>, 陈淑娟<sup>1</sup>, 张雄伟<sup>1</sup>, 卢应发<sup>2</sup>, 杨昊<sup>2</sup>

(1 湖北省地质局第四地质大队, 湖北咸宁 437100; 2. 湖北工业大学土木建筑与环境学院, 武汉 430068)

**摘要:** 不平衡推力法广泛应用于滑坡控制设计, 抗滑力设计按照不平衡推力取值, 但计算所得稳定系数未指明在不同方向的稳定程度, 也没有指出不同方向的抗滑力的取值大小。在分析传统稳定系数的基础上, 指出了传统稳定系数的缺点, 应用多参量稳定性评价指标, 分析了咸宁市咸安区舒上滑坡在不同方向的稳定特征, 提出了滑坡稳定分析的分项系数设计方法和滑坡控制措施的布置位置确定, 也提出了控制措施的强度和刚度要求、抗滑力的取值方法和不同方向稳定系数设计要求。治理措施经多年运行结果表明, 该分析和控制设计方法是正确的。

**关键词:** 滑坡; 多参量稳定分析; 分项系数设计法; 控制措施

**中图分类号:** P642 **文献标识码:** B **文章编号:** 1004-3152(2026)02-0190-08

## 1 引言

边坡稳定性分析是控制设计首要步骤。传统的临界状态稳定性分析方法(如: 条块法<sup>[1-5]</sup>和数值分析强度折减法(SRM)<sup>[6-11]</sup>等)均是假定滑坡破坏时, 整个滑面处于临界应力状态, 在滑坡控制设计中往往以条块法计算结果作为抗滑设计的依据<sup>[12-14]</sup>。传统临界状态稳定性评价方法, 存在以下几个方面的探索空间: ①滑坡渐进演化过程中, 同一时刻不同位置的应力状态并不相同, 有的区段处于破坏后区、局部区段处于峰值、有的区段处于峰值以前等应力状态, 亦即每点的应力状态均不相同; ②传统的稳定系数仅与固定的临界状态力相联系, 针对滑坡演化过程中力的变化视而不见, 更没有建立基于变形影响的稳定性评价方法等。近几年来, 学者们从不同的思路提出了新的理论和方法: 部分强度折减法可以模拟边坡渐进破坏演化过程<sup>[15]</sup>, 并能再现沿滑面不同应力状态的弹性应力区、峰值应力区和破坏后区应力区<sup>[16, 17]</sup>, 建立了一种滑坡多参量时空稳定性评价方法<sup>[17, 18]</sup>。同时许多学者对高位远程滑坡等进行了研究<sup>[19-21]</sup>。

基于上述研究, 为了反映沿滑面应力分布和位

移演化特征, 借助滑坡多参量时空演化描述, 对具体滑坡在不同工况下的演化特征进行研究, 提出抗滑力的取值方法和抗滑措施强度、刚度要求, 以及滑坡抗滑控制分项系数设计方法。

## 2 问题提出

### 2.1 传统稳定系数分析

传统滑坡稳定系数定义为: 沿滑面临界摩阻力之和除以下滑力, 或将沿滑面临界摩阻力进行折减, 使最后一点处于临界状态所获得的折减系数定义为“稳定系数”。该稳定系数未给出不同方向的稳定程度, 也未给出不同方向力的大小。然而力是矢量, 它具有大小、方向和作用点三个特征。按照边坡传统稳定系数定义: 如果将临界摩阻力(或折减后摩阻力)和下滑力分别投影至 X、Y 轴方向, 并求其矢量和, 在 X、Y 及矢量和方向的三个比例系数并不相等; 图 1 所示的滑坡, 取滑面凝聚力、摩擦角、滑体比重, 按数为: 1.626。如将临界摩阻力、折减后临界摩阻力和下滑力分别在 X、Y 及矢量和方向进行投影, 且以抗滑力在不同方向的投影之和除以下滑力在不同方向的投影之和所得比例系数分别为: 0.694, 0.704 和 0.695; 0.427, 0.433 和 0.428(结果见表 1)。

收稿日期: 2024-01-19 修回日期: 2024-03-11

基金项目: 国家自然科学基金面上项目(41372363, 41641027); 三峡后续工作地质灾害防治项(0001212015CC0005)

作者简介: 甘朝辉(1973—), 男, 高级工程师, 研究方向为地质灾害防治及应用。

通讯作者: 卢应发(1964—), 男, 工学博士, 教授, 研究方向为岩土力学及边坡工程。

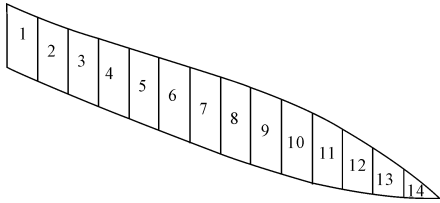


图 1 条分法计算图

表 1 X 和 Y 方向的临界摩阻力、折减后临界摩阻力和下滑力投影

条块号	X 方向临界摩阻力 /kN	Y 方向临摩阻力 /kN	X 方向折减后临界摩阻力 /kN	Y 方向折减后临界摩阻力 /kN	X 方向下滑力 /kN	Y 方向下滑力 /kN
1	52.61	81.04	32.35	49.84	57.47	88.53
2	87.42	28.38	53.76	17.45	86.18	27.97
3	81.73	26.53	50.26	16.31	85.46	27.74
4	80.41	32.13	49.45	19.76	98.22	39.25
5	82.28	33.98	50.6	20.9	117.26	48.43
6	85.88	33.15	52.82	20.38	136.69	52.76
7	88.57	32.45	54.47	19.96	154.63	56.66
8	91.36	30.61	56.19	18.82	168.91	56.6
9	93.39	25.75	57.43	15.83	171.72	47.35
10	89.65	24.72	55.13	15.2	168.8	46.54
11	89.11	16.42	54.8	10.1	149.69	27.59
12	80.26	12.67	49.36	7.79	119.69	18.9
13	71.42	4.38	43.92	2.69	77.62	4.76
14	56.34	1.06	34.65	0.65	34.7	0.65
合力	1 130.5	383.33	695.26	235.75	1627.1	543.79

进行设计(如:抗滑桩水平以矩形、三角形、梯形等计算荷载等),另外未考虑变形的影响,由此可以看出这种规范设计理念存在一定的探索空间。

### 2.2 滑面应力应变分布特征

针对推移式滑坡,文献[15-17]指出沿滑面存在不同的弹性和弹塑性应力应变区、峰值应力应变区和破坏后区应力应变区,在滑坡渐进破坏过程中不同区的应力应变是与岩土体全过程的应力应变相对应的。并提出了 I 和 II 型两种破坏模式(图 2)。亦即滑坡渐进破坏是一个局部不平衡、而整体平衡的演化过程,当整体不平衡时,滑体整体发生破坏。

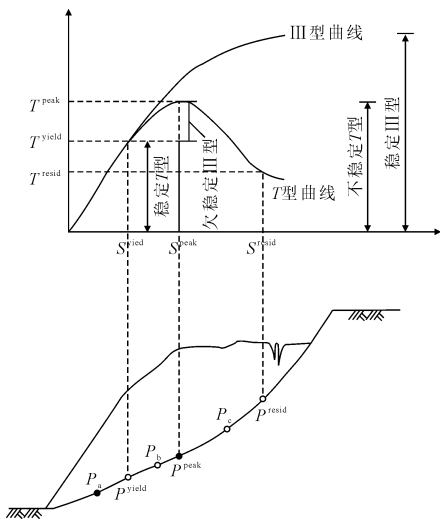


图 2 滑面岩土体应力应变状态对应示意图

从图 1、表 1 可以看出,力的投影比例系数与稳定系数不相同,现行计算的稳定系数物理意义应该为:仅表征沿滑面材料的抗滑强度下降程度。然而广大科研工作者希望计算所得稳定系数能够指导防治设计,而传统稳定系数没有指明在那个方向应该加多少力,而现行规范设计力值往往以水平方向力

### 2.3 强度、刚度要求和位置布设

以抗滑桩为例,获得抗滑力的大小和方向是滑坡控制设计首要任务,在不同工况下,其力计算结果并不相同,因而规范规定了设计工况和校核工况,力的计算包含:①以临界状态条块法计算平衡推力  $P$ ;②在规范规定安全系数下,计算推力  $E$ ;③以临界状态条分法计算滑面以上桩前反力  $F$ ;④计算抗滑桩嵌固段岩层的应力分布特征。在 4 处的不平衡推力 ( $E-F$ ) 为设计抗滑桩力的依据(图 3)。

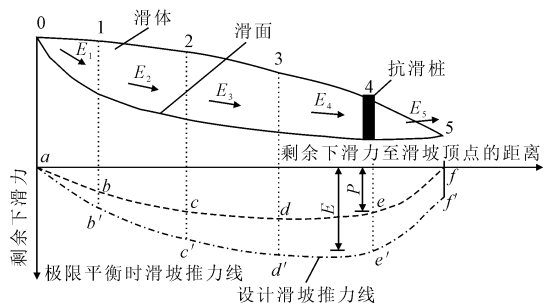


图 3 滑坡推力分布及抗滑桩布置

由于滑坡在边界条件改变下,不平衡推力 ( $E-F$ ) 是随变形的变化而变化的,它的值有时大于或小于自平衡下的推力  $P$ ;从这个力的取值来看,它是相对力,也满足只有抗滑措施发生相对变形时,才有力作用于抗滑桩。基于抗滑措施在发生相对变形时,才能起到抗滑作用,因而存在四个科学问题值得探讨:①抗滑材料与滑体及滑床材料刚度相关性研究;

②抗滑材料与滑体及滑床材料强度相关性研究;③考虑变形过程影响的抗滑力取值研究;④如果在抗滑措施的前或后部存在营建构筑物,抗滑设计力的取值依据是什么?

### 3 多参量稳定性描述

鉴于滑坡破坏是一个渐进演化过程,在不同力和变形阶段,其力的传递将发生变化。为了描述应力和应变变化特征,文献[18]提出了一种描述这种演化特征的指标体系,说明如下:

#### 3.1 点破坏描述

滑坡破坏是从一点开始,逐步形成破坏面,随着破坏面的扩展,最后使滑体整体发生破坏;基于滑坡该演化特征,应该建立点、面、体滑坡破坏过程描述,其点破坏描述分为应力描述和应变描述,剪应力破坏程度定义为:当滑面点的剪应力大于对应点的临界剪应力时,该点发生剪破坏,表示为: $f_{\tau,i}^s$ 。剪应变破坏程度定义为:滑面点的剪应变大于对应点的临界剪应变时,该点发生剪破坏,表示为: $f_{\tau,i}^s$ 。

#### 3.2 滑面渐进破坏描述

运用应力、应变破坏面积比  $f_{\tau,i}^s$ 、 $f_{\tau,i}^s$ ;应力、应变破坏比  $f_{\tau,i}^s$ 、 $f_{\tau,i}^s$ ;摩阻力变化系数  $F_{\tau}$ ;驱动下滑力变化系数  $F_{df}$ ;正压力变化系数  $F_{nt}$ ;切向位移变化系数  $F_{sd}$ 以及法向位移变化系数  $F_{nd}$ 来描述滑坡沿滑面渐进破坏程度及过程,各参数定义见文献[16-18]。

#### 3.3 整体破坏过程描述

基于滑坡渐进演化过程,滑坡整体稳定性评价系数定义如下:

(1)综合下滑力——抗滑力稳定系数(CSRM)  
X、Y、Z方向稳定系数:

$$F_{CSR M}^x = \frac{T^{xT}}{P_{XS}} \quad (1)$$

$$F_{CSR M}^y = \frac{T^{yT}}{P_{YS}} \quad (2)$$

$$F_{CSR M}^z = \frac{T^{zT}}{P_{ZS}} \quad (3)$$

驱动力方向稳定系数:

$$F_{CSR M}^s = \frac{T \cos \varphi_c}{P} \quad (4)$$

式中: $T^{xT}$ 、 $T^{yT}$ 、 $T^{zT}$ 、 $T$ 表示不同方向抗滑力及其合矢量; $P_{XS}$ 、 $P_{YS}$ 、 $P_{ZS}$ 、 $P$ 为现状沿滑动面在不同方向的下滑力及矢量和; $\varphi_c$ 为下滑力和抗滑力矢量和的夹角。

(2)主推力法稳定系数(MTM)

X、Y、Z方向稳定系数:

$$F_{MTM}^x = T^{xp}/P_{xp} \quad (5)$$

$$F_{MTM}^y = T^{yp}/P_{yp} \quad (6)$$

$$F_{MTM}^z = T^{zp}/P_{zp} \quad (7)$$

主推力方向稳定系数:

$$F_{MTM}^s = T^p \cos \varphi_m / P^p \quad (8)$$

式中: $P_{xp}$ 、 $P_{yp}$ 、 $P_{zp}$ 、 $P^p$ 表示不同方向剩余下滑力及其矢量和; $T^{xp}$ 、 $T^{yp}$ 、 $T^{zp}$ 、 $T^p$ 为现状不同方向的剩余摩阻力及其矢量和表示; $\alpha_m$ 为剩余摩阻力和剩余下滑力两矢量和的夹角。

(3)富余摩阻力法稳定系数(SFM)

X方向稳定系数:

$$F_{SFM}^x = T^{xf}/P_{xf} \quad (9)$$

Y方向稳定系数:

$$F_{SFM}^y = T^{yf}/P_{yf} \quad (10)$$

Z方向稳定系数:

$$F_{SFM}^z = T^{zf}/P_{zf} \quad (11)$$

下滑力方向稳定系数:

$$F_{SFM}^s = T^p \cos \varphi_{pf} / P_f \quad (12)$$

式中: $P_{xf}$ 、 $P_{yf}$ 、 $P_{zf}$ 、 $P_f$ 为破坏时在不同方向下滑力及其合矢量; $\varphi_{pf}$ 为破坏时剩余摩阻力和下滑力矢量和夹角。

(4)综合位移法稳定系数(CDM)

X、Y、Z方向稳定系数:

$$F_{CDM}^x = S^{xd}/S_{xd} \quad (13)$$

$$F_{CDM}^y = S^{yd}/S_{yd} \quad (14)$$

$$F_{CDM}^z = S^{zd}/S_{zd} \quad (15)$$

主滑方向稳定系数:

$$F_{CDM}^s = S^d \cos \varphi_d / S_d \quad (16)$$

式中: $S^{xd}$ 、 $S^{yd}$ 、 $S^{zd}$ 、 $S_d$ 表示破坏时不同方向位移及其合矢量; $S_{xd}$ 、 $S_{yd}$ 、 $S_{zd}$ 、 $S^d$ 表示现状不同方向位移及其合矢量; $\alpha_m$ 为破坏时位移矢量和与现状矢量和的夹角。

(5)富余位移法稳定系数(SDM)

X、Y、Z方向稳定系数:

$$F_{SDM}^x = S^{xs}/S^{xd} \quad (17)$$

$$F_{SDM}^y = S^{ys}/S^{yd} \quad (18)$$

$$F_{SDM}^z = S^{zs}/S^{zd} \quad (19)$$

主滑方向稳定系数:

$$F_{SDM}^s = S^s \cos \alpha_s / S^d \quad (20)$$

式中: $S^{xs}$ 、 $S^{ys}$ 、 $S^{zs}$ 、 $S^s$ 为破坏与现状在不同方向位移差及其合矢量; $\alpha_s$ 为破坏及现状两位移矢量和的夹角。

## 4 分项系数设计法

首先建立滑坡多参量稳定性评价指标,结合滑

坡现场的变形特征,分析滑坡现状应力应变分布规律,确定破坏和非破坏面积,画出临界状态曲线,合理确定抗滑位置和抗滑力。

力是矢量,具有方向性。针对滑坡抗滑设计,在不同方向的稳定系数要求应不是一恒定值,抗滑设计应结合现场特征,通过计算综合判定在不同方向的分项稳定系数,符合这种设计就是分项系数法。

对于二维滑坡分项系数设计,三个方向分项设计安全系数表述为:剪应力安全系数( $F_{sh}$ )、拉应力安全系数( $F_m$ )和压应力安全系数( $F_{th}$ )如下:

$$F_{sh} = Q_{max} / Q \quad (21)$$

$$F_m = M_{max} / M \quad (22)$$

$$F_{th} = P_{max} / P \quad (23)$$

式中: $F_{sh}$ 为在最不利工况下的剪应力安全系数; $Q_{max}$ 为材料抗剪强度下的剪力; $Q$ 为在最不利工况下所承受的剪力; $F_m$ 为在最不利工况下拉应力安全系数; $M_{max}$ 为材料抗拉强度下的合力矩; $M$ 为在最不利工况下所承受的合力矩; $F_{th}$ 为在最不利工况下抗压安全系数; $P_{max}$ 为材料抗压强度下的压力; $P$ 为在最不利工况下所承受的压力。

## 5 工程应用

### 5.1 工程概况

舒上滑坡位于咸宁市咸安区大幕乡大幕村四组,滑坡区属剥蚀低山丘陵地貌,山体海拔在 390~600 m 之间,相对高差约为 210 m。山体总体走势近东西向。滑坡区位于扬子准地台(I 级)下扬子台坪(II 级)武汉-大冶台褶带(III 级)咸宁台褶束(IV 级)构造单元,大幕山背斜核部,该区主要为北东-南西向断裂和东西向褶皱等构造。滑坡后缘高程约 425 m,前缘高程约 371 m,高差约 54 m。前缘宽 123 m,后缘宽 60 m,斜长约 138 m,滑体厚 6~17 m,平均厚度 11.0 m,面积约 15 180 m<sup>2</sup>,体积约为 16.7×10<sup>4</sup> m<sup>3</sup>。平面呈长舌状,剖面上下陡中部缓,后缘坡度 45°,前缘坡度 50°,中部坡度 23°,平均坡度 25°,滑面为折线型,主滑方向 187°。滑坡前缘抵至冲沟,后缘为弧状展布的裂缝;西侧边界为弧形拉张裂缝,可见跌落陡坎,陡坎下降 20~25 cm;东侧边界为板岩与粉质粘土分界面。滑体成分为粉质粘土夹碎石、碎石土,平均厚约 11 m,主要呈褐黄色、黄色、黄褐色,土石比 8:2~6:4。滑面:滑动面为土体和基岩接触面,滑带土为含砾粉质粘土,可塑,砾径一般 0.2~3.0 cm,多呈次棱角状-次圆状。滑床:滑床物质为前震旦系大药姑组板岩,呈深

灰、灰褐色,岩性致密坚硬,力学强度高,但抗风化能力和抗侵蚀能力较差。

### 5.2 变形特征

2016 年 7 月 6 日,山体出现大量裂缝,山上房屋发生开裂。7 月 7 日,地表裂缝增多变宽,滑坡变形进一步加剧,坡体变形至今有逐渐加剧的趋势,主要集中在滑坡体后缘及西侧,表现为后缘下错、位移与地面开裂,导致房屋开裂、歪斜、干砌石挡土墙垮塌等。根据变形迹象综合分析,滑坡中前部整体向下滑动约 10.0 m。滑坡边缘裂缝贯通,形成明显的滑坡周界(见图 4)。

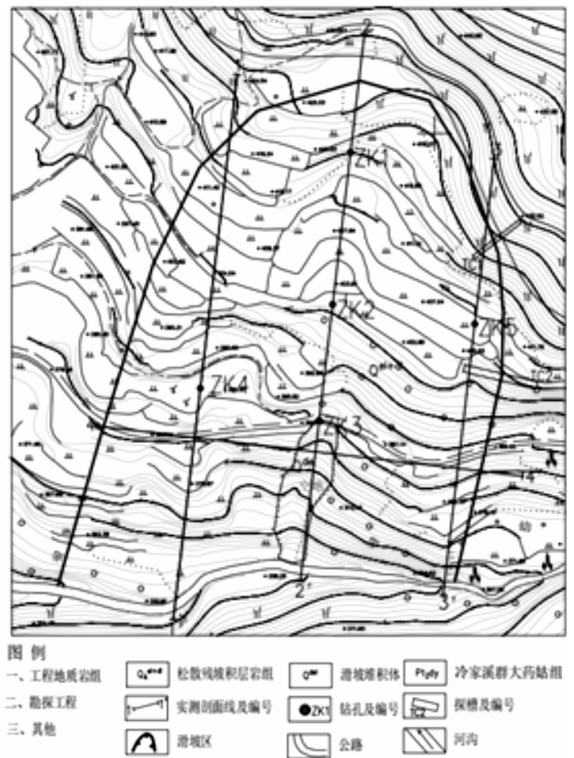


图 4 舒上滑坡平面图

### 5.3 计算分析

将平面图 4 中的 2-2'剖面(图 5)概化成分条分法计算模型(图 6),滑体重量:24 kN·m<sup>-3</sup>。材料本构方程分别取理想弹塑性模型(简称:PEPM)和剪应力-应变全过程本构模型(简称:CPCM),参数为

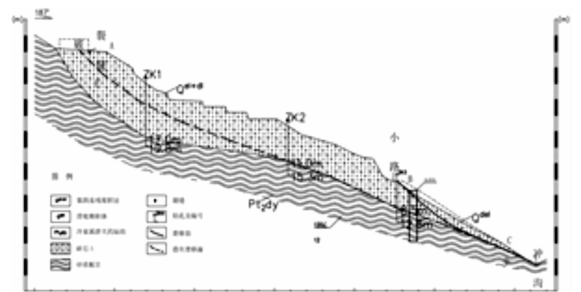


图 5 舒上滑坡 2-2' 工程地质纵剖面图

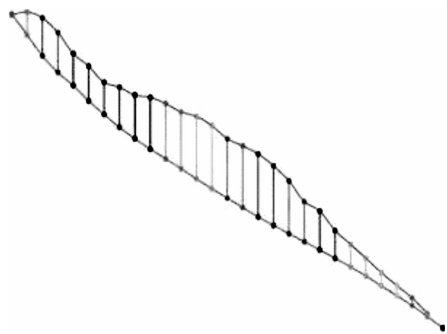


图 6 舒上滑坡条分法计算图

试验获取:粘聚力  $c=17$  kPa,内摩擦角  $\varphi=19^\circ$ ,剪切模量  $G=6\ 000$  kPa, $\rho_{i,0}=0.999\ 9$ , $\rho_{i,c}=-0.53$ , $\sigma_i^{n,c}=600$  kPa, $\xi_i=1.46$ , $a_1^0=5\ 500$  kPa, $a_2^0=2\ 000$  kPa, $a_3^0=0.009\ 3$ , $b_{1,0}=65$ , $b_{2,0}=0$  kPa $^{-1}$ 。

传统条块不平衡推功法(TCM)获得的滑坡整体稳定性指标为:1.002,对应的下滑力( $P_i^s$ )、摩阻力( $T_i$ )、剩余下滑力( $P_i$ )见图7。部分强度折减法为初始稳定时,第13块为临界条块。随着应力应变变化,破坏条块逐渐向前移动,图8、图9分别为部分强度折减法的稳定系数和富余稳定系数( $f_{zs}$ )。

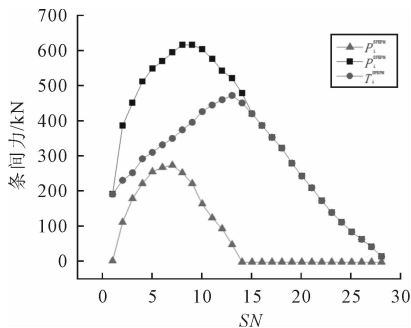


图 7 传统不平衡推功法各条块受力

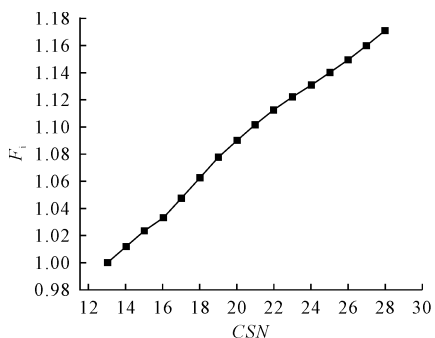


图 8 部分强度折减稳定系数

为了比较传统条分法和剪应力-应变全过程本构模型,利用上述部分强度折减法和理想弹塑性模型及剪应力-应变全过程本构模型对该滑坡进行分析。第13、14块分别为PEPM和CPCM现状下的临界条块,在第14块后取4个临界状态进行分析,得到了对应的点破坏描述(图10~图14)、面破坏描

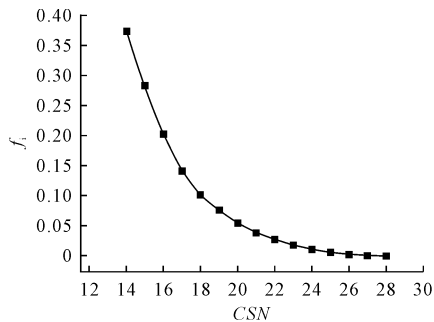


图 9 部分强度折减法富余稳定系数

述(图15~图20)和整体稳定性过程描述( $F_{CRSM}$ 、 $F_{MTM}$ 、 $F_{FSM}$ 、 $F_{CDM}$ 、 $F_{SDM}$ )(图21~图25)。

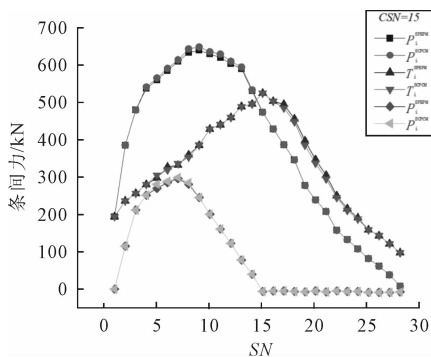


图 10 临界条块为第15块时各条块受力

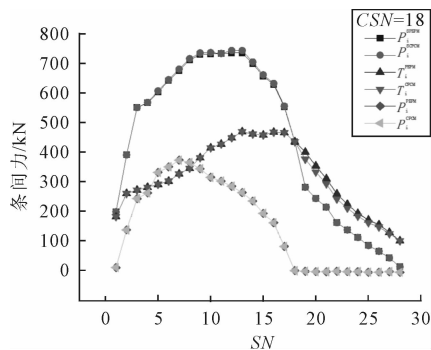


图 11 临界条块为第18块时各条块受力

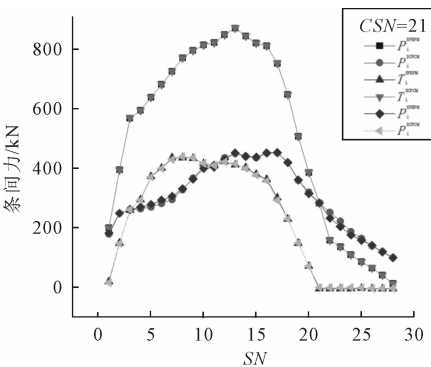


图 12 临界条块为第21块时各条块受力

舒上滑坡的PEPM和CPCM两模型全过程演化特征为:随着临界状态点移动,图10~图13表明:下滑力和剩余下滑力的变化值CPCM模型比PEPM模型大,随着破坏区增长,在破坏区的抗滑

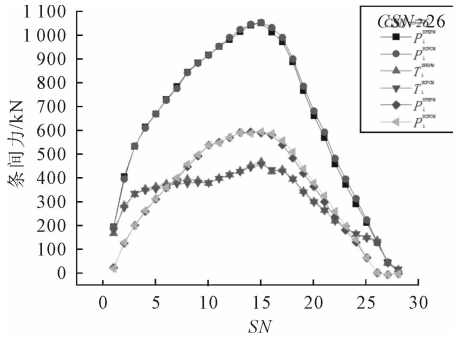


图 13 临界条块为第 26 块时各条块受力

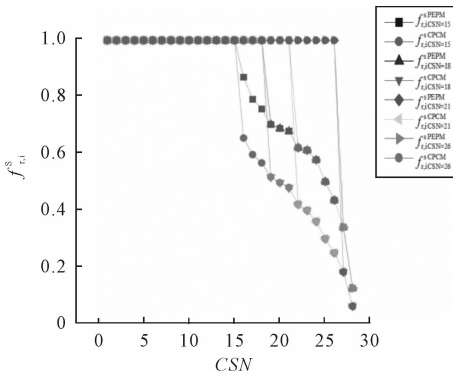


图 14 应力破坏率

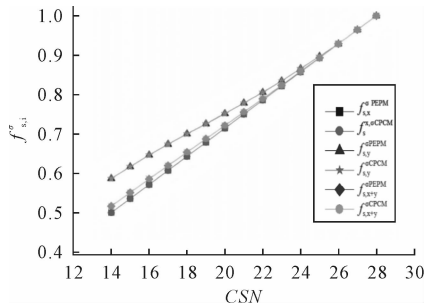


图 15 应力破坏面积比

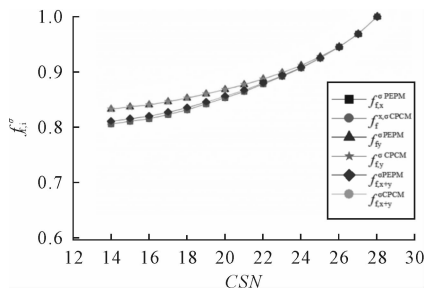


图 16 应力破坏比

力减小。图 14 的点破坏描述为:随着位移增加,破坏区逐渐前移,当整个滑体破坏时,应力破坏率为和破坏面积比等于 100%。

破坏面特征为:图 15~图 20 表征了滑坡破坏面特征,破坏面积比和应力破坏比等随临界状态点演化,初始呈非线性特征,然后逐渐趋于稳定,直至最后一点处于临界状态时,滑体整体处于破坏状态,

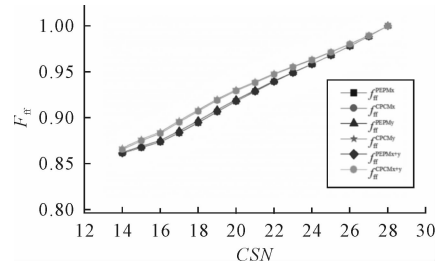


图 17 摩擦阻力变化系数

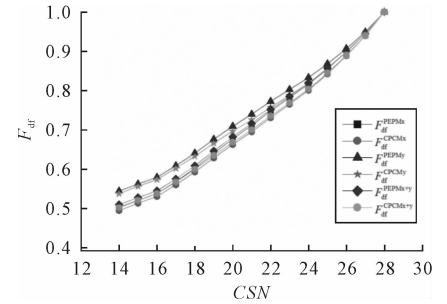


图 18 驱动下滑力变化系数

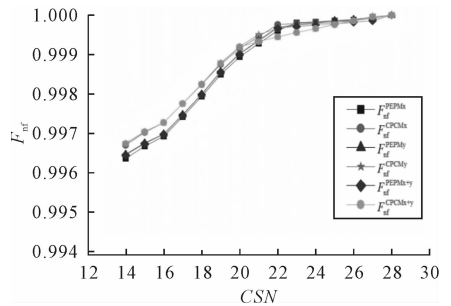


图 19 正压力变化系数

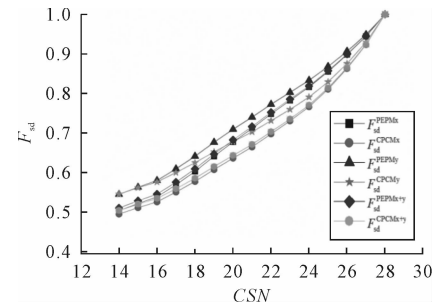


图 20 切向位移变化系数

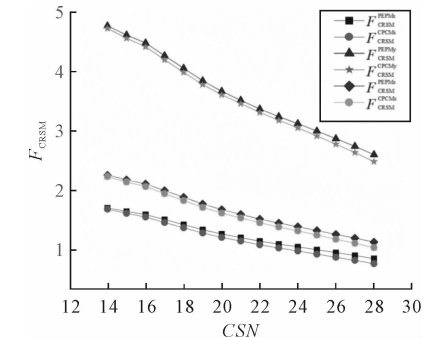


图 21 CRSM 稳定系数

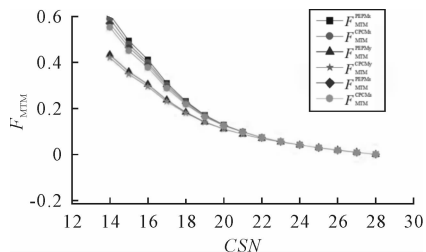


图 22 MTM 稳定系数

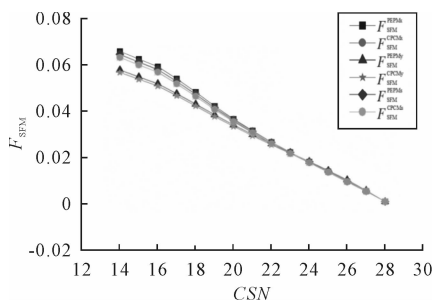


图 23 SFM 稳定系数

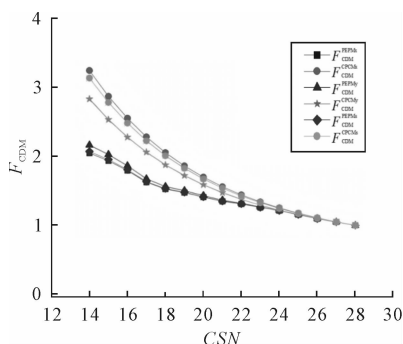


图 24 CDM 稳定系数

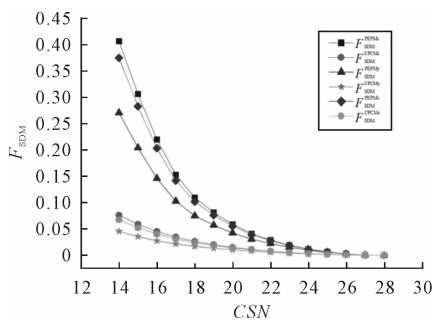


图 25 SDM 稳定系数

在整个演化过程中, CPCM 模型值基本上小于 PEPM 模型, 但整体破坏时值相等。

滑体整体稳定性特征: 图 18~图 23 显示随着变形的增加, 应力发生改变, 破坏面向前移动, 整体稳定程度下降; 当滑体整体处于临界状态时, MTM、SFM 和 SDM 稳定系数等于零, CDM 稳定系数等于 1, 在整个演化过程中, 对 PEPM 和 CPCM 模型加以比较, CRSM、MTM、SDM 和 CDM 的 PEPM 模型值大于对应的 CPCM 模型值, 而 SFM 的值具有相反的规律。

## 5.4 抗滑措施

舒上斜坡属于中型岩土质滑坡, 物质组成及结构较复杂, 危害较大。该滑坡现状稳定性系数为 1.002, 处于欠稳定状态, 外界条件发生改变, 滑坡将继续向前移动。该滑坡受力特点如下:

(1) 现状 ( $F=1.002$ ) 在第 1 至第 28 条块间, 最大下滑力和摩阻力分别为  $0.656 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$  (位于第 10 条块) 和  $0.480 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$  (位于第 13 条块);

(2) 在安全系数 (1.15) 下, 沿滑面最大下滑力和摩阻力分别为:  $1.043 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$  (位于第 12 条块) 和  $0.430 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$  (位于第 14 条块);

(3) 该滑坡从第 10 至 18 号条块为阻滑段, 其平均厚度为 12.910 m, 该抗滑段应该被加以利用。鉴于滑坡整体处于欠稳定状态, 局部不稳定, 滑体中部平缓、稳定, 滑体自重能起到一定的阻滑作用, 因此在中部第 17 条块处设置抗滑桩, 其所处滑体的平均深度为 12.32 m, 坎岩段长度为 4.2 m, 即单根桩长为 16.52 m; 设计目的: 阻断桩后滑体的下滑力, 使下滑力难以向桩前传递。抗滑桩的条件为: ① 抗滑桩可确保桩后滑体所产生的力不向桩前滑体传递; ② 抗滑桩 ( $C_{30}$ ) 刚度大于滑体及滑床刚度; ③ 抗滑桩的强度大于滑体及滑床强度。

选取第 17 块现状自平衡状态下的下滑力 ( $0.393 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$ ) 作为设计值, 水平稳定系数为 1.15, 则荷载设计值  $0.451 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$ , 竖向稳定系数为 1.21, 桩间距 5 m, 采用  $C_{30}$  混凝土, 该设计值的抗压、抗拉和抗剪安全系数分别为: 1.350、1.620 和 1.314, 满足要求, 一排共 26 根抗滑桩, 对应的断面尺寸及配筋见图 26。

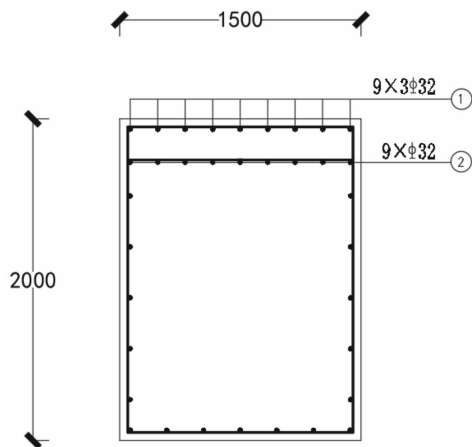


图 26 抗滑桩配筋断面图

现状条件下桩后滑体稳定系数为 0.722, 设置抗滑桩后, 其稳定系数为 1.012, 分项系数设计下,

桩后滑体在水平和竖直向的剩余摩阻力和破坏面积比为:0.753,0.813;0.957,0.965。桩前滑体稳定系数为1.473,分项系数设计下,水平和竖直向的剩余摩阻力、破坏面积比、应力破坏比、驱动下滑力、正压力和切向位移系数为:0.822,0.905,0.012,0.014,0.009,0.010,0.998,0.919,0.996,0.997和0.909,0.902。水平和竖直向的CRSM、MTM、SFM、CDM和SDM值为:1.289,3.768,0.009,0.008,0.941,0.937,1.861,1.720和0.901,0.933。该抗滑桩设置5年后,滑坡整体稳定,未见开裂等破坏发生,治理成功。

## 6 结论

本文基于滑坡渐进破坏多参量变化特征,提出滑坡抗滑位置布设、不同工况下抗滑力取值和分项系数设计方法,得出以下结论:

(1)分析了滑坡传统稳定性分析力计算结果的规律,指出了现行滑坡稳定性分析存在探索的空间。

(2)提出了滑坡在不同工况下,抗滑力的取值和抗滑措施的位置决定方法;并指出了抗滑措施所应有的强度、刚度要求。

(3)提出滑坡分项系数设计法,并结合舒上滑坡,充分利用滑坡中部的抗滑段布置控制措施,取X方向分项系数为1.150,Y轴方向分项系数1.200,对应抗滑桩在满足抗剪和抗拉条件下进行了配筋,多年运行效果好。

## 参 考 文 献

- [1] Fellenius W. Calculation of stability of earth dam[A]. Transactions[C]. 2nd congress large dams, Washington, DC, 1936,4:445-462.
- [2] Bishop A W. The use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes[J]. Géotechnique, 1955,5(1):7-17.
- [3] Spencer, E. A Method of analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-Slice Forces[J]. Géotechnique, 1967,17(1):11-26.
- [4] Sarma S K, Tan D. Determination of critical slip surface in slope analysis[J]. Géotechnique, 2006,56(8):539-550.
- [5] Kelesoglu M K. The evaluation of three-dimensional effects on slope stability by the strength reduction method[J]. Ksce Journal of Civil Engineering, 2016,20(1):1-14.
- [6] Nian T K, Huang R Q, Wan S S, et al. Three-dimensional strength-reduction finite element analysis of slopes: geometric effects[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2012,49(5):574-588.
- [7] Zhu D, Lee C. Explicit limit equilibrium solution for slope stability[J]. International Journal for Numerical & Analytical Methods in Geomechanics, 2002,26(15):1573-1590.
- [8] Gharti H N, Komatitsch D, Oye V, et al. Application of an elastoplastic spectral-element method to 3D slope stability analysis[J]. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 2012,91(1):1-26.
- [9] Tiwari R C, Bhandary N P, Yatabe R. 3D SEM Approach to Evaluate the Stability of Large-Scale Landslides in Nepal Himalaya[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2015,33(4):773-793.
- [10] WEI W B, CHENG Y M, LI L. Three-dimensional slope failure analysis by the strength reduction and limit equilibrium methods [J]. Computers and Geotechnics, 2009,36(1):70-80.
- [11] Baker, R. Nonlinear Mohr Envelopes Based on Triaxial Data [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2004,130(5):498-506.
- [12] Matthews C, Farook Z, Helm P. Slope stability analysis-limit equilibrium or the finite element method[J]. Ground Engineering, 2014,48(5):22-28.
- [13] Faramarzi L, Zare M, Azhari A, et al. Assessment of rock slope stability at Cham-Shir Dam Power Plant pit using the limit equilibrium method and numerical modeling[J]. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 2016:1-12.
- [14] 卢应发,黄学斌,刘德富. 边坡力的分布特征和稳定性分析[J]. 岩土工程学报,2017,39(7):1321-1329.
- [15] Ying-fa LU. Deformation and Failure Mechanism of Slope in Three Dimensions [J]. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2015,7(2):109-119.
- [16] 卢应发,张凌晨,张玉芳,等. 边坡渐进破坏多参量评价指标[J]. 工程力学,2021,38(3):132-147.
- [17] 卢应发,胡 鹏,钟 瑶,等. 基于边坡渐进破坏特征的控制设计[J]. 岩土力学,2022,43(8):2277-2286.
- [18] 殷跃平,王文沛,张 楠,等. 强震区高位滑坡远程灾害特征研究——以四川茂县新磨滑坡为例[J]. 中国地质,2017,44(5):827-841.
- [19] 高浩源,高 杨,贺 凯,等. 贵州水城“7.23”高位远程滑坡冲击铲刮效应分析[J]. 中国岩溶,2020,39(4):535-546.
- [20] 殷跃平,李 滨,张田田,等. 印度查莫利“2·7”冰岩山崩堵江溃决洪水灾害链研究[J]. 中国地质灾害与防治学报,2021,32(3):1-8.

# 降雨诱发某高速公路隧道口 边坡变形破坏过程分析

刘 斌

(中交二航局第四工程有限公司,安徽芜湖 241000)

**摘 要:** 高速公路隧道口边坡受隧道开挖扰动和降雨入渗等因素影响,其变形与稳定一直是安全施工关注的重点。以广西某高速隧道口边坡的变形破坏为例,通过现场地质灾害调查,明晰了隧道口边坡的主要地层岩性与地质结构、边坡拉裂与变形、隧道坍塌等特征,并结合监测数据,给出了对象工程变形破坏的主要影响因素。采用数值模拟,再现了降雨诱发下的隧道口边坡变形破坏过程,分析了其变形破坏范围,发展演化过程和安全系数,并与现场破坏形态和模式进行了对比论证,认为其变形破坏过程为:隧道开挖-边坡变形-临界破坏-降雨入渗-坡体弱化-节理张拉滑移-边坡变形破坏-附加外力-隧道坍塌冒顶。

**关键词:** 隧道口边坡;变形破坏;降雨;节理裂隙;数值模拟

**中图分类号:** P642 **文献标识码:** B **文章编号:** 1004-3152(2026)02-0198-04

## 1 引言

隧道口区域因其特殊的地形地貌和地质条件,致使隧道具有埋深浅、覆层厚、岩体破碎等地质特征,极易在人工与环境扰动下发生隧道口边坡变形和隧道坍塌等工程灾害<sup>[1]</sup>。因而,针对主要影响因素开展隧道口边坡的变形过程研究,能有效揭示其破坏机理,保障施工安全。

研究表明隧道口边坡变形破坏的主要诱发因素为控制性地层结构<sup>[2]</sup>、施工扰动<sup>[3]</sup>和降雨<sup>[4]</sup>,主要诱发因素相互耦合作用,导致其变形破坏机理复杂,多通过现场灾害调查和数值模拟开展相关研究。如李世琦等<sup>[5]</sup>、徐宏光等<sup>[6]</sup>认为影响隧道口节理边坡失稳破坏的主要影响因素是地表水和地下水的变化,其破坏具有突发性、快速性,刚性强支护能有效控制该类型的变形破坏;韩刚<sup>[7]</sup>采用FLAC3D软件分析了隧道口高边坡在开挖过程中的应力状态;谢磊<sup>[8]</sup>等针对隧道口的堆积体边坡采用极限平衡法分析了在自然和饱和状态下的稳定性;于志伟等<sup>[9]</sup>、谢韬等<sup>[10]</sup>研究了降雨入渗下隧道口边坡坡脚弱化过程和安全系数的变化规律,给出了锚杆格构梁和抗滑桩的支护治理方案。这些针对性的研究为认识隧道口边坡的变形发展特征和演化规律提供了基础,为

变形破坏机理研究提供了分析手段与方法。

本文针对广西某高速隧道口边坡的工程灾害案例,通过现场调查,明确诱发变形破坏的主要地层岩性和地质结构,并结合现场破坏特征和变形监测数据,给出其主要影响因素。在此基础上,建立能反映主要地质特征和诱发因素的数值模型,分析在隧道开挖扰动和降雨弱化坡体等条件下边坡的变形破坏特征,进而揭示其变形破坏发展演化规律,以期同类工程的安全施工提供技术支撑和方法支持。

## 2 工程灾害变形破坏过程

### 2.1 地质条件概述

天峨至北海公路某隧道位于天峨县纳河村,属剥蚀低山地貌,地势高低起伏,自然坡度约 $25\sim 40^\circ$ 。隧道口从冲沟路段穿越,向斜发育,隧道恰位于向斜翼部,洞外两侧自然坡均为顺向坡,底部产状平缓,两侧坡率较陡。隧道口区域主要发育粉砂岩,边坡为全-强风化粉砂岩裸露,强度低,节理裂隙极发育,岩体破碎,呈碎裂状结构,透水性强,存在3组岩层产状,即岩层产状 $1:279^\circ\angle 36^\circ$ ,节理裂隙产状及密度: $J1:164^\circ\angle 72^\circ, 3\sim 5$ 条 $\cdot m^{-1}$ , $J2:44^\circ\angle 65^\circ, 3\sim 5$ 条 $\cdot m^{-1}$ ,分布于塌方段左侧坡脚附近;岩层产状 $2:243^\circ\angle 47^\circ$ ,节理裂隙产状及密度: $J1:198^\circ$

$\angle 60^\circ$ , 3~5 条  $\cdot m^{-1}$ , J2:  $345^\circ \angle 61^\circ$ , 3~5 条  $\cdot m^{-1}$ , 分布于塌方段左侧挖方边坡顶部; 岩层产状 3:  $63^\circ \angle 37^\circ$ , 节理裂隙产状及密度: J1:  $100^\circ \angle 54^\circ$ , 3~5 条  $\cdot m^{-1}$ , J2:  $18^\circ \angle 86^\circ$ , 3~5 条  $\cdot m^{-1}$ , 分布于左线右侧边坡坡脚, 见图 1。

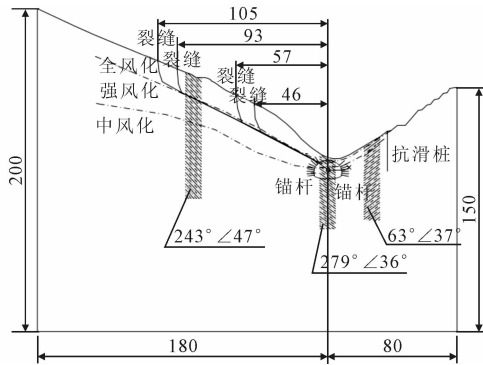


图 1 地质结构与裂缝分布图(单位:m)

### 2.2 施工与降雨诱发边坡破坏分析

隧道左幅出口段 ZK4+070~ZK4+165 段为浅埋段, 埋深在 30 m 以内, 支护结构见图 1。隧道采用双向掘进, 截止塌方前, 隧道左幅已贯通, 初衬施工完成, 见图 2(a)。2022 年 6 月 16 日~6 月 23 日出现持续强降雨天气, 该阶段沉降变形较小, 日变形量小于 0.5 mm; 6 月 24 日沉降变形增加至 38.8 mm, 日变形量为 6.3 mm; 6 月 25 日左洞出口仰拱下沉、周边位移监测点日变形量较大, 日变形量为 15.8 mm, 总变形量为 54.6 mm, 见图 3; 6 月 26 日上午左洞出口段长度约 40 m 区域发生急剧变形、掉块, 持续约 4 min 后, 边坡变形破坏(图 2(b)), 洞口段完全坍塌并被淹埋, 左洞出口段左侧边坡出现 4 处明显台阶和多条牵引拉裂缝, 台阶高 0.7~1.2 m, 牵引裂缝宽 15~20 cm, 裂缝位置和滑面深度见图 1。

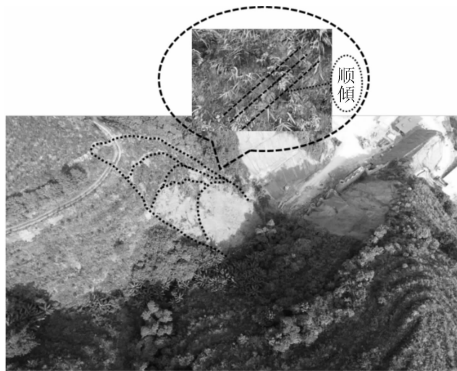


图 2 降雨诱发隧道口边坡破坏前后照片

### 2.3 破坏原因分析

隧道口边坡在隧道施工扰动和连续降雨作用下沿薄弱面发生滑动, 产生的滑动附加荷载作用在隧

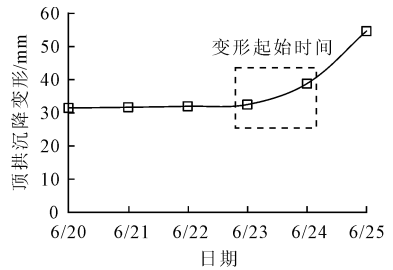


图 3 隧道拱顶沉降变形-时间曲线

道初衬上, 导致初支失稳及洞口破坏, 主要破坏原因如下:

(1) 隧道上部及自然边坡岩体风化层厚度大, 且风化岩体泥质发育, 岩体破碎, 力学强度低, 遇水弱化, 容易发生滑塌, 见图 1 和图 4;

(2) 隧道存在构造作用和地形、地质导致的偏压;

(3) 隧道围岩强度差异明显, 中下部岩体力学强度高, 掌子面及仰拱施工需进行爆破作业, 对上部全强风化岩体产生强烈扰动, 当边坡发生变形破坏时, 对隧道内支护结构产生附加应力, 致使隧道在顶部的全强风化区域出现大规模坍塌, 见图 4;

(4) 2022 年 6 月 16 日~6 月 24 日持续强降雨和入渗, 致使山体覆盖层及全强风化岩体力学强度进一步弱化;

(5) 在多因素作用下, 隧道口边坡沿自然斜坡临空面、优势节理面(J1:  $198^\circ \angle 60^\circ$ ) 以及施工支护过程的薄弱面三面合一方向发生变形破坏。

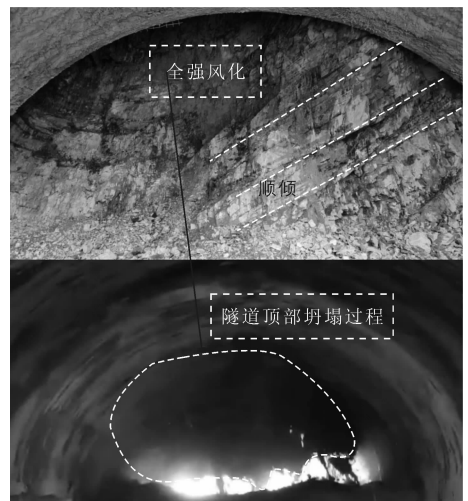


图 4 左洞隧道地层岩性与破坏照片

## 3 数值分析条件

### 3.1 数值模型

按照 2.3 节隧道口边坡变形破坏原因分析的结

果,建立包含全风化、强风化和中风化 3 种岩性的粉砂岩,复合衬砌、锚杆及抗滑桩的支护结构,在全-强风化中发育的节理产状为  $198^{\circ}/60^{\circ}$  的数值模型并划分有限元分析网格,见图 5。

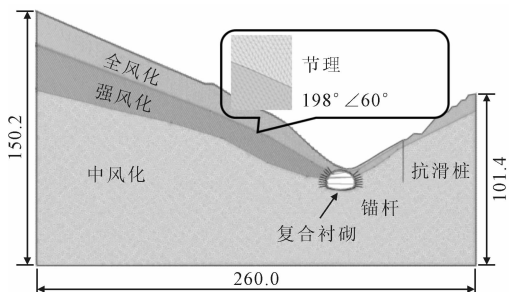


图 5 数值分析模型与网格图(单位:m)

### 3.2 分析条件

(1)约束条件:边坡底部采用固定约束,两侧采用法相约束,顶部为自由面;

(2)荷载条件:因隧道出口段属于浅埋,且边坡破坏主要发生在全风化粉砂岩,均属于浅层,因而仅考虑自重应力;

(3)支护结构:采用工字钢和喷混凝土及注浆锚杆对隧洞进行初衬,采用抗滑桩对右侧边坡进行加固处理;

(4)参数取值:依据粉砂岩强度试验、《公路隧道设计规范》(JTJG 3370.1-2018)中围岩分级标准给出隧道口区域岩体分级和相关物理力学参数,见表 1。支护结构数值模拟分析参数取值,见表 2;

(5)分析步骤:数值分析开展 3 个步骤分析,即初始自重平衡-隧道分步开挖-降雨弱化。

表 1 岩体力学参数取值一览表

类别	重度 /kN·m <sup>-3</sup>		粘聚力 /kPa		内摩擦角/(°)		变形 模量 /GPa	泊松比
	天然	饱和	天然	饱和	天然	饱和		
全风化	22.5	23.5	50	40	21	19	0.4	0.38
强风化	23.5	24.5	150	120	25	22	0.8	0.32
中风化	25.5	—	800	—	38	—	3.0	0.27
节理	—	—	40	35	20	18	—	—

表 2 支护结构参数取值一览表

初始衬砌	模量/GPa	密度/g·cm <sup>-3</sup>	抗压/MPa	抗拉/MPa
22b 工字钢	200.0	7.85	420.0	420.0
C25 混凝土	28.0	2.40	11.9	1.27
注浆锚杆	变形模量/GPa		抗拉力/MN	
Φ25	200.0		0.1	

## 4 降雨诱发变形破坏过程分析

### 4.1 开挖对边坡变形影响分析

图 6 给出了边坡在初始自重平衡后且隧道开挖

支护完成后的变形与塑性区分布图。由图 6 可知:

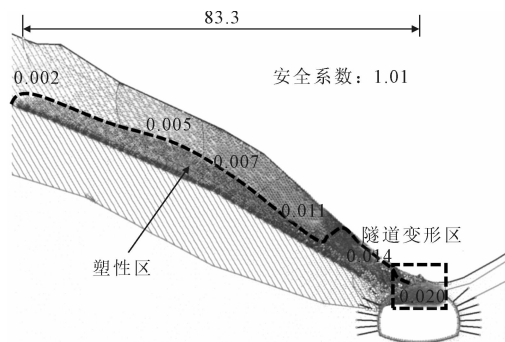


图 6 隧道开挖变形与塑性区分布图(单位:m)

(1)隧道开挖并支护完成后在隧道顶部及偏左侧的全风化粉砂岩区域变形较大,量值约为 15~20 mm,其他区域变形较小;

(2)隧道开挖对边坡变形在水平方向的影响范围为 83.3 m,边坡变形基本顺节理发生张拉至全-强风化界面,进而顺着界面向下变形,量值在坡脚处最大,约为 17~20 mm;

(3)隧道开挖导致边坡发生顺节理和全-强风化界面的滑动,致使该处出现明显的剪切塑性区,为潜在滑动界面,此时边坡的安全系数为 1.01,处于临滑状态。

### 4.2 降雨对边坡变形影响分析

图 7 给出了降雨入渗条件下隧道和边坡区域的变形与塑性区分布图。由图 7 可知:

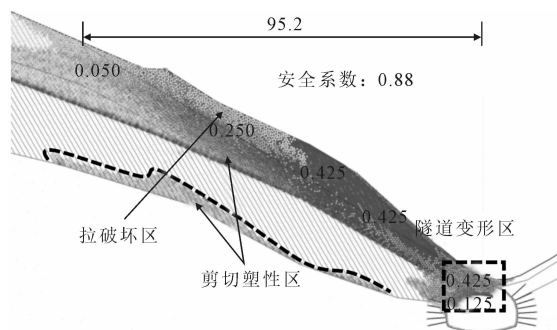


图 7 降雨下隧道和边坡变形与塑性区分布图(单位:m)

(1)降雨入渗全、强风化坡体后弱化岩体强度,导致隧道围岩变形急剧增加,量值为 125~425 mm,相对于无降雨条件增加了 10~20 倍;

(2)降雨入渗后边坡变形在水平方向的影响范围从 83.3 m 增加至 95.2 m,边坡变形量值从 20 mm 增加至 425 mm,出现滑动变形破坏;

(3)降雨入渗导致在边坡的中上部出现拉破坏区,中下部和全-强风化界面出现剪切破坏滑动面,与现场调查情况相吻合(图 2(b)),此时安全系数从

1.01 降低至 0.88,在强-中风化界面出现剪切破坏区,为潜在二次滑动面;

(4)边坡变形破坏导致隧道左侧全、强风化围岩出现拉-剪破坏区,该区域为隧道的变形破坏区域,与现场情况相吻合(图4)。

#### 4.3 降雨诱发变形破坏过程分析

图8给出了降雨入渗条件下边坡节理张拉滑移、坡体剪切滑移和变形破坏发展方向趋势图。由图8可知:

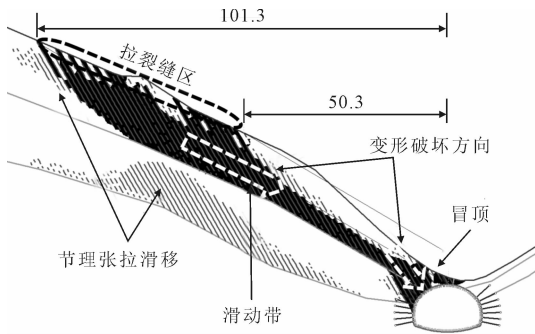


图8 降雨下坡体剪切滑移带和变形破坏方向图(单位:m)

(1)降雨入渗导致坡体强度降低,在全风化层节理发生张拉滑移,产生拉裂缝,与隧洞中心线水平距离为50.3~101.3 m,与现场调查基本吻合(图1);

(2)坡体沿张拉滑移的节理发生变形破坏,其破坏深度为全-强风化界面至隧道左侧中上部,隧道在边坡变形导致的附加外力作用下出现顶部冒顶坍塌破坏,与现场调查基本吻合(图4);

(3)综合以上分析,该边坡和隧道变形破坏过程为:隧道开挖-边坡变形-临界破坏-降雨入渗-坡体弱化-节理张拉滑移-边坡变形破坏-附加外力-隧道坍塌冒顶。

## 5 结论

针对降雨诱发的广西某高速公路边坡的变形破

坏过程,通过现场调查和数值分析,研究了边坡变形破坏和隧道坍塌过程,主要结论如下:

(1)隧道开挖扰动导致隧道口边坡沿全-强风化界面发生变形,边坡处于临滑状态,安全系数为1.01。

(2)降雨入渗弱化坡体强度,导致节理发生张拉滑移,在距隧洞中心线水平50.3~101.3 m范围内出现拉裂缝,进而沿全-强风化发生变形破坏,此时边坡安全系数为0.88,隧道在附加外力作用下在顶部及左侧发生坍塌冒顶。

(3)降雨诱发隧道口边坡变形破坏过程为:隧道开挖-边坡变形-临界破坏-降雨入渗-坡体弱化-节理张拉滑移-边坡变形破坏-附加外力-隧道坍塌冒顶。

## 参 考 文 献

- [1] 罗剑航,朱苦竹. 边坡与隧道相互作用研究进展[J]. 土工基础, 2014,28(4):86-89.
- [2] 陈 风. 宜昌至郑万高铁联络线兴山隧道口危岩识别与评价[J]. 土工基础, 2023,37(3):459-462.
- [3] 包天鹏. 山区高速公路隧道出洞口爆破振动对洞口边坡的影响分析[J]. 交通世界, 2021,24:54-55+63.
- [4] 肖景红,王 敏,王 川,等. 含优势渗流层边坡降雨入渗下的可靠度分析[J]. 地质科技通报, 2021,40(6):193-204.
- [5] 李世琦,徐 升,唐 锐,等. 顺层岩质边坡隧道洞口挤压变形处治技术研究[J]. 地下空间与工程学报, 2020,16(S1):480-485.
- [6] 徐宏光,王 飞,陈善雄,等. 浅埋傍山隧道拱顶节理岩体边坡稳定性研究[J]. 土工基础, 2007,21(6):39-42.
- [7] 韩 刚. 某高陡边坡隧道洞口区稳定性研究[J]. 西部交通科技, 2023(3):103-106.
- [8] 谢 磊. 隧道洞口碎石土堆积边坡稳定性研究[J]. 铁道建筑技术, 2022(4):151-155.
- [9] 于志伟,姜照容. 珠海某隧道洞口崩塌边坡稳定性分析[J]. 广东土木与建筑, 2022,29(9):21-24.
- [10] 谢 韬,蔡 军,范理云,等. 强降雨条件下隧道洞口边坡开挖渗流特征以及支护方案研究[J]. 矿冶工程, 2023,43(1):12-15+20.

(下转第231页)

# 过街顶管隧道施工对下方既有轨道交通隧道变形影响研究

申晓明<sup>1</sup>, 张灵熙<sup>1</sup>, 马振旺<sup>2</sup>

(1. 苏州轨道交通科技创新研究院有限公司, 江苏苏州 215004; 2. 华设设计集团股份有限公司, 南京 210014)

**摘 要:** 以昆山前进中路地下人行通道顶管上跨既有运营苏州轨道交通 11 号线绣衣站~昆山城市广场站盾构区间为依托, 建立三维数值模型, 模拟分析工作井基坑开挖和顶管隧道顶推施工过程中轨道交通隧道的受力变形, 并与现场监测数据相互印证。研究表明: 顶管隧道与工作井基坑施工最终对下方轨道交通隧道的产生竖向隆起变形, 顶管隧道施工持续时间对下方轨道交通隧道的扰动影响程度大于顶管隧道工作井基坑的影响, 轨道交通隧道 5 m 范围内的顶管隧道顶推施工对轨道交通隧道产生的隆起变形速率最大, 现场监测数据与数值计算基本吻合, 验证了数值计算的合理性。

**关键词:** 顶管隧道; 工作井; 轨道交通; 轨道交通隧道; 数值计算

**中图分类号:** U456 **文献标识码:** B **文章编号:** 1004-3152(2026)02-0202-05

## 1 引言

随着我国城市人口的快速增加, 城市轨道交通网络规模不断增大, 市政基础设施建设的逐渐发展完善, 地下管线、箱涵、过街通道等上跨既有轨道区间的建设工程愈发增多, 采用明挖法施工, 既会加重城市道路交通负担, 还会影响轨道交通运营安全<sup>[1-5]</sup>, 因此顶管法有着对道路交通影响小、周边土体扰动小、推进速度快、自动化程度高等优势, 在城市地下浅覆土隧道建设中得到广泛应用<sup>[6]</sup>, 顶管法施工必然不可避免的对周边土层产生扰动, 进而引发地表及地下建构筑物不同程度变形<sup>[7]</sup>。国内学者在顶管隧道施工对下方既有运营轨道交通隧道变形的影响开展了广泛的研究, 蒋礼平等<sup>[8]</sup>通过数值模拟与现场自动监探顶管上跨运营地铁隧道的合理变形控制措施, 采用顶管隧道内增加配重可开挖有效降低地铁隧道隆起变形; 申文明等<sup>[9]</sup>通过数值模拟宁波地区顶管隧道上跨地铁隧道施工, 较好的指导了施工方案的编制; 周向阳等<sup>[10]</sup>通过对施工过程中和地铁隧道隆起变形监测数据的分析, 研究隧道隆起变形的关键因素, 提出采用施加配重的措施控制隆起变形; 吴垠龙等<sup>[11]</sup>通过三维有限元动态模拟对比监测数据研究了顶管隧道注浆减阻对既有轨道交

通隧道变形的影响。

依托昆山市长江中路地下人行通道上跨苏州轨道交通 11 号线绣衣站~昆山城市广场站盾构区间项目, 采用数值模拟与现场监测分析, 研究过街顶管隧道施工对轨道交通隧道结构的影响及轨道交通安

## 2 工程概况

拟建地下人行通道位于昆山市长江中路西侧, 横跨前进中路, 上跨既有苏州轨道交通 11 号线绣衣站~昆山城市广场站盾构区间, 地下人行通道始发井基坑外轮廓长 11.7 m×宽 11.2 m, 基坑开挖深度约 11.3 m, 距离邻近的轨道交通隧道最小水平净距约 15.1 m; 接收井基坑外轮廓长 11.7 m×宽 8.2 m, 基坑开挖深度约 11.5 m, 基坑围护距离邻近的地铁盾构区间隧道最小水平净距约 3.4 m, 基坑底距离盾构区间隧道顶约 3.52 m。顶管段总长 43.5 m, 外轮廓尺寸为 7.5 m×4.3 m, 内部净空尺寸为 6.5 m×3.3 m, 管片环宽 1.5 m, 管壁厚 500 mm, 采用 C50 混凝土浇筑。顶管上部覆土厚度约 5.1~5.3 m, 距离下方地铁盾构区间隧道最小竖向净距约 5.5 m。见图 1、图 2。

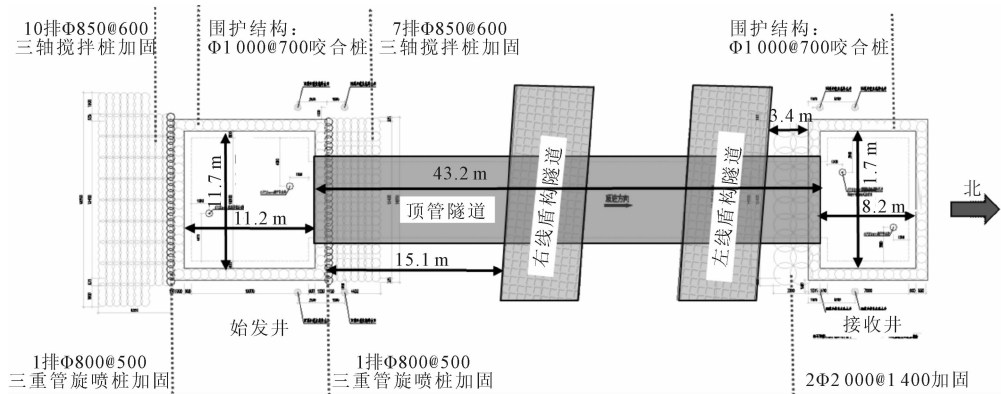


图 1 顶管隧道与既有轨道交通隧道平面位置关系图

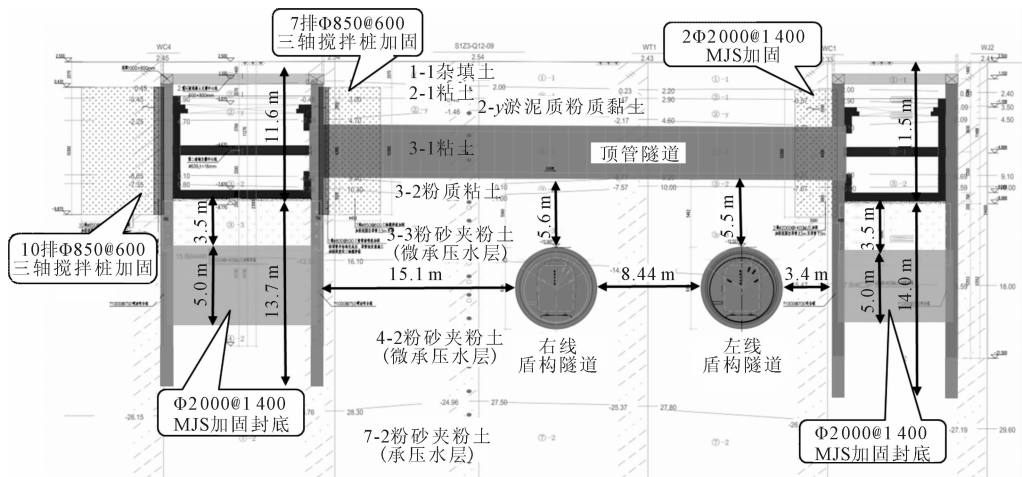


图 2 顶管隧道与既有轨道交通隧道剖面位置关系图

### 3 工程地质与水文地质

本工程土层自上而下依次为:①<sub>1</sub> 杂填土、②<sub>1</sub> 粉质黏土、②<sub>y</sub> 淤泥质粉质黏土、③<sub>1</sub> 黏土、③<sub>2</sub> 粉质黏土、③<sub>3</sub> 粉土夹粉砂、④<sub>2</sub> 粉砂夹粉土、⑦<sub>2</sub> 粉砂夹粉土,土层参数见表 1。本工程潜水主要埋藏于①<sub>1</sub> 层杂填土中,场地潜水初见水位埋深 1.20~2.00 m

(水位 0.83~1.36 m),稳定水位埋深 1.10~1.80 m(水位 1.13~1.56 m)。微承压水主要埋藏于③<sub>3</sub> 层、④<sub>2a</sub> 层、④<sub>2</sub> 层粉性土、粉砂中,其隔水顶板为③<sub>2</sub> 层,隔水底板缺失,具微承压性。该层微承压水与下部承压水层连通。承压水主要埋藏于⑦<sub>2</sub> 层砂性土中,承压水层与上部微承压水连通。据区域资料,承压水水位在-2.70 m 左右。

表 1 土层物理力学参数表

土层	重度 $\gamma / \text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	压缩模量 $E_s / \text{MPa}$	粘聚力 $c / \text{kPa}$	内摩擦角 $\varphi / (^{\circ})$	侧压力系数
① <sub>1</sub> 杂填土	18.0	—	8.0	10.0	0.75
② <sub>1</sub> 黏土	18.9	5.83	26.0	13.8	0.57
② <sub>y</sub> 淤泥质粉质黏土	18.0	3.10	12.0	10.9	0.72
③ <sub>1</sub> 黏土	19.7	8.19	50.0	13.5	0.40
③ <sub>2</sub> 粉质黏土	19.0	6.60	32.0	14.2	0.46
③ <sub>3</sub> 粉土夹粉砂	18.8	12.63	4.0	26.7	0.40
④ <sub>2</sub> 粉砂夹粉土	19.1	12.74	4.0	28.7	0.34
⑦ <sub>2</sub> 粉砂夹粉土	19.2	12.51	5.0	27.0	0.35

### 4 安全风险影响评估

项目邻近苏州轨道交通 11 号线进行基坑开挖、

顶管隧道掘进。基坑与顶管隧道施工均会使周边土体产生变形,进而引起邻近轨道交通隧道的附加变形或位移,如变形过大会导致隧道管片变形,需采用有效手段分析安全影响程度,既有轨道交通结构的

变形是衡量其是否可正常使用的关键指标,规范对既有轨道交通隧道的变形要求主要体现在隧道的竖向位移、水平位移、差异沉降以及裂缝宽度<sup>[12]</sup>。根据《城市轨道交通结构安全保护技术规程》(DB32/T 4351-2022),确定该工程的影响等级及分区。

顶管始发井基坑深 11.5 m,与轨道交通隧道的水平距离 15.1 m,属于工程一般影响区,工程影响等级为三级;顶管接收井基坑深 11.3 m,与轨道交通隧道的水平距离 3.4 m,属于工程强烈影响区,工程影响等级为特级;顶管隧道与轨道交通隧道平面 86°斜交上跨,竖向净距 5.5 m,属于工程强烈影响区,工程影响等级为特级。

## 5 数值计算分析

### 5.1 计算模型

根据该工程项目,1:1建立几何模型,模型采用修正摩尔库伦本构,有限元计算模型的范围确定为 200 m×220 m×60 m( $X \times Y \times Z$ ),模型  $X$  向为东西向(地铁区间纵向),边界距基坑外边缘约 90 m; $Y$  向边界为南北向(地下人行通道纵向),距基坑外边缘约 80 m;模型  $Z$  向为垂直方向,上表面边界取自地表(地表高差变化较小,简化为水平面),下表面距基坑底部约 50 m,距离地铁区间底约 38 m。计算模型共 135 500 个单元,73 695 个节点,见图 3。

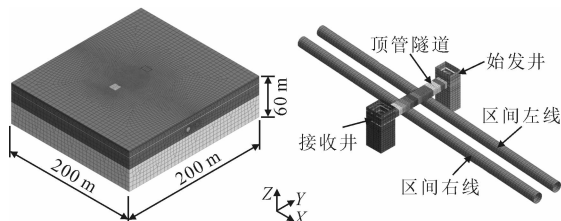


图 3 计算模型

### 5.2 模拟方案

顶管隧道始发井和接收井基坑同步施工,基坑开挖一层,支护一层,随挖随撑,顶管隧道从始发井出发,假设顶管机一步一步跳跃式向前推进,每次向前推进的长度为  $N$  个管片单元环宽度(1.5 m),同时在掌子面上施加均布的土压力,大小为原始地层隧道中心位置的侧向静止土压力值,基坑周边超载按 30 kPa 均布荷载考虑。模拟施工步序分为 20 步,见表 2。

### 5.3 计算结果及分析

工作井基坑施工完成后,始发井与接收井之间的地表土体竖向变形见图 4;顶管抵达接收井后,始发井与接收井之间的地表土体竖向变形见图 5。

表 2 模拟施工步序

序号	施工步序
1	工作井基坑开挖至第一道混凝土支撑下方
2	工作井基坑架设第一道混凝土支撑,开挖至第二道钢支撑下方
3	工作井基坑架设第二道钢支撑,开挖至基坑坑底
4	工作井基坑浇筑底板,拆除第二道混凝土支撑
5	工作井基坑浇筑侧墙、顶板,拆除第一道混凝土支撑
6	人行通道顶管隧道始发井开挖推进
7~19	人行通道顶管隧道推进
20	人行通道顶管隧道接收井开挖接收

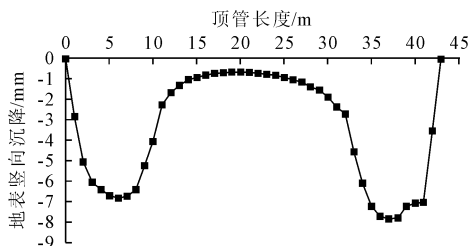


图 4 工作井基坑施工完成后地表土体竖向位移云图

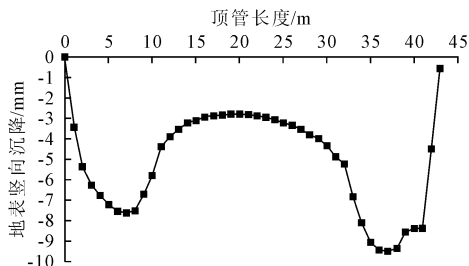


图 5 顶管隧道施工完成后地表土体竖向位移云图

从图 4、图 5 可以看出工作井基坑施工完成后,周边地表最大竖向沉降为 7.8 mm,顶管隧道施工完成后,周边地表最大竖向沉降为 9.5 mm,顶管隧道施工对土体竖向变形的影响相较基坑开挖阶段增加了 21.8%。

工作井基坑开挖卸载和顶管顶进施工导致土体产生应力重分布,进而导致既有轨道交通隧道产生竖向和水平向变形,变形结果见图 6、图 7。

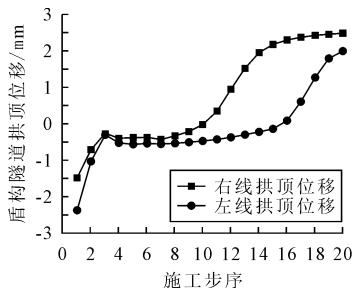


图 6 轨道交通隧道拱顶竖向位移曲线

从图 6 可以看出,工作井基坑施工过程中,地面超载和土体卸荷效应双重作用于轨道交通隧道结构,轨道交通隧道产生沉降变形,左线隧道因距接收井基坑水平距离仅 3.4 m,导致工作井基坑开挖阶

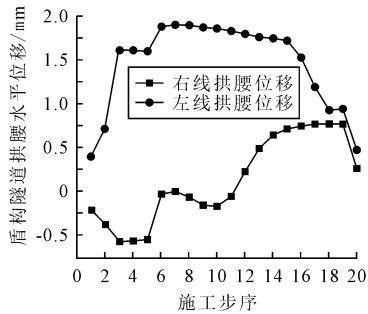


图 7 轨道交通隧道拱腰水平位移曲线

段左线隧道沉降较右线隧道大 60.9%；随着顶管隧道的推进,轨道交通隧道隆起变形逐渐增加,左线最终累计隆起变形比右线隧道小 20.5%,可见,右线隧道扰动时间长于左线隧道,扰动时间越久对轨道交通隧道越不利;顶管隧道推至轨道交通隧道结构边线 5 m 水平范围内时,隆起变形增长速率最大,距轨道交通隧道超 5 m 后,隆起变形增长速率基本放缓,其中,轨道交通隧道左线的最大竖向位移 1.98 mm,轨道交通隧道右线的最大竖向位移 2.49 mm。

从图 7 可以看出,轨道交通隧道左线的最大水平位移 1.90 mm,右线的最大水平位移 0.78 mm。工作井基坑开挖卸荷作用导致轨道交通隧道左线产生朝向接收井的水平变形,待顶管隧道推进到接收井位置,顶管隧道施工导致轨道交通隧道左线水平变形减小,距离工作井较远的轨道交通隧道右线则受基坑开挖影响较小。可见侧向工作井施工会使轨道交通隧道产生水平扩张变形,顶管隧道施工则使下方轨道交通隧道产生水平收缩变形。

## 6 现场监测结果分析

人行过街通道工程于 2023 年 4 月 26 日完成了隧道监测点的埋设工作,监测历时 270 d,轨道结构监测范围为建设项目基坑沿轨道交通线路方向两端各延长 50 m,每一条线路有 18 个断面,总共布设 36 个断面。观测台及控制点安装图见图 8。

在基坑施工影响范围内的轨道交通 11 号线轨行区内左线拱顶最大累计垂直位移 2.1 mm,右线拱顶最大累计垂直位移 2.7 mm;左线拱腰最大累计水平位移 2.2 mm,右线拱腰最大累计水平位移 0.92 mm,监测数据与数值计算结果基本一致。

## 7 结论

(1)工作井基坑近距离施工对轨道交通结构的

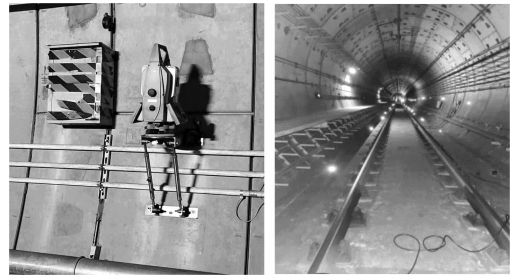


图 8 观测台及控制点安装图

产生沉降变形,顶管隧道施工则会使下方轨道交通隧道产生隆起变形,顶管隧道施工持续时间对下方轨道交通隧道的扰动影响程度大于顶管隧道工作井基坑的影响。

(2)顶管隧道施工距离既有轨道交通隧道小于 5 m 时,轨道交通隧道竖向变形速率显著增加,此范围属于顶管隧道的强烈影响区,顶管穿越期间应加强对轨道交通隧道变形的监测,若轨道交通隧道产生较大变形,需及时进行注浆加固。

## 参 考 文 献

- [1] 蔡武林. 顶管近距离上跨施工对地铁运营区间影响的数值分析[J]. 土工基础, 2018, 32(1): 42-45.
- [2] 翁效林, 温 博, 徐君辉, 等. 顶管隧道上穿既有地铁隧道影响机制[J]. 长安大学学报(自然科学版), 2024, 44(3): 104-115.
- [3] 林清辉, 段景川, 付江山, 等. 顶管近距离上跨运营隧道施工变形实测结果分析[J]. 公路工程, 2018, 43(1): 175-180.
- [4] 王加磊. 矩形顶管施工对下卧轨道交通隧道变形影响的数值模拟[J]. 计算机辅助工程, 2017, 26(5): 41-45.
- [5] 马振旺. 管道沟槽施工对轨道交通隧道安全影响研究[J]. 土工基础, 2022, 36(6): 834-837.
- [6] 易 丹, 严德添, 党 军. 大断面矩形土压平衡式顶管上跨施工对运营地铁隧道变形的影响分析[J]. 隧道建设(中英文), 2018, 38(4): 594-602.
- [7] 华志刚. 电力通道施工对苏州地铁 1 号线某区间隧道影响研究[J]. 现代隧道技术, 2018, 55(S2): 252-257.
- [8] 蒋礼平, 贺维国, 刘金晶. 浅覆土顶管近距离上跨施工对既有运营地铁隧道扰动规律与控制研究[J]. 现代城市轨道交通, 2024 (7): 80-86.
- [9] 申文明, 朱侠达, 王小刚, 等. 新建顶管近距离上跨运营隧道控制技术研究[J]. 地基处理, 2020, 2(5): 419-423.
- [10] 周向阳, 林清辉. 浅覆土大断面顶管施工对运营轨道交通隧道变形影响及控制措施[J]. 工程勘察, 2016, 44(12): 7-12.
- [11] 吴垠龙, 刘 维, 贾鹏蛟, 等. 矩形顶管近距离上穿既有隧道施工扰动分析[J]. 地下空间与工程学报, 2022, 18(6): 1968-1978.
- [12] 郭 享. 深大基坑施工对邻近轨道交通车站安全风险研究[J]. 土工基础, 2021, 35(3): 307-310.

## Influence of Cross Street Tunnel Jacking on the Deformation of Underlying Existing Rail Transit Tunnels

SHEN Xiaoming<sup>1</sup>, ZHANG Lingxi<sup>1</sup>, MA Zhenwang<sup>2</sup>

(1. Suzhou Rail Transit Technology Innovation Research Institute Co. Ltd., Suzhou 215004;

2. China Design Group Co. Ltd., Nanjing 210014)

**Abstract** Based on the shielded excavation interval between Xiuyi station and Kunshan City Square Station of Suzhou rail transit line No. 11, a three-dimensional numerical model was established. The numerical model considers the relative position of the working shaft of the pedestrian crossing, the jacking tunnel and the shielded excavation tunnel. The stress and deformation of the shielded tunnel during the excavation of the working shaft foundation pit and the jacking construction of the tunnel jacking are simulated and analyzed, which were calibrated with the field monitoring data. The research results show that: the construction of tunnel jacking and working shaft foundation pit finally produces vertical heave deformation of the lower rail transit tunnel, the influence of tunnel jacking construction duration on the disturbance of the lower shield tunnel is greater than that of the working shaft foundation pit of the tunnel jacking, and the tunnel jacking within 5m of the shielded tunnel has the largest heave deformation rate on the shielded tunnel, and the field monitoring data is generally consistent with the numerical calculation, which verifies the rationality of the numerical calculation.

**Key words** Tunnel Jacking; Working Shaft; Rail Transit; Shielded Tunnel; Numerical Simulation

(上接第 197 页)

## Stability Evaluation of Multi-Parameters and Its Application of Landslide—Case History of a Shushang Slide in Xianning City, Hubei Province

GAN Chaohui<sup>1</sup>, CHEN Shujuan<sup>1</sup>, ZHANG Xiongwei<sup>1</sup>, LU Yingfa<sup>2</sup>, YANG Hao<sup>2</sup>

(1. Fourth Geological Division, Hubei Geological Bureau, Xianning 437100;

2. School of Civil, Architecture and Environment, Hubei University of Technology, Wuhan 430068)

**Abstract** The unbalanced thrust method is widely used in the control design of landslide, and the anti-sliding force is taken based on the unbalanced thrust. But the calculated stability coefficient does not indicate the stability degree in different directions, and the value of anti-sliding force in different directions is not also given. Based on the analysis of the traditional stability coefficient method, the shortcomings of the traditional stability analysis are raised. The partial coefficient design method of the stability analysis of landslide is proposed by using the multi-parameters stability index. The stability characteristics in different directions of a Shushang landslide in Xian'an District of Xianning City, Hubei Province are analyzed by using of the multi-parameter stability evaluation index. With the field investigation and survey, the corresponding control measures are formulated with the help of the layout position of anti-sliding measures, the value selection method of anti-sliding force and the partial coefficient design method proposed in this paper, and the strength and stiffness requirements for control measures have also been suggested. The results show that the location selection of control measures, the determination of anti-sliding force and the partial coefficient design method of the landslide are feasible after years of operations.

**Key words** Landslide; Multi-Parameters Stability Analysis; Partial Coefficient Design Method; Control Measures

# 屏南县某滑坡稳定性分析及治理方案研究

韩健, 豆巨擘, 田立男

(中冀建勘集团有限公司, 石家庄 050227)

**摘要:** 屏南县某滑坡因民房建设开挖及降雨作用导致稳定性显著降低, 对周边居民生命财产安全构成严重威胁。为了消除该滑坡的安全隐患, 结合现场勘察结果, 系统分析了滑坡的地质条件及变形主控因素, 并采用强度折减法量化评价了该滑坡在天然工况与暴雨工况下的稳定性。基于滑坡稳定性分析结果, 提出“挡土板+主动防护网+截排水+坡面植草”的综合治理方案, 并对治理后的滑坡稳定性进行了分析。结果表明, 该滑坡在两种工况下稳定性系数分别为 0.833 和 0.965, 均处于不稳定状态; 加固后滑坡稳定性系数提升至 1.240(天然工况)和 1.186(暴雨工况), 满足规范要求。研究成果为类似滑坡灾害防治提供了理论依据和工程参考。

**关键词:** 滑坡; 稳定性分析; 滑坡治理; 强度折减法

**中图分类号:** P642 **文献标识码:** B **文章编号:** 1004-3152(2026)02-0207-05

## 1 引言

滑坡是指地表或地下岩石、土壤层在重力作用下沿着特定滑动面发生位移的地质灾害过程<sup>[1]</sup>。随着城镇化进程加快, 山地开发活动日益频繁, 对滑坡进行稳定性分析, 并针对性地提出方案对滑坡进行治理, 对于保护人民生命财产安全具有重要意义<sup>[2,3]</sup>。

近年来, 学者针对滑坡稳定性分析和治理开展了大量研究。传统极限平衡法(如 Bishop 法、Janbu 法)和数值模拟方法(如有限元法)广泛应用于工程实践<sup>[4,5]</sup>。强度折减法因能综合考虑岩土体非线性特性, 也成为定量评价稳定性的重要手段<sup>[6]</sup>。范志强等<sup>[6]</sup>提出了基于条间力逐条求解的滑坡稳定性分析与抗滑桩设计推理算法。姜鑫等<sup>[7]</sup>以舟曲江顶崖滑坡治理工程为研究对象, 通过 ABAQUS 对治理后的滑坡体进行了数值模拟分析。卢智等<sup>[8]</sup>以西安市抱龙峪滑坡为研究对象, 根据设计原则提出了“坡体回填+桩板墙+被动防护网+钢筋混凝土挡墙+截排水”的综合治理方案。纪佑军等<sup>[9]</sup>针对六盘水周家坡滑坡建立三维模型, 考虑土体应变软化的双参数强度折减法, 对该滑坡进行雨水渗流和稳定性分析。

以屏南县棠口镇滑坡为对象, 综合工程地质勘察、岩土力学试验及数值模拟方法, 系统揭示地形地

貌、岩土体结构、降雨及人类活动对滑坡稳定性的耦合作用机制。采用强度折减法构建二维有限元模型, 量化评价天然与暴雨工况下的稳定性系数。结合滑坡变形特征, 提出了综合治理方案, 并通过数值模拟验证其有效性。研究旨在为类似滑坡灾害的风险防控与工程治理提供理论支撑和实践指导, 对保障山区城镇安全发展具有重要意义。

## 2 滑坡工程背景

### 2.1 滑坡概况

研究区滑坡位于屏南县棠口镇民房后部, 自然坡面植被发育, 主要植被为毛竹、局部经人为改造后成耕种菜地, 自然山体前缘因民房建设开挖, 且开挖后未经有效的防护加固, 现为裸坡状态(局部见有较完整基岩出露), 破坏了山体原有力学平衡状态, 自然坡体局部已出现小规模崩塌。随着时间推移, 在自然营力的作用下滑坡变形区域有进一步扩大、恶化的趋势, 对当地人民的生命和财产安全造成了严重的威胁。该滑坡实拍图见图 1。

如图 1 所示, 民房后部为一截面较小排水沟, 其后为人工开挖一级陡立边坡, 该段坡长约 15 m, 一级坡高约 5 m, 坡脚距民房距离 3.0~5.0 m, 该段边坡开挖揭露地层为较完整基岩, 边坡走向  $195^\circ \angle 76^\circ$ , 岩体存在多组竖向节理(产状  $210^\circ \angle 85^\circ$ 、 $200^\circ \angle 78^\circ$ 、 $130^\circ \angle 82^\circ$ 、 $45^\circ \angle 79^\circ$ ), 在雨水影响下, 岩



(a) 滑坡变形周界 (b) 坡角与民房位置

图 1 滑坡实拍图

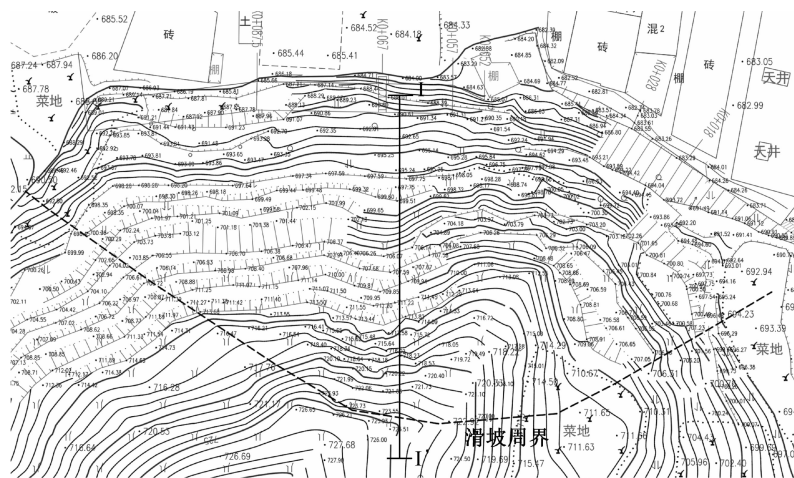


图 2 滑坡平面示意图

房后部有一截面较小的排水沟、房前有一截面较大的排水渠、排水沟与排水渠常年均有水流通过；降雨时坡面水流顺坡面自上而下径流汇集于坡脚已有排水沟、排水渠后排泄。自然坡体的东侧山体与滑坡地灾点以山脊线分界，因山脊线的分隔东侧坡体与滑坡地面地表水沿各自坡面径流至坡脚水沟，后汇集于民房前部的排水渠集中排泄。

根据场地钻探资料，该滑坡的岩土体自上而下可分为：坡残积黏性土、全风化花岗岩、砂土状强风化花岗岩、碎块状强风化花岗岩以及中风化花岗岩。其中，残坡积黏性土厚度 0.6~1.2 m，灰褐色，松散，呈稍湿~湿润状态，主要成分为黏性土，含大量毛竹等植物根系；全风化花岗岩厚度 3.7~4.4 m，灰黄色，砂土状结构，主要由石英、云母及未尽风化的长石颗粒等组成；砂土状强风化花岗岩厚度 3.9~20 m，灰黄色，以长石、石英为主，岩芯呈碎屑状；碎块状强风化花岗岩厚度 1.2~8.6 m，浅黄色，风化裂隙极发育而岩体破碎，岩芯呈碎块状；中风化花岗岩为灰白、青灰色，以石英、长石、云母为主，节理、裂隙一般发育，岩芯呈短柱状，部分呈中柱状。

### 3 滑坡稳定性分析

#### 3.1 滑坡变形影响因素分析

研究区滑坡的变形演化受多因素耦合作用驱

动，综合地质勘察与力学机制分析，其主控因素可归纳为以下四类：

#### 2.2 工程地质条件

研究区属丘陵地貌，自然坡无排水措施，坡脚民

房后部有一截面较小的排水沟、房前有一截面较大的排水渠、排水沟与排水渠常年均有水流通过；降雨时坡面水流顺坡面自上而下径流汇集于坡脚已有排水沟、排水渠后排泄。自然坡体的东侧山体与滑坡地灾点以山脊线分界，因山脊线的分隔东侧坡体与滑坡地面地表水沿各自坡面径流至坡脚水沟，后汇集于民房前部的排水渠集中排泄。

(1) 地形地貌。该滑坡所处自然山坡坡度 30~35°，地形高差显著，场地内汇水面积大，经人为改造后，场地内存在多级矮边坡、局部见有陡坎，地表水易汇集于滑坡灾害区内，形成地表径流集中区。此类地形特征导致坡体内部水力梯度增大，地下水动态活跃，加剧了岩土体软化与渗透压力累积，构成滑坡变形的内在基础条件，是导致滑坡变形的主要内在因素。

(2) 岩土体特征。根据现场踏勘及钻探成果，该山坡岩土体主要为花岗岩全~中风化层。全风化层（厚度 3.7~4.4 m）呈砂土状结构，黏聚力  $c=20$  kPa，内摩擦角  $\varphi=18^\circ$ ，力学强度低且遇水易崩解；强风化层内多组高角度节理（产状  $210^\circ\angle 85^\circ$ 、 $200^\circ\angle 78^\circ$ 等）与顺层结构面（倾角  $45^\circ\sim 60^\circ$ ）发育，形成潜在滑动面网络。当地表水冲刷表层岩土层后易渗入强风化花岗岩内部并软化强风化层，进而降低强风化层的抗剪强度，导致滑坡的抗滑力降低。此类结构特征导致岩土体抗剪强度具有显著的空间异质性，为滑坡渐进破坏提供了软弱带控制条件。

(3) 降雨。降雨是影响该滑坡稳定性及诱发滑坡灾害的主要外在因素。该滑坡未设置有效的截排水系统，自然坡面汇水面积大，持续强降雨条件下，地表水易沿花岗岩风化层渗入坡体内，软化边坡岩

土体、增大坡体容重、降低岩土体的抗剪强度,从而诱发坡体的滑动变形。

(4)人类工程活动。民房建设开挖自然山体前缘,且开挖后未经有效的防护加固,呈裸坡状态,破坏了山体原有力学平衡状态,坡脚应力相对集中,在自然营力的作用下山体前部易发生滑动变形,当滑动变形规模加大时可逐级牵引至中上部坡体的滑动变形。此外,自然坡坡面因种植需要,局部经人为改造多级矮坡,坡率较陡且未防护,局部易发生小型崩塌病害,并进一步扩大变形范围。

### 3.2 滑坡稳定性分析

采用强度折减法<sup>[10]</sup>对滑坡稳定性进行定量评价。该方法通过逐步折减岩土体的抗剪强度参数,直至滑坡达到极限平衡状态来获得稳定性系数  $K$ ,如式(1)、(2)。

$$c_R = \frac{c}{K} \quad (1)$$

$$\varphi_R = \tan^{-1}\left(\frac{\tan\varphi}{K}\right) \quad (2)$$

其中, $K$ 为强度折减系数; $c$ 和 $\varphi$ 分别为岩土体的粘聚力和内摩擦角; $c_R$ 和 $\varphi_R$ 分别为折减后的粘聚力和内摩擦角。

以图 2 中的剖面 I-I'作为典型剖面构建二维网格模型,见图 3。采用有限元法对该滑坡在天然工况(工况 I)和暴雨工况(工况 II)下的稳定性进行计算。根据室内试验结果对滑坡岩土体的物理力学性质进行取值,见表 1。

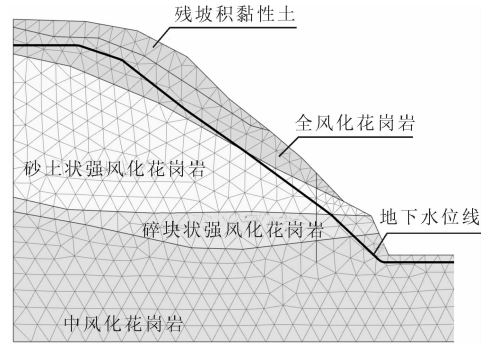


图 3 滑坡二维网格计算模型

表 1 岩土体物理力学参数一览表

土层名称	天然工况			暴雨工况		
	重度/ $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	$c/\text{kPa}$	$\varphi/(\circ)$	重度/ $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	$c/\text{kPa}$	$\varphi/(\circ)$
残坡积黏性土	17.9	20.5	17.5	18.5	17.5	14.9
全风化花岗岩	20.0	25.0	25	21.0	23.0	23
砂土状强风化花岗岩	21.0	30.0	30	22.0	26.0	26
碎块状强风化花岗岩	22.0	35.0	34	22.5	30.0	29
中风化花岗岩	25.0	75.0	45	25.2	75.0	44

采用强度折减法计算得到的滑坡稳定性见图 4。

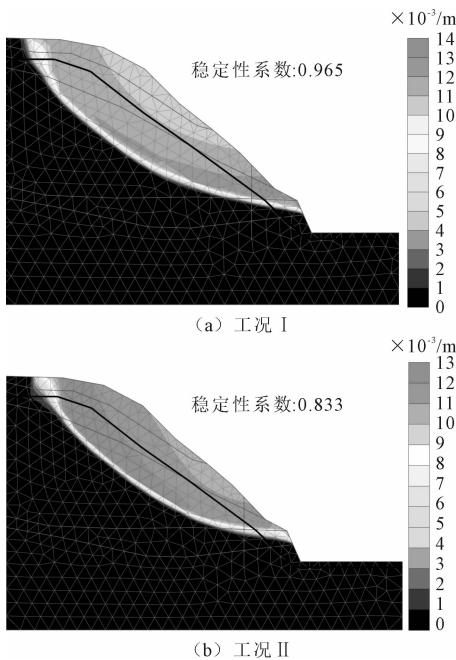


图 4 滑坡稳定性分析结果

该滑坡在天然工况下稳定性系数为 0.833,在暴雨工况下的稳定性系数为 0.965。根据《滑坡防

治工程勘察规范》(GB/T 32864—2016),由于天然工况和暴雨工况下的稳定性系数均小于 1.00,该滑坡在两种工况下均处于不稳定状态。因此,采取有效的措施对该滑坡进行治理以提高滑坡稳定性并保护滑坡区居民的生命和财产安全是十分必要的。

## 4 滑坡治理

### 4.1 滑坡治理方案

为了提高该滑坡的稳定性以消除安全隐患,根据滑坡变形破坏特征,参考该地区类似工程案例提出了“挡土板+主动防护网+截排水+坡面植草”的治理措施,见图 5、图 6。具体措施包括:一级坡设置主动防护网,一级坡以上设置钢筋混凝土挡土板,二

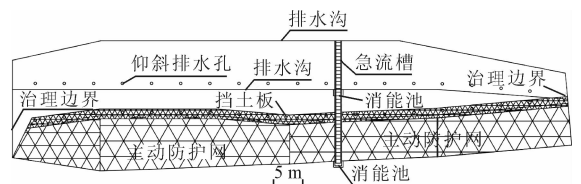


图 5 滑坡治理立面示意图

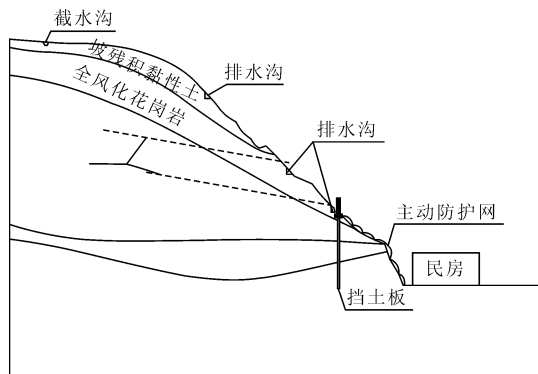


图6 滑坡治理剖面示意图

级坡及以上坡面植草;同时,坡顶以外设置一道截水沟,坡面设置一道急流槽,并对坡脚原有排水沟进行修缮;坡体中部设置两道排水沟及两道仰斜排水孔。该方案通过设置钢筋混凝土挡土板为上部滑体提供抗滑力,通过主动防护网防止崩塌落石对居民造成威胁,在坡面绿化和截排水设施的共同作用下,形成一个整体的防护体系,有效提高滑坡的稳定性。

挡土板厚度为 0.25 m,采用 C30 混凝土,设置在一级坡以上,以为其上部坡体提供抗滑力,见图 6。挡土板每隔 15 m 设置一道 20 mm 宽的伸缩缝,伸缩缝采用沥青玻璃纤维填充。挡土板进入中风化花岗岩长度为 2 m。主动防护网系统以钢绳网覆盖有潜在危岩落石的一级坡坡面,其采用直径 16 mm 的支撑钢绳与 4.5 m×4.5 m 布置的锚杆相连接,每个网格内设置一张 4 m×4 m 的钢绳网。

为确保治理措施的长期稳定性,建议在后续施工中加强监测和维护,定期检查排水设施的通畅性,及时修复可能的破损。同时,建议在滑坡治理完成后,持续开展不少于 2 年的变形监测,确保滑坡的长期稳定。此外,建议在滑坡治理区域内建立完善的地质灾害预警系统,以便及时发现和处理可能的地质灾害隐患。

#### 4.2 滑坡治理效果分析

采用强度折减法对挡土板加固后的滑坡稳定性进行了分析,结果见图 7。采用挡土板加固后,该滑坡在天然工况和暴雨工况下的稳定性系数分别为 1.240 和 1.186。相较于加固前,挡土板的设置使该滑坡在天然工况和暴雨工况下的稳定性系数分别提升了 28.5% 和 27.9%。根据《滑坡防治工程勘察规范》(GB/T 32864—2016),加固后的滑坡在天然工况和暴雨工况下均处于稳定状态。所提出的“挡土板+主动防护网+截排水+坡面植草”治理方案明显提升了滑坡的稳定性,可对该滑坡起到有效的治理作用。

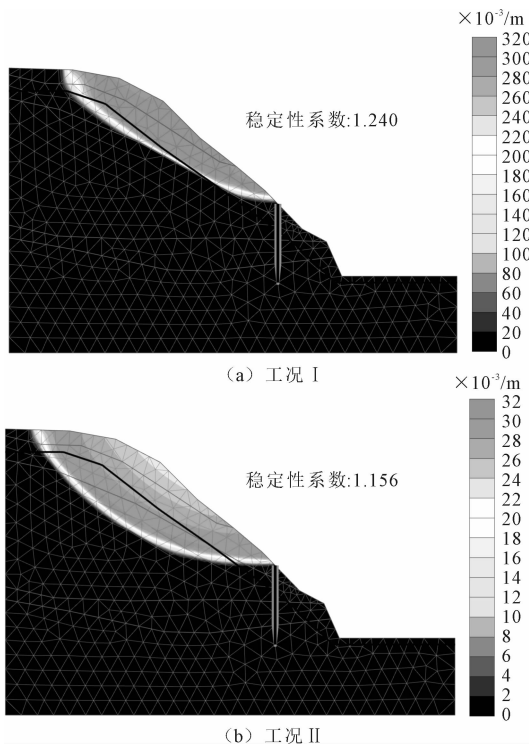


图7 加固后滑坡稳定性分析结果

## 5 结论

(1) 滑坡变形受地形地貌、岩土体结构、降雨及人类活动共同驱动。陡峭地形与强风化花岗岩层构成潜在滑动面;降雨入渗显著软化岩土体,前缘民房开挖形成应力集中区,加剧了坡体失稳风险。

(2) 选择一个典型剖面构建二维网格模型,采用强度折减法计算出该剖面的在天然工况和暴雨工况下的稳定性系数分别为 0.964 和 0.833,该滑坡处于不稳定状态。

(3) 提出“挡土板+主动防护网+截排水+坡面植草”的治理方案,治理后的滑坡在天然工况和暴雨工况下的稳定性系数分别为 1.240 和 1.186,相较于加固前分别提升了 28.5% 和 27.9%,表明所提出的滑坡治理方案可以有效提升滑坡的稳定性。

## 参 考 文 献

- [1] 王惠琴,郭瑞丽,何永强,等.基于NGO优化的CNN-BiLSTM-AM滑坡位移预测模型[J].西南交通大学学报,2025:1-12.
- [2] 王启国.汉江孤山航电枢纽工程区近坝滑坡稳定性分析及防治工程建议[J].中国地质灾害与防治学报,2019,30(1):41-51.
- [3] 徐星,耿雪峰,赵昌龙.深圳市某老滑坡稳定性分析及防治措施研究[J].土工基础,2022,36(5):713-717.
- [4] 孟鑫,姚科,赵玉凯,等.福建紫金山大垅里某厂区滑坡失

- 稳机理分析及治理[J]. 土工基础, 2024, 38(2): 220-224.
- [5] 高 睿, 张真弼, 李立辰, 等. 青龙山边坡稳定性分析及治理效果研究[J]. 土工基础, 2025, 39(1): 24-28.
- [6] 范志强, 谭钦文, 唐辉明, 等. 基于条间力逐条求解的滑坡稳定性分析与抗滑桩设计推力计算方法[J]. 土木工程学报, 2025: 1-13.
- [7] 姜 鑫, 张卫雄, 杨校辉, 等. 甘肃舟曲县江顶崖滑坡抗滑桩变形监测与治理效果分析[J]. 中国地质灾害与防治学报, 2024, 35(5): 174-182.
- [8] 卢 智, 尚 琪. 西安市长安区抱龙峪滑坡成因分析及治理方案[J]. 土工基础, 2024, 38(6): 892-895.
- [9] 纪佑军, 熊 军, 蒋国斌, 等. 考虑应变软化的鸡场镇降雨型滑坡数值分析[J]. 水文地质工程地质, 2024, 51(4): 178-188.
- [10] 刘 剑, 刘成安, 周 彤, 等. 基于强度折减法的公路边坡稳定性分析[J]. 公路, 2024(1): 75-80.

## Stability Analysis and Remediation Plan for a Landslide in Pingnan County

HAN Jian, DOU Jubo, TIAN Linan

(Zhongji Jiankan Group Co. Ltd., Shijiazhuang 050227)

**Abstract** A landslide in Pingnan County has experienced significant instability due to excavations from residential construction and rainfall, posing a severe threat to the safety of nearby residents' lives and property. To address this hazard, this study integrates field investigation results to systematically analyze the geological conditions and deformation-controlling factors of the landslide. The stability of the landslide under natural and storm conditions was quantitatively evaluated using the strength-reduction method. Based on the stability analysis results, referring to similar engineering cases, a comprehensive remediation plan, "retaining panels + active protection nets + drainage interception + slope vegetation," was proposed. The stability of the landslide after remediation was further analyzed. The results indicate that the stability coefficients of the landslide under the two conditions were 0.833 and 0.965, respectively, both indicating an unstable state. After reinforcement, the stability coefficients increased to 1.240 (natural condition) and 1.186 (storm condition), satisfying the relevant specifications. The research findings provide a theoretical basis and engineering references for the prevention and control of similar landslide hazards.

**Key words** Landslide; Stability Analysis; Landslide Remediation; Strength-Reduction Method

# 地下连接通道修建对既有桥梁安全影响分析

郭进雪, 崔庆龙, 彭文波

(中交第二公路勘察设计研究院有限公司, 武汉 430056)

**摘要:** 武汉市烟霞桥的安全保护区内拟建一地下联络通道。为了保障地下联络通道改造工程的推进和烟霞桥的安全性, 结合勘查资料明确项目风险点, 对烟霞桥结构进行现状评估, 通过调研和实地踏勘采集现状结构特征, 确定结构安全控制指标值, 采用三维 MIDAS/GTS 岩土有限元软件进行三维数值分析, 筛选出有效的结构变形控制指标。研究结果表明, 项目修建产生的单墩沉降、桩基水平位移和桥墩倾斜均在变形控制标准内, 基本不影响烟霞桥的安全运行; 为了确保工程实施期间的安全, 需要加强专项监测, 制定应急预案与专项施工方案。

**关键词:** 地下联络通道; 烟霞桥; 安全性; 控制指标; 变形分析

**中图分类号:** U456 **文献标识码:** B **文章编号:** 1004-3152(2026)02-0212-06

## 1 引言

随着地下交通的不断发展和完善, 地下通道等立体交通设施的修建在城市规划和管理中也趋于关键。但是地下联络通道改造工程所面临的环境通常较为复杂多变, 涉及庞杂的地下管线网和敏感建筑物群, 它们相互制约, 给项目推进带来极大的困难。因此, 加强对地下工程附近重要构筑物的安全影响分析意义重大。

地下工程修建对既有建筑物的影响取决于地质情况、距离大小、施工方式等诸多因素<sup>[1,2]</sup>, 任何一种施工方式都不可避免地会对原有地下环境产生扰动, 当其产生的干扰超过了可控范围, 将会造成不可逆的破坏<sup>[3,4]</sup>。魏丽敏等<sup>[5]</sup>探讨了深厚软土地区无支护开挖主要参数(基坑宽度, 边缘净距, 基坑深度)对桩身变形与内力的影响规律, 为高铁桥梁桩基设计提供借鉴。金增选等<sup>[6]</sup>和赵方彬<sup>[7]</sup>分别对黏土地层和上软下硬地层且发育溶洞复杂地质条件下, 盾构隧道下穿或侧穿既有桥梁桩基时, 桥梁桩基的受力和变形进行了分析。桥梁桩基受到上部荷载与下部荷载的双重影响, 当有临近隧道工程施工时, 下部原有应力传递将重新调整分配。明挖法施工技术简单、快速、经济, 而非开挖顶管施工技术对桥梁桩基下部环境的破坏小, 因此在市政工程中应用率均较高。在多种分析方法中, 数值分析方法对工程的精

细化分析及预判优势明显, 在项目前期研究中发挥了重要作用。庄妍等<sup>[8]</sup>运用数值软件计算了盾构开挖中桩长与距离对桩基变形的影响。王鑫<sup>[9]</sup>通过数值模型对比研究了陆域段和水域段基坑开挖下桥梁桩基的变形、位移及弯矩分布规律。刘顺青等<sup>[10]</sup>分析了顶管施工产生的地面沉降大于横向位移, 且隔离墙对桥台变形有很好的阻隔效果。

针对地下工程修建对临近既有建筑物的影响, 现有的研究往往是基于某单一施工方法, 未充分考虑多种施工方式综合影响下既有建筑物的应力、变形响应规律, 因此仍需进一步加强系统研究。以武汉市烟霞桥附近地下联络通道建设为例, 通过工程地质勘查和图纸资料调研收集, 对该桥梁受影响范围内的结构现状进行了评估; 针对武汉当地工程经验及特点, 通过研究比选确定数值分析方法的关键本构模型, 并对分析结果进行互相校核, 确定最终的方案。综合判定本工程在实施过程中桥梁结构的安全性, 对武汉市烟霞路地下通道工程的设计、施工、监测提出合理化的建议和加强措施。

## 2 工程概况

武汉电影乐园—烟霞路地下连接通道改造工程总长 65.9 m, 采用顶管与明挖结合进行施工。在汉街 J4 地下室北侧采取明挖法施工, 设置顶管始发工作井顶进顶管与电影乐园 K8 地下室连接, 平面位

置见图 1。连通道结构净宽 7.2 m,净高 3.2 m,通道底埋深约 10 m;设置 2 条车行通道,通行净宽 6.5 m,净高 2.6 m,满足双向通行。通道在路红线范围内顶板设计标高为 18.1 m,距市政道路面约 7.4 m,距电力管底约 1.0 m。

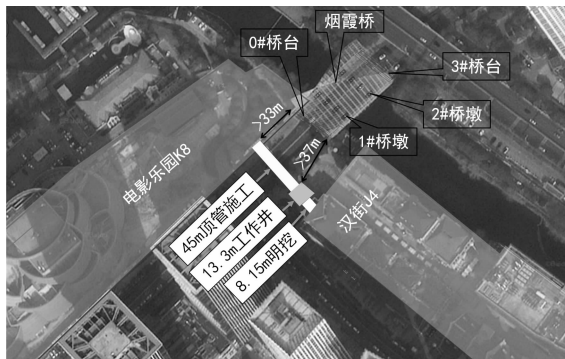


图 1 地下联络通道近接烟霞桥平面

## 2.1 地下联络通道与烟霞桥的位置关系

工作井和明挖段均为一级基坑,其中工作井外包尺寸 13.30 m(沿线路方向),13.47~15.69 m(垂直线路方向),基坑开挖深度 12.209 m;明挖段基坑

宽度 8.6 m,开挖深度 9.972 m。基坑围护止水体系由入土比为 1.2 的  $\Phi 800@1000$  钻孔灌注桩和  $\Phi 800@500$  双排高压旋喷桩组成,坑底以下 3 m 则采用  $\Phi 800@500$  旋喷桩进行地基加固,开挖过程中自上而下设置一道钢筋混凝土支撑和两道钢支撑。顶管沿顶进方向 17 m 范围加固始发位置洞口(管节左右两侧和底面以下各 2.0 m,顶面以上 3.0 m),止水帷幕采用  $\Phi 2000@1500$  置换式 MJS 旋喷桩施工。

烟霞桥上跨楚河,桥长 70 m,全宽 33 m,上部结构采用连续钢箱梁结构,下部结构为桩柱式轻型墩台。地下通道距离已有烟霞桥东侧桥台基础的最小距离为 33 m 左右,其中工作井距东侧桥台的最小距离约 37 m,其位置关系见图 2。桥墩直径为 1.5 m,桥台桩基为 1.5 m 钻孔桩,桩基底部进入中风化泥岩,中间桥墩桩基直径为 1.2 m 钻孔桩,承台为独立承台。0# 桥台桩长 28 m,桩底标高 -10 m,1# 桥墩桩长 25.5 m,桩底标高 -9.85 m,2# 桥墩桩长 26.5 m,桩底标高 -10.85 m,3# 桩长 29 m,桩底标高 -11 m。桥台与中间桥墩之间采用混凝土系梁连接。

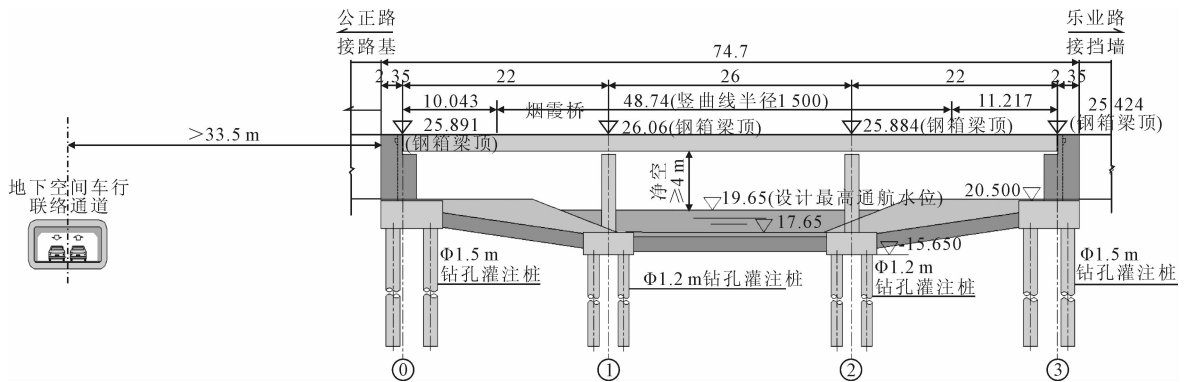


图 2 地下连接通道与烟霞桥横断面示意图

## 2.2 工程地质条件

拟建场地地貌属长江 I 级阶地与长江 III 级阶地接壤部,地势整体呈现西北高东南低特征,地面最大高差约 2.78 m,场区及其附近无第四系活动断裂分布,相对稳定。场地从上至下分布着厚度为 7.5~11.5 m 的杂填土( $Q^m$ ),0.7~4.9 m 厚灰黑色淤泥( $Q^l$ ),层厚 10.1~28.6 m 灰褐色粉质黏土( $Q_1^{pl}$ ,  $Q_3^{al+pl}$ ,其中部分夹有粉土),1.8~4.1 m 青灰色粉砂( $Q_3^{al+pl}$ ),底部下伏强风化泥岩和中风化泥岩( $S_2f$ )。

## 3 工程安全控制标准

武汉烟霞路地下连接通道项目距离烟霞桥最近距离约 33.8 m,根据《武汉市城市桥梁隧道安全管

理条例》,在烟霞桥的安全保护区范围,需进行安全分析。

目前国内对桥梁的工后变形控制标准主要分为公路、铁路和地铁三个方面。参考《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTJG3363-2019),烟霞桥跨度 26 m,相邻墩台间不均匀沉降差值限值为: $0.002 \times 26 \times 1000 = 52$  mm;按照《铁路桥涵设计规范》(TB 10002-2017),设计速度  $200 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$  以下无砟轨道,墩台均匀沉降限值为 20 mm,相邻沉降差限值为 10 mm;按照《建筑桩基技术规范》(JGJ 94-2008)相关要求,桩基地面处水平位移允许值为 10 mm,对于水平位移敏感的建筑物为 6 mm。

综合多种规范控制标准与桥梁结构现状及预留远期桥梁自身固结沉降,联络通道近接烟霞桥的变形控制标准确定为:①单墩沉降 $\leq 5$  mm;②桩基水

平位移 $\leq 5$  mm;③桥墩倾斜 $\leq 2$  ‰。

## 4 烟霞路地下连接通道项目涉烟霞桥影响分析

为分析武汉电影乐园—烟霞路地下连接通道施工对烟霞桥的影响,从模型中提取了工作井开挖到底、顶管顶进、明挖开挖到底、基坑封顶的计算结果,其中顶管为分步开挖,主要提取顶管顶进 9 m、27 m、45 m 的结果。

### 4.1 计算模型的建立

采用岩土工程三维有限元软件 Midas GTS NX 计算分析,综合考虑边界效应、工程埋深和地层特性等,模型长 200 m,宽度 100 m,模型深度范围取为 50 m。网格划分单元尺寸根据需要设置为 0.5 m~3 m,整体计算模型共生成 70 844 个单元、440 893 个节点。模型中顶管结构、工作井、明挖结构、围护结构采用板单元模拟,土体、桥台、承台采用 3D 实体单元,桥桩采用梁单元模拟。几何模型见图 3、图 4。

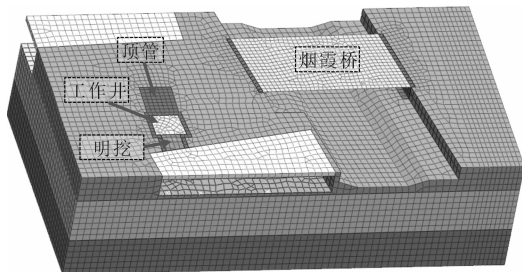


图 3 整体计算模型图

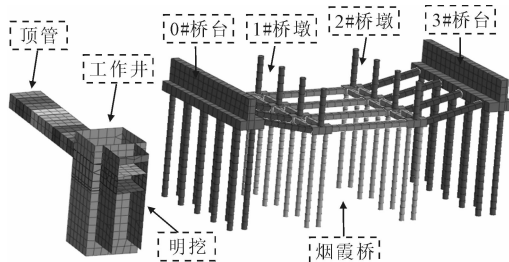


图 4 地下连接通道与烟霞桥结构模型图

计算模型取计算节点范围内最不利钻孔进行计算,岩土参数取值见表 1。

表 1 岩土材料参数

层号	土类名称	层厚/m	天然重度/ $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	黏聚力/kPa	内摩擦角/ $^{\circ}$	泊松比	压缩模量/MPa
1	1 杂填土	10.2	17.8	8.0	18.0	0.35	5
2	2 淤泥	1.7	15.5	9.0	3.2	0.4	2.5
3	3-1 粉质粘土	5.5	17.6	15.0	6.5	0.3	3.8
4	3-2 粉质粘土夹粘土	7.1	18.0	20.0	11.0	0.3	6.5
5	4 粉质粘土	3.2	19.1	34.0	14.0	0.3	12
6	5 粉质粘土	2.9	18.6	26.0	13.0	0.3	7
7	6 粉砂	4.1	20.0	0	28.0	0.27	12
8	7-1 强风化泥岩	1.7	22	—	—	0.25	46
9	7-2 中风化泥岩	13.6	22	—	—	0.25	700

### 4.2 隧道地应力场分布

桥梁设计荷载为公路-I 级车道荷载,其标准值为  $q_k = 10.5 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$ ,26 m 跨集中荷载标准值为  $P_k = 312 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$ ,22 m 跨集中荷载标准值为  $P_k = 304 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$ ,人群荷载取  $3.0 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$ ,铺装总厚度 13 cm,按  $25 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$  计。

### 4.3 施工工序

模拟施工工序如下:

第一步:地层初始应力场分析,计算完成后位移归零;

第二步:激活烟霞桥结构单元,计算完成后再次位移归零;

第三步:工作井开挖;

第四步:顶管分步开挖施工;

第五步:明挖开挖;

第六步:工作井、明挖封顶。

### 4.4 计算结果分析

(1)地层变形结果

当工作井挖到底部时地面会产生 3.0 mm 的竖向沉降,随着施工的进行,顶管向前顶进,当顶管顶进 9 m 时竖向位移增量较为微小,此时竖向位移为 4.8 mm,而当顶管推进到 27 m 时,此时竖向位移大幅提高,增长到 6.8 mm,此后随着顶管的继续推进到 45 m 以及明挖开挖到底时,竖向位移上浮非常微小,总竖向位移为 6.9 mm,随着基坑封顶土体最大位移为 7.0 mm。土体竖向位移见图 5、图 6。从位移云图的分布位置上看,最大竖向位移除了在工况一时出现在工作井范围,其他工况下最大竖向位移均发生在顶管范围。在工况一和工况二时,基坑施工范围外的土体所受的扰动非常小(不足 1 mm),可忽略不计,而随着施工范围的推进,在工况三时顶管终点的施工范围附近,出现了 3 mm 左右的竖向隆起。随着顶管的继续推进,隆起范围逐步往施工边界外更远的方向扩散,直至基坑封顶。

根据计算结果,随着施工的逐步推进,土体最大 X 方向水平位移的变化见图 7。从工作井开挖到顶

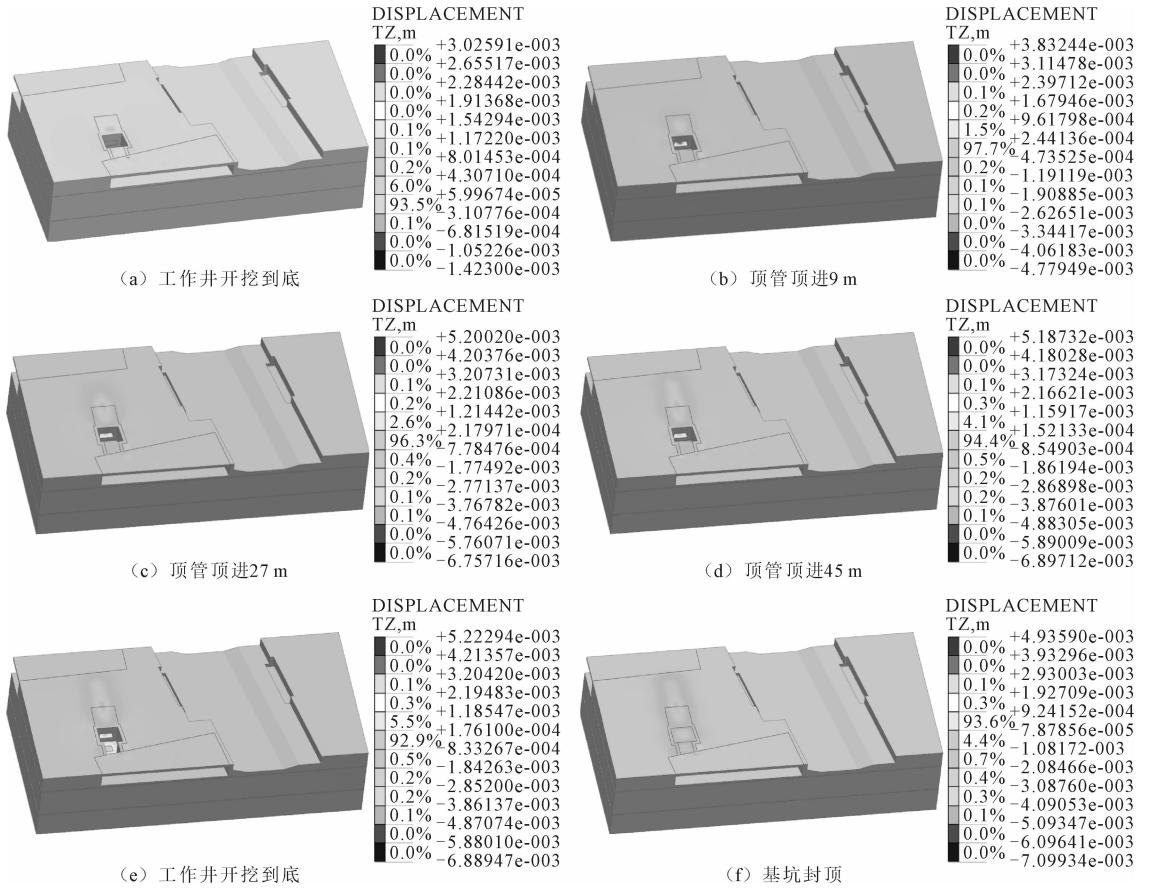


图 5 不同工况下土体竖向位移云图



图 6 顶管顶进 45 m 土体横切面竖向位移云图

管顶进结束, X 方向的最大位移均发生在工作井范围, 工作井开挖结束后其数值为 0.7 mm, 顶管推进到 9 m~45 m 的过程中, 则维持在 1.7 mm。而在后续明挖开挖到底直至基坑封顶过程中, 最大 X 方向水平位移较顶管顶进 45 m 时增长了近一倍, 在明挖范围内维持在 3.6 mm。

Y 方向的最大水平位移在前三个施工步时均较大, 工作井开挖完成后为 7 mm, 顶管顶进到 9 m 时出现施工中的最大 Y 方向水平位移 12 mm, 继续顶进到 27 m 时, 位移为 8.9 mm。随后的几个施工工况最大 Y 方向水平位移则降到了较低的水平, 顶管顶进完时仅为 2.8 mm, 当进行明挖开挖甚至至基坑封顶的时候, 则分别只有 1.8 mm 和 1.7 mm。

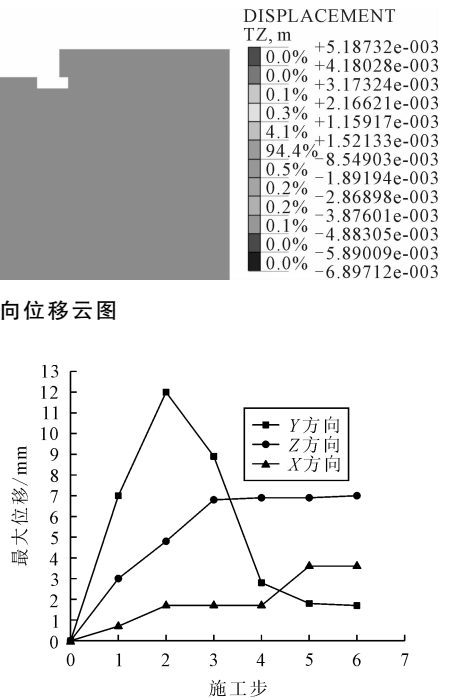


图 7 基坑开挖土体最大位移云图

(2) 墩台变形结果

根据计算结果, 汇总各工况下墩台结构的变形最大值, 见表 2。整个施工过程中, 除了基坑封顶工

况下桥梁纵向水平位移最大值出现在3号桥台,其他所有最大结构变形均发生在距离工程最近的0号桥台。施工到顶管结束时,最大桥梁纵向水平位移为 $5.12 \times 10^{-2}$  mm,其余工况的纵向水平位移均小于 $2 \times 10^{-2}$  mm。桥梁横向水平位移当顶管顶进到27 m时达到最大值 $9.5 \times 10^{-2}$  mm,在此之前的工况最大值不足0.01 mm,而在此之后的工况最大值略大于 $1 \times 10^{-2}$  mm。单墩竖向位移相较于桥梁最大纵向横向变形,数值上小了一个数量级,最大单墩竖向位移不足 $2.5 \times 10^{-3}$  mm,集中在顶管顶进45 m及之后的工况,其他工况下则小于 $1.8 \times 10^{-3}$  mm。而桥墩倾斜在所有工况下均小于0.1%。地下通道开挖导致桥梁轴线形成沉降槽,监测到的沉降槽曲线见图8。

表2 各工况下墩台结构变形最大值汇总表

计算工况	桥梁纵向 (X向)水平 位移/mm	桥梁横向 (Y向)水平 位移/mm	单墩最大 竖向位移 /mm	桥墩倾斜 /‰
工作井 开挖到底	$-1.99 \times 10^{-2}$	$-4.86 \times 10^{-3}$	$-1.12 \times 10^{-4}$	<0.1
0#桥台			0#桥台	
顶管顶 进9 m	$-1.9 \times 10^{-2}$	$-9.7 \times 10^{-3}$	$-1.74 \times 10^{-3}$	<0.1
0#桥台			0#桥台	
顶管顶 进27 m	$-1.36 \times 10^{-2}$	$-9.5 \times 10^{-2}$	$-1.19 \times 10^{-3}$	<0.1
0#桥台			0#桥台	
顶管顶 进45 m	$-5.12 \times 10^{-2}$	$-1.02 \times 10^{-2}$	$-2.34 \times 10^{-3}$	<0.1
0#桥台			0#桥台	
明挖 开挖到底	$-1.7 \times 10^{-2}$	$-1.19 \times 10^{-2}$	$-2.43 \times 10^{-3}$	<0.1
0#桥台			0#桥台	
基坑封顶	$-1.05 \times 10^{-2}$	$-1.05 \times 10^{-2}$	$-2.42 \times 10^{-3}$	<0.1
3#桥台			0#桥台	

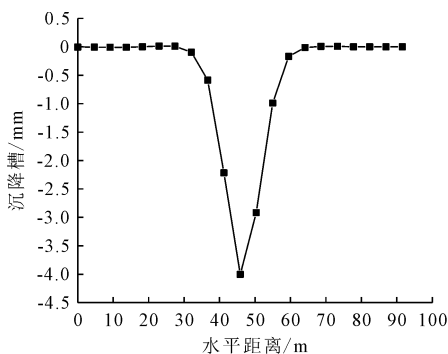


图8 沿桥梁轴线沉降槽曲线

#### 4.5 安全性评估

基于以上计算结果和变形分析,地下联络通道采用明挖法与顶管法相结合的实施方案,起点位于汉街地下车库,明挖约10 m至太极广场开阔区域并设置工作井,再采用顶管法顶进约45 m至电影乐园地下停车库。项目施工期间,烟霞桥的变形量均满足单墩沉降 $\leq 5$  mm,桩基水平位移 $\leq 5$  mm,桥墩倾斜 $\leq 2$  ‰的变形控制标准。拟建项目施工对烟

霞桥的安全影响较小,基本不影响其安全运行。

考虑到施工过程中的风险因素,为确保既有结构在本工程实施期间的安全,使结构受力和变形得以有效控制,应对桥梁进行专项监测;顶管掘进期间加强施工控制和过程管理,加强掘进过程中注浆管理,特别是加强管片背后注浆,调整顶管姿态,匀速掘进,减少超挖风险。

## 5 结论

通过三维数值软件,对烟霞桥安全保护区内地下连接通道修建对其安全产生的影响进行了分析评估,结论如下:

(1)由于0#桥台下部桩基距离本工程较近,故其位移值均较1#、2#桥墩、3#桥台大,位移值随施工工况发展呈现逐渐增大的趋势。

(2)根据计算结果,单墩沉降 $< 0.1$  mm,桩基水平位移 $< 0.1$  mm,桥墩倾斜 $< 0.1$  ‰。

(3)施工模拟结果表明,土体变形最大的地方位于工作井、明挖及顶管范围,最大土体沉降7 mm,最大影响区域为顶管结构外边线约15 m,对烟霞桥的影响较小。

(4)烟霞桥桥墩(含墩、台、基础)最大水平、竖向位移均小于本项目的工程安全控制标准,说明武汉电影乐园一烟霞路地下连接通道工程对烟霞桥的扰动较小,施工对烟霞桥结构安全影响较小。

(5)在工程的全周期内需要根据项目所处的阶段进行风险预防和规避,施工前加强场地与桥梁现状调查,制定应急预案与专项保护方案;施工中编制施工专项方案以加强控制和过程管理,同时还需对桥梁进行专项监测;施工后仍需加强桥墩及地面的变形监测。

## 参 考 文 献

- [1] 赵园园,左人宇,张欣然,等. 基坑开挖对邻近地铁隧道影响的分析[J]. 土工基础,2024,38(6):1033-1038.
- [2] 王学斌. 公路隧道施工对邻近建筑物的影响及控制[J]. 公路交通科技,2022,39(8):182-190.
- [3] 苏洁,张顶立,周正宇,等. 地铁隧道穿越既有桥梁安全风险评估及控制[J]. 岩石力学与工程学报,2015(S1):3188-3195.
- [4] 徐健. 基坑开挖施工对邻近既有隧道影响的机理及控制措施研究[D]. 华东交通大学,2023.
- [5] 魏丽敏,辛学忠,何群,等. 邻近开挖对桥梁桩基变形与内力影响分析[J]. 铁道工程学报,2017,34(5):38-49.
- [6] 金增选,汪欢欢,陈式轩. 宁波地铁盾构施工对邻近高架桥梁基础的影响[J]. 土工基础,2024,38(2):281-286.

- [7] 赵方彬. 复杂地质条件下盾构隧道穿越施工对既有桥梁桩基的影响研究[D]. 中国矿业大学, 2021.
- [8] 庄 妍, 宋相伟, 樊 虎. 隧道施工对既有群桩基础变形的影响[J]. 哈尔滨工程大学学报, 2024, 45(11): 2202-2209.
- [9] 王 鑫. 明挖基坑施工对邻近桥梁桩基的影响数值分析[D]. 大连理工大学, 2021.
- [10] 刘顺青, 王旭畅, 王文博, 等. 顶管施工对既有桥梁影响的三维数值分析[J]. 科学技术与工程, 2022, 22(26): 11559-11566.

## Impact of Underground Connection Tunnel Construction on the Safety of an Existing Bridge

GUO Jinxue, CUI Qinglong, PENG Wenbo

(CCCC Second Highway Consultants Co. Ltd., Wuhan 430056)

**Abstract** A proposed underground connection tunnel is to be constructed within the safety protection zone of Yanxia Bridge in Wuhan City to improve the local business and integrate resources. To ensure the progress of the underground connection tunnel renovation project and the safety of Yanxia Bridge, the project potential risks are first identified based on the exploration data. Then, the current condition of the bridge structure is evaluated. The current structural characteristics are collected through research and on-site investigation to determine the structural safety control index values. Numerical analysis is conducted using the geotechnical finite element software 3D MIDAS/GTS to select effective structural deformation control indicators. The research results show that the single-pier settlement, pile foundation horizontal displacement, and bridge pier inclination caused by the project construction are all within the deformation control standards and basically do not affect the safe operation of Yanxia Bridge. To ensure safety during the project implementation, it is necessary to strengthen special monitoring, formulate emergency plans and special construction plans.

**Key words** Underground Connection Tunnel; Yanxia Bridge; Safety; Control Indicators; Deformation Analysis

# 悬臂排桩式锚杆挡墙力学机制及应用研究

潘世佳<sup>1,2</sup>, 丁金英<sup>1,3</sup>, 吴正超<sup>1</sup>, 张才兵<sup>1</sup>, 杨雲斌<sup>1</sup>

(1. 贵州地矿基础工程有限公司, 贵阳 550081; 2. 中国地质大学(武汉), 武汉 430074;

3. 贵州省地质调查院, 贵阳 550081)

**摘要:** 依托贵阳地区典型深基坑工程实例, 提出悬臂排桩式锚杆挡墙支护结构, 并通过理论分析、力学计算及实例验证等对其受力机理特征及适宜应用范围进行探究。结果表明: ①贵阳地区二元地层结构岩土混合质深基坑工程5 m深度范围内基坑边坡侧向岩土压力较小, 土压力形态特征呈近“倒状漏斗”型分布, 在岩土层交界面附近发生突变, 形成多峰分布特征; ②悬臂排桩式锚杆挡墙为上部悬臂中下部锚拉的组合式结构, 悬臂段承担上部较小的土压力, 锚拉段承担中下部较大的和多峰突变复杂的岩土压力, 受力模型清晰, 安全高效; ③悬臂排桩式锚杆挡墙最上排锚索一般设于桩顶以下2.0 m~6.5 m, 可避开基坑边坡后部一定范围内综合管网区、建筑房屋地下室、桩基础等风险源布设, 并比双排桩支护结构节约坡顶2.0 m~8.0 m的临时用地, 适宜性更强; ④悬臂排桩式锚杆挡墙支护造价约为排桩式锚杆挡墙支护造价的80~90%、为双排桩支护造价的35~45%, 经济性更好。

**关键词:** 基坑工程; 锚杆挡墙; 排桩; 悬臂式; 受力机制

**中图分类号:** TU473 **文献标识码:** B **文章编号:** 1004-3152(2026)02-0218-06

## 1 引言

城镇化建设加速发展过程, 城中深基坑工程数量增多并呈现地质条件更复杂的特点, 增加不同水文地质条件基坑工程力学机制的复杂性, 加之城市中心区域施工场地狭小、基坑工程坡顶面高低起伏等因素限制, 使得传统单一的基坑支护结构如排桩式锚杆挡墙、双排桩、内支撑等很难以满足复杂地质条件和严格环境控制要求下的深基坑工程需求。为此, 学者们已从新型基坑支护结构、特殊性岩土及复杂条件的深基坑工程, 从设计、施工及监测各环节开展了相关研究。李宏伟等<sup>[1]</sup>分析研究“桩墙合一”支护结构协同作用及影响因素; 邱晨杰等<sup>[2]</sup>研究复合支护形式在土岩复合地层坑中坑工程中的应用; 欧煜等<sup>[4]</sup>研究集约式微型群桩—锚杆联合支护结构在边坡工程中的应用; 李慧慧等<sup>[5]</sup>对井筒式基坑支护结构内力分析及设计优化; 黄添之等<sup>[5]</sup>研究软土深基坑开挖对MJS加固紧邻既有车站的变形影响; 张瑞程<sup>[7]</sup>探究了新型斜撑—排桩基坑支护体系在软土基坑工程中的应用; 古刚<sup>[8]</sup>分析微型桩+

锚杆组合式支挡结构在湿陷性黄土地区基坑中的应用; 赵顺磊等<sup>[9]</sup>开展了土岩基坑无岩肩吊脚墙支护变形与力学响应特征研究; 张志强<sup>[10]</sup>对黄土地区深基坑桩锚支护受力分析与变形控制进行研究; 芦岩<sup>[11]</sup>对黄土地区深大基坑桩锚支护变形特性进行研究; 李列娟等<sup>[12]</sup>对软土地区复杂基坑支护综合施工进行深入探析; 杨超等<sup>[13]</sup>探究了邻近建筑物逆作法深基坑支护设计与应用; 王小波等<sup>[14]</sup>探究了紧邻隧道的大型基坑变形控制设计; 姬建华等<sup>[15]</sup>探析复杂条件下超大深基坑预应力悬臂围护桩施工技术; 杨福刚等<sup>[16]</sup>从滨海岩溶地层深基坑桩锚支护结构施工技术进行研究; 欧阳明勇等<sup>[17]</sup>加强对基坑深层水平变形智能监测技术开展研究。

针对贵阳地区上土软下岩硬二元地层结构, 选用传统单一的基坑支护结构呈现更明显局限性新难题。对此, 从贵阳地区典型深基坑工程实践中提出了一种新型的悬臂排桩式锚杆挡墙支护结构, 并通过理论分析、力学计算及实例验证等, 系统研究其力学机制和工程适用性, 为解决复杂的上土软下岩硬二元地层结构深基坑工程支护问题提供借鉴参考。

收稿日期: 2025-10-16 修回日期: 2025-10-30

基金项目: 黔科合支撑[2023]一般 127

作者简介: 潘世佳(1987—), 男, 高级工程师, 研究方向为岩土工程勘察设计、地质灾害防治工程勘查设计、地质环境保护。

通讯作者: 丁金英(1982—), 女, 高级工程师, 研究方向为岩土工程勘察。

## 2 工程概况

### 2.1 工程简介

项目位于贵阳市城区内,主要由 A 栋、B 栋两栋塔楼、裙楼商场及人防地下室等组成(图 1)。

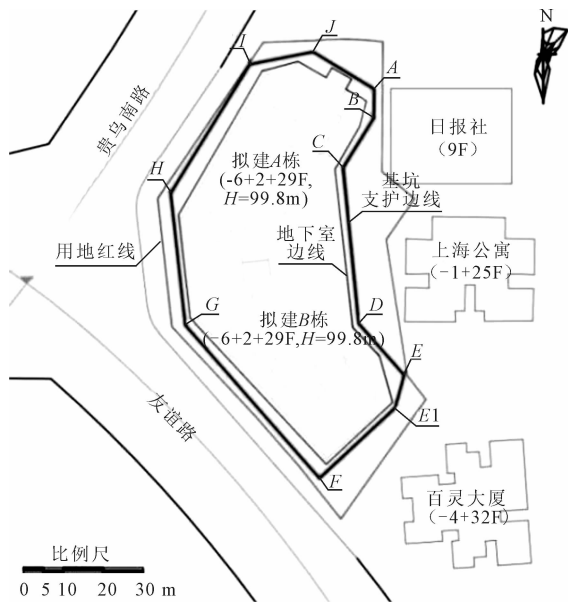


图 1 基坑工程平面示意图

周边距基坑工程东侧开挖边线 4.4 m~16.5 m 为多层(9F 日报社, 桩基础)、高层(-1+25F 上海公寓, 桩基础)建筑房屋;距基坑工程东南面开挖边线 5 m~10 m 为用地红线,距基坑开挖边线 16.7 m~23.3 m 处为已有高层(-4+32F 百灵大厦, 桩基础及独立基础)建筑房屋;基坑工程西南、西北面距基坑开挖边线 1.8 m~2.8 m 为用地红线及红线之外的市政道路。基坑边坡坡顶一定范围内分布含地下室、桩基础的建筑房屋或者管网等已有建(构)筑物,环境地质条件复杂。基坑工程开挖边线总长 269 m,开挖深度 17.8 m~23.7 m,基坑工程主要保护对象为基坑周边已有的多高层建筑房屋、市政道路及其下埋的管线等,工程安全等级为一级,属于临时性建筑深基坑支护工程。

### 2.2 地质环境条件

基坑工程岩土结构由上覆第四系(Q<sup>pl</sup>)杂填土层(编号为①,厚度 0.8~3.5 m)、第四系残坡积(Q<sup>al+pl</sup>)红粘土土层(硬塑红粘土编号为②,厚度 1.0~5.4 m 之间;可塑红粘土编号为③,厚度 1.0~5.4 m 之间;厚度 0.9~7.3 m 之间)以及下伏三叠系下统安顺组(T<sub>1a</sub>)白云岩岩层(编号为④,下伏基岩,勘察时未揭穿)组成。根据基坑岩土构成及岩土体参数(表 1),基坑工程呈典型上土软下岩硬二元

地层结构深基坑工程。

表 1 各岩土层物理力学性质指标取值表

名称	$\gamma$ /kN·m <sup>-3</sup>	$c$ /kPa	$\varphi$ /(°)	$f_{rbk}$ /kPa	$f_a$ /kPa	$\mu$
杂填土 (①层)	20.0	5	10		100	
硬塑红粘土 (②层)	16.8	37	9.6	50	220	0.25
可塑红粘土 (③层)	16.9	25	5.3	40	151	0.2
中风化白云岩 (④层)	27.4	120	40	1 200	4 000	0.65
等效内摩擦角 (Ⅲ类)			47			

### 2.3 悬臂排桩式锚杆挡墙的提出

在贵阳地区上土软下岩硬的岩土混合质深基坑工程实践中,下部较硬质岩层具备较好的抗压强度和粘结强度,可为锚杆挡墙的排桩提供良好的竖向承载力及其锚杆提供优势握裹力条件,但同时受上土软下岩硬岩土混合质结构岩土侧向压力差异大、已有建筑物地下室(或桩基础)或市政道路下埋设管网以及用地红线等综合影响等,使得深基坑中悬臂排桩变形控制效果不佳;双排桩虽然整体刚度大,但在城中密集区域实施时占用空间多、布设困难;格构式锚杆挡墙逆作法施工过程中上部土体段容易失稳风险性大;排桩式锚杆挡墙上部锚索设置受已有建(构筑物)限制等。选用传统单一的基坑支护结构进行基坑支护呈现明显的局限性。

基于贵阳地区的地质特点和工程需求,提出由锚索、抗滑桩、桩间板、桩顶冠梁等组成的桩身第一锚点位于桩顶 2.0 m 以下的悬臂排桩式锚杆挡墙(图 2)支护结构。该结构可较好解决和适用于上部土体下部岩体的不同力学和空间特性:上部结构为悬臂排桩结构,利用桩身刚度控制土体变形;下部为排桩式锚杆挡墙结构,通过锚索提供预应力将基坑侧壁土压力传递至稳定岩层中,在支护结构的适宜性上具有显著优势。

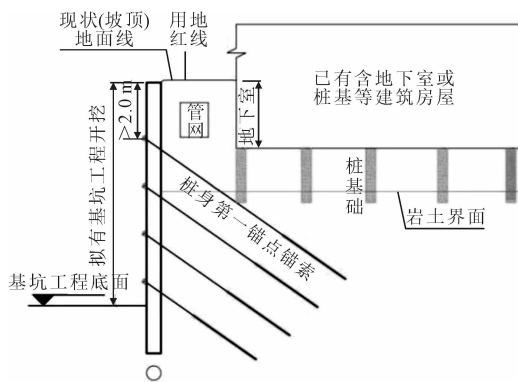


图 2 悬臂排桩式锚杆挡墙断面示意图

### 3 力学机制探析

#### 3.1 岩土压力分布特征

根据 E-F 边坡段典型断面(图 3)地质条件及岩土参数进行计算<sup>[17,18]</sup>。结果表明,贵阳地区二元地层结构深基坑的侧向压力呈近“倒状漏斗”型分布。在上部土体段,侧向压力随深度近似线性增加,但总体数值较小(图 4);在岩土交界面附近,侧向压力出现峰值突变;下部岩体压力值随基坑深度增加而又逐渐增大。悬臂排桩式锚杆挡墙通过分段受力,可高效承担侧向压力。

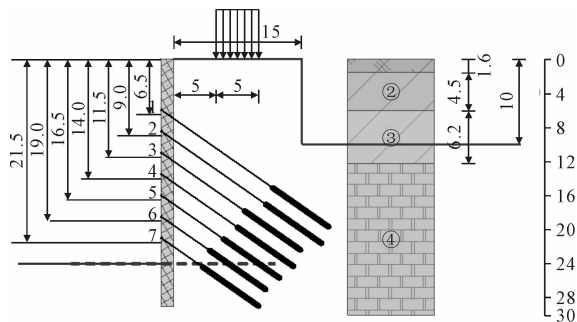


图 3 典型断面示意图

#### 3.2 结构组成与工作原理

悬臂排桩式锚杆挡墙可视为上部悬臂排桩段、

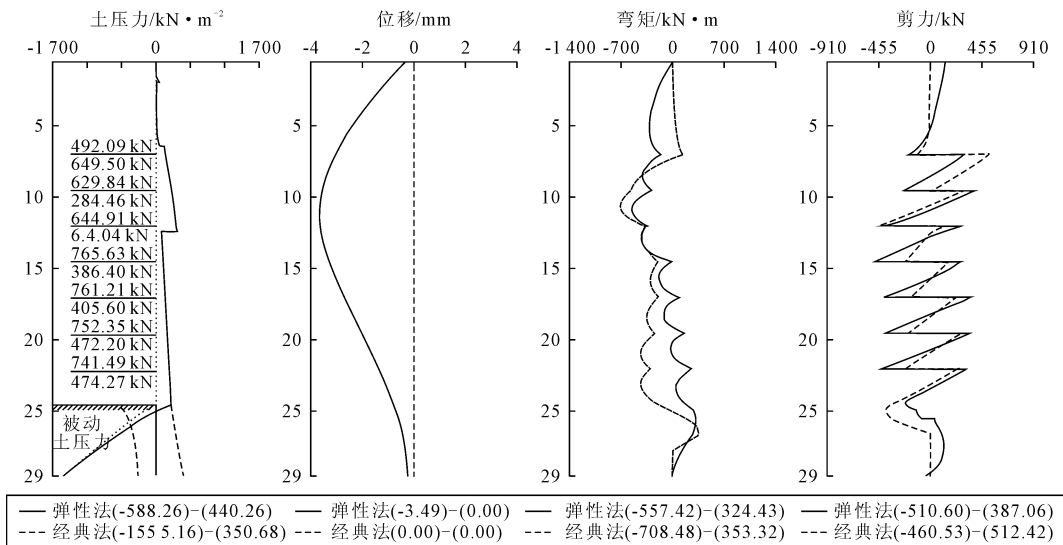


图 4 悬臂排桩式锚杆挡墙典型断面土压力、位移、内力图

下部排桩式锚杆挡墙段两部分组合形成。悬臂排桩段通常设置在基坑顶部 6.5 m 深度范围内,依靠桩身抗弯刚度抵抗土压力;排桩式锚杆挡墙段多设置在岩层中,通过预应力锚索良好的嵌固拉力把侧向土压力传递至深处稳定岩层。结构形式充分利用“上柔下刚”受力特点,实现支护结构优化和安全。

#### 3.3 结构受力模型

基于弹性地基梁理论,建立了悬臂排桩式锚杆挡墙的受力分析模型。上部悬臂段简化为顶端自由、底端固定的悬臂梁,承受三角形分布的土压力;下部锚拉段视为弹性地基上的连续梁,锚索作用简化为弹性支座。通过考虑边界连续条件,求解桩身内力分布。结果表明,该结构弯矩分布合理(图 4)。

### 4 工程应用研究

#### 4.1 适宜性评价

结合贵阳地区工程实践的深基坑工程 E-F 边

坡段(图 1)典型断面(图 3)地质条件及岩土参数分别按悬臂排桩式锚杆挡墙(图 4)、排桩式锚杆挡墙(图 5)、双排桩(图 6)三种支护形式进行设计计算<sup>[17,18]</sup>。在三种支护结构均满足基坑支护结构预警位移(基坑工程要求设计值为 20.0 mm)条件下,悬臂排桩式锚杆挡墙和排桩式锚杆挡墙桩身弯矩、剪力仅为双排桩桩身弯矩、剪力的 30~60%,受力小且均匀,结构安全性更好。

悬臂排桩式锚杆挡墙悬臂段设计主要控制桩身弯矩和顶部位移,悬臂高度一般不超过 6.5 m,桩直径 1.5 m~2.0 m,桩间距通常取 2~3 倍桩径<sup>[17]</sup>。为控制位移及就加强支护结构的整体性,宜在桩顶设置冠梁形成空间协同作用以增加安全储备。锚拉段关键在于确定锚索参数和布置方式,为避开已有的建(构)筑物影响,锚索倾角一般宜取 30°~35°,水平间距与桩间距协调,锚固段通常为 6.0~8.0 m。而排桩应嵌入稳定的中风化基岩中以保证竖向承载力,同时还应在桩锚头位置设置腰梁增强支护结构

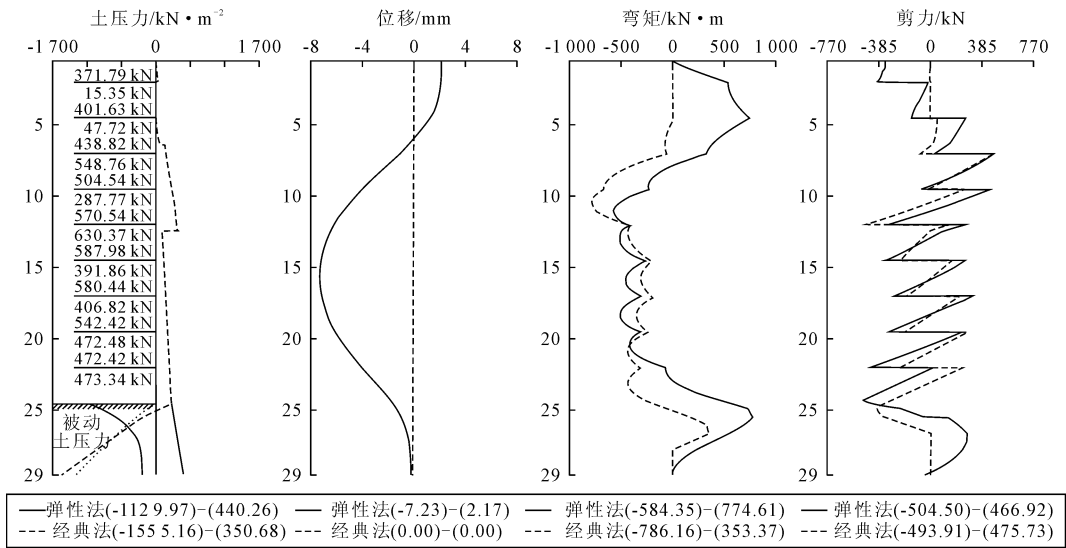


图 5 排桩式锚杆挡墙典型断面土压力、位移、内力图

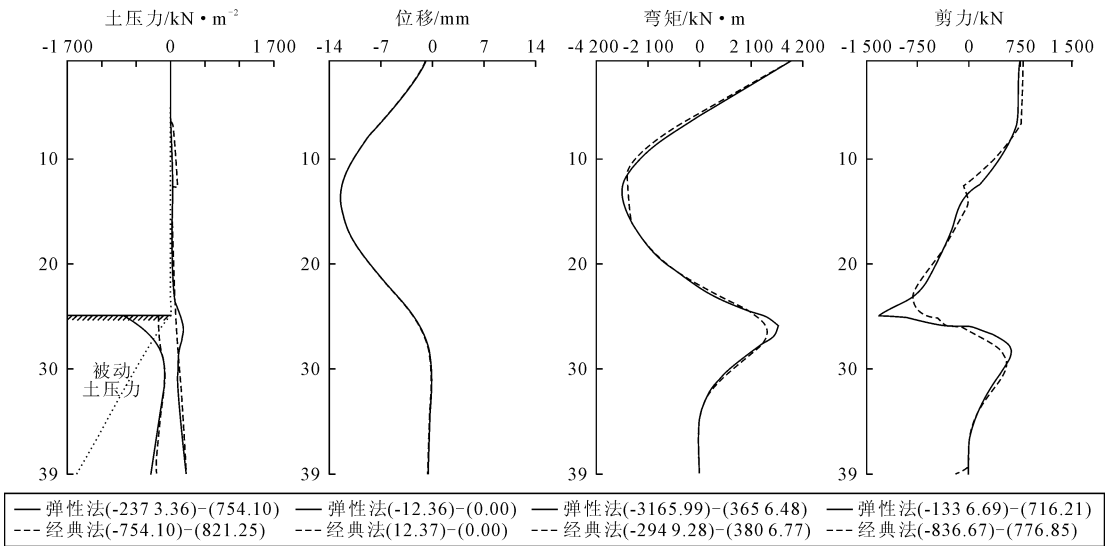


图 6 双排桩典型断面土压力、位移、内力图

的整体性。悬臂排桩式锚杆挡墙最上排锚索一般设于桩顶以下 2.0 m~6.5 m,可避开基坑边坡后部一定范围内综合管网区、建筑房屋地下室、桩基础等布设,并比双排桩支护结构少占用坡顶 2.0 m~8.0 m 的临时用地,对周边环境影响更小,适宜性更强。

#### 4.2 经济性比较

实例基坑工程 E-F 边坡段长 34.4 m,支护高度 23.7 m~24.0 m,结合典型断面的支护设计计算确定比选方案,后计算支护结构工程量以及估算其工程造价(表 2)。结果显示,悬臂排桩式锚杆挡墙造价约为排桩式锚杆挡墙支护造价的 80~90%、为双排桩支护造价的 35~45%,与传统支护方案相比,悬臂排桩式锚杆挡墙经济性更好。

#### 4.3 工程实践效果评价

基坑工程实施时,现场布设了 23 个监测点对支护工程进行专项监测(图 7)。根据 2024 年 04 月 22

表 2 方案比选及造价估算统计表

支护结构	主要支护方案	造价估算/万元
悬臂排桩式锚杆挡墙	桩长 29 m,桩径 1.5 m,共 12 根;冠梁(1.5×1.0 m)长 35 m,锚索 7 排 12 列共 84 根,单根锚索长度 13~23 m。	172.38
排桩式锚杆挡墙	桩长 29 m,桩径 1.2 m,共 12 根;冠梁(1.2×0.8 m)长 35 m,锚索 9 排 12 列共 108 根,长度 13~28 m。	195.48
双排桩	桩长 39 m,桩径 1.8 m,共 24 根;冠梁(1.8×1.2 m)前后排总长 70 m;连梁(1.8×1.5 m)共 12 根总长 60 m。	448.28

至 2024 年 12 月 24 日基坑工程施工期、运行期(2024 年 10 月 20 日部分基坑边坡段回填完成)的专项监测数据,各阶段监测点变化速率最大值为 2.1 mm·d<sup>-1</sup>,均未超过规范<sup>[19]</sup>规定的变化速率预警值 2~3 mm·d<sup>-1</sup>,且未连续 3 次超过规范值的 70%;该边坡段位移累计最大值为 4.4 mm(图 8),未超过设计预警值 20 mm,同时也和设计计算(图 4)的桩顶位

移计算值 3.49 mm 相吻合。工程实践相关参数满足规范要求,支护结构可靠。

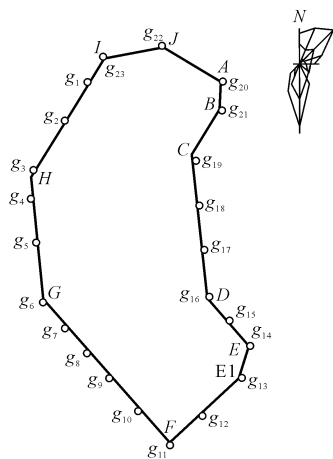


图7 基坑支护结构监测点平面布置图

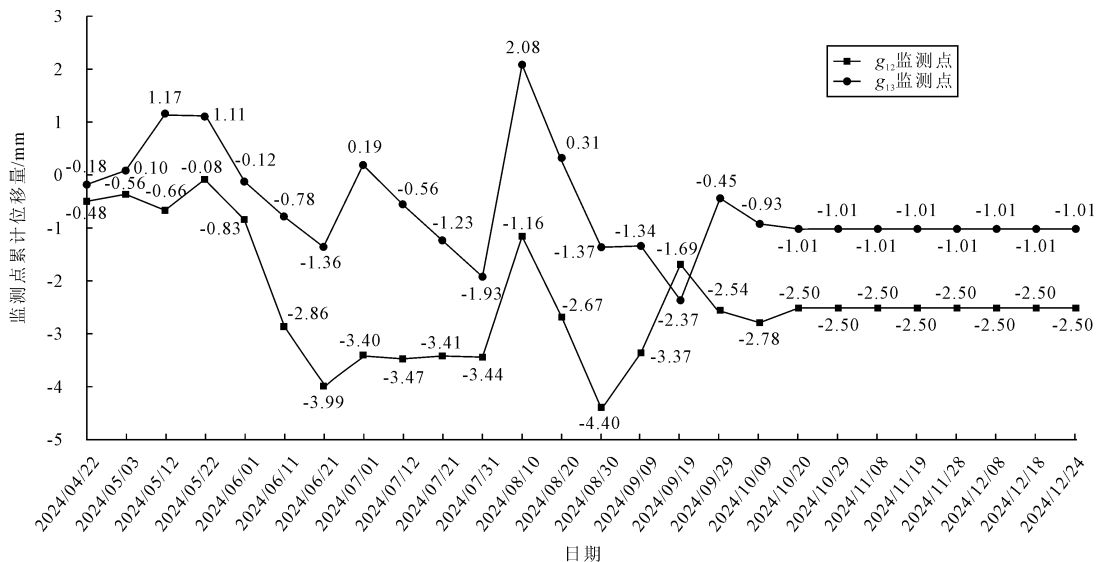


图8 基坑工程监测点累计变形成果统计曲线

室(或桩基础)或市政道路下埋设管网以及用地红线等综合影响,环境地质条件复杂,采用传统单一的基坑支护结构对基坑进行支护具明显局限性。

(2)提出由锚索、抗滑桩、桩间板、桩顶冠梁等组成的悬臂排桩式锚杆挡墙,其上部结构为悬臂排桩结构,利用桩身刚度控制土体变形;下部为排桩式锚杆挡墙结构,通过锚索提供预应力将基坑侧壁土压力传递至稳定岩层中,受力模型清晰,有效适应了二元地层结构的特殊受力特点,安全可靠。

(3)悬臂排桩式锚杆挡墙最上排锚索一般设于桩顶以下 2.0 m~6.5 m,可避开基坑边坡后部一定范围内综合管网区、建筑房屋地下室、桩基础等风险源布设,并比双排桩支护结构少占用坡顶 2.0 m~8.0 m 的临时用地。同时,理论计算和工程实践监测数据表明,该支护形式变形控制效果好,于城市复杂环境中的深基坑工程实施的适宜性好。

## 5 结语

为解决复杂的上土软下岩硬二元地层结构深基坑工程支护重难点问题,从贵阳地区典型深基坑工程实践中提出了一种新型的悬臂排桩式锚杆挡墙支护结构对基坑工程进行支护,并通过理论分析、力学计算及实例验证等,研究其力学机制和工程适用性,主要得出如下结论:

(1)贵阳地区二元地层结构岩土混合质深基坑工程岩土侧向压力差异大,其基坑 5 m 深度范围内边坡侧向岩土压力小,土压力形态特征呈近“倒状漏斗”型分布,并在岩土层交界面附近发生突变,形成多峰分布特征。基坑工程后部多受已有建筑物地下

(4)悬臂排桩式锚杆挡墙充分利用了上部土体压力较小、下部岩体锚固效果好的特点,实现了支护结构的优化配置。经方案比选,悬臂排桩式锚杆挡墙造价约为排桩式锚杆挡墙支护造价的 80~90%、为双排桩支护造价的 35~45%,与传统支护方案相比,悬臂排桩式锚杆挡墙经济性更好。

(5)提出的悬臂排桩式锚杆挡墙支护结构有效利用在实际工程中,且安全性好、适宜性广和经济性优,可为类贵阳地区上土软下岩硬二元地层结构深基坑工程支护工程提供了新的参考,具有较好的推广应用前景。

## 参 考 文 献

- [1] 李宏伟,杨光煜,谢亮.“桩墙合一”支护结构协同作用及影响因素分析[J].土工基础,2024,38(5):750-754.

- [2] 邱晨杰,白圻业,蔡宗金,等.复合支护形式在土岩复合地层坑中坑工程中的应用研究[J].工程勘察,2025,53(8):1-6.
- [3] 张瑞程.新型斜撑-排桩基坑支护体系工程应用分析[J].施工技术,2024,53(12):162-166.
- [4] 欧煜,王保团,熊欢,等.集约式微型群桩-锚杆联合支护结构在边坡工程中的应用[J].工程勘察,2025,53(2):16-22.
- [5] 李慧慧,葛佩倩,俞奎皓,等.井筒式基坑支护结构内力分析及设计优化研究[J].工程勘察,2025,53(8):16-23+37.
- [6] 黄添之,王艳,申文明,等.软土深基坑开挖对MJS加固紧邻既有车站的变形影响研究[J].工程勘察,2025,53(09):8-17.
- [7] 张瑞程.新型斜撑-排桩基坑支护体系工程应用分析[J].施工技术,2024,53(12):162-166.
- [8] 古刚.微型桩+锚杆组合式支挡结构在湿陷性黄土地区基坑中的应用[J].施工技术,2022,52(12):73-76,102.
- [9] 赵顺磊,徐武,王自强,等.土岩基坑无岩肩吊脚墙支护变形与力学响应特征研究[J].施工技术,2023,52(7):106-114.
- [10] 张志强.黄土地区桩锚支护深基坑受力分析与变形控制[J].施工技术,2025,54(4):88-94.
- [11] 芦岩.黄土地区深大基坑桩锚支护变形特性研究[J].施工技术,2025,54(4):82-87.
- [12] 李列娟,董红刚,马炳刺,等.软土地区复杂基坑支护综合施工技术[J].施工技术,2024,53(16):92-96.
- [13] 杨超,杨皓东,程玉柱,等.邻近建筑物逆作法深基坑支护设计与应用[J].施工技术,2021,50(19):114-118+129.
- [14] 王小波,章良兵,王笃礼.紧邻隧道的大型基坑变形控制设计[J].施工技术,2023,52(1):114-118.
- [15] 姬建华,刘亚伟,任鹏,等.复杂条件下超大深基坑预应力悬臂围护桩施工技术[J].施工技术,2022,51(19):29-33.
- [16] 杨福刚,邵丕纯,徐怀中,等.滨海岩溶地层深基坑桩锚支护结构施工技术[J].土工基础,2024,38(4):582-586.
- [17] 欧阳明勇,田野,邓昌福,等.基坑深层水平变形智能监测技术研究与应用[J].施工技术,2025,54(1):108-113.
- [18] 中华人民共和国住房和城乡建设部.建筑边坡工程技术规范(GB/50330-2013)[S].北京:中国建筑工业出版社,2013.
- [19] 中华人民共和国住房和城乡建设部.建筑基坑支护技术规程(JGJ/120-2012)[S].北京:中国建筑工业出版社,2012.

## Mechanical Mechanism and Application of Anchored Soldier Pile-Type Retaining Wall

PAN Shijia<sup>1,2</sup>, DING Jinying<sup>1,3</sup>, WU Zhengchao<sup>1</sup>, ZHANG Caibing<sup>1</sup>, YANG Yunbin<sup>1</sup>

(1. Guizhou Geological and Mineral Foundation Engineering Co. Ltd., Guiyang 550081;

2. College of Engineering, China University of Geosciences (Wuhan), Wuhan 430074;

3. Guizhou Geological Survey Institute, Guiyang 550081)

**Abstract** The accelerated development of urbanization has led to an increase in the number of deep excavation projects, which has also increased the complexity of their mechanical mechanisms, making the traditional single excavation support structure show significant limitations. Based on typical deep excavation projects in the Guiyang area, combined with the key and difficult points of the projects, an anchored soldier pile retaining wall support structure is proposed. The mechanical characteristics and suitable application aspects of this structure are explored through theoretical analysis, mechanical analysis, and case verification. The results show that: 1) within a depth range of 5m in the dual-layered stratum structure of rock-soil mixed deep excavation projects in Guiyang, the lateral earth pressure on the excavation slope is relatively small, and the soil pressure distribution pattern is nearly “inverted funnel” shaped, with abrupt changes near the rock-soil interface, forming a multi-peak distribution characteristic; 2) the anchored soldier pile retaining wall is a combined structure consisting of an upper cantilever section and a lower anchor tension section. The cantilever section bears the smaller soil pressure on the upper part, while the anchor tension section bears the larger and more complex multi-peak abrupt rock-soil pressure on the middle and lower parts. The force model is clear, safe, and efficient; 3) the top row of anchor of the soldier pile retaining wall is generally set 2.0m to 6.5m below the pile top, which can avoid the risk sources such as the comprehensive pipe network area, building basement, and pile foundation within a certain range behind the foundation pit slope. Compared to the double-row pile support structure, it saves 2.0 m to 8.0 m of temporary land use on the slope top, making it more suitable; 4) the cost of anchored soldier pile retaining wall support is about 80% to 90% of the cost of anchored sheet pile retaining wall support and 35% to 45% of the cost of double-row pile support. It is more economical. The use of anchored soldier pile anchor rod retaining wall for supporting deep excavation projects with a dual-layered stratum structure where the upper part is soft soil and the lower part is hard rock has achieved significant results. The research findings can provide reference for similar deep excavation support projects.

**Key words** Deep Excavation; Anchored Retaining Wall; Soldier Pile; Cantilever Type; Mechanical Behavior

# 基于 $p-y$ 曲线的自平衡法推算桩基水平承载力

李丹<sup>1,2</sup>, 高鑫年<sup>1,2</sup>

(1. 武汉科技大学 城市建设学院, 武汉 430065; 2. 城市更新湖北省工程研究中心, 武汉 430065)

**摘要:** 基于桩基竖向承载力自平衡测试原理,旨在探索一种新的水平向自平衡试验方法。 $p-y$  曲线法能较为客观地反映水平受荷桩的承载变形性状,利用模型试验在黏土中分别使用自平衡法加载以及传统静载荷加载,从而得到自平衡试桩桩侧极限土抗力  $p_u$  与埋深  $z$  的关系,以及两种试桩桩身位移  $y$  与埋深  $z$  的关系。为了考虑自平衡试桩与传统试桩之间桩身位移的相关性,简化近似桩身位移曲线  $y(z)$  并提出桩身位移的特征值。研究发现,同一土体中桩侧极限土抗力  $p_u$  与埋深  $z$  基本线性相关,自平衡试桩与传统试桩桩身位移的特征值转化考虑桩土相互作用下影响因素的权值并据此进行换算。通过换算系数,可进行水平自平衡的简化计算和精确计算。结果表明,利用自平衡法计算的桩基水平承载力与传统静载荷试验值相近,说明自平衡法确定水平承载力是有效的。

**关键词:** 自平衡;模型试验; $p-y$  曲线;桩基水平承载力

**中图分类号:** TU473 **文献标识码:** B **文章编号:** 1004-3152(2026)02-0224-08

## 1 引言

桩基竖向承载力自平衡法由 OSTERBERG<sup>[1]</sup> 通过预埋桩底的荷载箱施加给桩体竖向力来测得桩侧摩阻力与桩端阻力。国内引进此法并提出了“自平衡点”概念,即该点以上桩的自重与侧摩阻力之和与该点以下桩的侧摩阻力与桩端阻力相等,在该点处设置荷载箱从而来测试桩基竖向承载力<sup>[2]</sup>。竖向承载力自平衡法在国内经过长时间的研究和实践,在多种场景下得到应用<sup>[3]</sup>。

受水平荷载的桩与周围土体会产生相互作用,桩挤压周围土体产生的抗力用来平衡施加在桩身上的水平荷载<sup>[4]</sup>。水平承载力自平衡法的研究受到了空间和成本限制的静载试验方法的启发,这种方法在水平静载试验场地环境受限,费时费钱,且需要设置专门的反力系统<sup>[5]</sup>。

桩顶施加水平力时桩侧土体的破坏是渐进式的,塑性区逐渐从上向下扩展<sup>[6]</sup>。海上平台等建筑物的桩基分析多考虑使用弹塑性地基反力法的  $p-y$  曲线法,该法考虑桩土之间的相互作用能较为客观地反映水平受荷桩的承载变形性状。MATLOCKH 等<sup>[7]</sup>把桩侧水平地基反力与土的不排水三轴试验所得的应力-应变曲线的相互关系加以引伸,

提出了用实际情况下土体的应力-应变关系来计算桩基性状。

在王惠初等<sup>[8]</sup>基于钢管模型桩试验提出的河海大学新统一法的基础上,采用水平自平衡模型试验以及  $p-y$  曲线法来探究传统顶端水平加载桩以及水平自平衡桩之间的相关关系,通过两者相关关系可以转换得到传统顶端加载桩的水平承载力。探究桩侧极限土抗力随着埋深的增加而增加的现象,以及传统顶端加载桩与一定埋深下自平衡加载桩之间的关系,为求解桩基水平承载力提供了新的途径。

## 2 模型试验

### 2.1 模型试验装置

模型试验采用自主设计的土工模型箱,尺寸为 625 mm×600 mm×1 200 mm。模型桩布置在模型箱居中位置,模型试验的边界条件满足 OVESEN<sup>[9]</sup> 通过试验得到模型桩与模型箱内侧壁之间的距离大于模型尺寸的 2.82 倍时可以忽略边界效应影响的结论。本试验有两种不同的加载形式,一种是传统桩基顶端水平加载,另一种在考虑模型桩内部放置与自平衡装置试验状态下等效的力,在桩身某点分别对上段桩的下端和下段桩的顶端施加大小相同方向相反的水平力,这种加载模式参考了实际桩基水

平承载力自平衡检测装置荷载箱(图 1)的力的作用方式<sup>[10]</sup>。图 1 桩基水平承载力自平衡检测装置,首先分别预制桩身上段 1 和桩身下段 2,在固定好桩身上段 1 后,然后通过吊挂安装桩身下段 2,密封桩身上段 1 和桩身下段 2 弧形钢板之间的接缝,在混凝土浇筑通过荷载箱 3 后,通过截桩部件回拢切断新鲜混凝土,便于试验时使桩身混凝土在此处断开;随后通过水平位移驱动部件对自平衡进行测量;最后通过后注浆管进行后注浆施工,将试验桩用作工程桩使用。图中 5 为线路通道管,4 为应变计来测量钢筋的应变,通过测量所得的应变来计算桩身弯矩、桩身位移、桩顶位移与桩侧土抗力。

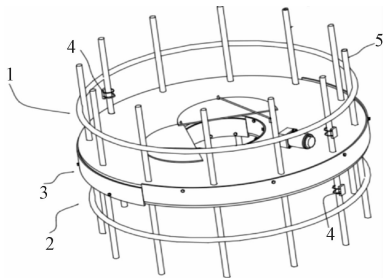


图 1 实际工程水平自平衡装置示意图

模型试验加载装置由反力梁、钢索、滑轮、砝码、套管、滑块等组成,其中套管可以避免钢索施加水平力时与模型土体的摩擦力,还可以在加载区土体剪胀有负压产生时导入空气抵消试验土体的吸力,滑轮则保证钢索施加荷载的方向并降低摩擦力,滑块用来连接上下两段桩(图 2、图 3)。

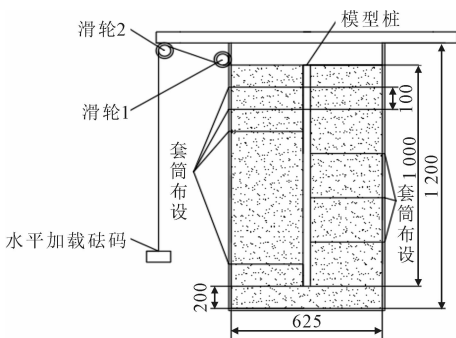


图 2 传统顶端加载桩装置示意图(单位:mm)

桩身水平位移测量方面,根据桩身挠曲的典型曲线本试验采用竖向间隔 100 mm 与 200 mm 布设测量点,桩顶处设百分表直接量测桩体的水平位移,其他深部位置位移则由可自行伸缩的套筒装置进行测量,即通过侧板处的预留孔穿入直径 5 mm 的粗钢管和直径为 2 mm 的细钢管,粗钢管穿过土层触及桩身后返回位移 2 mm 使得试验中套筒不影响桩身位移以及安装时用方尺保证水平。细钢管两端分别接触桩体与百分表,通过套筒装置粗钢管消除了

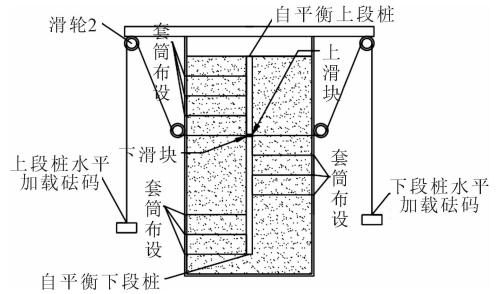


图 3 水平自平衡试桩加载装置示意图

土体与测量位移管之间摩擦对实验的影响。

### 2.2 模型试验材料

模型桩使用外径为 30 mm×30 mm、壁厚 3.1 mm 的 UPVC 方管制制作而成。在方管受土抗力的两侧相同深度处黏贴应变片,具体布设见图 4。

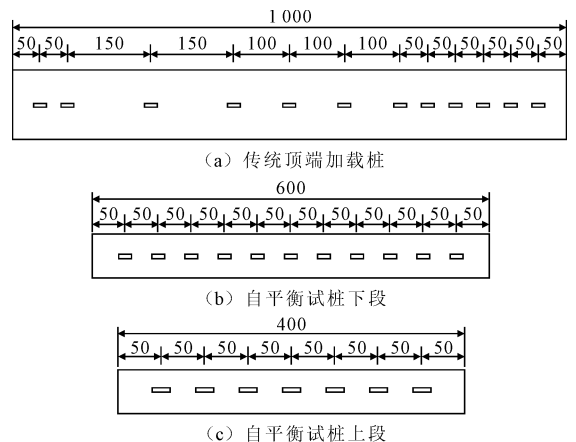


图 4 桩身应变片布置图(单位:mm)

模型试验选用土体取自武汉市黄家湖地区施工现场红色黏性土,将所取的原状土体充分晾晒粉碎后按同一含水率配置好后静置 2 d,采用分层填筑,每层填土厚度约 150 mm,然后按标准锤击压实。试验结束后取不同深度土样测量土体参数见表 1。

表 1 模型试验用土的主要物理力学指标

含水率 $w/\%$	重度 $\gamma/\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$	黏聚力 $c/\text{kPa}$	内摩擦角 $\varphi/(\text{^\circ})$
25.4	23.5	11.7	9

### 2.3 模型试验加载方案

试验分为两组:第一组对单桩桩顶分级施加水平荷载,测试单桩的水平极限承载力  $H_u$ ;第二组对用滑块连接的自平衡桩在连接上段、下段桩滑块处分级施加一对大小相等方向相反的力,至所需上段或下段桩达到水平极限承载力即:  $H_{u上}$ 、 $H_{u下}$ 。

试验加载方法:模型试验采用慢速维持荷载法进行加载,参考同类模型试验估计其极限水平承载力并按其值的十分之一进行分级<sup>[11]</sup>。按规范<sup>[12]</sup>规定并参考赵春风等<sup>[13]</sup>模型研究。

### 3 模型试验结果及分析

把桩看作竖放的弹性地基梁进行分析,根据桩上同一埋深位置处应变片的应变差值  $\Delta\epsilon_i$  可计算得到该深度截面处的弯矩  $M_i$ ,弯矩  $M$  与埋深  $z$  的计算关系式,即

$$M(z) = \frac{EI\Delta\epsilon(z)}{D} \quad (1)$$

式中: $\Delta\epsilon(z)$ 为桩身  $z$  深度处 2 个应变片的应变差, $D$  应变片之间的距离, $EI$  为桩身的抗弯刚度, $M(z)$  为  $z$  深度处的桩身弯矩。

模型桩材料的弹性模量  $E$  采用简支梁试验方法测出并进行弯矩计算的标定<sup>[11]</sup>。模型桩粘贴好应变片后两端简支在中心处在弹性范围内施加多次荷载,由荷载计算各个应变片位置截面处弯矩  $M_i$ ,通过公式(2)计算得到  $E_i$ ,然后取其平均值。

$$E_i = \frac{M_i D}{I \Delta\epsilon_i} \quad (2)$$

图 5 为土表面处水平荷载作用下桩身在各深度处的弯矩值以及其拟合曲线,图 6 为水平加载自平衡试桩下段桩在水平荷载作用下桩身各深度处的弯矩及其拟合曲线。

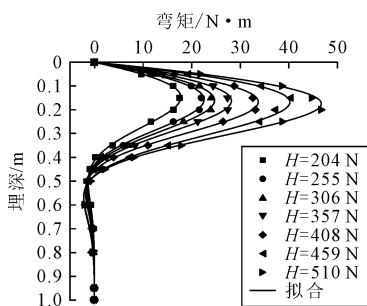


图 5 传统顶端加载桩身弯矩图

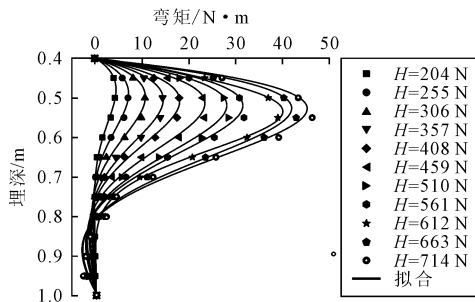


图 6 水平自平衡试桩加载弯矩图

为了得到桩身不同埋深  $z$  处的水平位移  $y$ ,试验过程中布设的桩身水平位移测点由于桩在土抗力作用下位移最大值点以及零点会发生变化,所以测点值不可直接用来拟合曲线,但可以验证式(4)算法

的计算值是否可行。

通过试验所得桩身应变  $\epsilon$  来得到桩身水平位移  $y$  与深度  $z$  的关系式(4)。由材料力学可得:

$$EI \frac{dy^2}{dz^2} = -M \quad (3)$$

由(1)(3)公式可得:

$$y(z) = \int_0^z \left( \int_0^z -\frac{\Delta\epsilon(z)}{D} dz \right) dz + C_1 z + C_2 \quad (4)$$

式中: $C_1, C_2$  为积分常数,其值可以将桩底水平位移测点值作为已知量进行计算,取试验中桩身转角、位移两者都为 0 的最浅的  $z$  值。对于利用试验测得数据使用 GCAS 函数进行拟合,拟合曲线见图 7、图 8。

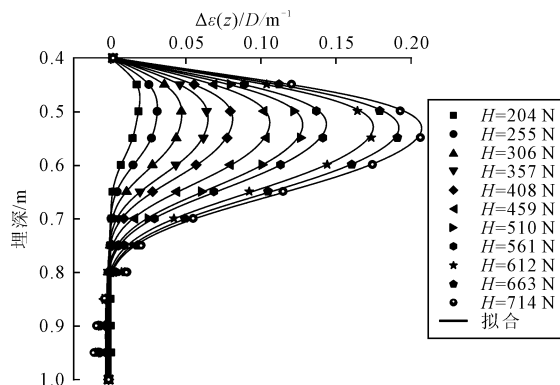


图 7 水平自平衡试桩  $\Delta\epsilon(z)/D$  沿深度分布

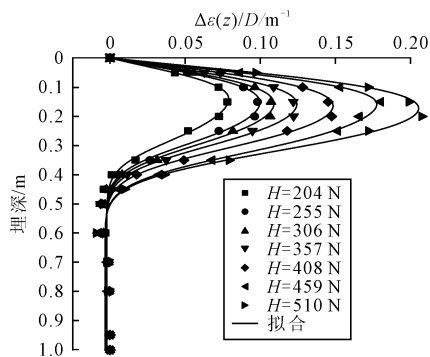


图 8 传统顶端加载试桩  $\Delta\epsilon(z)/D$  沿深度分布

## 4 成果分析计算

### 4.1 水平自平衡试桩在荷载作用下的 $p-y$ 曲线

MCCLELLAND 等<sup>[14]</sup>认为,桩土相互作用下的  $p-y$  曲线与土工三轴不排水试验的  $\Delta\sigma \sim \epsilon$  曲线有相关关系。根据桩土共同作用机理和邓肯模型描述土的本构关系,王慧初等<sup>[8]</sup>合理建立这种相关关系,分析得到了黏土中横向静载桩  $p-y$  曲线的一种新的统一法,其计算公式(5)如下:

$$\frac{p}{p_u} = \begin{cases} \& \frac{y/y_2}{a+b(y/y_2)} & y \leq \beta y_2 \\ \& 1 & y > \beta y_2 \end{cases} \quad (5)$$

式中:  $p$  为桩侧土体抗力;  $p_u$  为桩侧极限土抗力;  $y$  为在水平荷载作用下桩身的水平位移值;  $\beta$  值为对应桩身埋深处在极限土抗力  $p_u$  作用下水平位移值  $y_1$  与  $p_u/2$  土抗力作用下水平位移值  $y_2$  的比值, 即:  $\beta = y_1/y_2$ ;  $a$ 、 $b$  的值可由  $\beta$  计算得出, 即:  $a = \beta/(\beta - 1)$ ,  $b = (\beta - 2)/(\beta - 1)$ 。

(1) 桩侧极限土抗力  $p_u$  与埋深  $z$  的关系

目前, 关于在黏性土中桩侧极限土抗力  $p_u$  这个复杂的空间应力问题的研究在国内外开展已经较多, 中国现行《港口工程桩基规范》<sup>[15]</sup> 沿用了 Matlock 软黏土  $p$ - $y$  曲线<sup>[7]</sup> 给出软黏土  $p_u = (3 + \gamma z/c_u + Jz/D)c_u D$ , 其中:  $z$  为深度,  $J$  为经验系数,  $D$  为桩径,  $c_u$  为原状黏土不排水抗剪强度标准值,  $\gamma$  为土体的重度。国外 API-RP 2A 法<sup>[16]</sup> 最大特点就是同时适用于有实测数据和无实测数据两种情况, 没有实际数据时对于软黏土的极限水平强度的取值可用公式(6)进行推算得出:

$$p_u = \begin{cases} \& 0.9c_u \frac{z}{z_R} & 0 < z < z_R \\ \& 0.9c_u & z \geq z_R \end{cases} \quad (6)$$

式中:  $z_R$  为极限水平土抗力转折点的深度。

王慧初等<sup>[8]</sup> 提出在黏土中桩侧极限土抗力:

$$p_u = K A c_u D. \text{ 其中: } K \text{ 为相关系数, } K = \frac{100D}{3 + 8.3D} + \frac{4x/D}{1 + 0.4x/D}; A = 0.05 \left( \frac{1}{D} + 4 \right).$$

以上的计算方法都表明桩侧达到的极限土抗力  $p_u$  随着深度增加其值也在增加, 前两种方法可以发现在同一土体下  $p_u$  与深度  $z$  成线性相关。王慧初等<sup>[8]</sup> 提到的方法受  $K$  值影响在较浅深度是近似线性相关, 当达到一定深度后就稳定为线性相关关系。本模型试验通过对弯矩拟合函数求二次微分以及土压力盒数据可以得到不同荷载作用下的桩侧土抗力, 通过对所得土抗力  $p$  分析可得出不同深度处桩侧极限土抗力  $p_u$ , 将水平自平衡试桩桩侧极限土抗力  $p_u$  与埋深  $z$  拟合(图 9)可以得到  $p_u$  与  $z$  的拟合函数即:

$$p_u = 1.566 + 19.6z \quad (7)$$

(2)  $y_1$ 、 $y_2$  的确定

$y_1$  为桩侧土体达到极限土抗力  $p_u$  时相应桩身的水平位移值,  $y_2$  为桩侧土抗力为  $p_u/2$  时桩身的位移值。模型试验中在分级荷载作用下可以得到相应等级荷载下桩身水平位移曲线, 结合桩侧水平土

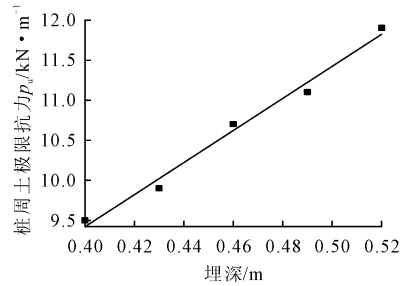


图 9 极限土抗力  $p_u$  对埋深  $z$  的拟合直线

抗力可以得到不同埋深处达到极限土抗力桩身所对应的水平位移值  $y_1$ 。

MATLOCK<sup>[7]</sup> 和 REESE 等<sup>[17]</sup> 认为  $y_2$  与  $\epsilon_{50}$  之间关系为:  $y_2 = A\epsilon_{50} D$ , 其中:  $\epsilon_{50}$  为三轴试验中最大主应力差一半时的应变值;  $A$  为无量纲的相关系数;  $D$  为桩径。模型试验中得到模型桩同一埋深位置处每一级荷载加载稳定后桩侧的土抗力  $p$ 、对应的桩身位移  $y$  及对应的拟合函数, 取自平衡试桩中规律性较好 0.4 m 与 0.43 m 处数据用来拟合(图 10), 相应的  $p_u/2$  值代入拟合函数就可以得到  $y_2$  的值。

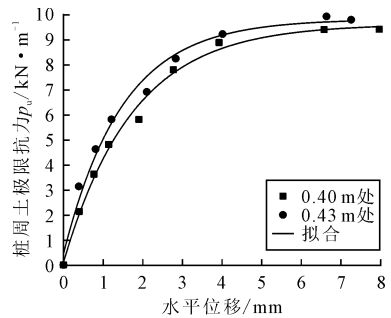


图 10 0.4 m、0.43 m 深度的  $p$ - $y$  曲线

(3)  $\beta$  的确定

王慧初等<sup>[8]</sup> 研究发现  $\beta$  值基本不随深度的变化而发生变化, 通过三轴试验数据  $\epsilon_{50}$ 、 $\epsilon_{100}$  可以得到  $\beta$ , 即:  $\beta = \frac{\epsilon_{100}}{\epsilon_{50}}$ , 其中:  $\epsilon_{100}$  为三轴试验中最大主应力差时的应变值。在模型试验通过上面所得不同深度处  $y_1$  与  $y_2$  得到  $\beta = \frac{y_1}{y_2}$ 。然后取其均值得到  $\bar{\beta} = 7.96$ 。

4.2 自平衡桩与顶端加载桩之间桩身位移关系

(1) 水平自平衡桩的桩身位移

水平承载力自平衡试桩的模型试验取桩基水平承载力自平衡检测装置<sup>[10]</sup> 中荷载箱作用相似的方法, 把与顶端加载桩相同长度的桩分为上、下两段, 对上、下两段桩施加大小相同方向相反的荷载, 在逐级荷载作用下对下段桩进行分析, 下段桩荷载一位移曲线见图 11。在每一级荷载作用下水平自平衡下段桩桩身位移  $y$  与埋深  $z$  的关系曲线通过公式(5)可得, 见图 12。

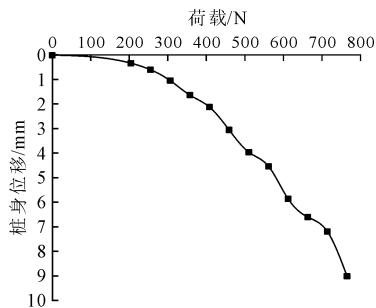


图 11 自平衡试验下段桩加载点荷载一位移曲线

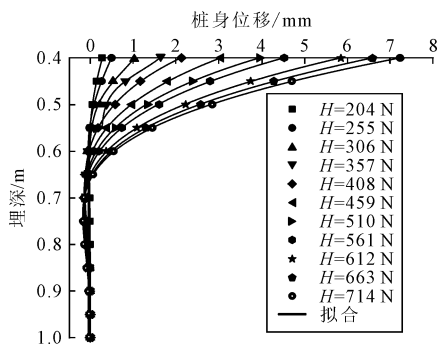


图 12 自平衡试验下段桩桩身位移曲线

(2) 顶端加载桩的桩身位移

顶端加载桩在逐级加载的作用下, 桩顶荷载一位移曲线见图 13, 其不同等级荷载作用下桩身位移值  $y$  与埋深  $z$  的相关曲线见图 14。

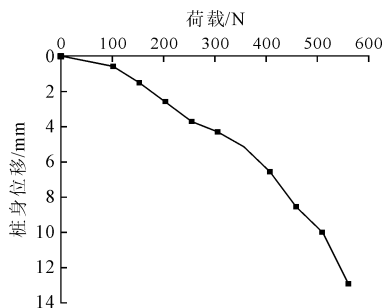


图 13 顶端加载桩荷载一位移曲线

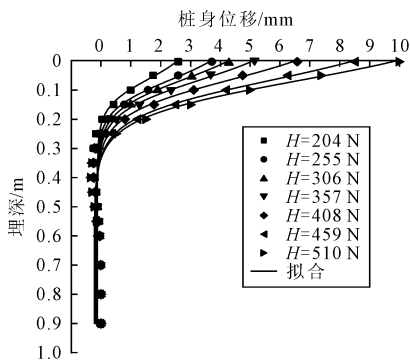


图 14 顶端加载桩桩身位移曲线

(3) 顶端加载桩桩身位移曲线的近似转换

顶端加载桩在每级水平荷载作用下都会得到一条相应的桩身水平位移  $y$  与埋深  $z$  的关系曲线(图

14), 考虑到曲线  $y(z)$  在水平面( $z=0$ )处至桩身水平位移量第一次为 0 的埋深  $z_1$  处近似为直线, 所以对于  $z=z_u$  ( $y=\bar{\beta}y_2$  时埋深) 至  $z=z_1$  埋深处把曲线  $y(z)$  看成一条直线即:  $y_1(z)=kz+b_1$ , 其中  $k, b_1$  为参数。对于埋深在  $z_1$  以下至第二次桩身水平位移量为 0 的位置  $z=z_3$  处(图 15)可以看出其形状特征接近正弦函数, 取水平力方向相同土抗力段桩身水平位移最大处( $z_2, y_2$ ), 将其采用正弦函数形式表达为:  $y_2(z)=A_1 \sin(\omega z + \varphi) + B_1$ , 其中  $A_1, \omega, \varphi, B_1$  均为参数, 取  $H=510 \text{ N}$  时  $z_1$  至  $z_2$  处曲线用  $y_2(z)$  拟合, 得  $R^2=0.97$ , 对  $z_2$  至  $z_3$  处看成与  $z_1$  至  $z_2$  相等。黏土中桩身位移曲线的特殊点位见图 15: 水平自平衡试桩桩顶位移  $y_{20}$ 、桩身第一位移 0 点  $z_{1下}$ 、与水平力方向相同的土抗力段桩身水平位移最大处( $z_{2下}, y_{2下}$ ); 桩顶加载桩桩顶位移  $y_0$ 、桩身第一位移 0 点  $z_1$ 、与水平力方向相同土抗力段桩身水平位移最大处( $z_2, y_2$ )。

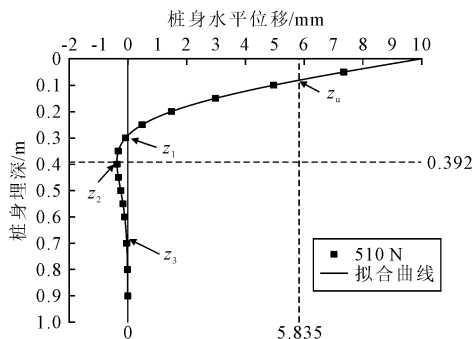


图 15 510 N 荷载下桩身水平位移的特殊点示意图

4.3 水平自平衡试验结果计算桩基水平承载力

(1) 简化算法

试验中相同桩、土体条件所得  $y_2$  的值(表 2)相差不大, 且与王慧初等<sup>[8]</sup>文章中同一桩所得  $y_2$  的数值也相差不大, 所以本试验取水平自平衡试桩所得的均值  $y_2$  用来确定埋深在  $z=0$  至  $z=z_1$  处桩侧土抗力达到极限值临界埋深位置  $z_u$ , 该位置即桩身位移值  $y=\bar{\beta}y_2$  时所对应的埋深值, 其值将  $y=\bar{\beta}y_2$  代入明确的简化计算函数  $y_{1下}(z)$  得到  $z_{u下}$ 。

表 2 桩顶与 2D 深度处的  $y_2$  值

深度 $z/m$	$y_2/mm$	均值/ $mm$
0	0.767	
0.03	0.742	0.733
0.4	0.719	
0.43	0.703	

对于相同土体条件桩体材料, 水平自平衡试桩下段桩与传统桩顶加载桩受力端以及桩传递力的方向相同仅是埋置深度不同, 所以两者水平承载性能也仅受埋深的影响, 在两种模型桩达到水平极限荷

载时桩侧土体极限土抗力的发挥影响了水平承载力。通过水平自平衡法获得传统顶端加载桩的水平极限承载力,考虑自平衡试桩下段桩与传统顶端加载桩达到极限水平力时的关系即:

$$H_u = \frac{H_{uF}}{k_d} \quad (8)$$

式中:  $H_u$  为传统顶端加载桩的水平极限承载力;  $k_d$  为转化系数;  $H_{uF}$  为自平衡试桩下段桩的水平极限承载力。转化系数  $k_d$  是桩顶至  $z_u$  处自平衡试桩下段桩与传统顶端加载桩桩侧所有达到极限土抗

力的位置处发挥合力的比值即:  $k_d = \frac{\int_0^{z'_{uF}} p_u(z) dz}{\int_0^{z_u} p_u(z) dz}$ 。

赵春风等<sup>[13]</sup>、甘浩<sup>[18]</sup>提到水平荷载的影响一般在  $8D$  到  $10D$  范围左右,结合本试验数据采用  $9D$ ,所以传统顶端加载桩  $z_u$  位置的确定通过  $9D$  范围内极限土抗力合力的比值为权值来计算桩侧土体达到极限土抗力的位置深度,即时对应桩侧土达到极限土抗力的桩身长:

$$z_u = k_u z'_{uF} \quad (9)$$

式中:  $z_u$  为桩身位移  $y = \bar{\beta}y_2$  时传统顶端加载桩所对应的埋深;  $z'_{uF}$  为桩身位移  $y = \bar{\beta}y_2$  时自平衡试验下段桩所对应的桩身长度,  $k_u$  为转化系数,本

模型试验其值为  $k_u = \frac{\int_0^{670} p_u(z) dz}{\int_0^{270} p_u(z) dz} = 2.86$ 。  $z_u$  与  $z_{uF}$

是两段桩都处于极限水平承载状态时除了范围区间与上式不同其它条件都相同是同范围下的比重,  $z_{uF}$  与  $z_u$  是同状态下的比重利用变限积分原理可以得到。模型试验下段桩水平极限承载力  $H_{uF} = 714 \text{ N}$ , 计算得  $k_d = 1.531$ , 所以通过自平衡法可以得到传统桩顶加载桩极限水平承载力  $H_u = 466.34 \text{ N}$ 。

## (2) 精确计算法

从水平自平衡试验中可以得到土体极限土抗力是随着深度变化的,对试验所得数据分析可以得到传统桩顶加载桩桩身位移特征值,各个桩身位移特征值可以更加明显反映出每个位置的变形特点。

第一桩身位移 0 点 ( $z_1, 0$ ) 以及 ( $z_2, y_2$ ) 中  $z_1, z_2$  考虑取与自平衡试桩的相近值,  $y_2$  由  $y_2 = y'_{2F} k_d$  计算得出,  $z'_{1F}, z'_{2F}, y'_{2F}$  由自平衡试验下段桩桩身位移曲线得出。通过 ( $z_u, \bar{\beta}y_2$ ) 及 ( $z_1, 0$ ) 可以得到近似简化函数  $y_1(z)$ , 通过 ( $z_1, 0$ ) 以及 ( $z_2, y_2$ ) 可以得到近似简化函数  $y_2(z)$ 。传统桩顶加载桩自水平面  $z=0$  开始到  $z=z_u$  位置土抗力都达到了极限状态土抗力,该区域土抗力合力为:

$$H_1 = \int_0^{z_u} p_u(z) dz = 148.91 \text{ N} \quad (10)$$

从  $z=z_u$  至  $z=z_1$  处桩侧土体的土抗力并未达到极限值,将  $y_1(z)$  与  $p_u(z)$  以及公式(5)在该区域求积分可得该区域土抗力合力:

$$H_2 = \int_{z_u}^{z_1} \frac{y_1(z)/\bar{y}_2}{a + by_1(z)/y_2} P_u(z) dz = 573.33 \text{ N} \quad (11)$$

从  $z=z_1$  至  $z=z_3$  埋深处,将  $y_2(z)$  与  $p_u(z)$  以及公式(5)在该区域求和可得该区域土抗力合力即桩后土抗力合力:

$$H_3 = \int_{z_1}^{z_3} \frac{y_2(z)/\bar{y}_2}{a + by_2(z)/y_2} P_u(z) dz = -237.17 \text{ N} \quad (12)$$

通过以上计算可以得到分 3 个不同埋深处的桩侧土抗力合力  $H_1, H_2, H_3$ , 对于  $z=z_3$  埋深以下的桩侧土抗力相对较小在计算中不作考虑,但未计算的值可以在实际应用中可当做安全储备。把桩基看成一个受力体,其上作用的水平荷载以及桩侧土抗力合力为零,所以桩基水平承载力  $H$  的值为:

$$H_u = H_1 + H_2 + H_3 = 485.07 \text{ N} \quad (13)$$

通过水平自平衡中特征值以及相似函数计算得到水平极限承载力为  $485.07 \text{ N}$ 。

## 4.4 水平自平衡方法推算桩基水平承载力的可行性

模型试验通过对水平自平衡试桩与传统顶端加载试桩得到了两者之间荷载位移的转换关系,使得水平自平衡试验可以得到桩基的水平承载力  $H$ 。简化计算取了自加载点开始的 9 倍桩径范围内影响因素的权值,通过权值得到埋深不同而其余条件相同时桩身位移为  $\bar{\beta}y_2$  所对应的  $z_u$ 。因为两种试验的桩基同材料且同环境,所以看成水平自平衡试桩与传统顶端加载试桩水平极限承载力与两桩达到极限土抗力区域相同比值。精确计算近似函数使用的特征值也是考虑两桩基同材料且同环境但埋深不同下的不同极限承载力,同一特征点也具有比值关系,见表 3、表 4。

试验分析结果的合理性可以用顶端加载桩试验中获得的结果来验证。从表 4 中可以看出,通过水平自平衡法比值计算出的特征值与传统顶端加载试

表 3 转化后的特征值的误差

相对应的特征值	自平衡试桩值/mm	转化为传统顶端加载试桩的值/mm	传统顶端加载试桩试验值/mm	误差/%
$z_{uF}$ 与 $z_u$	32.34	88.61	83.76	5.6
$z_{1F}$ 与 $z_1$	256.01	256.01	263.07	2.68
$y_{2F}$ 与 $y_2$	0.16	0.24	0.25	4
$z_{2F} - z_{1F}$ 与 $z_2 - z_1$	108.5	108.5	103	5.34

注:自平衡试桩的  $z_{uF}$  与  $z_{1F}$  的值是减掉 400 mm 自平衡试桩桩顶到水平面的距离。

表 4 换算后水平极限承载力的误差

计算方法	承载力值		误差 /%
	传统顶端加载试桩水平极限承载力换算值/N	传统顶端加载试桩水平极限承载力试验值/N	
简化	466.34	510	8.56
精确	485.07	510	4.89

桩试验所测得数据相差不大。换算出的传统顶端加载试桩水平极限承载力与试验值相差也较小。

试验土体属非饱和粘土,自平衡试桩在一定埋深处进行的自平衡法加载,相比于传统桩顶端加载法自平衡法加载处桩侧土体局部发生水平反向位移,由此产生剪胀趋势<sup>[19]</sup>,但由于位移杆的空心套筒可以与土体外的大气连通而大大减弱剪胀产生的吸力,对精确计算参数即桩身水平位移  $y$  有微小影响,本次研究予以忽略。简化计算法是从自平衡试桩结果直接转化计算得到传统静载桩水平承载力,自平衡试桩发生水平位移的影响统筹包含在转化系数中。

## 5 结论

通过桩基水平自平衡模型试验和水平静载荷模型试验,基于  $p-y$  曲线法得出了桩基在黏土中通过自平衡试验数据换算出传统顶端加载桩的水平承载力,得到以下结论:

(1)水平自平衡试桩法是在水平自平衡试验的基础上来计算水平承载力,考虑桩土之间相互作用以及不同深度处土体极限土抗力规律得到的一种试验数据的计算的方法,能更好的在同一场地土体特性的情况下得到工程需要的桩基水平承载力。

(2)在黏土中桩侧土体的极限土抗力  $p_u$  是随着土体埋深的增加而增加的,模型试验土体相对来说比较均匀,所以极限土抗力也是线性增加的,使用自平衡试验不宜使得下段桩加载点距离地面埋深较大,实际工程中考虑影响因素较多,需要在试验中深入探究。

(3)从自平衡模型试验算法中提出了桩身位移的特征值,且在本试验条件下提出了一种考虑影响因素权重的自平衡试桩与水平静载试桩特征值的转化计算方法,在同一土体环境下可使用此方法。

(4)简化计算和精确计算两种方法,都是利用权重数得出转化系数,然后进行了推算,其权重数是考虑在

其余条件相同但桩侧土体提供极限土抗力不同来计算的。

## 参 考 文 献

- [1] JORI OSTERBERG. New device for load testing driven piles and drilled shaft separates friction and end bearing[J]. Piling and Deep Foundations, 1989,5(2):421-427.
- [2] 马远刚,郑 轩. 自平衡试桩法荷载箱位置设计探讨[J]. 桥梁建设,2006,36(S1):125-127.
- [3] 龚维明,戴国亮. 桩承载力自平衡测试技术研究与应用[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2015.
- [4] 李海江,童小东. 基桩水平承载特性研究方法比较[J]. 建筑结构,2011,41(10):92-94.
- [5] 建筑基桩检测技术规范(JGJ106-2003)[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2003.
- [6] 郑 刚. 高等基础工程学[M]. 北京:机械工业出版社,2007.
- [7] MATLOCK. Correlation for design of laterally loaded piles in soft clay[A] // Proceedings of the Second Annual Off shore Technology Conference[C]. Houston: Texas, 1970:577-594.
- [8] 王惠初,武冬青,田 平. 黏土中横向静载桩  $p-y$  曲线的一种新的统一法[J]. 河海大学学报:自然科学版,1991,19(1):9-17.
- [9] OVESEN NK. The use of physical models in design; the scaling law relationships[C] // Proceedings of the 7<sup>th</sup> European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Brighton, 1979:318-323.
- [10] 李 丹,智联梅,李年峰. 桩基水平承载力自平衡检测装置及方法[P]. 中国专利:CN 114032972 A, 2022. 02. 11.
- [11] 蔡雯君. 基桩水平承载力自平衡测试方法模型试验研究[D]. 武汉科技大学,2023.
- [12] 建筑桩基技术规范(JGJ94-2008)[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2008.
- [13] 赵春风,刘丰铭,邱志雄,等. 砂土中竖向和水平荷载共同作用下的单桩承载特性研究[J]. 岩土工程学报,2015,37(1):183-190.
- [14] B MCCLELLAND, JR J. A. F. Soil modulus for laterally loaded piles[J]. Transactions, ASCE, 1958,123:1049-1063.
- [15] 港口工程桩基规范(JTS167-4-2012)[S].
- [16] 横山幸满(日). 桩结构物的计算方法和计算实例[M]. 北京:中国铁道出版社,1984.
- [17] REESE L, COX W, KOOP F. Field Testing and analysis of laterally loaded piles on stiff clay[A] // Proceedings of the Seventh Annual Offshore Technology Conference[C]. Houston: Texas, 1975:671-690.
- [18] 甘 浩. 水平与下压荷载作用下单桩承载性状研究[D]. 西安,西安建筑科技大学,2020.
- [19] 李广信. 高等土力学[M]. 北京:清华大学出版社,2004.

## Self-Equilibrium Method Based on $P$ - $y$ Curve to Estimate the Lateral Capacity of Pile

LI Dan<sup>1,2</sup>, GAO Xinnian<sup>1,2</sup>

(1. School of Urban Construction, Wuhan University of Science and Technology, Wuhan 430065;

2. Hubei Provincial Engineering Research Center of Urban Revitalization, Wuhan 430065)

**Abstract** This study introduces the principle of self-balancing test for the assessment of the lateral capacity of piles. It establishes the loading pattern and the lateral capacity estimation method using a horizontal self-balancing test method. The  $p$ - $y$  curve method can objectively reflect the deformation characteristics of the horizontally loaded pile. The corresponding test results are obtained by using the model test of the self-balancing pile and the traditional horizontal static load pile loaded by the self-balancing method and the traditional static load loading, respectively, so as to obtain the relationship between the ultimate soil resistance  $P_U$  on the side of the self-balancing test pile and the buried depth  $z$ , the relationship between the displacement  $y$  of the two test piles and the buried depth  $z$ . To consider the correlation between the displacement of the self-balancing pile test and the traditional pile test, the approximate pile displacement curve  $y(z)$  is simplified, and the eigenvalue of the pile displacement is proposed. It is found that the ultimate soil resistance  $P_U$  on the pile side in the same soil is basically linearly correlated with the buried depth  $z$ , and the eigenvalue of the displacement of the self-balancing test pile and the traditional test pile is converted into the weights of the influencing factors under the interaction between pile and soil, and is converted accordingly. By converting the coefficients, it is possible to perform simplified and accurate calculations of horizontal self-balancing. The results show that the horizontal bearing capacity of the pile foundation calculated by the self-balancing method is similar to the traditional static load test value, indicating that the self-balancing method is effective in determining the lateral capacity.

**Key words** Self-Balancing; Model Test;  $p$ - $y$  curve; Lateral Capacity of Pile

(上接第 201 页)

## Analysis of Deformation and Failure Process of a Highway Tunnel Slope Induced by Rainfall

LIU Bin

(CCCCSHEC Fourth Engineering Co. Ltd., Wuhu 241000)

**Abstract** Due to the influence of tunnel excavation disturbance and rainfall infiltration, the deformation and stability of a tunnel entrance slope of the expressway have always been the focus of safety construction. The case history of the deformation and failure of a high-speed tunnel entrance slope in Guangxi is presented in this paper. Throughout the on-site geological hazard investigation, the main stratigraphic lithology and geological structure of the tunnel entrance slope, slope cracking and deformation, tunnel collapse and other characteristics are obtained and well understood. Combined with the monitoring data, the main influencing factors of the deformation and failure of the object project are proposed. The numerical simulation is used to reproduce the deformation and failure process of the tunnel entrance slope induced by rainfall. The range of deformation and failure, development and evolution process and safety factors are analyzed, and compared with the field failure mode observed. It is considered that the deformation and failure process is tunnel excavation-slope deformation-critical failure-rainfall infiltration-slope weakening-joint tension slip-slope deformation and failure-additional external force-tunnel collapse and roof fall.

**Key words** Tunnel Entrance Slope; Deformation and Failure; Rainfall; Joint Fissure; Numerical Simulation

# 地下多煤层采动作用下山区矿山 形变演化过程研究

周 雷<sup>1</sup>, 李黔辉<sup>2,3</sup>, 朱 涛<sup>2,3</sup>, 陶通伟<sup>3,4</sup>

(1. 中国电建集团贵州电力设计研究院有限公司, 贵阳 550025; 2. 贵州大学 资源与环境工程学院, 贵阳 550025;  
3. 贵州大学 贵州省山地地质灾害防治工程技术研究中心, 贵阳 550025;  
4. 贵州大学 喀斯特地质资源与环境教育部重点实验室, 贵阳 550025)

**摘 要:** 我国西南地区广泛分布着高陡斜坡且地质环境条件复杂, 采煤活动频繁形成大面积采空区, 多煤层开采的斜坡经常发生崩滑灾害。以贵州省发耳煤矿为例, 采用离散元颗粒数值模拟方法研究多煤层采动作用下矿山坡体形变演化。研究结果表明, 煤层采动后, 采空区的顶板开始冒落下沉, 逐渐被压密; 采空区边界最先产生采动裂隙, 而后向上覆岩体扩展, 随着开采层数的增多, 形变不断加剧, 裂隙向坡体临空面方向发育, 形成潜在滑动面; 矿山斜坡逐渐发育成不稳定斜坡进而引发灾难性地质灾害。单煤层开采对矿山斜坡扰动程度较小, 多煤层开采层数越多对矿山斜坡扰动程度较大。多煤层开采为矿山地质灾害的发生提供相应孕育条件。多煤层采动作用下矿山形变演化可以分为: 表生改造、冒落沉陷、裂缝扩展和临界崩滑四个阶段。

**关键词:** 多煤层采动; 采动裂隙; 矿山滑坡; 形变演化; 数值模拟

**中图分类号:** TU475 **文献标识码:** B **文章编号:** 1004-3152(2026)02-0232-06

## 1 引言

中国西南地区分布着广袤的山区, 山区地形起伏大, 地质条件复杂多样。脆弱的地质环境在矿山开采作用下极易触发多种地质灾害<sup>[1-2]</sup>。其中, 矿山地质灾害是西南山区普遍且具有高度危险性的代表<sup>[3]</sup>。矿山斜坡的失稳破坏和因它形成的不良地质环境会对人类生命和财产造成重大损失, 钳制矿产资源的合理开发利用, 极易影响生态环境的失调和破坏<sup>[4,5]</sup>。随着地下开采活动加剧, 地下采矿作用下诱发的崩滑地质灾害呈快速上升趋势, 造成群死群伤的灾害事件时有发生。2014年8月27日贵州省黔南州发生的福泉滑坡造成22人受伤, 1人失联, 1人受伤<sup>[6]</sup>; 2017年8月28日贵州省张家湾镇发生的普洒崩塌造成35人死亡, 8人受伤<sup>[7,8]</sup>; 2022年5月8日贵州省毕节市发生的白岩崩塌造成3人死亡<sup>[9]</sup>。地下多煤层采动作用下诱发的崩滑灾害具有规模大、突发性强和成灾模式复杂的特点<sup>[10]</sup>。矿山地质灾害发生之前, 其坡体内部是时时刻刻发生着

形变的。当形变到一定程度时, 矿山地质灾害随之发生。由此, 深入研究采动作用下崩滑灾害前的形变演化过程有助于矿山地质灾害的防治和提高矿产资源开发利用。

近年来, 国内外专家学者们结合理论分析、现场调查和物理模拟等手段研究了矿山地质灾害的变形和破坏, 并取得了长足的进步和突破<sup>[11,12]</sup>。多数研究从降雨等自然因素的角度开展研究, 而对于山区地下采煤诱发崩滑灾害前的坡体形变演化过程研究则较少。矿山地质灾害容易受到自然因素影响, 但是地下采煤工程活动的影响也是不可忽视的。特别是在我国西南山区煤炭资源丰富, 蕴藏于地下深部。地下采煤活动不以单煤层开采为主, 而是以多煤层采动为主。多煤层地下采动作用下坡体的裂隙发育程度会被显著影响, 从而导致矿山斜坡不断形变, 在外界触发因素作用下引发灾难性地质灾害。

本文结合发耳煤矿矿山斜坡的现场地质调查, 采用离散元数值模拟方法分析地下多煤层采动作用下的坡体形变演化过程, 为西南山区的矿山崩滑地质灾害防治提供科学参考。

收稿日期: 2024-01-25 修回日期: 2024-02-08

基金项目: 贵阳市科技计划项目(筑科合同[2023]13-10号)

作者简介: 周 雷(1997-), 男, 硕士, 研究方向为矿山地质灾害。

## 2 研究区地质环境条件

### 2.1 工程地质条件

研究区矿山斜坡位于贵州省发耳煤矿东南角尖山营陡崖地段,地形南西高北东低,属于构造侵蚀而成的低中山至中低山地貌(图 1)。斜坡北东面与南面临空,以山脊线为分界线,平面上呈“V”字形。斜坡地层产状总体上为  $280^{\circ} \angle 15^{\circ}$ ,为缓倾坡外的顺向坡。斜坡基岩裸露,从老到新出露地层岩性分别是二叠系上统龙潭组的粉砂质泥岩、三叠系下统飞仙关组粉砂岩和第四系粘土,岩性复杂,上硬下软(图

2)。研究区位于黔西褶皱带中,同时正断层和逆断层均有发育,地质构造极其复杂多样。区内河流属于珠江流域,主要补给来源为大气降水补给。

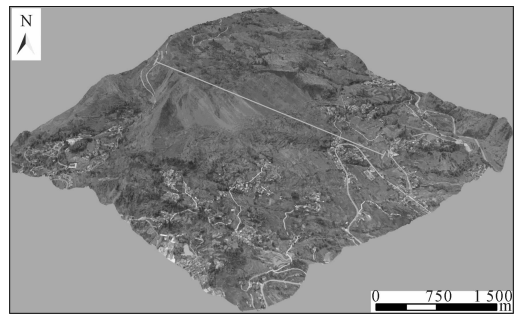


图 1 研究区矿山斜坡无人机影像全貌图

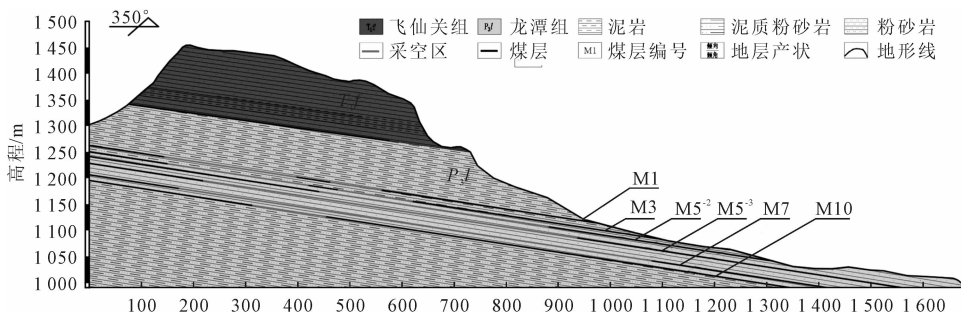


图 2 研究区矿山斜坡 1-1' 工程地质剖面图

### 2.2 采矿活动

发耳煤矿开采煤层平均埋深为 267 m。煤矿井田内含煤地层为龙潭组,可采煤层共 11 层煤层。煤矿从 2005 年开始大规模开采,存在众多工作面。截止至目前,矿区内开采 M1、M3、M5<sup>-2</sup>、M5<sup>-3</sup>、M7、M10 等六层煤层。地下采矿工程活动所形成的采空区密集分布于斜坡中上部,下部没有采空区分布。矿山开采活动剧烈,以综采的开采方式进行,属于多煤层开采。

一些破碎的变形体,坡体下方堆积散乱的落石(图 3)。斜坡长度约 1 300 m,宽约 150 m,最大高差 573.2 m,威胁坡体下方的村落居民。

## 3 斜坡坡体结构和形变特征

在长年累月的地下开采作用下,矿山斜坡发育为不稳定斜坡。坡体出露的岩体风化严重,呈碎裂结构。斜坡上部的飞仙关组粉砂岩强度较高,下部的龙潭组粉砂质泥岩强度较低,呈上硬下软的结构特征。在坡体的上部飞仙关组的岩体中主要发育 4 优势组结构面:  $165^{\circ} \angle 64^{\circ}$ 、 $92^{\circ} \angle 75^{\circ}$ 、 $54^{\circ} \angle 86^{\circ}$  和  $123^{\circ} \angle 63^{\circ}$ 。斜坡坡顶分布着大小不等裂缝。裂缝的张开宽度在几十厘米至数米,延伸长度在十几米至几十米,以及其深度在 2~20 m 不等。斜坡整体上陡下缓,斜坡坡顶岩体破碎,时常发生零星崩落。研究区斜坡是一个正在形变发育的斜坡,坡顶分布

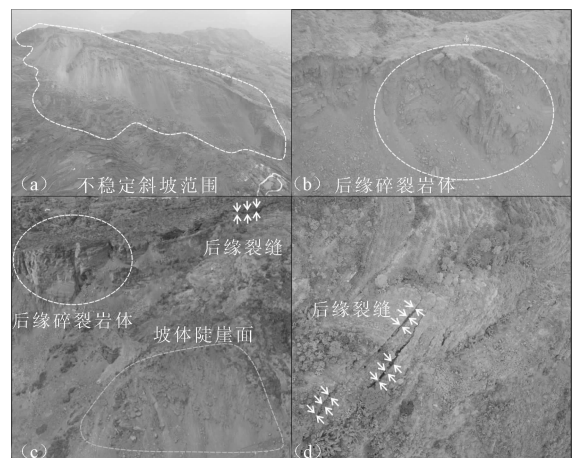


图 3 研究区矿山斜坡坡体结构和形变特征

## 4 坡体数值模拟与分析

### 4.1 坡体离散元数值模型和参数

根据斜坡的具体形态特征和通过岩石力学实验所得的岩石力学参数和性质进行数值模型建模。离散元颗粒的力学参数根据不同岩性的力学性质进行

参数标定为同等力学行为的细观参数(表 1 和表 2)。本文堆积和连接一系列具有特定力学性质的颗粒,采用可断裂的线弹性接触关系对岩土体颗粒间的连接进行模拟,反演研究区斜坡的形变过程。研究区煤矿山的开采方法,进程和多层开采的相互关系为:矿区内开采 M1、M3、M5<sup>-2</sup>、M5<sup>-3</sup>、M7、M10

表 1 研究区矿山斜坡岩石力学参数

岩性	密度/kg·m <sup>-3</sup>	弹性模量/MPa	泊松比	黏聚力/MPa	抗拉强度/MPa	内摩擦角/(°)
粉砂岩	2 750	5.77E+3	0.20	5.89	4.23	38.9
泥岩	2 500	4.10E+3	0.23	3.5	3.82	30.0
泥岩粉砂质	2 750	3.08E+3	0.26	3.27	2.63	35.5
煤层	2 000	1.00E+3	0.35	2.6	1.26	20.0

表 2 离散元数值模型细观参数

细观参数	粉砂岩	泥岩	泥岩粉砂质	煤层
线性接触模量/GPa	16.00	6.60	8.00	2.60
线性接触刚度比	2.40	2.76	2.40	2.76
黏结模量/GPa	16.00	6.60	8.00	2.60
黏结刚度比	2.40	2.76	2.40	2.76
法向黏结强度/MPa	8.00	3.50	7.30	2.70
切向黏结强度/MPa	6.70	2.90	6.10	2.30
内摩擦角/(°)	35.80	30.00	30.00	48.00

以研究区斜坡 1-1' 典型工程地质剖面建模,岩性为粉砂岩、泥岩、泥岩粉砂质和煤层,按坡体节理裂隙特征设置节理裂隙,建立研究区煤矿山斜坡离散元数值模型(图 4)。在研究区数值模型中,按照 M1-M3-M5<sup>-2</sup>-M5<sup>-3</sup>-M7-M10 从上到下的顺序进行

等六层煤层以综采方式机械开采;以上山开采的进程,从山脚到山顶方向掘进;煤层为从上到下进行开采,逐渐向深部开采。在每一层采矿掘进过程中设置锚杆支护,下部煤层未被扰动,在开挖结束后,煤矿采取采空区顶板垮落法管理,主要影响上覆岩体。

6 层的煤炭开采,共设置 8 个监测点。其中,Jc1、Jc2 和 Jc3 设置在采空区正上方的坡顶监测坡体垂直位移,Jc4、Jc5 和 Jc6 设置在斜坡临空面监测坡体水平位移,Jc7 和 Jc8 设置在坡体内部监测坡体内部的应力变化,以实时监测坡体的形变情况。

本次数值模拟计算模型的高度和宽度均按地质资料取值,保证和研究对象的一致性,其高度为 526 m,宽度为 1 652 m。数值模型中的颗粒半径大小为 0.4 m~0.6 m,颗粒数量为 293 236 个。同时,计算按照二维平面应变问题进行处理,颗粒黏结模型分为接触黏结模型和平行黏结模型。

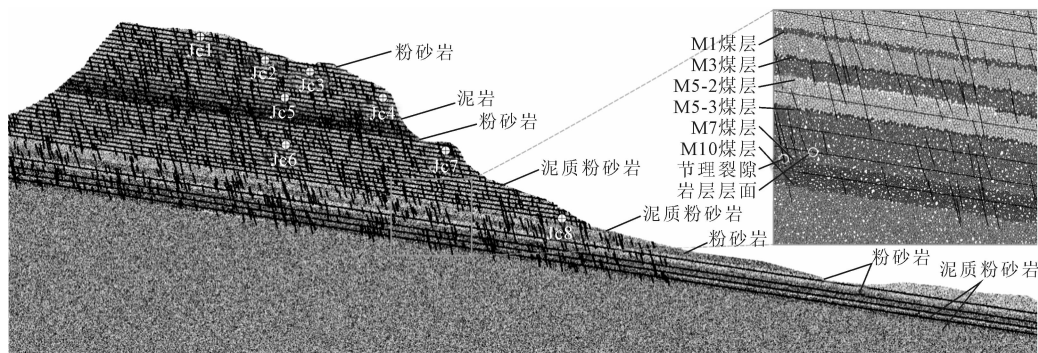


图 4 研究区矿山斜坡数值模型

## 4.2 数值模拟结果分析

在地下采动作用的影响下,坡体的不同部位出现程度不一的变形(图 5)。矿山斜坡的地下煤层一经开采,坡体的形变随即开始响应(图 6)。矿山斜坡水平方向位移较小,以垂直方向位移为主。水平位移代表坡体向前平移运动。当开采 M1、M3 和 M5<sup>-2</sup>时,水平位移直线上升;当开采至 M5<sup>-3</sup>时,靠近坡顶临空面部位(Jc3 监测点)的水平运动减缓;当开采至 M7 和 M10 时,水平位移继续上升,分别为 0.66 m 和 1.02 m。六层煤层完全开采后,最大位移值为 1.08 m,平均位移值为 0.91 m。垂直位

移代表坡体向下沉陷,当开采 M1、M3、M5<sup>-2</sup>、M5<sup>-3</sup>、M7 和 M10 时,垂直位移一直处于直线上升状态,六层煤层完全开采后,最大位移值为 7.51 m,平均最大位移值为 7.36 m。

在开采过程中,斜坡开采前两层煤层时主要为内部岩体被扰动,裂隙从采空区边界延伸发育,并未对斜坡造成较大影响。前两层煤层开挖后的累计沉降位移仅为 0.86 m,后面四层煤层开采后导致的沉降位移高达 6.65 m。当开采 M5<sup>-2</sup>煤层后,所处位置较深,加之此前所形成的两层采空区,上覆岩体有足够的变形空间,呈悬臂梁式弯曲。当开采 M5<sup>-3</sup>

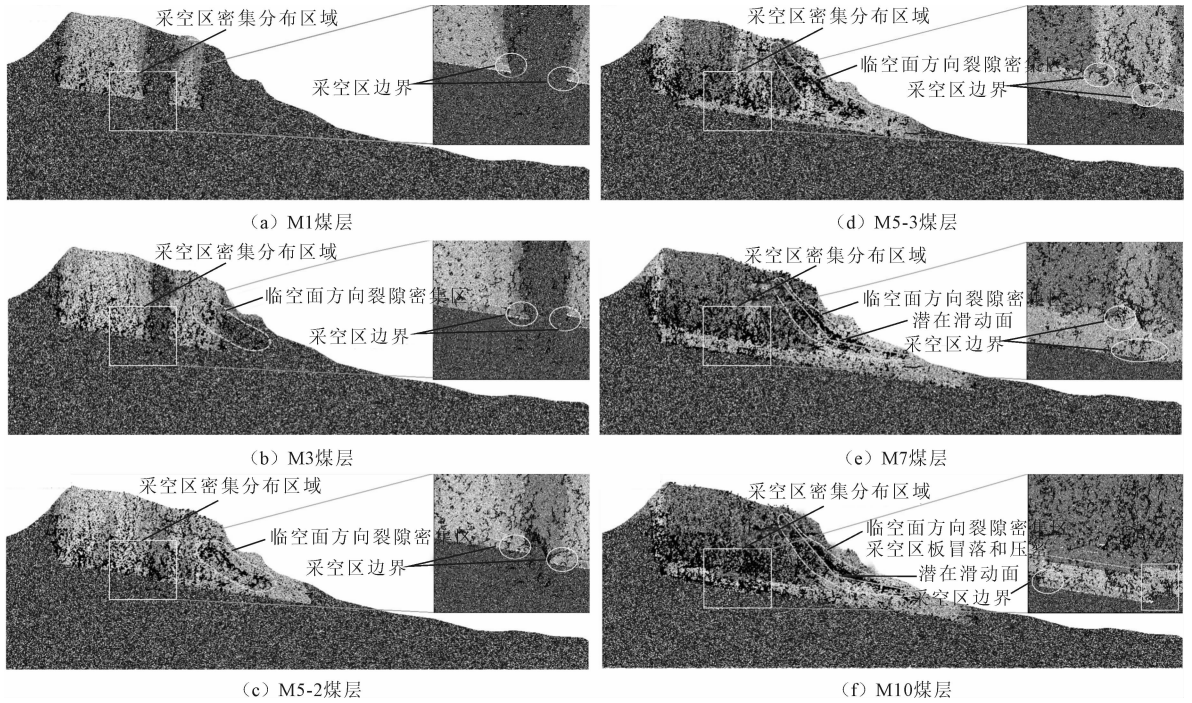


图 5 多煤层开采过程中的裂隙演化过程和形变演化过程数值模拟结果

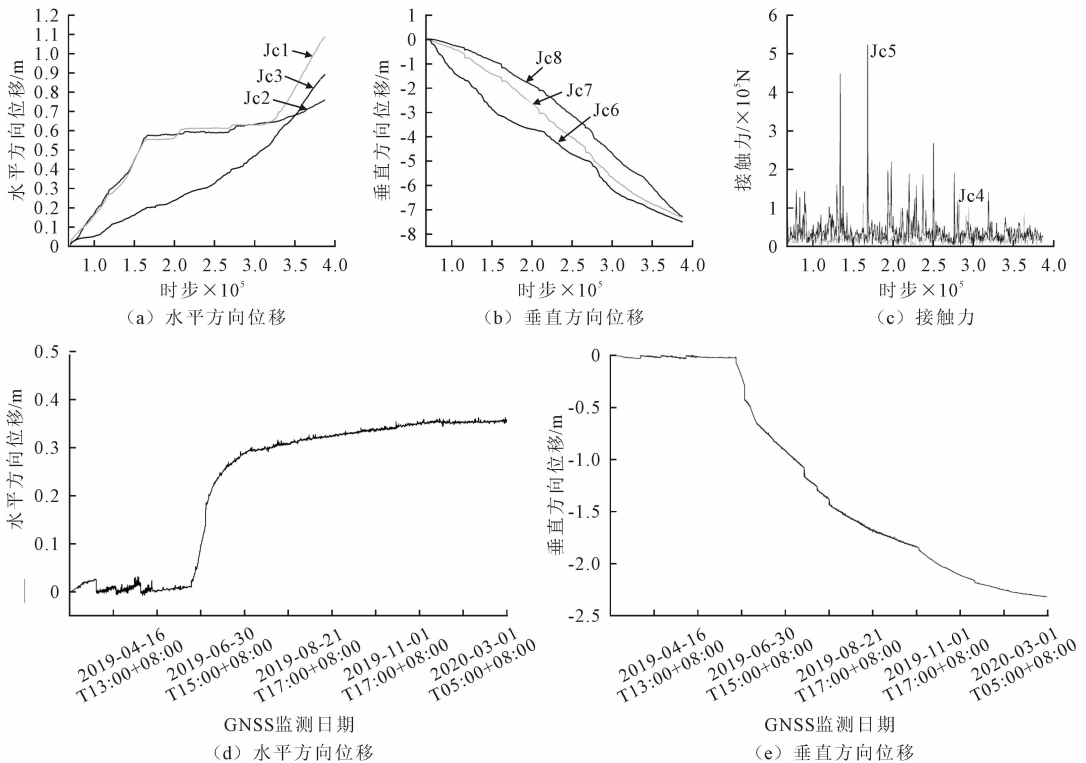


图 6 研究区矿山斜坡坡体位移和接触应力监测曲线图

煤层后,斜坡呈整体沉降趋势,斜坡临空面方向岩体中的裂隙十分发育。当开采 M7 煤层后,临空面方向的岩体中的裂隙贯通,开始形成潜在滑动面。当开采 M10 煤层后,斜坡上覆岩体的沉降区域连通,所形成的潜在滑动面趋于临界崩滑状态。根据矿山开采资料显示 M7 煤层和 M10 煤层是从 2018 年开

始开采,斜坡大变形也是从 2018 年开始的。因此,选取这一时段的 GNSS 监测数据和数值模拟开采 M7 煤层和 M10 煤层后的结果进行对比,以此验证数值模拟计算结果的准确性。GNSS 监测数据显示斜坡在煤层开采后水平方向位移为 0.33 m,垂直方向位移为 2.42 m,并处于持续变形的状态;数值模

拟开采 M7 煤层和 M10 煤层后的水平方向位移为 0.36 m,垂直方向位移为 2.55 m,模拟结果与监测结果较一致。据此,在多煤层的矿山中,浅部煤层开采的形变较小,对斜坡扰动程度不大,中深部的煤层开采后对斜坡扰动程度较大。

在多煤层采动作用下,采空区周围是坡体内变形最强烈的区域。采动裂隙最先从采空区边界开始向上覆岩体扩展,并向坡体的临空面方向发生偏转,并进一步扩展。其中,靠近采空区的采动裂隙粗大密集,延展性强;靠近坡体上部的采动裂隙较细小分散。矿山斜坡内部岩体被不断劣化导致坡体整体都在向下沉陷。在多煤层采动作用下,采空区上覆岩体随着煤层开采层数的增多,形变不断加剧和裂隙发育规模不断增大,并沿着坡面临空方向形成十分密集的采动裂隙,进而成为潜在滑动面。此时,矿山斜坡的临空面部位岩体劣化破碎,极其不稳定处于临界崩滑状态。在降雨、爆破或开挖等外界影响下,矿山斜坡将溃屈成灾,形成矿山崩滑地质灾害。

## 5 斜坡的形变演化过程

地下煤矿一经开采便直接引起采空区上覆岩体内部发生应力重分布,坡体的变形随即开始响应。坡体中由于开采形成的采动裂隙和沉陷是最明显的变形迹象。采空区顶板和边界是坡体内变形最强烈的区域。多煤层采动作用下煤矿形变演化过程可以分为:表生改造、冒落沉陷、裂缝扩展和临界崩滑四个阶段。

煤层开采活动对矿山斜坡的开挖即为表生改造阶段。煤层开完结束后进入冒落沉陷阶段。在多煤层采动作用下,每个煤层的采空区不断冒落下沉和被压密,岩体以垂直方向形变为主。之后,裂缝扩展阶段主要表现为采空区覆岩向采空区方向移动,造成采空区边界拉张应力集中,产生拉裂缝。上覆岩体内部应力重分布坡体随着煤层开采层数的增多不断的更新分布。裂隙发育规模不断加剧,并向坡面临空方向偏转,使得岩体劣化破碎。最终进入临界崩滑阶段。同时,上部硬岩整体沉降,逐渐弯曲下沉和断裂。随着坡体位移形变量的积累,临空面附近的岩体在多煤层开采的扰动下,变得十分脆弱,最终在外界扰动下向临空方向滑移发生破坏。

## 6 结论

本文通过野外地质调查和离散元数值模拟等手

段,探讨煤矿山斜坡在多煤层采动作用下的形变演化过程。取得以下认识:

(1)煤矿山斜坡中的采动裂隙和沉陷是受地下采动影响最明显的变形迹象。采动裂隙自采空区边界最先发育扩展,总体向临空面方向倾斜转动,不断劣化岩体。矿山斜坡的地下煤层一经开采,坡体的形变随即开始响应。当六层煤层完全开采后,矿山斜坡水平方向位移较小,向前平均运动 1.08 m,以垂直方向位移为主,平均沉陷为 7.51 m。当煤层开采时,矿山坡体内部的接触应力就发生变化,坡体一直处于形变状态。

(2)在多煤层采动作用下,煤矿山斜坡的形变不断加剧和裂隙发育规模显著增大,临空方向形成的密集采动裂隙,成为潜在滑动面。最终,在外界因素扰动下形成矿山崩滑地质灾害。

(3)煤矿山斜坡形变过程是在多煤层开采扰动下,坡体变形位移量不断累积的过程。多煤层采动作用下煤矿山的形变演化过程可以分为:表生改造、冒落沉陷、裂缝扩展和临界崩滑四个阶段。

## 参 考 文 献

- [1] 铁永波,张宪政,龚凌枫,等.西南山区典型地质灾害链成灾模式研究[J].地质力学学报,2022,28(6):1071-1080.
- [2] 李 滨,张 青,王文沛,等.金沙江乌东德水电站坝区高陡边坡地质灾害监测预警研究[J].地质力学学报,2020,26(4):556-564.
- [3] 张永波,买凌云.采煤诱发的自然灾害及其防治对策[J].自然灾害学报,1999,8(4):133-13.
- [4] 梁 风,史文兵,彭雄武,等.基于弯曲模式的层状采动斜坡变形破坏机理研究[J].地下空间与工程学报,2022,18(2):650-661.
- [5] 李新平,王艳丽,张成良,等.煤矿开采引起的环境地质问题及其对策[J].土工基础,2007(2):70-72.
- [6] 王小明,史文兵,梁 风,等.采坑型滑坡地质力学模式研究——以贵州省福泉滑坡为例[J].防灾减灾学报,2020,36(1):13-19.
- [7] 梁 风,史文兵,钱孝龙,等.山区平缓倾内采动斜坡变形破坏机制研究——以贵州普酒崩塌为例[J].自然灾害学报,2022,31(4):190-200.
- [8] 熊绍真,史文兵,彭雄武,等.基于离散元的普酒崩塌过程分析研究[J].自然灾害学报,2022,31(5):202-211.
- [9] Li B, Zhao C, Li J, et al. Mechanism of mining-induced landslides in the karst mountains of Southwestern China: a case study of the Baiyan landslide in Guizhou [J]. Landslides, 2023,20(4): 1482-1495.
- [10] 张顺波,史文兵,王 勇,等.地下采动作用下超高陡中缓倾逐向坡变形破坏过程研究[J/OL].工程地质学报,1-15[2024-01-07].

[11] 李森林,马博恒,葛玉祥,等. 下伏采空区隧道整体稳定性的三维有限元数值模拟分析[J]. 土工基础,2015,29(5):42-45.

[12] 姚 刚,卞景强. 深部煤巷破碎顶板微拱支护技术研究[J]. 土工基础,2017,31(6):697-701.

## Deformation Evolution of Mountain Mines under the Action of Underground Multi Seam Mining

ZHOU Lei<sup>1</sup>, LI Qianhui<sup>2,3</sup>, ZHU Tao<sup>2,3</sup>, TAO Tongwei<sup>3,4</sup>

(1. Guizhou Electricity Design and Research Institute Co. Ltd., Power China, Guiyang 550025;

2. College of Resource and Environmental Engineering, Guizhou University, Guiyang 550025;

3. Mountain Geohazard Prevention and Mitigation Engineering Research Center, Guizhou University, Guiyang 550025;

4. Key Laboratory of Karst Georesources and Environment, Ministry of Education, Guizhou University, Guiyang 550025)

**Abstract** The southwestern region of China is mainly characterized by mountainous landforms, widely distributed with high and steep slopes, and complex geological environmental conditions. In addition, with abundant mineral resources and frequent coal mining activities, large areas of goaf are formed, and slopes with multiple coal seams often suffer from collapse and sliding disasters; As a result, it causes huge loss of life and property. The article presents the Fa'er Coal Mine in Guizhou Province as case history and uses the discrete element particle numerical simulation method to study the deformation and evolution of mining slopes under the action of multiple coal seam mining. The research results indicate that after coal seam mining, the roof of the goaf begins to collapse and sink, gradually being compacted; The boundary of the goaf first generates mining induced fractures, which then expand towards the overlying rock mass. As the number of mining layers increases, the deformation intensifies, and the fractures develop towards the goaf direction of the slope, forming a potential sliding surface; The slope of the mine gradually develops into an unstable slope, leading to catastrophic geological disasters. Single coal seam mining causes less disturbance to mining slopes, while multi coal seam mining with more layers causes greater disturbance to mining slopes. Multi seam mining provides corresponding breeding conditions for the occurrence of geological disasters in mines. The deformation evolution of mines under the action of multi coal seam mining can be divided into four stages: surface transformation, collapse and subsidence, crack propagation, and critical collapse and sliding.

**Key words** Multi Coal Seam Mining; Mining Induced Fractures; Mine Landslides; Deformation Evolution; Numerical Simulation

# 岩石初始损伤及其力学性质研究

陈俊桦, 季新平, 慕杰捷, 杨 柏, 陈爱军, 吴 迪

(桂林电子科技大学, 广西桂林 541004)

**摘 要:** 为研究不同参数定义岩石初始损伤与岩石单轴抗压强度相关性, 通过声波波速试验以及单轴抗压试验获取灰岩与玄武岩的基本力学参数, 利用这些参数定义岩石初始损伤, 分析不同类型的初始损伤变量与单轴抗压强度之间关系。结果表明: 使用各类参数定义岩石初始损伤时, 不同类型的初始损伤变量与单轴抗压强度之间的关系均近似呈线性负相关。其中, 灰岩以纵波波速定义岩石初始损伤与其单轴抗压强度线性相关性最强, 玄武岩以静弹性模量定义岩石初始损伤与其单轴抗压强度线性相关性最强, 两种岩石分别以泊松比定义岩石初始损伤与其单轴抗压强度相关性较差, 不宜用于衡量岩石初始损伤程度。

**关键词:** 岩石初始损伤; 单轴抗压强度; 相关性; 初始损伤变量

**中图分类号:** TU457 **文献标识码:** B **文章编号:** 1004-3152(2026)02-0238-05

## 1 引言

岩石在整个成岩过程中, 受外界因素干扰以及外荷载作用下, 内部生成含有孔隙、裂缝甚至出现断层的弱结构面<sup>[1]</sup>, 这些原生缺陷的累积致使岩石具有初始损伤。在实际工程中, 岩石大多是含初始损伤的, 分析含初始损伤岩石的力学性能有重要的工程意义<sup>[2]</sup>。

近年来, 针对岩石初始损伤及其力学性质的研究取得了许多阶段性成果。周科平等<sup>[3]</sup>通过开展常规三轴加-卸载试验和加-卸载后岩样的核磁共振(NMR)特性试验研究了不同初始损伤下大理岩的卸荷特性; 王飞等<sup>[4]</sup>采用核磁共振技术和单轴加载测试试验揭示了载荷和冻融作用对不同初始损伤红砂岩孔隙结构和力学性质的影响规律; 陈静等<sup>[5]</sup>通过对大理岩开展单轴压缩试验、时效破坏试验以及蠕变试验, 总结了含初始损伤大理岩的时效变形与破坏特性; 王磊等<sup>[6]</sup>对冻结砂岩开展不同应变率单轴冲击试验; 熊绍真等<sup>[7]</sup>对某溶蚀岩体开展单轴压缩试验, 在损伤力学理论的基础上构建相应的损伤演化模型; 张超等<sup>[8]</sup>通过三轴压缩试验, 建立了能够反映不同围压作用下含初始缺陷岩石的变形破坏全过程的岩石损伤模型; 贾滢斐等<sup>[9]</sup>在冻融作用条件下对泥质粉砂岩开展冲击加载试验, 研究不同初始

损伤的泥质粉砂岩的动力学特性和损伤演化规律; 童立红等<sup>[10]</sup>基于损伤力学理论建立了应变相关的砂岩损伤演化模型, 并开展岩石单轴/三轴压缩试验验证了模型的合理性。周洲等<sup>[11]</sup>在阈值分割方法的基础上, 对煤岩体 CT 扫描试验得到的图像进行基于 Hough 变换的孔隙提取和相应的三维重构。

本文通过声波波速试验以及单轴压缩试验取得常见灰岩与玄武岩的力学参数, 包括静弹性模量、纵波波速、横波波速、密度和泊松比。并基于不同的初始损伤变量模型, 对不同力学参数定义岩石初始损伤变量与岩石单轴抗压强度相关性进行研究, 进而优选灰岩与玄武岩定义初始损伤变量的相关参数, 以便为合理定义各类岩石初始损伤及建立相应模型提供参考。

## 2 初始损伤定义

本文所研究的初始损伤表征岩石从取样后, 开展试验之前, 相对于理想状态下的无损岩石的损伤程度。通过弹性模量、电阻率、拉伸强度、孔隙面积、超声波波速及声发射数等参数可以对损伤进行定性或者定量地分析。陈乐求等<sup>[12]</sup>、陈俊桦等<sup>[13]</sup>认为在一般情况下, 岩石属于小变形范围内发生破坏的脆性材料, 适合采用弹性模量衡量其初始损伤变化。弹性模量与初始损伤变量之间的关系式为:

$$D_E = 1 - \frac{E_0}{\hat{E}} \quad (1)$$

式中:  $D_E$  为岩石初始损伤变量;  $E_0$  为损伤岩石的弹性模量;  $\hat{E}$  为无损岩石的弹性模量。

Kawamoto<sup>[14]</sup> 及 Ahrens<sup>[15]</sup> 等则表示通过纵波(P波)与横波(S波)波速可以衡量岩石的初始损伤变化情况,并建立了初始损伤变量与声波波速之间的关系:

$$D_P = 1 - \left(\frac{v_{P0}}{v_P}\right)^2 \quad (2)$$

$$D_S = 1 - \left(\frac{v_{S0}}{v_S}\right)^2 \quad (3)$$

式中:  $D_P$  为纵波波速定义的岩石初始损伤变量;  $D_S$  为横波波速定义的岩石初始损伤变量;  $v_{P0}$ ,  $v_{S0}$  分别为损伤岩石的纵波波速、横波波速;  $\hat{v}_P$ ,  $\hat{v}_S$  分别为无损岩石的纵波波速、横波波速。

由于天然岩石内部存在缺陷,较难直接获取无损岩石的弹性模量、声波波速等相关力学参数。因此,参考文献[12]中的方法,是在室内试验结果的基础上,近似获取无损岩石相关力学参数。

$$\hat{E} \geq \max(E_0^1, E_0^2 \cdots E_0^n) \quad (4)$$

$$\hat{v}_P \geq \max(\hat{v}_{P0}^1, \hat{v}_{P0}^2 \cdots \hat{v}_{P0}^n) \quad (5)$$

$$\hat{v}_S \geq \max(\hat{v}_{S0}^1, \hat{v}_{S0}^2 \cdots \hat{v}_{S0}^n) \quad (6)$$

$$\hat{\rho}_0 \geq \max(\hat{\rho}_0^1, \hat{\rho}_0^2 \cdots \hat{\rho}_0^n) \quad (7)$$

$$\hat{\mu}_0 \geq \max(\hat{\mu}_0^1, \hat{\mu}_0^2 \cdots \hat{\mu}_0^n) \quad (8)$$

式中:  $E_0^n$ ,  $\hat{v}_{P0}^n$ ,  $\hat{v}_{S0}^n$ ,  $\hat{\rho}_0^n$  和  $\hat{\mu}_0^n$  分别为第  $i$  次试验岩石的初始弹性模量、纵波波速、横波波速、密度和泊松比,  $i=(1,2,3 \cdots n)$ ;  $\hat{E}$ ,  $\hat{v}_P$ ,  $\hat{v}_S$ ,  $\hat{\rho}_0$  和  $\hat{\mu}_0$  分别为无损岩石的弹性模量、纵波波速、横波波速、密度和泊松比。

现有模型大多是假定岩石损伤在岩石内部已有缺陷的基础上继续发展,将岩石中微裂纹的分布理想化,没有考虑微裂纹引起的各项异性损伤,而忽略了模型中的损伤演化方程能否直接分析初始损伤对岩石损伤计算的影响<sup>[16-17]</sup>。同时,随着损伤力学理论的不断成熟,我国大量学者针对初始损伤影响岩石的抗压强度问题进行研究。朱永刚等<sup>[18]</sup>通过单轴压缩试验发现岩石损伤因子大小与抗压强度呈现负相关特征;张利洁等<sup>[19]</sup>借助 CT 扫描技术发现 CT 数与抗压强度呈正相关性;苏荣华等<sup>[20]</sup>、任恒等<sup>[21]</sup>分别通过单轴压缩蠕变试验、单轴再加载试验发现岩石破坏形态与初始损伤程度有关。初始损伤在应力作用下不断累积、加剧,直接影响岩石的抗压强度等力学特性。因此,选择合适的方法定义岩石初始损伤对于研究抗压强度与岩石初始损伤变化规

律之间的联系,以及通过确定岩石初始损伤程度深刻理解岩石变形破坏过程有着重要的意义。

### 3 声波波速试验和单轴抗压试验方案

#### 3.1 声波波速试验

灰岩试样取自广西桂林市灵川县大圩镇,为灰黑色隐晶质、致密状未风化~中风化岩,密度为  $2.5 \sim 2.8 \text{ g} \cdot \text{cm}^{-3}$ 。玄武岩试样取自四川省雷波县马湖,为灰黑色、致密状未风化~中风化岩,密度为  $2.7 \sim 3.0 \text{ g} \cdot \text{cm}^{-3}$ 。将岩石试样加工成直径为 50 mm、高 100 mm 的圆柱体,并将其端面磨平、抛光,保证端面平行。灰岩与玄武岩试样分别制作 15 个。采用非金属超声波仪器和换能器测得两种岩石试样的声波波速,包括纵波波速( $v_P$ )与横波波速( $v_S$ ),灰岩的声波波速分别记为  $V_P^A$  和  $V_S^A$ ,玄武岩的声波波速分别记为  $V_P^B$  和  $V_S^B$ 。声波波速测试装置示意图见图 1。

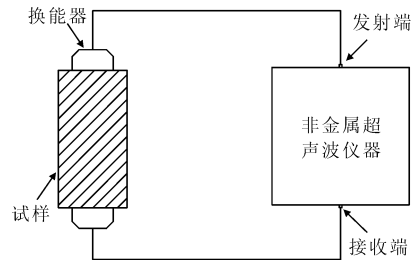


图 1 声波波速测试装置示意图

#### 3.2 单轴静抗压试验

本文对灰岩与玄武岩试样测完声波波速后即开展单轴静抗压试验,试验仪器采用 TAW-2000 电液伺服岩石三轴试验机,轴向最大试验力 2 000 kN,变形速度控制范围为  $0.01 \sim 50 \text{ mm} \cdot \text{min}^{-1}$ ,本试验变形速度控制为  $0.02 \text{ mm} \cdot \text{min}^{-1}$ 。通过该试验获取灰岩与玄武岩的单轴抗压强度  $Y_S$ 、静弹性模量  $E_S$  和静泊松比  $\mu_S$ ,灰岩相关力学参数分别记为  $Y_S^A$ ,  $E_S^A$ ,  $\mu_S^A$ ,玄武岩相关力学参数分别记为  $Y_S^B$ ,  $E_S^B$ ,  $\mu_S^B$ 。

### 4 试验结果及分析

根据表 1 和表 2 的试验结果,由公式(4)~(8)可以得到无损灰岩与无损玄武岩各力学参数的近似取值,见表 3。

将表 3 中无损灰岩与无损玄武岩各力学参数的近似取值分别视为天然无损灰岩与玄武岩的力学参数值,并根据公式(1)~(3)得到的规律可分别计算

表 1 灰岩声波波速试验和单轴抗压试验相关数据

试样编号	纵波波速 $v_p$ / m · s <sup>-1</sup>	横波波速 $v_s$ / m · s <sup>-1</sup>	单轴抗压强度 $Y_s$ / MPa	静弹性模量 $E_s$ / GPa	静泊松比 $\mu_s$	密度 $\rho$ / g · cm <sup>-3</sup>
1	2 970	1 885	48.7	34.3	0.312	2.564
2	3 900	2 437	78.5	40.5	0.302	2.612
3	4 602	2 444	127.6	52.5	0.281	2.658
4	5 025	2 503	133.2	72.3	0.293	2.679
5	5 361	2 864	140.8	77.2	0.312	2.735
6	5 617	3 544	147.6	78.9	0.202	2.696
7	3 422	2 099	57.6	37.6	0.322	2.534
8	3 992	2 155	59.7	46.7	0.262	2.634
9	4 268	2 094	87.8	43.9	0.333	2.628
10	5 004	2 857	137.9	68.7	0.272	2.642
11	5 496	3 230	153.8	79.8	0.286	2.767
12	3 819	2 277	66.8	44.6	0.262	2.618
13	4 035	2 172	59.7	40.8	0.271	2.624
14	4 775	2 407	107.8	57.2	0.271	2.661
15	5 063	2 788	121.6	70.9	0.231	2.708

表 2 玄武岩声波波速试验和单轴抗压试验相关数据

试样编号	纵波波速 $v_p$ / m · s <sup>-1</sup>	横波波速 $v_s$ / m · s <sup>-1</sup>	单轴抗压强度 $Y_s$ / MPa	静弹性模量 $E_s$ / GPa	静泊松比 $\mu_s$	密度 $\rho$ / g · cm <sup>-3</sup>
1	3 028	2 012	97.8	57.3	0.286	2.705
2	3 148	2 047	116.8	59.2	0.276	2.814
3	3 188	2 056	80.4	58.4	0.284	2.732
4	3 426	2 086	92.6	60.2	0.333	2.755
5	3 728	2 128	130.4	62.4	0.322	2.845
6	4 025	1 984	120.8	63.2	0.331	2.808
7	4 426	2 311	144.6	64.8	0.212	2.832
8	4 525	2 026	152.8	66.8	0.276	2.798
9	4 706	2 314	188.4	70.2	0.287	2.854
10	4 805	2 235	182.2	73.4	0.262	2.865
11	4 872	2 402	157.3	67.1	0.222	2.724
12	5 068	2 354	195.5	76.6	0.245	2.867
13	5 124	2 921	213.5	74.2	0.238	2.886
14	5 532	2 844	198.7	78.4	0.255	2.912
15	5 678	2 875	221.6	79.8	0.251	2.932

表 3 无损灰岩与无损玄武岩各力学参数的近似取值

力学参数	无损灰岩	无损玄武岩
静弹性模量 $E_s$ /GPa	79.8	79.8
纵波波速 $v_p$ /m · s <sup>-1</sup>	5 617	5 678
横波波速 $v_s$ /m · s <sup>-1</sup>	3 544	2 921
密度 $\rho$ /g · cm <sup>-3</sup>	2.767	2.932
静泊松比 $\mu_s$	0.333	0.333

出采用静弹性模量、纵波波速、横波波速、密度及静泊松比定义的灰岩初始损伤变量 ( $D^L$ ) 与玄武岩初始损伤变量 ( $D^B$ ), 灰岩初始损伤变量分别记为  $D_E^L$ ,  $D_P^L$ ,  $D_S^L$ ,  $D_\rho^L$  和  $D_\mu^L$ , 玄武岩初始损伤变量分别记为  $D_E^B$ ,  $D_P^B$ ,  $D_S^B$ ,  $D_\rho^B$  和  $D_\mu^B$ 。

#### 4.1 岩石初始损伤变量定义类型与单轴抗压强度关系研究

皮尔逊相关系数检验法是一种对两组变量之间相关联程度检验的方法。皮尔逊系数值的范围为  $-1 \sim 1$ , 负值表示两组变量之间负相关, 正值表示两组

变量之间正相关, 皮尔逊系数绝对值越接近于 1, 其表示两组变量之间的相关性越强, 且越接近线性关系。表 4 为灰岩与玄武岩初始损伤变量与单轴抗压强度的皮尔逊相关系数, 图 2 和图 3 分别为灰岩与玄武岩不同力学参数衡量的初始损伤变量与单轴抗压强度关系拟合。

表 4 灰岩与玄武岩不同初始损伤变量类型与单轴抗压强度的皮尔逊相关系数

初始损伤变量定义类型	灰岩的单轴抗压强度	玄武岩的单轴抗压强度
静弹性模量定义 ( $D_E$ )	-0.925	-0.948
纵波波速定义 ( $D_P$ )	-0.953	-0.945
横波波速定义 ( $D_S$ )	-0.838	-0.817
密度定义 ( $D_\rho$ )	-0.829	-0.830
静泊松比定义 ( $D_\mu$ )	0.319	0.518

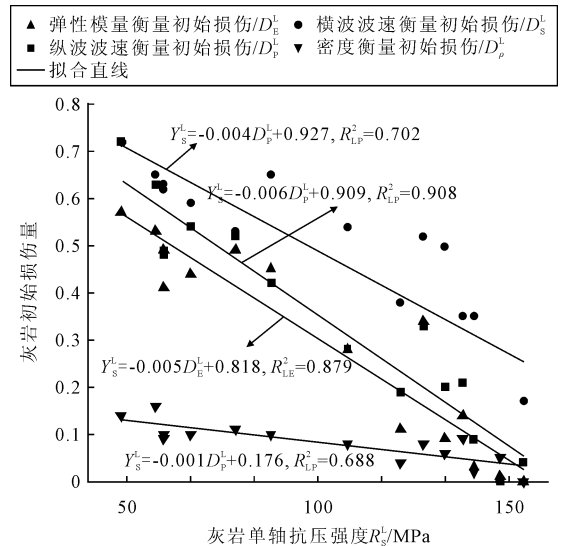


图 2 灰岩不同类型初始损伤变量与单轴抗压强度关系

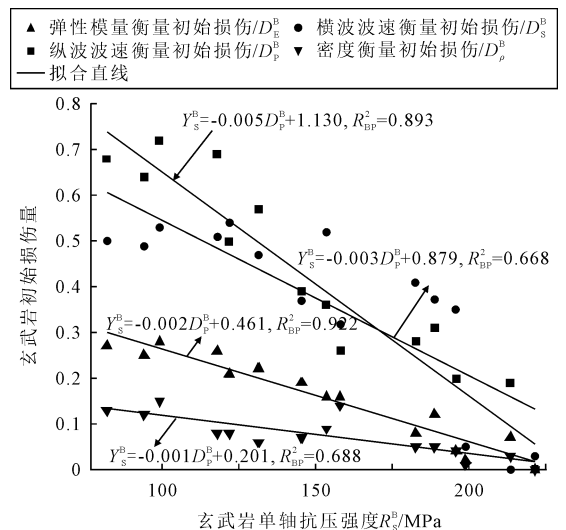


图 3 玄武岩不同类型初始损伤变量与单轴抗压强度关系

根据表 4 可看出, 灰岩和玄武岩的单轴抗压强度与弹性模量衡量岩石初始损伤、纵波波速衡量岩

石初始损伤、横波波速衡量岩石初始损伤及密度衡量岩石初始损伤之间存在着负线性关系,且相关性良好;灰岩和玄武岩的单轴抗压强度与泊松比衡量岩石初始损伤之间呈正线性关系,但皮尔逊相关系数显示相关性较差。

#### 4.2 灰岩初始损伤变量类型与单轴抗压强度相关性研究

不同类型的灰岩初始损伤变量  $D^L$  与灰岩单轴抗压强度  $Y_S^L$  之间的关系见图 2。从图 2 可看出,随着灰岩单轴抗压强度  $Y_S^L$  的增加,不同类型的灰岩初始损伤变量  $D^L$  均近似线性递减。对  $Y_S^L$  与  $D^L$  之间关系可采用下式进行拟合:

$$Y_S^L = \alpha^L D^L + \beta^L \quad (9)$$

式中:  $\alpha^L$  和  $\beta^L$  为单轴抗压强度  $Y_S^L$  和灰岩初始损伤变量  $D^L$  拟合关系式的拟合参数。当灰岩分别使用静弹性模量、纵波波速、横波波速及密度定义初始损伤变量时,式(9)可表示为:

$$Y_S^L = \alpha_E^L D_E^L + \beta_E^L \quad (10)$$

$$Y_S^L = \alpha_P^L D_P^L + \beta_P^L \quad (11)$$

$$Y_S^L = \alpha_S^L D_S^L + \beta_S^L \quad (12)$$

$$Y_S^L = \alpha_\rho^L D_\rho^L + \beta_\rho^L \quad (13)$$

设  $Y_S^L$  与  $D^L$  的拟合相关系数为  $R_L$ , 则  $Y_S^L$  与  $D_E^L$  的拟合相关系数为  $R_{EL}$ ,  $Y_S^L$  和  $D_P^L$  的拟合相关系数为  $R_{LP}$ ,  $Y_S^L$  和  $D_S^L$  的拟合相关系数为  $R_{LS}$ ,  $Y_S^L$  和  $D_\rho^L$  的拟合相关系数为  $R_{L\rho}$ , 得到的拟合曲线见图 2。单轴抗压强度  $Y_S^L$  与不同类型的灰岩初始损伤变量  $D^L$  的拟合系数  $\alpha^L, \beta^L$  见表 5。

表 5 拟合系数  $\alpha^L, \beta^L$  及相关系数平方

初始损伤变量定义类型	$\alpha^L$	$\beta^L$	$R_L^2$
静弹性模量定义( $D_E^L$ )	-0.005	0.818	0.879
纵波波速定义( $D_P^L$ )	-0.006	0.909	0.908
横波波速定义( $D_S^L$ )	-0.004	0.927	0.702
密度定义( $D_\rho^L$ )	-0.001	0.176	0.688

通过图 2 以及表 5 中相关系数平方可看出,  $R_{L\rho}^2 < R_{LS}^2 < R_{LE}^2 < R_{LP}^2 = 0.908$ 。这表明,灰岩单轴抗压强度  $Y_S^L$  与纵波波速定义初始损伤变量  $D_P^L$  之间线性负相关性最显著,灰岩单轴抗压强度  $Y_S^L$  和静弹性模量定义初始损伤变量  $D_E^L$  之间线性负相关性良好。因此,灰岩最适合采用纵波波速定义初始损伤变量,其次为采用弹性模量定义初始损伤变量。

#### 4.3 玄武岩初始损伤变量类型与单轴抗压强度相关性研究

不同类型的玄武岩初始损伤变量  $D^B$  与玄武岩单轴抗压强度  $Y_S^B$  之间的关系见图 3。从图 3 可看出,随着玄武岩单轴抗压强度  $Y_S^B$  的增加,不同类型

的玄武岩初始损伤变  $D^B$  均近似线性递减。对  $Y_S^B$  与  $D^B$  之间关系可采用下式进行拟合:

$$Y_S^B = \alpha^B D^B + \beta^B \quad (14)$$

式中:  $\alpha^B$  和  $\beta^B$  为单轴抗压强度  $Y_S^B$  和玄武岩初始损伤变量  $D^B$  拟合关系式的拟合参数。

当玄武岩分别使用弹性模量、纵波波速、横波波速及密度定义初始损伤变量时,式(14)可表示为:

$$Y_S^B = \alpha_E^B D_E^B + \beta_E^B \quad (15)$$

$$Y_S^B = \alpha_P^B D_P^B + \beta_P^B \quad (16)$$

$$Y_S^B = \alpha_S^B D_S^B + \beta_S^B \quad (17)$$

$$Y_S^B = \alpha_\rho^B D_\rho^B + \beta_\rho^B \quad (18)$$

设  $Y_S^B$  与  $D^B$  的拟合相关系数为  $R_B$ , 则  $Y_S^B$  与  $D_E^B$  的拟合相关系数为  $R_{BE}$ ,  $Y_S^B$  和  $D_P^B$  的拟合相关系数为  $R_{BP}$ ,  $Y_S^B$  和  $D_S^B$  的拟合相关系数为  $R_{BS}$ ,  $Y_S^B$  和  $D_\rho^B$  的拟合相关系数为  $R_{B\rho}$ , 得到的拟合曲线见图 3。且不同类型的玄武岩初始损伤变量  $D^B$  的拟合系数  $\alpha^B, \beta^B$  见表 6。

表 6 拟合系数  $\alpha^B, \beta^B$  及相关系数平方

初始损伤变量定义类型	$\alpha^B$	$\beta^B$	$R_B^2$
静弹性模量定义( $D_E^B$ )	-0.002	0.461	0.922
纵波波速定义( $D_P^B$ )	-0.005	1.130	0.893
横波波速定义( $D_S^B$ )	-0.003	0.879	0.668
密度定义( $D_\rho^B$ )	-0.001	0.201	0.688

通过图 2 以及表 6 中相关系数平方可看出,  $R_{B\rho}^2 < R_{BS}^2 < R_{BP}^2 < R_{BE}^2 = 0.922$ 。这表明,玄武岩单轴抗压强度  $Y_S^B$  和静弹性模量定义初始损伤变量  $D_E^B$  之间线性负相关性最显著,单轴抗压强度  $Y_S^B$  和纵波波速定义初始损伤变量  $D_P^B$  之间线性负相关性良好。因此,玄武岩最适合采用弹性模量定义初始损伤变量,其次为采用纵波波速定义初始损伤变量。

#### 4.4 岩石泊松比定义初始损伤与单轴抗压强度相关性研究

灰岩与玄武岩采用泊松比定义岩石初始损伤变量和单轴抗压强度之间的关系见图 4。由图 4 可看出,随着单轴抗压强度的增大,灰岩与玄武岩采用泊松比定义岩石初始损伤变量变化无规律,泊松比定义岩石初始损伤变量和岩石单轴抗压强度之间的相关性差。

## 5 结论

本文通过声波波速试验以及单轴抗压试验获取灰岩与玄武岩的基本力学参数,采用不同力学参数定义了岩石的初始损伤变量,分析了不同类型的初始损伤变量与单轴抗压强度之间关系,主要得到以下结论:

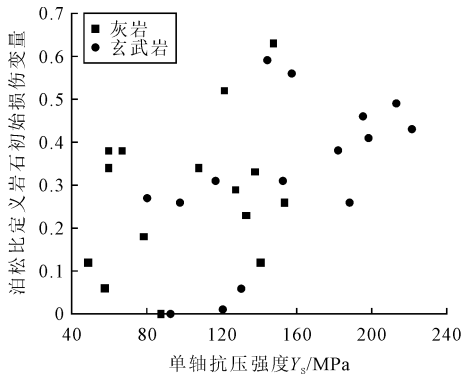


图4 泊松比定义岩石初始损伤和单轴抗压强度关系

(1)使用静弹性模量、纵波波速、横波波速及密度定义岩石初始损伤时,四种不同类型的初始损伤变量与单轴抗压强度之间的关系均近似呈线性负相关。

(2)灰岩采用纵波波速衡量岩石的初始损伤程度最合理,而玄武岩则采用静弹性模量衡量岩石的初始损伤程度最合理。

(3)采用泊松比定义岩石的初始损伤变量与单轴抗压强度相关性较差,不宜用于衡量岩石的初始损伤程度。

## 参 考 文 献

[1] 张炳生. 基于离散单元法的单一节理岩石力学特性探究[J]. 土工基础, 2019, 33(4): 483-487.

[2] 陈有亮, 代明星, 刘明亮, 等. 含初始损伤岩石的冻融损伤试验研究[J]. 力学季刊, 2013, 34(1): 74-80.

[3] 周科平, 苏淑华, 胡振襄, 等. 不同初始损伤下大理岩卸荷的核磁共振试验研究[J]. 岩土力学, 2015, 36(8): 2144-2150.

[4] 王 飞, 高明忠, 邱冠豪, 等. 初始损伤-载荷-冻融作用下红砂岩的孔隙结构及力学特性试验[J]. 工程科学与技术: 2022(6): 194-203.

[5] 陈 静, 江 权, 冯夏庭, 等. 含初始损伤大理岩的时效变形与破坏试验研究[J]. 工程科学与技术, 2018, 50(5): 27-37.

[6] 王 磊, 王远鹏, 秦 越, 等. 含初始损伤冻结砂岩动态破坏机理及损伤本构关系[J]. 长江科学院院报, 2022, 39(9): 84-89+95.

[7] 熊绍真, 史文兵, 王小明. 单轴压缩条件下岩溶化裂隙岩体损伤破坏特征研究[J]. 工程地质学报, 2022, 30(4): 1098-1110.

[8] 张 超, 杨期君, 曹文贵. 考虑初始缺陷与弹性模量的岩石变形破坏过程模拟方法[J]. 应用力学学报, 2020, 37(1): 286-292+488.

[9] 贾清斐, 王浩程, 夏 冬, 等. 泥质粉砂岩冻融作用下含初始损伤岩石动力学特性试验研究[J]. 金属矿山, 2022(2): 36-41.

[10] 童立红, 伍冰妮, 吴琳琳, 等. 应变相关砂岩损伤本构理论及试验研究[J]. 长江科学院院报: 2023(8): 105-111.

[11] 周 洲, 赵磊磊, 雷旭东, 等. 基于 Hough 变换的煤岩孔隙提取及三维重构[J]. 土工基础, 2023, 37(4): 624-628.

[12] 陈乐求, 张家生, 陈俊桦, 等. 初始损伤对脆性岩石抗压力学性质的影响[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2017, 48(2): 484-490.

[13] 陈俊桦, 张家生, 李新平. 基于岩石爆破损伤理论的预裂爆破参数研究及应用[J]. 岩土力学, 2016, 37(5): 1441-1450.

[14] Kawamoto T, Ichikawa Y, Kyoya T. Deformation and fracturing behaviour of discontinuous rock mass and damage mechanics theory[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 1988, 12(1): 1-30.

[15] Ahrens T J, Ruben A M. Impact-induced tensional failure in rock[J]. Journal of Geophysical Research Planets, 1993, 98(E1): 1185-1203.

[16] 陈俊桦, 张家生, 李新平. 考虑岩体完整程度的岩石爆破损伤模型及应用[J]. 岩土工程学报, 2016, 38(5): 857-866.

[17] 王卫华, 张恒根, 李夕兵. 爆破载荷下岩石的拉压损伤模型[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2021, 52(11): 3918-3929.

[18] 朱永刚, 詹作泰, 傅 昱, 等. 初始损伤下砂岩的破坏与声发射特性研究[J]. 矿业研究与开发, 2021, 41(4): 103-107.

[19] 张利洁, 朱杰兵, 骆建宇, 等. 岩石初始损伤及其对单轴抗压强度的影响研究[J]. 长江科学院院报, 2014, 31(11): 22-25+37.

[20] 苏荣华, 李 超, 马志远. 考虑初始损伤效应的砂岩蠕变扰动特性研究[J]. 中国安全科学学报, 2021, 31(9): 36-43.

[21] 任 恒, 朱永建, 王平, 等. 白砂岩试件初始损伤后再加载力学特性试验分析[J]. 矿业工程研究, 2019, 34(1): 23-29.

# 粉质黏土地层暗挖非对称双连拱隧道 施工数值模拟分析

苟开兵<sup>1</sup>, 牛 瑞<sup>2</sup>, 李乃义<sup>1</sup>, 王安源<sup>2</sup>, 林 超<sup>3</sup>, 张治国<sup>1</sup>

(1. 上海理工大学 环境与建筑学院, 上海 200093; 2. 中铁隧道集团二处有限公司, 河北廊坊 065000;

3. 华东交通大学 轨道交通基础设施性能监测与保障国家重点实验室, 南昌 330013)

**摘 要:** 针对粉质黏土地层下双连拱隧道施工塌方问题, 以苏州国际快速物流通道工程为背景, 考虑隧道地形、地质条件、施工阶段等因素, 模拟了粉质黏土地层中双连拱隧道“三导洞法”施工开挖的全过程, 为防止施工坍塌, 隧道设计采用双连拱复合式衬砌结构来减小复杂地层对衬砌的影响, 其中, 以管幕、管棚和超前锚杆为超前支护, 以锚杆、钢筋网、喷射混凝土和钢拱架为初期支护, 以模筑钢筋混凝土衬砌为二次衬砌。对隧道周围土体位移以及应力分布进行了分析, 验证了该工法的可行性和安全性, 可为同类工程施工提供参考。

**关键词:** 粉质黏土地层; 非对称双连拱隧道; 数值模拟; 土体位移

**中图分类号:** U456 **文献标识码:** B **文章编号:** 1004-3152(2026)02-0243-04

## 1 引言

随着我国在公路、铁路和市政设施等方面的不断完善, 隧道工程的建设水平也不断发展。对于快速增加的交通量以及安全行车的考虑, 双连拱隧道便应运而生, 尤其是在高速公路和市政公路等交通量较大的工程中<sup>[1,2]</sup>。但对处于地质条件复杂的隧道工程, 受工程地质和水文地质的影响, 隧道施工易发生下沉、冒顶、溜塌等问题<sup>[3-5]</sup>。

目前, 不少学者在连拱隧道方面开展了研究。邓少军等<sup>[6]</sup>运用 FLAC 3D 数值软件对湖南常吉高速公路上的仲溪连拱隧道的围岩应力、位移以开展了研究; 王北华<sup>[7]</sup>以南山路双连拱公路隧道为工程背景, 对软弱地层大跨度双连拱隧道施工过程中的中隔墙稳定性、支护结构受力规律和施工方法进行了模拟研究; 李海云<sup>[8]</sup>利用 FLAC 3D 建立了连拱隧道开挖的数值计算模型, 模拟了连拱隧道的开挖和支护。胡志平等<sup>[9]</sup>依托西安地铁 5 号线雁鸣湖停车场段双连拱隧道浅埋暗挖工程, 通过数值模拟计算, 从地表沉降、对既有隧道影响、新建隧道衬砌应力变化及变形规律等方面论述双连拱隧道施工的力学行为变化规律。Peng Li 等<sup>[10]</sup>、Ngoc-Anh Do

等<sup>[11]</sup>、Shariful 等<sup>[12]</sup>利用有限元三维模型研究了软土地层中双连拱隧道地表沉降规律。

本文基于苏州国际快速物流通道二期工程-长江路南延工程, 采用“三导洞法”进行连拱隧道组织施工, 重点分析了粉质黏土地层中隧道施工开挖对周围土体变形及应力分布的影响, 为实际该类工程提供技术支撑。

## 2 工程概况

苏州国际快速物流通道二期工程-长江路南延工程位于苏州市吴中区, 长江路南延工程项目起于宝带西路以北, 主线沿现状长江路线位, 向南以隧道形式下穿宝带西路、七子山, 穿山过程中绕避七子山垃圾填埋场、下穿七子山公墓并避让苏州市国防教育训练中心的军事用地区域, 出山后主线继续以暗埋形式下穿环山路、吴中大道以及北官渡路, 接地点位于南官渡路以北, 线路全长 6.428 km, 其中隧道长 6.14 km, 属特长隧道。该隧道工程处于位于低山丘陵处, 暗挖隧道穿越七子山主要为石英砂岩丘陵, 场地环境条件复杂, 图 1 为隧道位置剖面。

本文研究的隧道靠近洞口, 穿越地层为表土、黏土、粉质黏土、含碎石粉质黏土。表土结构松散; 黏

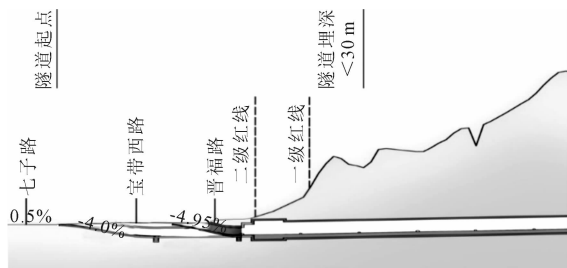


图1 隧道位置周边剖面图

土呈硬塑状;粉质黏土呈可塑~软塑状;含碎石粉质黏土呈硬塑状,碎石分布不均,含量5~35%,洞室自稳能力极差,围岩易坍塌;浅埋时易出现地表下沉。因此,隧道结构设计采用双连拱复合式衬砌结构来减小复杂地层对衬砌的影响,即以管幕、管棚和超前锚杆为超前支护,以锚杆、钢筋网、喷射混凝土和钢拱架为初期支护,以模筑钢筋砼衬砌为二次衬砌组成,连拱隧道采用“三导洞法”进行组织施工,双连拱隧道设计断面见图2。

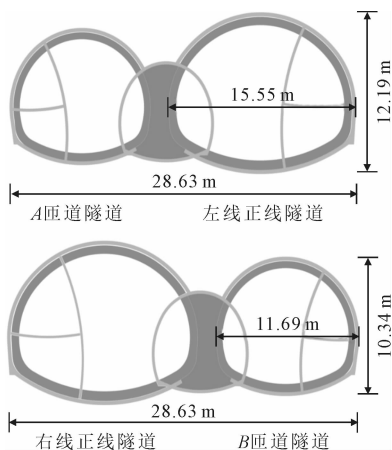


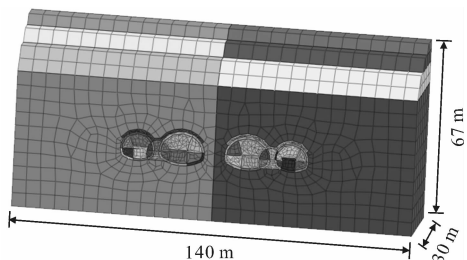
图2 双连拱隧道正视图

### 3 模型介绍

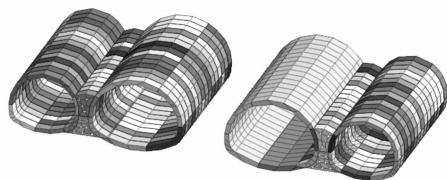
#### 3.1 数值模型建立

为了研究粉质性黏土地层下双连拱隧道开挖对周边地层沉降及变形的影响,本文根据相关勘测结果,建立三维有限元围岩-隧道数值模型。模型主要分为淤泥质粉质黏土、粉质黏土、黏土、含碎石粉质黏土和隧道结构五部分,按照原有地层情况,其中淤泥质粉质黏土厚度为3.36 m,粉质黏土层厚度为4.32 m,黏土厚度为7.68 m,碎石粉质黏土层厚度为48 m。模型长140 m,宽30 m,高67 m,具体围岩隧道模型见图3,其中,隧道为双连拱隧道,衬砌厚度80 cm。

数值模型中围岩地层采用 Mohr-Coulomb 本构



(a) 围岩-隧道模型



(b) 隧道模型

图3 数值模型

模型进行模拟,隧道衬砌结构为各项同性的弹性单元,属性为3D平面单元。通过离散化后,模型共有15 369个节点,39 744个单元。模型中涉及的物理参数见表1。

表1 模型物理力学参数

土层性质	重度 /kN·m <sup>-3</sup>	弹性模量 /MPa	泊松比	粘聚力 /kPa	内摩擦角 /(°)
淤泥质粉质黏土	19	5.27	0.38	38	14.8
粉质黏土	18.4	4.97	0.41	33	14.6
黏土	20.3	9.06	0.29	74	13.2
带碎石粉质黏土	20.2	8.29	0.23	52	14.2
衬砌	25	24 000	0.23	—	—

#### 3.2 开挖工况设计

连拱隧道施工拟采用同时开挖左右线隧道中导洞的方法,在与中导洞掌子面错开安全距离先后,开挖左右线连拱隧道匝道及主线侧导洞,中隔墙衬砌完成后,再进行连拱隧道匝道及主线主导洞开挖。其中,VI级围岩段采用人工配合机械开挖,V、IV级围岩段采用爆破施工。根据以上施工总体思路,连拱隧道施工数值模拟分为以下三个阶段:

一阶段:左右线中导洞开挖,并同时施工隧道两侧水平MJS;

二阶段:MJS施工完成,在掌子面错开安全距离后分别开挖匝道及主线侧导洞,同时完成中导洞内中隔墙混凝土浇筑施工;

三阶段:中隔墙混凝土浇筑完成后,进行匝道及主线的正洞开挖,并继续完成二次衬砌施工。

### 4 数值模拟结果分析

建立的有限元模型,研究了不同施工步下含碎石粉质黏土地层中隧道施工开挖对周围土体变形及应力分布的影响,研究结果可为隧道结构设计

提供参考。

图 4 和图 5 分别为双连拱隧道开挖过程中周围

土体变形的云图及地表土体沉降变化曲线,其中,地表沉降监测以左右双连拱隧道中轴线为参考位置。

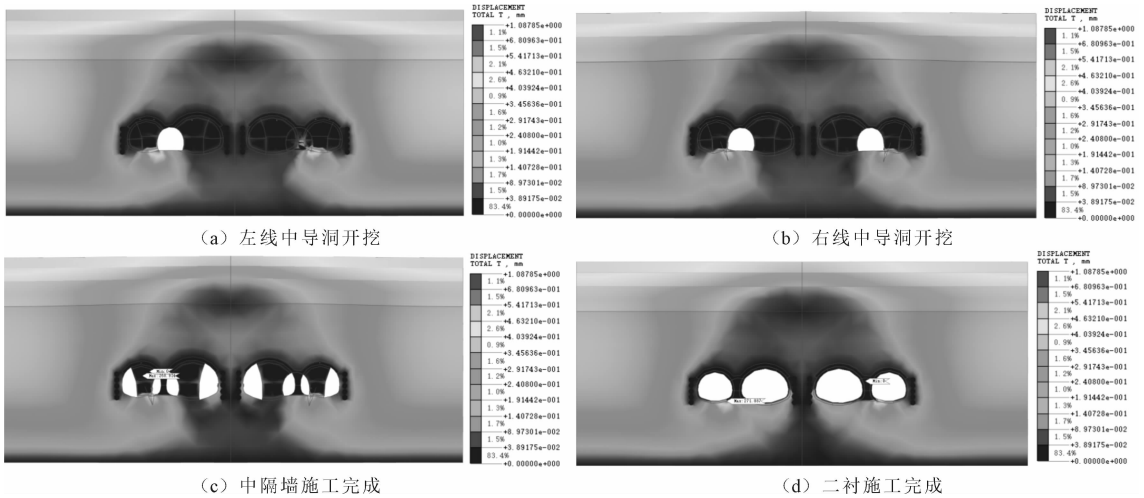


图 4 隧道开挖时周围土体变形云图

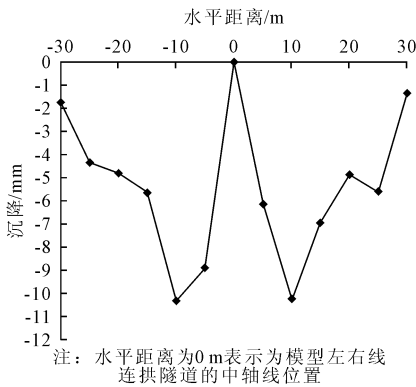


图 5 地表沉降曲线

由图 4 和图 5 可知,在粉质黏土层中双连拱隧道开挖对隧道周围土体变形影响较大,周围土体最大变形通常出现在隧道底部,且发生在小断面隧道的拱底。二衬施工完成后,随着水平距离的增大,地表沉降呈现出先增大后减小的趋势,且左线最大沉降量为 10.33 mm,右线最大沉降量为 10.25 mm。

图 6 为隧道开挖过程中周围土体的水平应力分布及变化情况。由图 6 可知,左线中导洞开挖时,土体水平应力的最大值出现在导洞的左下角,而右线则出现在导洞的右下角,在二衬施工完成后,左右线隧道周围土体应力分布关于模型中轴线对称,其中,

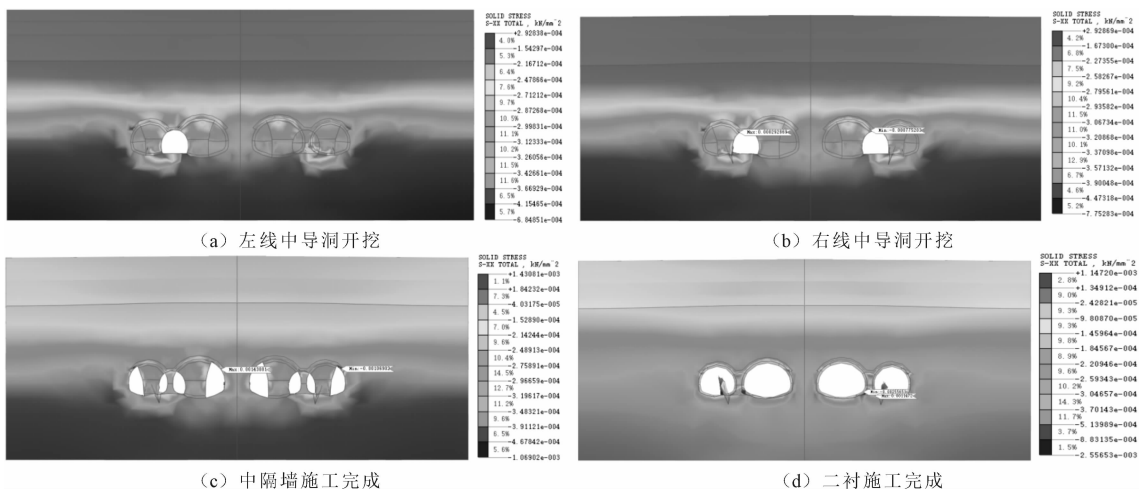


图 6 隧道开挖时周围土体水平应力云图

拱顶土体应力分布均大于拱底应力值,且隧道中隔墙分布应力值较大。因此,在该实际工程设计时,采用复合式衬砌结构来减小复杂地层对隧道衬砌的影响,即以管幕、管棚和超前锚杆为超前支护,以锚杆、

钢筋网、喷射混凝土和钢拱架为初期支护,最后,以模筑钢筋混凝土衬砌为二次衬砌,来提高粉质黏土地层中连拱隧道衬砌的稳定性。

## 5 结论

依托苏州国际快速物流通道二期工程-长江路南延工程,模拟了粉质黏土地层中双连拱隧道“三导洞法”施工开挖的全过程,并对隧道周围土体位移以及应力分布进行了分析,主要得出以下结论:

(1)粉质黏土地层中非对称双连拱隧道采用“三导洞法”结合机械施工开挖对周围土体扰动较小,施工工序合理,能够有效提高施工工效,减少工期,节约工程投资;

(2)隧道开挖过程中,周围土体最大变形及应力分布主要出现在非对称连拱隧道中小截面隧道结构的拱脚处,设计时应加强隧道拱脚处加固。

### 参 考 文 献

- [1] 莫 坤. 黄土场地双连拱地铁隧道浅埋暗挖施工对近邻既有隧道衬砌结构的影响[D]. 长安大学, 2021.
- [2] 赵剑雄, 刘军旗, 张冬妍, 等. 双连拱隧道无导洞法施工断面对隧道稳定性影响[J]. 土工基础, 2020, 34(4): 404-411.
- [3] 李 飞, 冯 畅. 城市砂土隧道开挖工法优化研究[J]. 路基工

程, 2023(6): 176-183.

- [4] 张 超, 王 飞, 吴 华, 等. 粉质黏土地层隧道沉降变形控制技术[J]. 土工基础, 2021, 35(5): 578-582+600.
- [5] 孙星亮, 陈智慧. 浅埋大跨黄土隧道施工过程数值模拟及位移监测[J]. 土工基础, 2017, 31(3): 282-286+291.
- [6] 邓少军, 阳军生, 张学民, 等. 浅埋偏压连拱隧道施工数值模拟及方案比选[J]. 地下空间与工程学报, 2005(6): 940-943.
- [7] 王北华. 软弱地层大跨双连拱公路隧道结构受力及施工方法研究[D]. 北京交通大学, 2017.
- [8] 李海云. 高速公路连拱隧道开挖稳定性数值模拟研究[J]. 粉煤灰综合利用, 2021, 35(3): 31-35.
- [9] 胡志平, 马甲宽, 邓红涛, 等. 双连拱地铁隧道施工关键技术及力学行为模拟[J]. 铁道工程学报, 2020, 37(3): 95-100.
- [10] Peng Li, Shou-Ji Du, Xian-Feng Ma et al. Centrifuge investigation into the effect of new shield tunneling on an existing underlying large-diameter tunnel [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2014, 42: 59-66.
- [11] Ngoc-Anh Do, Daniel Dias, Pierpaolo Oreste, et al. Three-dimensional numerical simulation of a mechanized twin tunnels in soft ground [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2014, 42: 40-51.
- [12] M. Shariful Islam, M. Iskander. Three-dimensional numerical investigation of ground settlement caused by piggyback twin tunnels [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2023, 134: 104970.

## Numerical Simulation Analysis of Asymmetric Double-Arch Tunnel Construction in Concealed Excavation of Silty Clay Stratum

GOU Kaibing<sup>1</sup>, NIU Rui<sup>2</sup>, LI Naiyi<sup>1</sup>, WANG Anyuan<sup>2</sup>, LIN Chao<sup>3</sup>, ZHANG Zhiguo<sup>1</sup>

(1. School of Environment and Architecture, University of Shanghai for Science and Technology, Shanghai 200093;

2. The Second Engineering Co. Ltd., China Railway Tunnel Group, Langfang 065000;

3. State Key Laboratory of Performance Monitoring and Protecting of Rail Transit Infrastructure, East China Jiaotong University, Nanchang 330013)

**Abstract** The difficult problem of landslides in double-arch tunnel construction under silty clay stratum is presented in this paper. The Suzhou International Rapid Logistics Corridor project is evaluated as a case history. Based on numerical simulation, the excavation process of the “three-guideway method” for the construction of a double-arch tunnel in a silty clay stratum is simulated by considering factors such as tunnel topography, geological conditions, and construction stages. To minimize construction collapse, the tunnel design adopts the double-link arch composite lining structure to reduce the influence of complex strata on the lining. Among them, pipe curtains, pipe shed and overtopping anchor are used as overtopping support. Ground anchors, reinforcing mesh, shotcrete and steel arch are used as initial support. Finally, pouring reinforced concrete lining as secondary lining. The soil displacement and stress distribution around the tunnel were analyzed, and the feasibility and safety of the method were verified. The results of the study can provide reference for the construction of similar projects.

**Key words** Silty Clay; Asymmetric Double-Arch Tunnel; Numerical Simulation; Soil Displacement

# 用 COMSOL 软件探讨降雨对边坡稳定性的影响

牛明轩

(中国建筑材料工业地质勘查中心广西总队, 广西桂林 541002)

**摘要:** 降雨是导致边坡失稳的关键因素, 研究降雨入渗过程对边坡稳定性的影响对滑坡灾害的防治具有重要意义。利用 COMSOL 软件, 构建了边坡非饱和渗流-应力耦合模型, 采用强度折减法分析了降雨对边坡稳定性的影响规律。研究表明, 降雨导致边坡向下斜移, 且即使降雨停止, 变形也不会恢复, 增加了边坡失稳的风险。采用强度折减法确定稳定性系数时, 不同的失稳判断方法得到的稳定系数有所不同, 需要根据实际情况选择适当的方法。降雨使得边坡稳定性系数下降, 虽然降雨停止后有所回升, 但恢复幅度有限, 边坡稳定性难以完全恢复。

**关键词:** 降雨入渗; 非饱和渗流-应力耦合; 边坡稳定性分析

**中图分类号:** P642 **文献标识码:** B **文章编号:** 1004-3152(2026)02-0247-05

## 1 引言

随着社会经济的快速发展和人类活动范围的不断扩大, 边坡工程在基础设施建设中的应用愈发广泛<sup>[1-3]</sup>。边坡稳定性问题直接关系到人民生命财产的安全和区域经济的可持续发展<sup>[4]</sup>, 因此, 如何准确评估和预测边坡在自然及人为因素作用下的稳定性状态, 成为岩土工程和地质灾害防治领域的重要课题<sup>[5,6]</sup>。降雨作为影响边坡稳定性的主要自然因素之一, 其对边坡稳定性的影响机制复杂多变, 包括降雨入渗、孔隙水压力增加、物理化学作用等多个方面<sup>[7,8]</sup>。特别是在我国南方多雨的地区, 降雨诱发的滑坡、泥石流等地质灾害频发, 给当地居民的生命财产安全带来了极大的威胁<sup>[9]</sup>。因此, 深入研究降雨对边坡稳定性的影响, 对于制定有效的边坡防护措施、减少降雨引发的地质灾害具有重要的理论和实践意义。

传统的边坡稳定性分析方法主要采用极限平衡法, 例如瑞典条分法<sup>[10]</sup>、Bishop 法<sup>[11]</sup>、Janbu 法<sup>[12]</sup>、折线滑动法<sup>[13]</sup>等, 这些方法在处理简单边坡问题时相对成熟可靠。然而, 当面对复杂的地质环境和边坡结构, 以及需要考虑降雨入渗、孔隙水压力变化等因素时, 这些传统方法的局限性开始显现<sup>[14]</sup>。随着计算机技术和数值模拟方法的发展, 基于有限元方法的数值模拟成为分析和解决此类复杂问题的有效工具<sup>[15]</sup>。在边坡有限元分析中, 强度折减法 (SRM)

是评估边坡稳定性的一种常用技术, 这种方法因其直观性和便于在数值模拟中实现而受到广泛应用<sup>[16]</sup>。在降雨条件下的边坡稳定性分析中, SRM 能够有效地模拟降雨导致的孔隙水压力增加对边坡稳定性的影响, 从而评估降雨条件下边坡的安全性<sup>[17,18]</sup>。

本文基于 COMSOL 软件, 构建了降雨条件下的边坡非饱和渗流-应力耦合模型, 在边坡非饱和渗流-应力耦合模型的基础上, 采用强度折减法分析降雨对边坡稳定性的影响规律, 旨在为边坡工程的设计、施工和维护提供依据。

## 2 非饱和渗流-应力耦合理论

非饱和土体的力学行为与饱和土体有显著不同, 主要表现在有效应力的定义上。对于非饱和土体, 其有效应力不仅受到孔隙水压力的影响, 还受到孔隙气压力和毛细水吸力的共同作用。非饱和有效应力原理将这一概念扩展到非饱和条件, 其中有效应力  $\sigma'$  可表示为:

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad (1)$$

其中,  $\sigma$  是总应力;  $u_a$  是孔隙气压力;  $u_w$  是孔隙水压力;  $\chi$  是有效应力参数。用于描述孔隙水的饱和程度对有效应力的影响。

假设土体为多孔连续介质, 应力平衡方程为:

$$\sigma_{ij,j} + f_i = 0 \quad (2)$$

当考虑非饱和土的孔隙水压力的作用时, 为了

使问题简化,将土体的应力应变关系简化为:

$$\sigma'_{ij} = D_{ijkl}\epsilon_{kl} - \alpha u_w \delta_{ij} \quad (3)$$

其中,  $\alpha$  为 Biot 系数。孔隙水压力  $u_w$  与渗流有关。在非饱和渗流分析中, Richards 方程是描述水在非饱和和多孔介质中运动的基本方程。该方程是基于 Darcy 定律和质量守恒原理推导得出的,可表示为:

$$\rho \left( \frac{C_m}{\rho g} + S_e S \right) \frac{\partial u_w}{\partial t} + \nabla \rho \left( -\frac{k_s}{\mu} k_r (\nabla u_w + \rho g \nabla D) \right) = Q_m \quad (4)$$

其中,  $S_e$  为有效饱和度;  $S$  为储水系数;  $C_m$  为容水度;  $k_s$  为介质的饱和渗透率;  $\mu$  为流体动力粘度;  $k_r$  为相对渗透率;  $\rho$  为流体密度;  $g$  为重力加速度;  $D$  为位置水头;  $Q_m$  为渗流的源汇项。

通过 Richards 方程计算渗流场的孔隙水压力,考虑非饱和土中的孔隙水压力的影响计算土体的有效应力,通过有效应力计算土体的变形,最终实现土体的非饱和渗流-应力耦合分析。

### 3 降雨边坡模型建模思路

通过对文献中工程案例的调研<sup>[19]</sup>,综合考虑数值建模的需求确定边坡几何模型尺寸,见图 1。

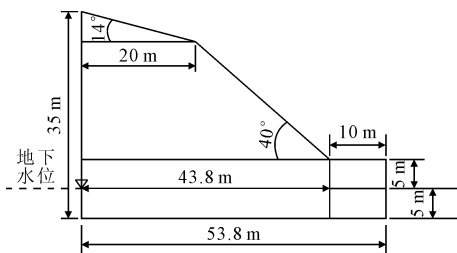


图 1 边坡几何模型

对几何模型进行网格划分,见图 2。

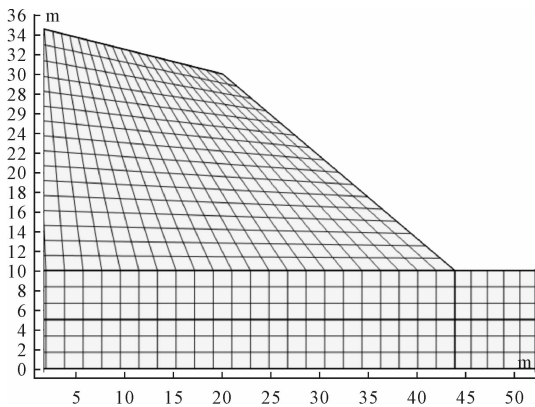


图 2 网格划分

COMSOL 中内置了固体力学接口和 Richards 方程接口,采用这两个接口对边坡的变形和渗流进

行模拟。在固体力学接口中可以直接调用 Richards 方程接口中计算获得的孔隙水压力,进而计算有效应力,实现渗流-应力耦合分析。模型的弹性模量为  $1 \times 10^8$  Pa,泊松比为 0.3,密度为  $1800 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$ ,粘聚力为  $30000$  Pa,内摩擦角为  $15^\circ$ ,水力传导系数为  $0.25 \text{ m} \cdot \text{h}^{-1}$ ,降雨入渗速度设置为  $0.02 \text{ m} \cdot \text{h}^{-1}$ ,降雨入渗曲线见图 3。

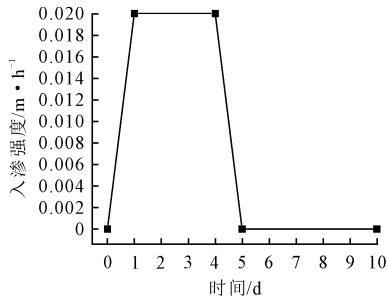


图 3 入渗曲线图

对建立的数值模型进行地应力和初始渗流场计算,将计算获得的初始应力场和渗流场导入新的模型达到地应力平衡的效果,地应力平衡后的位移到达了  $10^{-13}$  m 级别,说明平衡效果很好,见图 4。

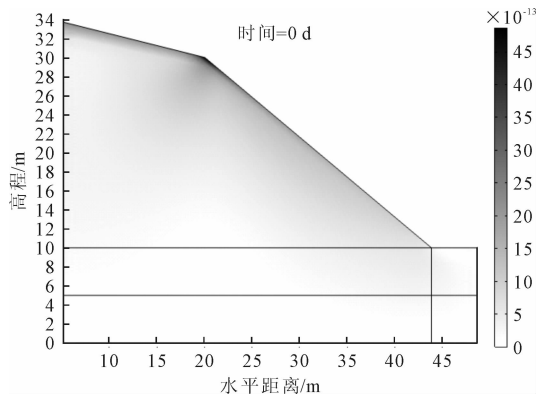


图 4 地应力平衡后的位移场

初始渗流场的饱和度分布见图 5。

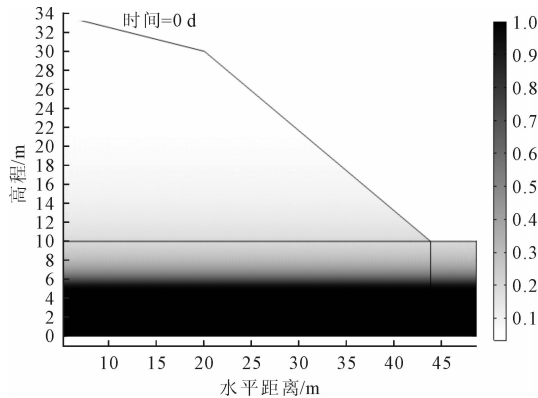


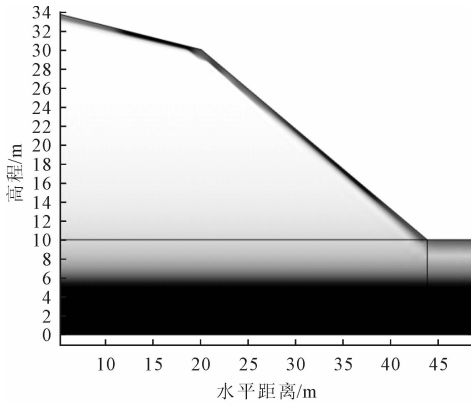
图 5 初始饱和度

基于初始应力场和渗流场进行降雨边坡的渗流-应力耦合分析,对不同降雨时间的模型采用强度

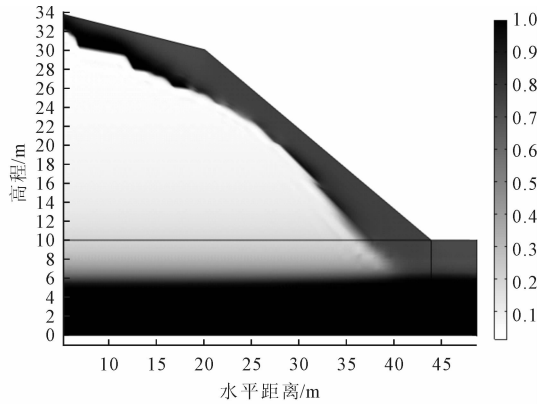
折减法进行稳定性分析,获取不同降雨时间的边坡稳定性系数  $F_s$ 。强度折减法是对土体的粘聚力  $c_0$  和内摩擦角  $\varphi_0$  两个强度参数进行折减,直至边坡发生破坏,破坏时的折减系数  $F$  为边坡的稳定系数  $F_s$ 。强度参数的折减方法如下:

$$c = \frac{c_0}{F} \tag{5}$$

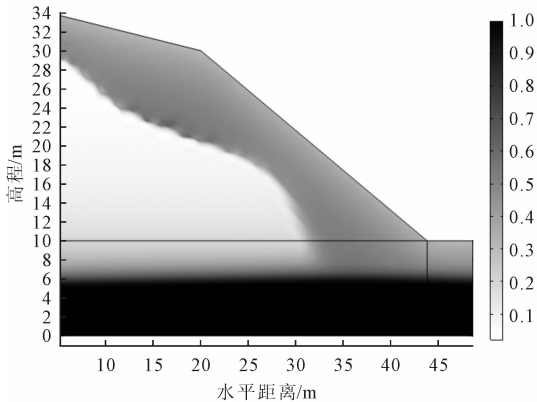
$$\varphi = \arctan\left(\frac{\tan(\varphi_0)}{F}\right) \tag{6}$$



(a) 1 d



(b) 4 d



(c) 10 d

图 6 不同时间的饱和度分布

的位移变化曲线见图 7,第 10 d 时边坡的位移分布见图 8。

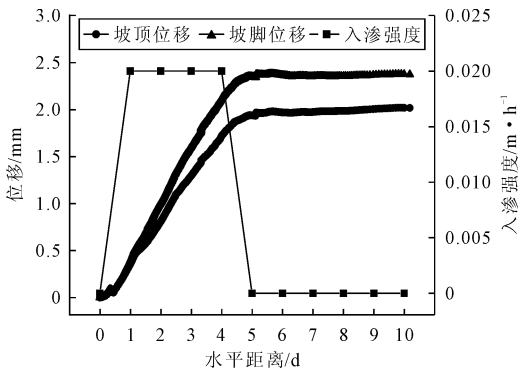


图 7 降雨与疏干过程位移曲线

从图 7 可以看出,随着雨水入渗,边坡位移逐渐

### 4 降雨对边坡稳定性影响分析

不同时间边坡的饱和度分布见图 6。

从图 5 和图 6 可以看出,在 0~5 d 的时间段内,雨水逐渐向坡体内部入渗,此时入渗区域的饱和度较大,5 d 之后,降雨停止,坡体内的水分疏干,渗透区的饱和度降低。降雨与疏干过程的坡脚与坡顶

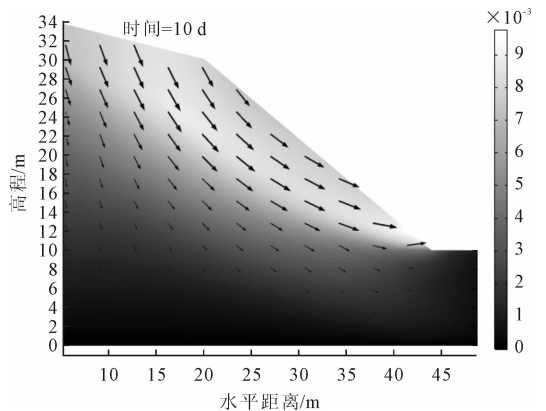


图 8 第 10 d 边坡位移分布

增大,到第 4 d 时,入渗强度减弱,边坡的位移增长减慢,到第 5 d 时,降雨停止,边坡的位移趋于稳定,

6~10 d 的疏干过程边坡的位移基本保持不变。从图 8 可看出,边坡主要发生斜向下的位移。

采用强度折减法对 0~10 d 的模型进行稳定性分析。采用强度折减法确定边坡的稳定系数时,通常有三种判定方法:(1)将数值计算不收敛作为边坡破坏的标志,将此时的折减系数确定为边坡的稳定系数;(2)将边坡特征点的位移突变点作为边坡破坏的标志,此时的折减系数作为稳定系数;(3)将塑性区贯通作为边坡失稳的标志,此时的折减系数为边坡的稳定系数。对降雨 0 时刻的模型采用这三种判别方法确定边坡的稳定系数,见图 9,10。

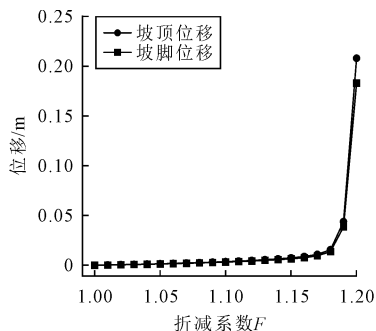


图 9 0 时刻模型不同折减系数的位移曲线

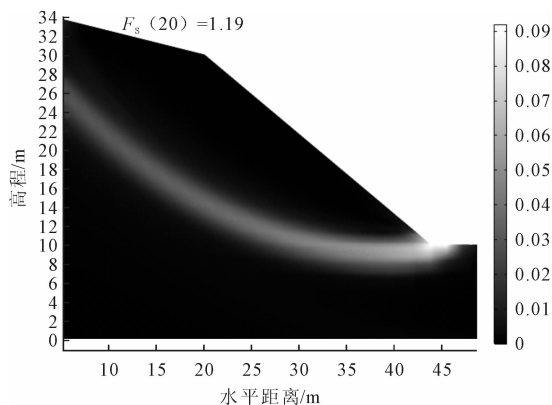


图 10 0 时刻模型强度折减塑性区贯通

第 0 天模型计算不收敛时的折减系数为 1.2。由图 9 可知,折减系数为 1.18 时位移曲线开始转折,折减系数为 1.19 时,位移发生突变。从图 10 可知,当折减系数为 1.19 时,塑性区贯通。这三种判别方法确定的稳定系数并不完全一致,采用模型不收敛的判定方法确定的稳定性系数最大,目前采用哪一种方法判定仍没有统一的标准。本文由模型不收敛时的折减系数确定稳定性系数。不同时间边坡的稳定系数变化见图 11。

从图 11 可以看出,随着降雨入渗时间的延长,边坡的稳定系数逐渐减小,当降雨入渗强度减小为 0 时,边坡的稳定性系数最小,疏干一天后,稳定性系数有所回升,但是回升的幅度不大,随后边坡的

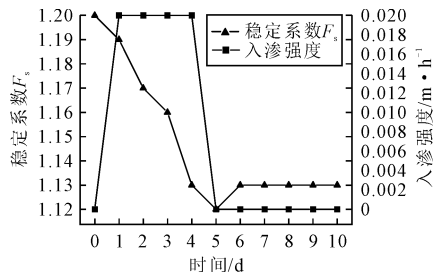


图 11 不同时间边坡的稳定系数变化曲线

稳定性系数基本保持不变。

## 5 结论

通过 COMSO 软件构建了降雨条件下的边坡非饱和渗流-应力耦合模型,采用强度折减法分析了降雨对边坡稳定性的影响。主要结论如下:

(1)随着雨水的入渗,边坡逐渐发生斜向下的位移,降雨结束后,疏干过程中变形不会恢复,多次降雨的变形累加可能导致边坡的失稳。

(2)强度折减法三种判定边坡破坏的方法得到的稳定系数略有不同,表明在实际应用中需要根据具体情况选择合适的判定方法。

(3)随着降雨入渗的持续,边坡的稳定性系数逐渐降低,表明降雨增加了边坡失稳的风险。降雨停止后,边坡的稳定性系数有所回升,但回升幅度有限,说明即使降雨停止,边坡的稳定性也不能完全恢复。

## 参 考 文 献

- [1] 黄振伟,马力刚,雷 明. 西藏扎拉水电站倾倒边坡工程地质特性研究[J]. 工程科学与技术, 2020, 52(5): 79-88.
- [2] 谢伟东. 降雨入渗对隧道下穿路段边坡变形稳定性的影响分析[J]. 西安建筑科技大学学报(自然科学版), 2020, 52(4): 470-477.
- [3] 陈 波,刘庭赫,黄梓莘,等. 库岸边坡运行的实时风险率量化模型和预警方法[J]. 水利学报, 2022, 53(3): 333-347.
- [4] 高 杨,卫童瑶,李 滨,等. 深圳“12.20”渣土场远程流化滑坡动力过程分析[J]. 水文地质工程地质, 2019, 46(1): 129-138+147.
- [5] Mohammad Azarafza, Haluk Akgün, Akbar Ghazifard, et al. Discontinuous rock slope stability analysis by limit equilibrium approaches-a review [J]. International Journal of Digital Earth, 2021, 14(12): 1918-1941.
- [6] Roul, A. R., Pradhan, S. P. & Mohanty, D. P. Investigation to slope instability along railway cut slopes in Eastern Ghats mountain range, India: A comparative study based on slope mass rating, finite element modelling and probabilistic meth-

- ods[J]. *Journal of Earth System Science*, 2021,130:1-25.
- [7] 文海家,张岩岩,付红梅,等. 降雨型滑坡失稳机理及稳定性评价方法研究进展[J]. *中国公路学报*,2018,31(2):15-29+96.
- [8] 徐卫亚,周伟杰,闫 龙. 降雨型堆积体滑坡渗流稳定性研究进展[J]. *水利水电科技进展*,2020,40(4):87-94.
- [9] 徐庆方,何开寿,胡励耘,等. 基于危险源识别的山区地质灾害风险定量评价——以贵州省茅台镇为例[J]. *安全与环境工程*, 2023,30(5):152-165.
- [10] Fellenius W. Calculation of the stability of earth dams[J]. *Proceedings of the Proc of the Second Congress on Large Dams*, 1936,4:445-463.
- [11] Bishop A W. The use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes[J]. *Géotechnique*, ICE Publishing, 1955, 5 (1):7-17.
- [12] Janbu N. Slope stability computations [J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining ence & Geomechanics Abstracts*, 1975,12(4)(4):67-86.
- [13] 沈明荣. 边坡工程[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2015.
- [14] 孙 磊. 基于 FDEM 方法的边坡失稳过程模拟及水岩耦合作用下边坡稳定性分析研究[D]. 武汉大学,2020.
- [15] 毕仲辉,翟亚飞,唐彧杰,等. 基于有限元强度折减法的降雨入渗基岩型边坡可靠度分析[J]. *水利水电技术*,2020,51(9):187-192.
- [16] 黎玺克. 强降雨条件下非饱和和双层土质边坡稳定性有限元分析[J]. *土工基础*,2021,35(3):343-346.
- [17] 闫 慧,张晨阳. 降雨对路堤边坡渗流规律及稳定性影响分析[J]. *土工基础*,2022,36(5):743-746+751.
- [18] 费 康. ABAQUS 在岩土工程中的应用[M]. 北京:中国水利水电出版社,2010.
- [19] 刘 剑,刘成安,周 彤,等. 基于强度折减法的公路边坡稳定性分析[J]. *公路*,2024,69(1):75-80.

## Study of Impact of Rainfall on Slope Stability Using COMSOL Software

NIU Mingxuan

(Guangxi Division, China National Geological Exploration Center of Building Materials Industry, Guilin 541002)

**Abstract** The examination of slope stability is a crucial facet in the field of slope engineering, with rainfall identified as a primary hazard for inducing instability. The investigation into how rainfall infiltration impacts slope stability is of utmost importance for devising effective strategies to prevent and mitigate the risks associated with landslide phenomena. In this regard, the current study leverages the advanced capabilities of COMSOL Multiphysics software to develop a comprehensive model that intricately couples unsaturated seepage and stress mechanics within slopes. Through the application of the strength reduction method, this research delves into the complex interplay between rainfall and its effect on the stability of slopes. The findings from this study shed light on the fact that rainfall triggers a noticeable shift in the slopes downwards, which, intriguingly, do not revert to their original state even after the rainfall has ceased, thereby elevating the risk of slope failure. When it comes to determining the stability coefficient utilizing the strength reduction method, it is observed that the choice of methodology for instability assessment can lead to varying outcomes in terms of stability coefficients, thus highlighting the importance of selecting a method that best fits the specific circumstances at hand. Additionally, the research points out that rainfall significantly lowers the stability coefficient of slopes, and although there is a slight improvement once the rainfall stops, the degree of recovery is limited. This underlines the inherent challenges in fully restoring slope stability to its pre-rainfall condition, emphasizing the persistent impact of rainfall on the structural integrity of slopes and the complex challenges involved in mitigating such effects.

**Key words** Rainfall Infiltration; Unsaturated Seepage-Stress Coupling; Slope Stability Analysis

# 悬挂式止水帷幕对抗外最大水位降深的计算

唐 红, 黎 洁

(武汉科技大学城市建设学院, 武汉 430070)

**摘 要:** 以某潜水含水层较深的悬挂式止水帷幕基坑为背景, 通过理论分析和有限元计算验证, 研究基坑降水后止水帷幕对抗外最大水位降深处水头的影响。通过将基坑等效为一个大的降水井, 将基坑内的涌水量计算公式带入降水井单井降水量计算公式, 得到基坑降水后的坑外最大水位降深处的水头。随着基坑半径与潜水含水层厚度比值的不断增大, 悬挂式止水帷幕的止水效果呈现先增强后减弱的趋势, 且在其比值为 0.7 时, 止水帷幕的止水效果最大。基坑半径与潜水含水层厚度比值为 0.7~1.6 之间时, 理论计算结果与有限元计算结果比较接近, 且在其比值为 1.3 时结果基本吻合。在基坑半径与潜水含水层厚度的比值下, 理论公式和有限元计算结果的止水效果变化规律相同, 而有限元计算结果略微偏大。通过对最小渗流路径的修正, 修正后的结果比原理论计算结果更接近有限元计算结果。

**关键词:** 止水帷幕; 有限元; 基坑; 降水井; 最大水位降深

**中图分类号:** TU473 **文献标识码:** B **文章编号:** 1004-3152(2026)02-0252-05

## 1 引言

近年来, 随着城市化进程的不断加快, 各大城市的建筑物及不透水路面的不断增多, 形成了一道地表隔水层, 使得地下失去了原本的蓄水功能的同时地上还可能会发生一定程度的洪涝现象; 随着基坑深度的不断增加和面积的不断增大, 基坑内的涌水量也将愈多, 造成坑外地下水的严重缺失, 进而使得坑外地表疏干区土体固结发生沉降<sup>[1]</sup>, 地面沉降又会对周围建筑物的正常使用造成一定程度的影响<sup>[2]</sup>。因此, 黄云浩等<sup>[3]</sup>提出为改善海绵城市的蓄水功能, 对于像城市中心地带这样对周围环境保护要求较高的地方, 采用低影响开发的理念研究基坑对地下水的影响具有重要意义。

目前, 国内外学者在基坑降水引起坑外地表沉降这一领域的研究已经有了一定的成果, 如闻家明等<sup>[4]</sup>提出了基坑降水开挖引起的坑外地表沉降的分析和应用; 郑刚等<sup>[5]</sup>提出了基坑降水引发的水位及沉降分析与控制对策; 时绍玮等<sup>[6]</sup>提出了不同止水帷幕嵌入深度下基坑降水诱发的坑外地下水位及地面沉降的变化规律。这些学者开展的基坑降水引起的坑外地表沉降的研究都是以计算基坑内的涌水量为前提的, 可知坑外地下水的减少是导致坑外地表

沉降的主要原因<sup>[7]</sup>。但很少有学者对抗外最大水位降深处的水头进行研究, 通过对杨清源等<sup>[8]</sup>得出的降水拟合曲线进行求导, 发现降水曲线的最大水位降深的位置出现在止水帷幕处。因此, 研究并改善坑外最大水位降深处的水头值对降低坑外地下水的渗流量和坑外地表沉降量具有十分重要的意义。

## 2 坑外最大水位降深计算方法

### 2.1 基本假设

- (1) 潜水地层平整, 含水层均匀分布;
- (2) 不考虑止水帷幕变形和厚度影响;
- (3) 地下水渗流服从达西定律;
- (4) 隔水层和止水帷幕为严格的不透水介质;
- (5) 基坑外地面无水源补给。

### 2.2 基坑内降水井的布置原则

对于目前使用较多的减压井群中, 除采用数值法进行渗流分析外, 尚无比较实用的简化计算方法。根据朱东风等<sup>[9]</sup>的研究, 降水井在基坑内采用均匀的环形布置, 每一降水井负责基坑内一定圆心角的扇形面积区域的降水。其中,  $n$  为降水井的个数;  $r_0$  为降水井所围成面积的等效半径;  $Q$  为基坑内涌水量; 单井流量为  $q$ 。则减压井群的总流量可近似等于基坑内的涌水量, 即  $Q = nq$ 。降水井在基坑内的

布置简图见图 1。

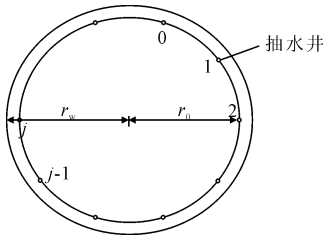


图 1 降水井布置图

### 2.3 基坑内涌水量计算

降水井降水后,基坑内的设计水位低于基坑坑底 0.5 m<sup>[10]</sup>,张志红等<sup>[11]</sup>通过基坑内最短渗流路径和最长渗流路径导出了基坑内的涌水量公式。基坑

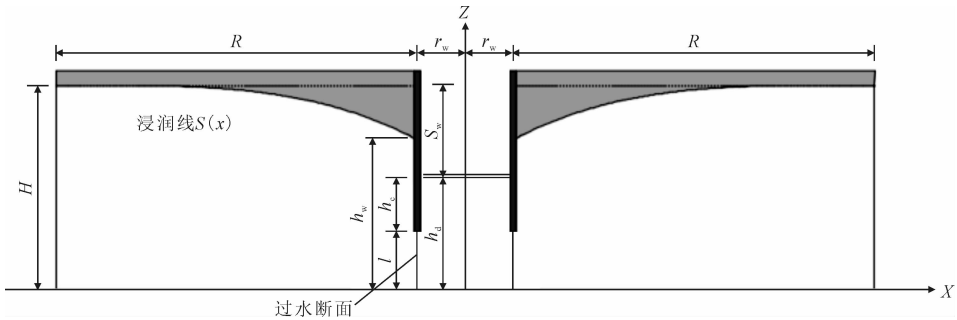


图 2 计算简图

根据达西定律,基坑内的涌水量计算公式为:

$$Q = k \frac{2\pi r_w^2 (h_0 - h_d)}{h_d + \zeta r_w + h_c} \quad (4)$$

根据已有研究,止水帷幕底部的水头值  $h_0$  介于基坑外最大水位降深处的水头值和基坑内底部的水头值之间<sup>[12]</sup>,因此将基坑止水帷幕底部过水断面处的水头值定义为

$$h_0 = h_d + \frac{2(h_c - h_d)}{h_d + \zeta r_w + 3h_c} \quad (5)$$

式中:  $Q$  为基坑内涌水量;  $h_0$  为悬挂式止水帷幕低端即过水断面的水头值;  $k$  为渗透系数;  $h_w$  为坑外最大水位降深处的水头。

### 2.4 坑外地下水最大水位降深计算公式

张邦蒂等<sup>[13]</sup>采用环形布置法布置降水井的方式导出了降水井水位降深的计算公式,其中  $q$  为某一降水井的涌水量。本文将基坑等效为一个大的降水井,用基坑内的涌水量代替公式中的某一降水井

$$h_w = H - \sqrt{H^2 - \frac{4r_w^2 (h_c - h_d)}{(h_d + \zeta r_w + h_c)(h_d + \zeta r_w + 3h_c)} \sum_{j=1}^n \ln \frac{R}{2r_0 \sin \frac{(2j-1)}{2n}}} \quad (9)$$

## 3 对抗外地下水水位线的理论结果分析

根据现有理论,基坑外的最大水位降深的位置

内侧涌水量计算简图见图 2。

基坑内最短渗流路径

$$L_{\min} = h_d - l = h_c \quad (1)$$

基坑内最长渗流路径为

$$L_{\max} = h_d + \zeta r_w \quad (2)$$

通过(1)和(2)取得平均渗流路径,基坑内平均渗流路径为

$$L = \frac{1}{2}(h_d + \zeta r_w + h_c) \quad (3)$$

式中:  $h_d$  为基坑设计水位处的水头值;  $r_w$  为基坑等效圆半径;  $\zeta$  为基坑内渗流路径折减系数,取值为  $\zeta=0.7$ ;  $h_c$  为基坑坑底至止水帷幕低端的距离。

的涌水量,即可近似得到基坑外的最大水位降深处的水头值。

$$h_w = H - \sqrt{H^2 - \frac{q}{\pi k} \sum_{j=1}^n \ln \frac{R}{2r_0 \sin \frac{(2j-1)}{2n}}} \quad (6)$$

$$q = \frac{2\pi M k s_w}{\ln \frac{R}{r_w} + \sum_{j=1}^{n-1} \ln \frac{R}{2r_0 \sin \frac{j\pi}{n}}} \quad (7)$$

$$R = 2s_w \sqrt{KH} \quad (8)$$

式中:  $R$  为基坑降水引起的基坑外的影响半径/m;  $H$  为潜水含水层厚度/m;  $q$  为按干扰井群计算的降水井单井流量/m $\cdot$ d<sup>-1</sup>;  $r_0$  为各降水井所围面积的等效半径/m;  $j$  为第  $j$  口降水井;  $s_w$  为基坑水位的设计降深/m;  $n$  为基坑内降水井的个数。

将式(4)和式(5)带入式(6)得到

在止水帷幕处<sup>[14]</sup>。将基坑半径与潜水层厚度的比值分为了三个区间,分别定义为剧烈变化区、快速变化区和缓慢变化区,其区间分别为 0.2~0.7、0.7~1.4 和 1.4~2.0。基坑外的最大水位降深处的水头

随着悬挂式止水帷幕嵌入深度的改变而变化,其变化规律见图3,当基坑半径与潜水含水层厚度比值即  $0.2 \leq \frac{r_w}{H} \leq 0.7$  时,基坑外的最大水位降深处的水头随着基坑半径的增大而减小,减小的速率较快,并且止水帷幕的阻渗效应逐渐加强,在  $\frac{r_w}{H} = 0.7$  时止水帷幕的止水效果最好;当  $0.8 \leq \frac{r_w}{H} \leq 2.0$  时,基坑外的最大水位降深处的水头依然随着基坑半径的增

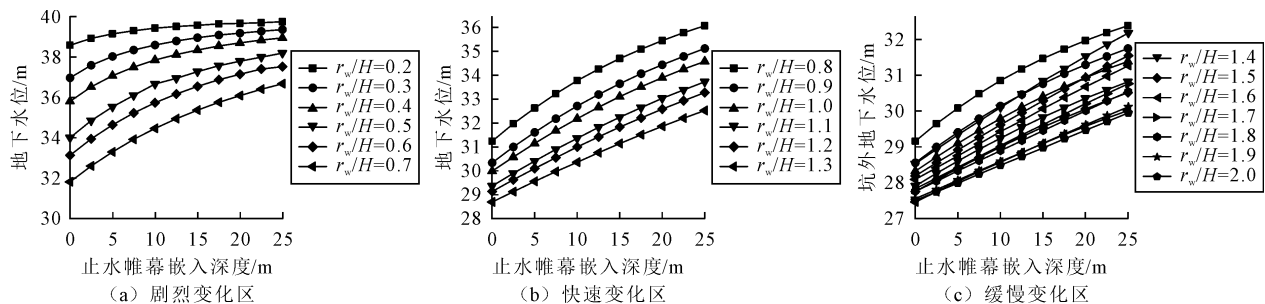


图3 最大水位降深变化曲线

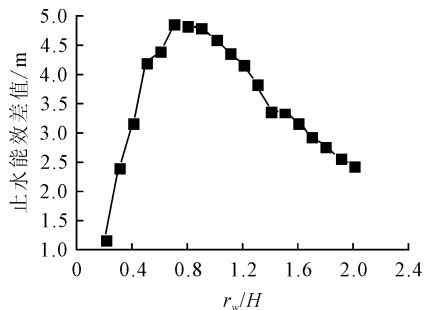


图4 阻渗效应差值图

## 4 三维有限元模型验证

### 4.1 三维有限元渗流模型

建立考虑三维渗流的有限元模型,分析对于固定基坑降水深度条件下,基坑大小和悬挂式止水帷幕的嵌入深度对坑外地下水头的影响。数值分析采用 comsol 有限元软件,为了更为精确的模拟出地下水的渗流情况,采用圆形基坑,模拟的模型大小选取  $1\ 000\ \text{m} \times 1\ 000\ \text{m} \times 50\ \text{m}$ ,止水帷幕选择不透水的刚性材料,隔水底板选取为严格的不透水介质。

模型选用多孔介质和地下水流的达西定律,研究类型选择稳态,流体材料为水,密度为  $1\ 000\ \text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$ ,动力粘度为  $0.001\ \text{Pa} \cdot \text{s}$ ,孔隙率 0.4,渗透率为  $2e^{-10}\ \text{m}^2$ 。基坑开挖前,地下水流静止;基坑降水开挖后,周围地下水向基坑内渗流,流入基坑内的地下水通过基坑内的抽水井排出,直至达到渗流——

大而减小,减小的速率明显降低。

图4显示了各止水帷幕嵌入深度与潜水含水层厚度比值下,止水帷幕的最大阻渗效应的变化趋势图。当  $0.2 \leq \frac{r_w}{H} \leq 0.7$  时,止水帷幕的阻渗效应逐渐增大,且比值在 0.7 时止水帷幕的止水达到最大;当  $\frac{r_w}{H} \geq 0.7$  时,止水帷幕的阻渗效应逐渐下降且最终趋于稳定。

排水平衡。三维渗流模型建立后,采用边界探针探测模型上部水头的最小值或者止水帷幕外侧水头的最大值,两者探测结果完全相同,边界探针探测的水头值即为基坑外最大水位降深处的水头。

### 4.2 验证

不同基坑半径下基坑外最大水位降深处的水头随止水帷幕嵌入深度变化的影响规律见图5。

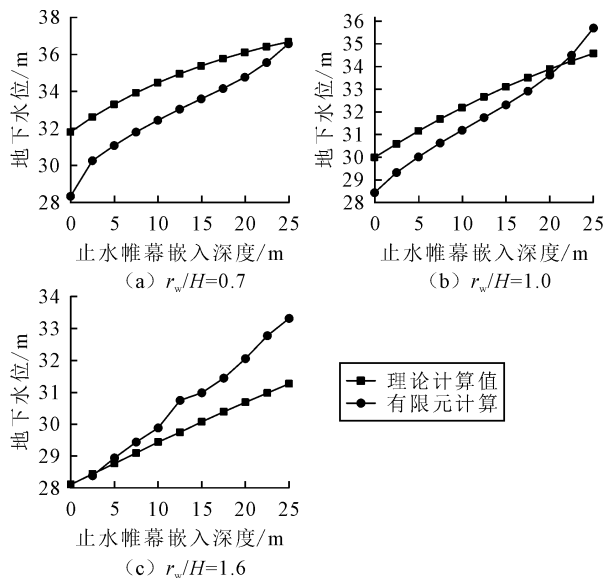


图5 最大水位降深曲线对比图

当  $\frac{r_w}{H} = 0.7$  时,理论计算结果略大于有限元计算结果,且误差随止水帷幕嵌入深度的增加而逐渐减小;  $\frac{r_w}{H} = 1.0$  时,理论结果与有限元计算结果基本一致,且误差随着止水帷幕嵌入深度的增加

呈现先减小后增大的趋势,止水帷幕嵌入深度在 0~15 m 时本文理论值与有限元计算值基本一致;当  $r_w/H=1.3$  时,理论公式略小于有限元计算结果,且误差随着止水帷幕嵌入深度的增大而逐渐增大,止水帷幕嵌入深度在 15~25 m 时理论值与有限元计算值基本一致。

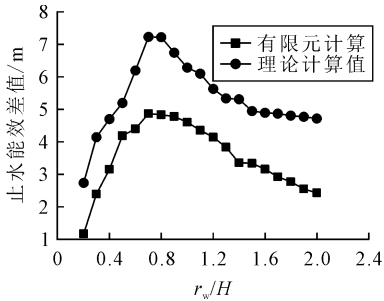


图 6 阻渗效应差值对比图

图 6 为不同基坑半径与潜水含水层厚度比值下,止水帷幕的最大阻渗效应差值图。图中显示了理论公式计算结果和有限元计算结果的变化趋势图,发现有限元计算结果的阻渗效应均大于理论结果,且其变化趋势基本一致,都呈现的是先急剧增大再缓慢减小的趋势,计算结果与有限元计算结果的止水效果都在  $r_w/H=0.7$  时最好。

$$h_w = H - \sqrt{H^2 - \frac{4r_w^2(h_c - h_d)}{(h_d + \zeta r_w + ah_c)(h_d + \zeta r_w + 3h_c)} \sum_{j=1}^n \ln \frac{R}{2r_0 \sin \frac{(2j-1)}{2n}}} \quad (10)$$

### 5.2 优化验证

图 7 显示了理论计算、有限元计算和优化后的计算结果三者之间的关系,发现优化后的计算结果都介于原理论公式和有限元之间,优化后的计算结果与有限元模拟结果之间的误差更小。

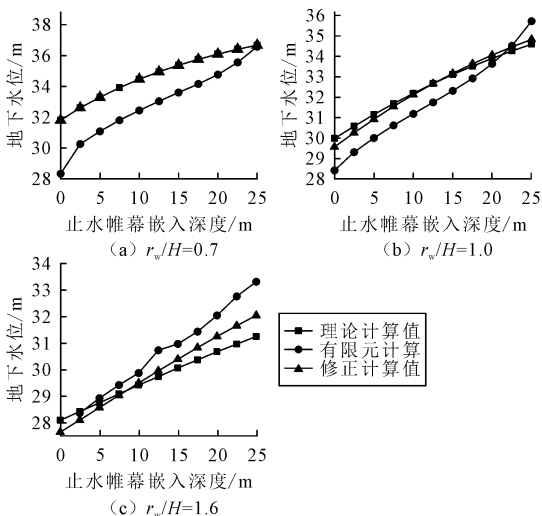


图 7 最大水位降深曲线对比图

## 5 优化设计方法与验证

### 5.1 优化设计方法

通过前文的分析发现,理论计算与有限元计算在基坑半径与潜水含水层厚度比值为 1 时基本一致,比值在 0.7~1.3 之间时匹配度较好,但比值在其他范围时,理论计算与有限元计算都存在一定的误差,且随着其比值的增大误差逐渐增大。

为了缩小理论计算结果与有限元计算结果的误差,现对理论公式进行修正。随着基坑半径的增大,最小渗流路径不可能严格沿着基坑内部的止水帷幕向上渗流。根据汪勋文等<sup>[15]</sup>的研究,向基坑内渗流的地下水绝大部分都更靠近止水帷幕,随着基坑半径的逐渐增大,地下水渗流到基坑中部的比例也将逐渐较小,造成中间稀两边密的情况。所以,单一用求解平均渗流路径的方式求解是造成基坑外水头误差的原因之一。因此,现引入最小渗流路径扩大系数  $\alpha$ ,则最小渗流路径为  $L_{min} = \alpha h_c$ ,  $\alpha$  的取值为 1.6。将修正后的平均渗流路径计算公式带入最大水位降深计算公式中得到

计算结果三者之间的变化关系,描述了有无止水帷幕的最大水位降深处的水头差值关于基坑半径与潜水含水层厚度比值的规律。结果显示优化后的计算结果更加接近有限元模拟结果,其最大值仍在  $r_w/H=0.7$  时得到。当  $r_w/H \leq 0.7$  时,优化结果不明显;当  $r_w/H > 0.7$  时,优化结果比较明显。

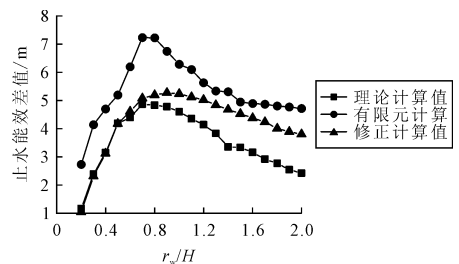


图 8 阻渗效应差值对比图

## 6 结论

(1)将基坑等效为一个大的降水井,用基坑内的涌水量代替降水井的抽水量计算公式,从而得出了基坑外最大水位降深处的水头值计算公式,结果显

图 8 显示了理论公式、有限元模拟和优化后的

示,止水帷幕的阻渗效应随基坑半径的增大呈先增大后减小的趋势,并且  $r_w/H=0.7$  时止水帷幕的阻渗效应达到最大。

(2)随着基坑半径的增大,理论公式计算结果与有限元计算结果变化规律相同,理论公式在基坑半径与潜水含水层厚度比值即  $0.7 \leq r_w/H \leq 1.6$  时与有限元计算结果误差较小,且在  $r_w/H=1.0$  时,理论公式与有限元计算结果误差最小。

(3)优化后,最大水位降深处的水头值随止水帷幕嵌入深度的增加,使得计算结果更加接近有限元计算结果;理论公式计算结果、优化后的计算结果和有限元计算结果三者对于止水帷幕的止水能效的变化趋势基本相同,且都在  $r_w/H=0.7$  时达到最大;当  $r_w/H \geq 0.7$  时,优化后的止水能效变化趋势更加接近有限元计算结果。

(4)本文计算公式考虑止水帷幕改变渗流路径对水头的影响,但未考虑帷幕底部地下水绕流导致的那部分水头损失,亦未考虑地层不平整和基坑平面形状的影响,可做进一步研究。

### 参 考 文 献

[1] 朱大鹏,谢昌建,杨 阳. 深基坑开挖及降水诱发邻近建筑物变形破坏机理及影响因素[J]. 科学技术与工程, 2022, 22(3): 1166-1172.

[2] 周沈华,杨有海,王随新. 深基坑开挖对周边地表沉降影响因素分析[J]. 土工基础, 2008(2): 38-42.

[3] 黄云浩,唐 红,杨彦子. 落底式止水帷幕对地下径流的阻碍影响分析[J]. 科学技术与工程, 2022, 22(14): 5845-5851.

[4] 闻家明,李荣生,李 红,等. 渗流计算在某深基坑开挖降水引起的地面沉降分析中的应用[J]. 土工基础, 2021, 35(4): 445-448.

[5] 郑 刚,赵悦镔,程雪松,等. 复杂地层中基坑降水引发的水位及沉降分析与控制对策[J]. 土木工程学报, 2019, 52(S1): 135-142.

[6] 时绍玮,朱庆川,徐 冬. 城市建设基坑降水引发地面沉降的影响研究[J]. 海河水利, 2016(4): 45-49.

[7] 刘厚成,郭启军. 悬挂式地连墙地铁深基坑地下水渗流场及其变形规律研究[J]. 土工基础, 2021, 35(2): 91-95.

[8] 杨清源,赵伯明. 潜水层基坑降水引起地表沉降试验与理论研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2018, 37(6): 1506-1519.

[9] 朱东风,曹洪,骆冠勇,等. 截排减压抗浮多井系统简化计算及设计方法[J]. 岩土工程学报, 2021, 43(11): 1986-1993.

[10] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑基坑支护技术规程(JGJ 120—2012)[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.

[11] 张志红,郭晏辰,凡琪辉,等. 悬挂式止水帷幕基坑降水引起坑外地面沉降计算方法[J]. 东北大学学报(自然科学版), 2021, 42(9): 1329-1334.

[12] 王军辉,陶连金,韩 焯,等. 悬挂式帷幕入土深度对涌水量影响及优化设计[J]. 北京工业大学学报, 2015, 41(9): 1390-1398.

[13] 张邦带. 基坑工程地下水渗流场特性研究[D]. 中国建筑科学研究院, 2014.

[14] 郭景琢,崔肇琳,吴天凯,等. 基于坑外水位变化的基坑止水帷幕渗流检测研究[J]. 建筑结构, 2022, 52(S2): 2443-2450.

[15] 汪勋文,江 继. 止水帷幕深度对地下水渗流规律的影响分析[J]. 山西建筑, 2022, 48(22): 74-78.

## Estimate the Maximum Water Level Drop Depth Outside the Pit by Suspended Watertight Curtains

TANG Hong, LI Jie

(College of Urban Construction, Wuhan University of Science and Technology, Wuhan 430070)

**Abstract** A suspended watertight curtain pit with deeper submersible aquifer is presented as a case history. Throughout the establishment of theoretical formula analysis and finite element verification, the effect of excavation descending on the head at the depth of the maximum water level drop outside the pit, and analyze the change rule of the embedding depth of water stop curtain on the head at the depth of the maximum water level drop outside the excavation under the different ratios of the pit radius and the submersible aquifer. The head at the depth of maximum water level drops outside the pit after the excavation dewatering is obtained by equating the pit to a large dewatering well and bringing the formula for the influx of water in the pit into the formula for the pumping capacity of a single well of a pumping well. With the increasing ratio of pit radius and submerged aquifer thickness, the water-stopping efficiency of the suspended watertight curtain is first strengthened and then weakened until it stabilizes. In the ratio of pit radius and submerged aquifer is about 0.7, the watertight curtain water-stopping efficiency reaches its maximum. The theoretical formula estimation results in the pit radius and submersible aquifer thickness ratio of 0.7~1.6 and the finite element analysis results are closer, and in its ratio of 1.3 when the results are basically consistent. Under the ratio of pit radius and submerged aquifer thickness, the change rule of water stopping energy efficiency is the same in the theoretical formula and the finite element analysis results, while the finite element analysis results are slightly larger. By correcting the minimum seepage path the corrected results are closer to the finite element analysis than the original theoretical formulate.

**Key words** Watertight Curtain; Finite Element; Deep Excavation; Dewatering Wells; Maximum Water Level Drop Depth

# 孤石群对边坡稳定性的影响分析

张宇明<sup>1,2</sup>, 罗跃春<sup>1,2</sup>, 唐昌意<sup>3</sup>

(1. 广东省地质局珠海地质调查中心, 广东珠海 519000; 2. 广东省珠海工程勘察院, 广东珠海 519000;  
3. 珠海市规划设计研究院, 广东珠海 519000)

**摘要:** 在我国南部沿海地区存在大量含孤石边坡, 由于孤石对边坡的滑动行为影响不明确, 因此孤石边坡的稳定性分析和边坡治理具有不确定性。为揭示孤石群对边坡稳定性的影响, 基于 ABAQUS 软件建立了边坡有限元模型, 在模型中通过蒙特卡罗随机方法生成孤石群, 在孤石和土体接触部位建立了界面粘结行为, 以模拟它们之间的接触关系, 随后利用强度折减法考察了边坡的稳定性, 并与理正圆弧滑动计算结果进行了对比验证。研究发现: 对于均质边坡, 有限元模型计算结果与理正圆弧滑动计算结果较为一致, 证明了有限元模型的可行性; 通过有限元模型计算发现孤石群会在一定程度上提高边坡的安全系数; 孤石群对边坡的破坏特征及塑性应变区发展具有明显影响, 最主要特点是边坡滑面会绕过孤石群, 呈现绕石效应; 当孤石总体积一定时, 改变孤石的分布情况对边坡的安全性影响较小; 此外, 随孤石体积变大边坡的安全系数得到明显提高。

**关键词:** 孤石; 边坡; ABAQUS; 稳定性分析

**中图分类号:** P642 **文献标识码:** B **文章编号:** 1004-3152(2026)02-0257-05

## 1 引言

在我国南部沿海地区花岗岩类边坡分布广泛, 为该地区的主要边坡类型之一, 在这些边坡中常见大量孤石存在<sup>[1-6]</sup>。孤石是残留于风化岩体中, 多为中-微风化状, 主要是不均匀风化的产物(如花岗岩的球状风化等), 其周围多为全风化状土体。常见孤石具有硬度大、形状不规则的特点, 而孤石周边的土体则强度较弱。因此含孤石边坡是一种不均匀体, 其内部土体与孤石之间的复杂构造和力学性质, 使得该类边坡的力学性能和受力行为与常规均质体边坡具有显著不同。含孤石边坡滑裂面及滑动体一般较难确定, 传统的边坡稳定性计算方法并不适用于含孤石边坡。在以往的研究中, 计算含孤石边坡或岩土混合边坡稳定性时, 一般将孤石或岩体考虑成土体, 即边坡按均质体计算<sup>[7,8]</sup>。如此简化具有一定的安全保障考虑, 但也忽略了孤石和土体之间的相对滑移, 孤石和土体之间的界面可能是薄弱面, 从而导致含孤石边坡的稳定性可能低于均质土体边坡。此外, 若边坡内孤石尺寸较大、分布较多, 必定

会改变边坡的内部受力行为, 从而使得均质同体方法所计算得到的滑裂面、应力分布等情况与实际不符。

有限元软件可以单独构建孤石和土体, 同时考虑其相互关系, 近年来诸多学者已开展相关研究。贺勇等开展了土石混合体边坡稳定性计算研究, 在其模型中采用随机布料方法生成了块石, 但块石与土体之间的界面行为并未考虑。文献<sup>[7,8]</sup>建立了含孤石土质边坡有限元模型, 考察了特定孤石体对边坡稳定性的影响, 但未就孤石群对边坡的稳定性影响进行研究。

本文开展了基于 cohesive behavior 的土石接触行为的含孤石群的边坡计算模型<sup>[10-15]</sup>, 模型中孤石群通过蒙特卡罗随机方法生成<sup>[16]</sup>, 并控制其椭圆度及岩土面积比, 使孤石形态及分布尽量符合实际情况。然后将有限元计算结果与理正圆弧滑动法计算结果进行了比较, 验证了有限元计算的可行性, 考察了孤石群及其位置、尺寸变化对边坡的安全系数及破坏模式的影响, 初步分析了孤石群大小以及位置变化对边坡的稳定性影响规律, 可为含孤石边坡的地质灾害风险评估以及边坡治理工程提供参考。

收稿日期: 2024-02-23 修回日期: 2024-04-07

基金项目: 珠海市社会发展领域研究计划(ZH22036204200048PWC, ZH22036201210021PWC)

作者简介: 张宇明(1979—), 男, 高级工程师, 研究方向为岩土工程。

通讯作者: 罗跃春(1986—), 男, 高级工程师, 研究方向为岩土工程、防灾减灾工程。

## 2 工程背景

该边坡位于珠海市香洲区大镜山水库北侧 810 m 处,地处丘陵地貌单元,周边为原始山体,植被发育,以灌木和乔木为主,出露的地层为第四纪残坡积层,坡体上有呈球状风化岩体出露,为晚侏罗世第一阶段第一次侵入岩,岩性为黑云母二长花岗岩。边坡照片见图 1。



图 1 边坡照片

## 3 模型构建

### 3.1 边坡模型

本文采用计算软件为 ABAQUS,为保证计算正常收敛,边坡模型采用二维模型,边坡尺寸见图 2。有限元计算时网格大小对计算结果具有较大影响,本文通过多次试算,当网格尺寸在 0.5 m 以下时其计算结果较稳定,因此模型中网格尺寸采用 0.5 m,而孤石与土体接触部位网格进行局部细化。

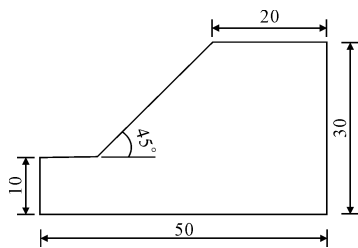


图 2 边坡尺寸(单位:m)

### 3.2 孤石模型

由于边坡在勘察中并未完全揭示所有孤石形态及分布位置,作为一种预测,将基本模型(对应下文工况二)中孤石的长边尺寸设为 2.0~3.5 m,短边尺寸设为 1.0~2.0 m,孤石面积为 6.0~12 m<sup>2</sup>。根据现场已揭露孤石猜测,边坡内孤石多为类椭球形,本模型中椭圆度((长轴-短轴)/长轴)控制为 0.4~1.2。在实际工程中常见孤石位于边坡面上,但该类

孤石对坡体内部受力几乎没有影响,从而也不影响边坡的稳定性,该结论在文献[7]研究中已得到证实,因此本模型未考虑坡面揭露的孤石,孤石与边坡面之间距离最小为 2 m。对于孤石的分布形态一般较为随机,本文基于蒙特卡罗方法利用 MATLAB 编程在边坡内随机生成孤石群见图 3,边坡中孤石均进行编号,便于分析说明。

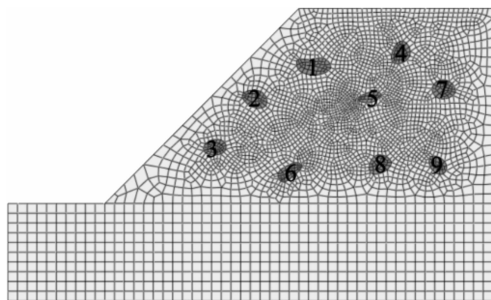


图 3 孤石群分布模型

### 3.3 模型参数

模型中土体采用摩尔-库伦本构关系,其内摩擦角为 30°,粘聚力为 15 kPa,弹性模量为 400 kPa,密度为 1.4 g·cm<sup>-3</sup>。孤石在坡体滑动时一般不会进入塑性,因此分析孤石假设为理想弹性体,其弹性模量为 200 MPa,密度为 2.8 g·cm<sup>-3</sup>。

本文参考桩土相互关系,建立了基于“cohesive behavior”界面接触行为,以模拟土体与孤石之间的接触关系。土体网格采用 CPE4P 四节点平面应变单元,而孤石采用 CPE4R 四节点双线性平面应变单元。网格大小根据试算确定,本文有限元模型中网格尺寸为 0.5 m。

## 4 稳定性计算方法

有限元计算边坡稳定性,一般采用强度折减法<sup>[17]</sup>。强度折减法采用式(1)、式(2)所示来对土体的粘聚力和摩擦角进行调整。

$$c_t = \frac{c}{F_t} \quad (1)$$

$$\varphi_t = \tan^{-1}(\tan \frac{\varphi}{F_t}) \quad (2)$$

式中: $c_t$  为土体折减后的粘聚力; $\varphi_t$  为土体折减后的内摩擦角; $F_t$  为折减系数。

值得注意的是虽然定义了折减系数,但在有限元分析中对边坡的临界状态的判别标准,即求解过程的中止条件并未形成统一认识。目前常见有以下三种临界状态判别标准<sup>[7]</sup>;

(1) 把模型计算出现数值求解不收敛时刻作为

边坡失稳判别依据;

(2)以坡体的坡角或坡顶位移突变作为边坡失稳判别依据;

(3)以坡体内塑性区发展至坡顶作为边坡失稳判别依据。

采用数值求解不收敛时刻作为边坡失稳判别依据,有失偏颇。原因是产生不收敛的条件与材料本构选取、网格密度、模型复杂程度等都有关系。因此不收敛条件达成主要与分析人员的模型构建水平及参数设置合理性有关,较难客观反应边坡的状态。而对于塑性区贯通坡顶时,边坡在坡底可能早已出现大变形,所求得的安全系数往往大于真实情况。且塑性区贯通坡顶之前极有可能出现求解不收敛情况,因此该条件也难以达成。一般来讲,在边坡失稳过程中,坡脚和坡顶的位移是最明显的,当其位移出现急剧增长,常反应出边坡内部受力行为及形变产生了较大变化,因此可较好的作为边坡失稳判别依据。因此本文将采用坡顶位移突变点作为安全系数计算中止点。

## 5 计算工况

计算工况见图 4。为了尽可能避免由于网格划

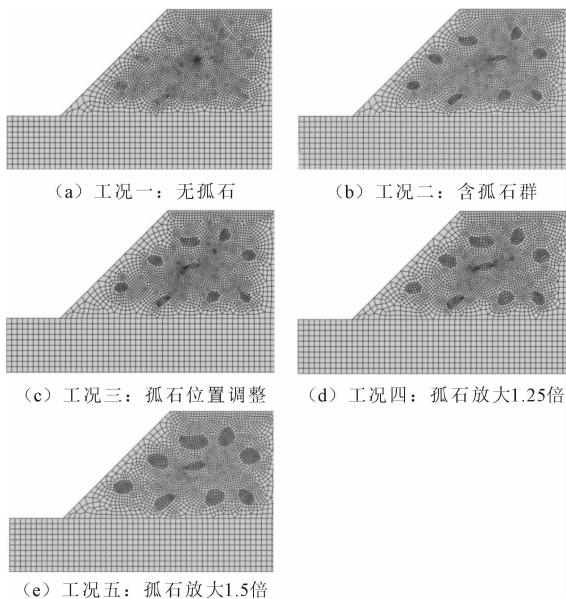


图 4 计算工况示意图

分不同对计算结果的影响,对于均质土坡(工况一:无孤石)的网格划分仍按含孤石边坡进行。工况二是在工况一的基础上建立了孤石群。工况三是在工况二计算完成后新建的模型,在工况二计算后发现滑动面上没有孤石,因此孤石(图 3 中编号 1、2、3)向右移动至滑动带上。工况四是在工况三基础上将

孤石放大 1.25 倍,孤石放大前后其几何中心不变。工况五是在工况的基础上将孤石放大 1.5 倍。

## 6 计算结果

### 6.1 模型验证

对于边坡稳定性有限元计算与常规圆弧圆法的结果对比,相关学者也开展了一些研究。为考察本次有限元分析的可靠性,分别开展了土质边坡的有限元计算和理正圆弧滑动法计算,并对两者结果进行对比。土质边坡尺寸见图 1,计算软件采用 ABAQUS 和理正边坡计算程序,岩土参数如 1.3 节所示。图 5 为 ABAQUS 与理正计算得到的滑动面比较,其中理正滑动带是根据理正计算结果在图中相应位置描绘所得。

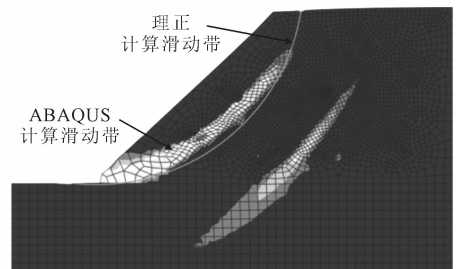


图 5 有限元计算与理正计算滑动带并对比

可以看出:两者计算所得到的滑动带具有一定差别,有限元计算得到的滑动带具有一定宽度,理正计算得到滑动带更像是 ABAQUS 计算滑动带的包络曲线。ABAQUS 采用折减系数法得到的安全系数为 1.29,理正圆弧滑动法得到的安全系数为 1.19。从滑动带和安全系数来看,两种方法虽有差异,但整体还是较为吻合的,表明本文的有限元模型构建较为合理,在此基础上开展含孤石群边坡稳定性计算具有一定合理性。

### 6.2 滑动模式

图 6 为 ABAQUS 中各计算工况达到极限临界状态时的等效塑性应变分布图,反映了边坡内的滑动面发展趋势。由于本次分析孤石按弹性考虑,不会进入塑性,因此图中孤石的塑性应变均为 0。从工况二看到,滑动面刚好避开了随机孤石群,随后将孤石布置在滑动面上(工况三),发现滑动面依然会绕过孤石群,这一“绕石”效应在其他研究学者得到的结论是一致的;同时可以看到当滑裂面绕过孤石时,易出现高塑性发展区,表明当孤石介入滑裂面时,附近局部土体受力及变形可能会增大。由图 6 (c)~(d)可以看到,随着孤石体积不断增大,图中的塑性应力分布越来越集中,滑动面逐渐偏离圆弧形,

表明随着孤石体积变大,边坡内除主滑动面外,其他

区域塑性发展均得到了控制。

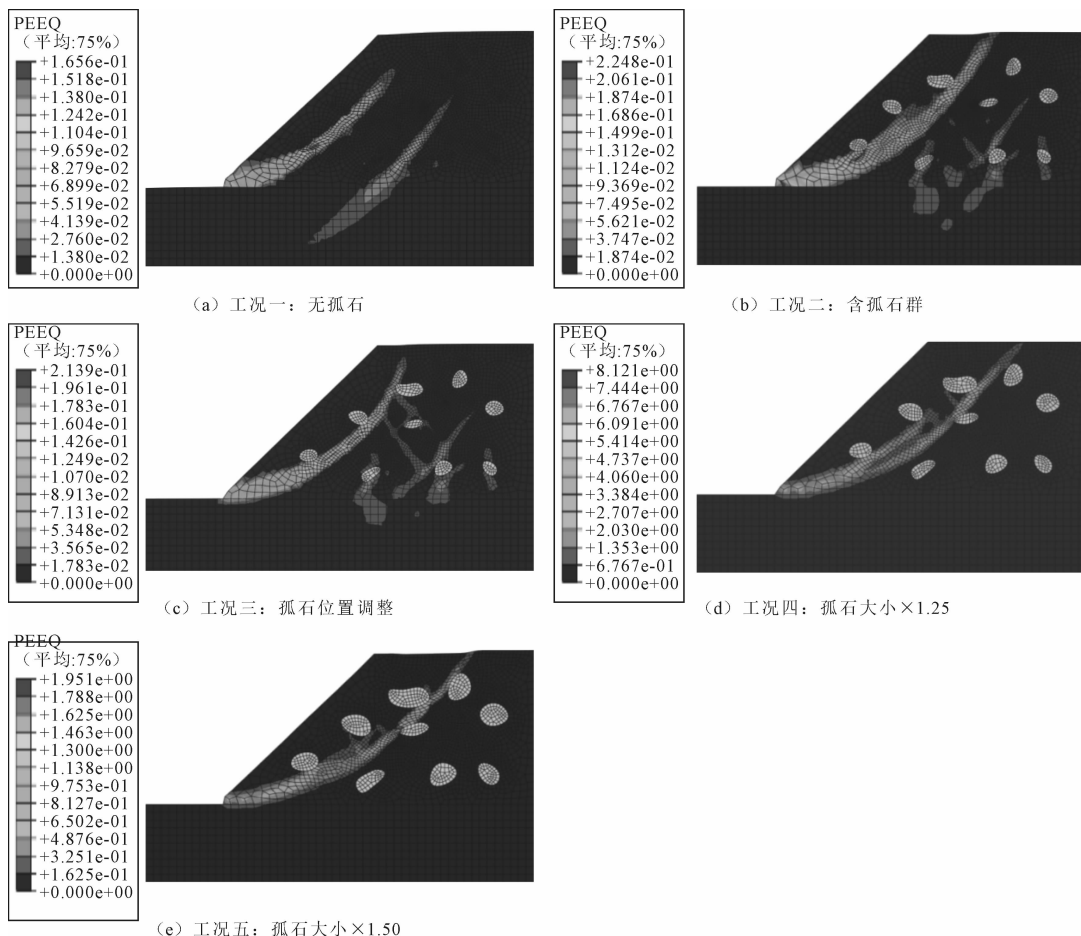


图 6 各工况等效塑性应变

### 6.3 安全系数

图 7 为各工况坡顶的水平位移与折减系数关系曲线,曲线中位移突变点以实心图标表示,该点对应的折减系数即为安全系数。

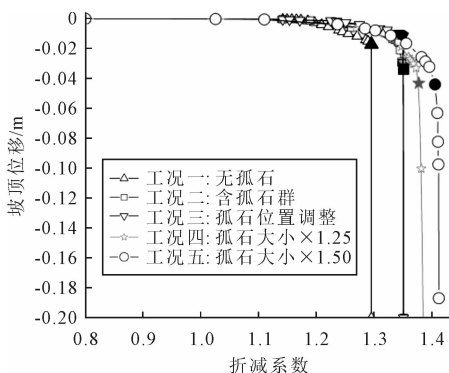


图 7 坡顶位移与折减系数关系曲线

将各工况的安全系数列于图 8 中,可以看到,由于孤石群存在边坡的安全系数有所提高,这主要是孤石群导致滑动面改变原发展路径,增加了抗滑阻力。对比工况二和工况三,改变孤石位置对边坡的安全系数影响较小。对比工况三、四、五的安全系

数,可以发现随着孤石变大,边坡的安全系数提升较为明显。

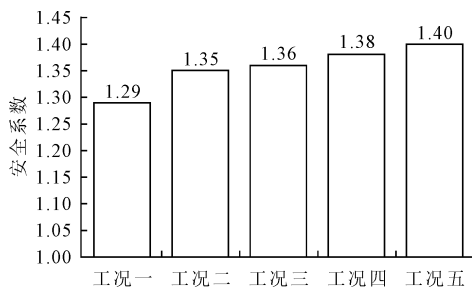


图 8 各工况下边坡的安全系数

综上,对于内含孤石的边坡,其稳定性不低于均质土质边坡,当孤石较大时其稳定性还将明显高于均质边坡。因此在地质灾害风险调查以及边坡治理等工作中,可初步将含孤石边坡的按均质边坡计算,其安全性不会降低。

## 7 结论

通过建立含孤石群边坡有限元模型,分析讨论

了孤石群对边坡失稳破坏模式和安全系数的影响,主要有以下结论:

(1)对于均质体边坡,有限元计算模型与理正圆滑滑动计算方法结果较为接近,表明有限计算方法具有一定可靠性。

(2)对于含孤石群边坡,滑动面会产生明显的“绕石效应”,从而导致抗滑力增加,其安全系数略有增大。

(3)孤石群位置变化对边坡的安全系数影响较小,而孤石体积增大会明显提高边坡的安全系数。

## 参 考 文 献

- [1] 曹 权,项 伟,王凤华,等.深圳地区花岗岩球状风化体地下分布规律统计分析[J].水文地质工程地质,2013(5):87-90.
- [2] 卢 刚,张鹏程,黄 东.含孤石边坡的稳定性分析[J].西部探矿工程,2022,34(10):11-13.
- [3] 冯 涛,吴 光,王 华,等.广东花岗岩地段球状风化地下分布特征分析[J].铁道建筑,2007,2(1):104-105.
- [4] 王 浩,刘成禹,陈志波.闽东南花岗岩球状风化不良地质发育特征及其工程地质问题[J].工程地质学报,2011,19(4):564-569.
- [5] 凌晓梅,许宝田.含砾黏性土路堑边坡稳定性分析[J].土工基础,2022,36(3):335-339.
- [6] 杨智翔,裴向军,袁进科.高陡边坡危岩体孤石的稳定性分析

- [J]. 路基工程,2017,1(6):25-29.
- [7] 刘晓华,韦 彬,唐 皓,等.风化花岗岩孤石边坡的稳定性和破坏机理研究[J].铁道科学与工程学报,2019,16(12):2977-2983.
- [8] 李 亮,朱建旺,赵炼恒,等.含孤石土质边坡稳定性及破坏特征的数值分析[J].中国安全生产科学技术,2021,17(8):43-49.
- [9] 贺 勇,张宗堂,杨期君,等.土石混合体边坡模型随机构建与稳定性分析[J].华南地质,2021,37(2):227-232.
- [10] 季婷媛,张 丹,李长圣,等.土石混合体砾-土接触面参数的敏感性分析[A].//2016年全国工程地质学术年会论文集[C].2016,1203-1208.
- [11] 许宏发,吴华杰,郭少平,等.桩土接触面单元参数分析[J].探矿工程,2002:10-12.
- [12] 史文清,王建华,陈锦剑.考虑桩土接触面特性的水平受荷单桩数值分析[J].上海交通大学学报,2006,40(8):1547-1552.
- [13] 李小青,周 伟.考虑桩土接触特性的复合地基承载机理的数值分析研究[J].岩土工程学报,2006,28(12):529-532.
- [14] 黄洪超.软土地基中桩土滑移性状研究[D].浙江大学,2007.
- [15] Boonchai, Ukritchon, Suraparb, et al. A new design equation for drained stability of conical slopes in cohesive-frictional soils[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2018,10(2):9-15.
- [16] 吕 钊.基于随机骨料的混凝土细观力学模型研究[D].武汉科技大学,2019.
- [17] 刘 彦,裴 磊,刘志鹏,等.边坡稳定性有限元强度折减法的若干讨论[J].土工基础,2021,35(3):380-384.

## Analysis of the Impact of Floating Boulders on Slope Stability

ZHANG Yuming<sup>1,2</sup>, LUO Yuechun<sup>1,2</sup>, TANG Changyi<sup>3</sup>

(1. Zhuhai Geological Survey Center of Guangdong Geological Bureau, Zhuhai 519000;

2. Guangdong Provincial Zhuhai Engineering Geological Survey Institute Co. Ltd., Zhuhai 519000;

3. Zhuhai Institute of Urban Planning & Design Co. Ltd., Zhuhai 519000)

**Abstract** There are a large number of floating boulders in slopes in the southern coastal areas of China. Due to the ambiguity of floating boulders on the sliding behavior of slopes, the stability analysis and slope treatment of floating boulder slopes are uncertain. To reveal the impact of floating boulders on the stability of slopes, a finite element model of the slope was established based on the ABAQUS software, and floating boulders were generated using the Monte Carlo random method within the model. The interface adhesive behavior was established between the contact surface of the boulder and soil, and the interaction relationship between the rock and the soil was simulated. Subsequently, the slope stability was examined using the strength reduction method. At the same time, a comparative verification was conducted with the analysis results of Li Zheng's circular arc sliding. The study results are follow: For homogeneous slopes, the analysis results of the finite element model are consistent with those of the sliding calculation of the Li Zheng circular arc, proving the feasibility of the finite element model boulder; Floating boulders can increase the safety factor of the slope to some extent; Floating boulders have a significant impact on the characteristic of slope failure and the development of plastic deformation zones, with the main feature being that the sliding surface of the slope will bypass the floating boulders and present a “around-rock” effect; moreover, the floating boulders can significantly reduce the development of plastic deformation in areas outside the main sliding surface; as the volume of the total floating boulder increasing, the safety factor of the slope was significantly improved.

**Key words** Boulders; Slope; ABAQUS; Stability Analysis

# 珠海横琴深厚软土的固结系数计算方法研究

吴伟亮<sup>1</sup>, 林宗涛<sup>2</sup>, 邢益江<sup>1</sup>, 李懿<sup>2</sup>, 刘继凯<sup>1</sup>, 罗武章<sup>2</sup>

(1. 中国建筑工程(澳门)有限公司, 广东珠海 519000; 2. 广州大学建筑设计研究院有限公司, 广州 510440)

**摘要:** 高含水率、高压缩性和低强度的深厚软土常常给岩土工程的稳定性和安全性构成较大的威胁。以珠海横琴深厚软土为研究对象, 在分析淤泥和淤泥质土的物理力学指标的基础上, 将太沙基一维固结理论公式和室内固结试验得到的固结系数进行比较, 评价理论公式的适用性, 为类似地区工程建设提供理论依据。研究表明, 太沙基一维固结理论公式计算得到的淤泥固结系数是固结试验竖向固结系数的4.3~6.8倍, 是固结试验水平固结系数的0.8~1.4倍; 对于淤泥质土, 采用理论公式计算得到的固结系数与固结试验得到的固结系数相差1~3个数量级, 偏差较大, 因此不宜用太沙基一维固结理论公式计算淤泥质土的固结系数。

**关键词:** 深厚软土; 物理指标; 固结系数

**中图分类号:** TU433 **文献标识码:** B **文章编号:** 1004-3152(2026)02-0262-04

## 1 引言

珠海横琴作为广东自贸试验区之一, 凭借其优越的地理位置和得天独厚的区位优势, 基础设施建设和房建项目进程不断加速。然而, 该地区软土深厚, 含水率高, 压缩性高, 强度低, 工程事故时有发生。软土的固结系数是反映软土固结快慢的重要指标, 在沉降计算时主要采用图解法<sup>[1]</sup> (时间平方根法、时间对数法), 解析算法 (三点法<sup>[2]</sup>、试算法), 太沙基一维固结理论等方法, 计算方法选择对沉降计算影响较大, 计算不准确有可能给基建项目后期运营带来安全隐患。

滕凯等<sup>[3]</sup>根据平均固结度拟合公式提出了更方便的两点算法; 陈新彦等<sup>[4]</sup>对比研究了室内试验、孔压静力触探试验和现场沉降反算等三种固结系数估算方法; 赵春风等<sup>[5]</sup>提出了固结系数新三点算法; 王曦等<sup>[6]</sup>得到了多层软土地基的固结计算方法; 程飞等<sup>[7]</sup>分析了软土压缩过程中固结系数的影响因素; 曾巧玲等<sup>[8]</sup>对比了7种固结系数的确定方法; 林永杰等<sup>[9]</sup>基于湖湘淤泥质软土, 根据孔隙水压力监测数据反算了固结系数; 骆凉平等<sup>[10]</sup>研究了基于孔压消散和室内试验计算固结系数之间的关系; 李建军等<sup>[11]</sup>对比了4个国家的固结试验规程, 通过试验数据分析了其差异性; 皇富强<sup>[12]</sup>基于扁铲侧胀试验

研究了软土水平固结系数计算方法; 李学鹏等<sup>[13]</sup>得出时间平方根法和时间对数法这两种图解法计算的固结系数比较接近, 修正 $t_{50}$ 法会大于这两种方法。张芳枝等<sup>[14]</sup>通过室内一维固结试验, 发现珠三角饱和软粘土固结系数与固结压力存在一定的经验关系。

以珠海横琴深厚软土为研究对象, 在分析淤泥软土的物理力学指标的基础上, 将太沙基一维固结理论公式和室内固结试验得到的固结系数进行比较, 评价理论公式的适用性, 为类似地区工程建设提供理论依据。

## 2 工程概况及主要岩土层性质

### 2.1 工程概况

项目位于广东省珠海市横琴新区, 项目范围东至风吹罗带路左侧空地, 西至拟建天羽道, 南至港澳大道、北至风吹罗带路。建筑功能主要包括高层住宅楼、学校、公园及其他配套设施, 塔楼高度为60~80 m, 设置1层地下室。该项目包括4个地块, 其中标段二为本次研究重点 (图1)。

本项目基坑西北侧、东侧和南侧采用顶部放坡+下部钻孔灌注桩+坑底被动区水泥土搅拌桩加固+钢管斜抛撑支护结构; 西南侧与地块三相接段按软基处理考虑; 采用上部放坡+下部重力式水泥土

收稿日期: 2024-02-04 修回日期: 2024-04-07

作者简介: 吴伟亮 (1989-), 男, 工程师, 研究方向为岩土工程。

通讯作者: 李懿 (1987-), 男, 博士, 高级工程师, 研究方向为岩土工程。



图 1 项目位置卫星图

搅拌桩墙(内插钢管)+坑底被动区搅拌桩加固支护形式;地块二北侧与地块一交界处为拟建的祥顺路范围,按照 1:4.0 的大放坡开挖。基础采用旋挖灌注桩。

### 2.2 主要岩土层性质

珠海市横琴新区处于珠江三角洲南部前缘的临海区域。横琴新区海岸在第四纪下沉,下沉幅度由北向南增加,第四系软土沉积层也呈现出由北向南厚度增加的规律。

根据地质年代、成因类型和勘察资料,整个项目场地岩土地层分为人工填土层( $Q_1^m$ )、海陆交互软土沉积层( $Q_1^{mc}$ )、花岗岩残积层( $Q^{el}$ )和燕山三期

( $\gamma_5^{2-3}$ )侵入花岗岩。

以该项目海陆交互相沉积层的深厚软土为研究对象,包括淤泥和淤泥质土,其属于第四纪陆地下沉与近代海侵所形成的浅海淤积。淤泥为浅灰、深灰色,质地较纯,刀切面光滑,富含有机质,带腐臭味,饱和,流塑;场地普遍分布,场地揭露厚度为 5.20~26.30 m,平均 15.97 m,层底标高为 -26.10~-2.23 m。淤泥层的下部为淤泥质土,灰黑色,具腐臭味,手捏滑腻,一般含少量石英砂及贝壳碎片,局部含少量黑色腐木,富含有机质,饱和,流塑;场地部分位置揭露,揭露厚度为 1.90~14.40 m,平均约 6.31 m,层底标高为 -31.11~-9.66 m。

该场地软土厚度变化大,与原始地形有关,近山岗处淤泥层薄,临海湾处淤泥厚,且具高压缩性和触变性,自然条件下长期固结压缩会导致地面持续缓慢下沉,对工程建设安全稳定影响大。

### 3 试验描述

为了分析该场地淤泥软土物理力学性质指标以及不同方法得到的固结系数,分别取原状淤泥和淤泥质土各 6 组,淤泥取样编号为 1~6,淤泥质土取样编号为 7~12,其物理指标见表 1 和表 2。因淤泥和淤泥质土孔隙小,且存在粘滞水膜,渗透系数根据变水头试验得到。

表 1 淤泥的部分物理力学性质指标

取样编号	取样深度/m	含水率 $w/\%$	湿密度 $\rho/g \cdot cm^{-3}$	孔隙比 $e$	压缩系数 $a_{v1-2}/MPa^{-1}$	压缩模量 $E_s/MPa$	渗透系数 $k_v/cm \cdot s^{-1}$
1	9.0-9.2	64.0	1.58	1.761	1.535	1.80	2.17E-07
2	9.9-10.1	63.7	1.58	1.790	1.716	1.63	2.85E-07
3	12.5-12.7	62.5	1.58	1.736	1.527	1.79	2.47E-07
4	10.2-10.4	66.4	1.58	1.801	1.612	1.74	1.58-E07
5	9.2-9.4	70.0	1.56	1.899	1.996	1.45	1.95E-07
6	9.0-9.2	68.9	1.57	1.851	1.853	1.54	1.74E-07

表 2 淤泥质土的部分物理力学性质物理指标

取样编号	取样深度/m	含水率 $w/\%$	湿密度 $\rho/g \cdot cm^{-3}$	孔隙比 $e$	压缩系数 $a_{v1-2}/MPa^{-1}$	压缩模量 $E_s/MPa$	渗透系数 $k_v/cm \cdot s^{-1}$
7	24.3-24.5	49.6	1.68	1.351	0.954	2.46	4.24E-06
8	18.4-18.6	45.7	1.73	1.223	0.878	2.53	6.21E-06
9	27.3-27.5	54.2	1.65	1.477	1.139	2.17	3.25 E-06
10	23.5-23.7	53.3	1.65	1.462	1.133	2.17	2.65E-06
11	18.9-19.1	48.4	1.70	1.305	0.991	2.33	2.14E-06
12	34.1-34.3	42.8	1.75	1.154	0.782	2.75	6.32 E-06

根据《土工试验方法标准》(GB/T 50123-2019)进行 12 组固结试验,试验仪器采用三联低压固结仪,试验土样面积为 30  $cm^2$ ,土样高度为 2 cm,采用时间平方根法得到水平固结系数和垂直固结系数,并采用太沙基一维固结理论计算固结系数,便于对比公式计算和室内试验得到的固结系数不同之处。

太沙基一维渗流固结理论计算的基本假设为:

- (1)土层是均质的,完全饱和的;
- (2)土颗粒和水是不可压缩的;
- (3)水的渗出和土层的压缩只沿一个方向(竖向)发生;
- (4)水的渗出遵从达西定律,且渗透系数  $k$  保持不变;
- (5)孔隙比的变化与有效应力的变化成正比,即

$-de/d\sigma' = a$ , 且压缩系数  $a$  保持不变;

(6) 外荷载一次瞬时施加并保持不变。

本场地面积大, 淤泥和淤泥质土较厚, 为均质土体, 且位于地下水水位以下, 为完全饱和状态, 水平向排水性差, 考虑水的渗出和土层固结压缩主要沿竖向发生, 由于外部荷载不大, 土颗粒和水认为不可压缩, 其余假设与太沙基一维渗流固结理论相同, 因此采用其计算固结系数, 公式如下:

$$c_v = \frac{k_v(1+e_1)}{a\gamma_w} = \frac{k_v E_s}{\gamma_w} \quad (1)$$

式中:  $c_v$  为竖向固结系数/ $\text{cm}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ ;  $k_v$  为竖向渗透系数/ $\text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$ ;  $a$  为压缩系数/ $\text{MPa}^{-1}$ ;  $E_s$  为压缩模量/ $\text{MPa}$ ;  $\gamma_w$  为水的重度/ $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$ ;  $e_1$  为土的初始孔隙比。

表 3 淤泥的部分物理力学性质指标统计结果

取样编号	含水率 $w/\%$	湿密度 $\rho/\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$	孔隙比 $e$	压缩系数 $a_{v1-2}/\text{MPa}^{-1}$	压缩模量 $E_s/\text{MPa}$	渗透系数 $k_v/\text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$
最大值	70.0	1.58	1.899	1.996	1.80	2.85E-07
最小值	62.5	1.56	1.736	1.527	1.45	1.74E-07
平均值	65.9	1.58	1.806	1.707	1.66	2.24E-07
标准差	3.035	0.008	0.060	0.188	0.143	0.000
变异系数	0.046	0.005	0.033	0.110	0.086	0.195

表 4 淤泥质土的部分物理力学性质指标统计结果

取样编号	含水率 $w/\%$	湿密度 $\rho/\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$	孔隙比 $e$	压缩系数 $a_{v1-2}/\text{MPa}^{-1}$	压缩模量 $E_s/\text{MPa}$	渗透系数 $k_v/\text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$
最大值	54.2	1.75	1.477	1.139	2.75	6.21E-06
最小值	42.8	1.65	1.154	0.782	2.17	2.14E-06
平均值	49.0	1.69	1.329	0.980	2.40	3.81E-06
标准差	4.372	0.041	0.128	0.141	0.225	0.000
变异系数	0.089	0.024	0.097	0.144	0.094	0.481

力学性质指标, 基于太沙基一维固结理论, 通过式(1)计算两类软土的竖向固结系数, 并将计算结果与固结试验中采用时间平方根法得到的垂直固结系数和水平固结系数进行对比, 见表 5 和表 6。

表 5 淤泥的固结系数对比

取样编号	太沙基一维固结理论 $c_v/\text{cm}^2 \cdot \text{s}^{-1}$	时间平方根法/ $\text{cm}^2 \cdot \text{s}^{-1}$	
		$c_v$ 竖向固结系数	$c_h$ 水平固结系数
1	3.91E-03	7.52E-04	3.65E-03
2	4.65E-03	6.85E-04	3.47E-03
3	4.42E-03	7.06E-04	3.19E-03
4	2.75E-03	6.25E-04	3.26E-03
5	2.83E-03	6.62E-04	2.87E-03
6	2.68E-03	5.65E-04	2.98E-03
平均值	3.54E-03	6.66E-04	3.24E-03

对于淤泥, 基于太沙基一维固结理论公式计算得到的固结系数比固结试验中采用时间平方根法得到的固结系数大, 其中理论公式计算得到的固结系数是固结试验竖向固结系数的 4.3~6.8 倍, 是固结试验水平固结系数的 0.8~1.4 倍。因此, 针对淤泥, 基于太沙基一维固结理论公式计算得到的固结系数与室内试验得到的水平固结系数比较接近。

## 4 试验数据分析

将表 1 和表 2 中淤泥和淤泥质土的物理指标进行数理统计, 得到最大值、最小值、平均值、标准差和变异系数, 见表 3 和表 4。从统计结果可知, 淤泥的含水率、孔隙比、压缩系数的平均值分别为 65.9%、1.806、1.707  $\text{MPa}^{-1}$ , 均大于淤泥质土相应的物理力学指标; 而湿密度、压缩模量、渗透系数的平均值分别 1.58  $\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$ 、1.66  $\text{MPa}$  和  $2.24 \times 10^{-7} \text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$ , 均小于淤泥质土相应的物理力学指标。从埋藏深度方面进行分析, 淤泥普遍位于淤泥质土之上, 上覆压力较小, 导致其物理力学性质弱于淤泥质土。

根据表 1 和表 2 中淤泥和淤泥质土的部分物理

表 6 淤泥质土的固结系数对比

取样编号	太沙基一维固结理论 $c_v/\text{cm}^2 \cdot \text{s}^{-1}$	时间平方根法/ $\text{cm}^2 \cdot \text{s}^{-1}$	
		$c_v$ 竖向固结系数	$c_h$ 水平固结系数
7	1.04E-01	8.47E-04	4.50E-03
8	1.57E-01	9.10E-04	5.32E-03
9	7.05E-02	8.10E-04	4.08E-03
10	5.75E-02	8.98E-04	4.95E-03
11	4.99E-02	9.01E-04	5.01E-03
12	1.74E-01	9.44E-04	5.30E-03
平均值	1.02E-01	8.82E-04	4.86E-03

对于淤泥质土, 基于太沙基一维固结理论公式计算得到的固结系数与室内固结试验得到的固结系数相差较大, 其中理论公式计算得到的固结系数比固结试验竖向固结系数大 2~3 个数量级, 比固结试验水平固结系数大 1~2 个数量级。由此可见, 采用太沙基一维固结理论公式计算淤泥质土的固结系数与实际固结系数偏差较大, 应做适当的折减。

## 5 结论

以珠海横琴地区软土为研究对象, 分析了该场

地淤泥和淤泥质土的物理力学性质指标,研究了太沙基一维固结理论公式在淤泥和淤泥质土中的适用性,主要结论如下:

(1)淤泥的含水率、孔隙比、压缩系数大于淤泥质土,而湿密度、压缩模量和渗透系数则小于淤泥质土。淤泥普遍埋藏于淤泥质土之上,受上覆压力影响较小,导致淤泥的物理力学性质弱于淤泥质土。淤泥往往为欠固结土,而淤泥质土则偏于正常固结土。

(2)采用太沙基一维固结理论公式计算淤泥的竖向固结系数与室内固结试验得到的固结系数较为接近,理论公式计算得到的固结系数是固结试验竖向固结系数的4.3~6.8倍,是固结试验水平固结系数的0.8~1.4倍。

(3)采用太沙基一维固结理论公式计算淤泥质土的固结系数与室内固结试验得到的固结系数相差1~3个数量级,偏差较大,因此不宜用太沙基一维固结理论公式计算淤泥质土的固结系数。

### 参 考 文 献

[1] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 土工试验方法标准(GB/T 50123-2019)[S]. 北京:中国计划出版社,2019.

[2] SIVARAM B, SWAMEE P K. A computational method for consolidation coefficient[J]. Soils and Foundations, 1977, 17(2):48-52.

[3] 滕凯,岳敏,王岩,等. 确定固结系数的两点计算法[J]. 勘察科学技术, 1997(1):10-11+9.

[4] 陈新彦,马传明. 3种估算土层固结系数方法的对比研究[J]. 中南公路工程, 2001(3):85-86+89.

[5] 赵春风,姜安龙,高大钊. 确定固结系数的新三点计算法[J]. 岩土工程技术, 2002(5):280-283.

[6] 王曦,张宁. 多层地基条件下的软土固结计算[J]. 岩土工程界, 2003(2):64-66.

[7] 程飞,郑昱. 浅谈软土压缩过程中影响固结系数的因素[J]. 常州工学院学报, 2008, 21(S1):291-292.

[8] 曾巧玲,张惠明,陈尊伟,等. 软黏土固结系数确定方法探讨[J]. 岩土力学, 2010, 31(7):2083-2087+2110.

[9] 林永杰,刘玉刚,徐宝财,等. 湖相淤泥质软土固结系数确定方法的研究[J]. 武汉理工大学学报, 2013, 35(6):91-95.

[10] 骆凉平,丁建文. 不同固结系数计算方法之间的比较[J]. 三峡大学学报(自然科学版), 2014, 36(1):42-45.

[11] 李建军,孙成科. 中外规范固结试验对比研究[J]. 港工技术, 2020, 57(3):113-116.

[12] 皇富强. 基于扁铲侧胀试验的软土水平固结系数计算方法研究[J]. 土工基础, 2022, 36(1):93-95.

[13] 李学鹏,李彩华,陈荣保,等. 时间平方根法评价隔离墙 $t_w$ (50)及固结系数[J]. 广东土木与建筑, 2022, 29(9):13-16.

[14] 张芳枝,陈晓平,黄国怡. 珠江三角洲饱和软粘土的固结特性试验研究[J]. 土工基础, 2003(2):26-27+43.

## Analysis Methods for Consolidation Coefficients of Deep Soft Soils in Hengqin, Zhuhai

WU Weiliang<sup>1</sup>, LIN Zongtao<sup>2</sup>, XING Yijiang<sup>1</sup>, LI Yi<sup>2</sup>, LIU Jikai<sup>1</sup>, LUO Wuzhang<sup>2</sup>

(1. China State Construction Engineering (Macau) Co. Ltd., Zhuhai 519000;

2. Architectural Design and Research Institute of Guangzhou University, Guangzhou 510440)

**Abstract** The high-water content, high compressibility, and low strength of deep soft soils often pose significant threats to the stability and safety of geotechnical engineering projects. Based on the analysis of physical properties of peaty and organic soils, a comparison was conducted between the coefficient of consolidation calculated by Terzaghi consolidation theory formula and the coefficient of consolidation obtained from laboratory tests to evaluate the applicability of theoretical formula to provide theoretical basis for similar engineering constructions. Results show that the consolidation coefficients of peat soil by Terzaghi formula are 4.3 to 6.8 times the vertical consolidation coefficients obtained from consolidation tests, and 0.8 to 1.4 times the horizontal consolidation coefficients. As for organic soils, the calculated consolidation coefficients using the theoretical formula differ from the consolidation coefficients obtained from consolidation tests by 1 to 3 orders of magnitude, indicating a large deviation. Therefore, it is not recommended to use Terzaghi consolidation theory to calculate the consolidation coefficients of organic soil.

**Key words** Deep Soft Soils; Physical Indicators; Coefficient of Consolidation

# 地铁循环作用下隧道软土地基长期沉降规律研究

董佳涓<sup>1</sup>, 俞峰<sup>1</sup>, 李璞<sup>2</sup>, 陈苘楠<sup>1</sup>

(1. 浙江理工大学 建筑工程学院, 杭州 310018; 2. 浙江省建筑设计研究院, 杭州 310006)

**摘要:** 地铁运营期间隧道所在地层仍在不断发生沉降, 其中列车荷载是不容忽视的一个重要因素。为研究列车荷载作用下软土地基沉降规律, 结合杭州地区某区间隧道, 采用有限元软件 ABAQUS 建立三维数值模型, 分析了不同列车行驶速度和隧道埋深对软弱土层的影响, 并提出了一种控沉加固措施。研究表明: 列车运行速度越大, 地铁在同一节点越早达到最大竖向位移, 达到的竖向位移越小; 相同列车时速下, 隧道下卧土体沉降随着分析点深度的增加而减小; 隧道埋深越大, 隧道拱底沉降越小; 随着循环次数的增加, 土体累计沉降增加但其增加趋势减小。加固后的隧道经过单次列车荷载加载, 拱底最大沉降为 1.37 mm, 控沉比为 19.9%, 并预测地铁运营 20 年后的累积沉降, 加固后隧道的沉降量显著减小。

**关键词:** 列车荷载; 长期沉降; 洞内加固; 数值模拟; MJS 工法桩

**中图分类号:** TU433 **文献标识码:** B **文章编号:** 1004-3152(2026)02-0266-07

## 1 引言

随着城市地铁建设的快速推进, 以上海、杭州为代表的沿海城市软土地基沉降的问题日益凸显。临近基坑开挖等因素会对周边土体及既有地铁隧道造成显著扰动影响<sup>[1-2]</sup>, 但地铁循环荷载也是诱发软土地基塑性累积变形以及局部差异性沉降的主要原因之一, Shen 等<sup>[3]</sup>通过现场监测与数值模拟研究发现, 列车循环荷载是导致深层软土地基沉降增加的主要因素, Ng 等<sup>[4]</sup>也对地铁循环荷载下软土沉降进行了现场测试和分析, 结果显示地铁运营对软土地基会产生明显的沉降效应, 长期循环交通荷载下导致软土地基沉降是研究软土工程的一个重要问题<sup>[5]</sup>。

为了探究地铁动荷载作用下的软土沉降规律和治理措施, 许多学者对此采取了多种研究手段。目前, 针对循环荷载下的长期沉降, 国内主流的研究方法有理论计算法、现场监测法、室内试验法和数值模拟法。唐益群等<sup>[6]</sup>通过扫描电镜试验对土体的微观结构进行研究, 发现土体在循环荷载作用下大致分为 3 个变形阶段: 似弹性阶段、弹塑性阶段和软化阶段。闫春岭等<sup>[7]</sup>对上海某地铁站附近的饱和淤泥

质黏土进行 GDS 循环三轴试验, 试验结果表明振动次数一定时, 累积塑性应变随动应力幅值的增大而增大, 随荷载频率的增大而减小。高广运等<sup>[8]</sup>以 FLAC 3D 软件建立隧道以及周围土体的数值模型, 分别结合 3 种不同的经验算法, 以分层总和法计算轨道地基的长期沉降。雷华阳等<sup>[9]</sup>采用有限元软件 ABAQUS 建立三维动力有限元模型, 对比分析了不同时速下土体的沉降规律, 研究表明, 列车运行速度越大, 隧道下卧土体的波动越大, 沉降曲线越明显, 地表沉降槽的横向影响范围也越大。

在城市地铁运营过程中, 列车循环荷载对软土地基会产生持续的作用, 可能导致地铁隧道的结构破坏和安全隐患。因此, 对地铁隧道地基进行加固, 可以有效减少地基沉降带来的影响, 提高地铁系统的安全性和稳定性, 进而确保城市地铁运行的顺利进行。为了有效治理循环荷载诱发的软土地基沉降, 从日本引进的 MJS 工法在国内得到了广泛应用。许野<sup>[10]</sup>研究了 MJS 地面加固和洞内加固结合的方式, 有效改善了软土隧道的收敛变形以及沉降问题, 但是在洞内加固时, MJS 工法施工由于机械尺寸大, 在运营隧道中施工受轨道、接触网、疏散平台等限制, 桩体长度打入受到限制。陈用伟等<sup>[11]</sup>利用新型小型 MJS 施工设备实现在洞内进行微扰动

收稿日期: 2024-03-20 修回日期: 2024-04-12

基金项目: 国家自然科学基金(52178365)

作者简介: 董佳涓(1997—), 男, 硕士研究生, 研究方向为地下工程施工。

通讯作者: 俞峰(1976—), 男, 博士, 教授, 研究方向为基础工程。

高压注浆,但这种加固方式对于地铁隧道长期控沉效果不得而知。

本文依托杭州某盾构区间隧道,利用 ABAQUS 建立三维有限元数值模型,分析了不同列车运行速度以及不同隧道埋深对软土地基的沉降规律,并研究了隧道加固前后对隧道结构及软土地基的控沉效果,最后通过经验公式预测了加固与未加固的软土地基在长期列车荷载作用下的累积变形,对日后研究和治理地铁循环作用下的软土沉降问题提供参考。

## 2 工程概况

### 2.1 工程背景

城市轨道交通区间多采用盾构隧道,隧道在建设过程中受内部土体损失及扰动、外部工程建设、长期运营循环荷载等多种影响而产生较大变形,如水平收敛、沉降和水平位移,危害结构安全和正常运营。例如,某城市地铁区间隧道因所处地层为软弱淤泥,且受长期列车循环荷载和地面堆卸载的影响,到 2017 年底,最大累计沉降达到 80~110 mm,沉降变化速率最大达  $0.12 \text{ mm} \cdot \text{d}^{-1}$ ,局部隧道结构病害严重,该区间累计沉降见图 1,可以看到有着明显的沉降漏斗。

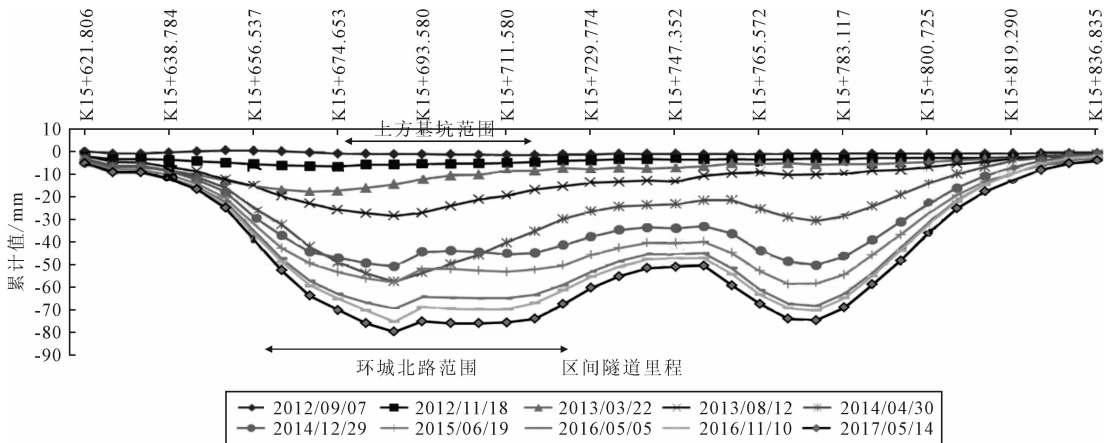


图 1 某城市地铁区间隧道上行铁道床累计沉降

### 2.2 工程概况

本文依托工程为已铺轨未运营的区间隧道(里程号:K0+552~K0+734),根据工程地质勘查资料显示,主要地层为杂填土、黏质粉土、砂质粉土、淤泥质粉质黏土、淤泥质粉质黏土夹粉土、粉质黏土、黏土和含粘性土粉砂。各土层物理力学参数见表 1。该试验区盾构隧道位于砂质粉土和淤泥质粉质黏土中,见图 2。淤泥质粉质黏土压缩性和灵敏度很高、强度低、透水性差,容易产生流变和触变现象,工程性能比较差。盾构隧道暗挖部分主要分布孔隙潜水。孔隙潜水主要赋存于浅部土层中,含水介质主

要为浅部填土、黏质粉土、砂质粉土。勘察期间实测地下水位在 0.80~1.90 m 之间,标高在 4.45~4.95 m,主要接受大气降水补给,以地面蒸发、侧向径流为主要排泄方式,水位主要受大气降水及西北侧河道水位控制,一般年变化幅度在 1.00~2.00 m。

## 3 建立有限元模型

### 3.1 模型尺寸及材料参数

基于实际工程,选取典型地质截面,应用大型有限元模拟软件 ABAQUS 建立数值模型,土体模型

表 1 土层物理力学参数表

地层序号	土层名称	土层平均厚度 /m	重度 $\gamma$ / $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	固快		弹性模量 /MPa	泊松比
				粘聚力 $c$ /kPa	内摩擦角 $\varphi$ /( $^\circ$ )		
1-1	杂填土	2.2	(17)	(5.0)	(5.0)	11.5	0.2
2-1	黏质粉土	2.25	18.4	11	25.8	21	0.3
2-2	砂质粉土	3.25	18.9	7	29.4	28.7	0.24
3-1	淤泥质粉质黏土	9.35	17.3	13	8.3	7.32	0.41
3-2	淤泥质粉质黏土夹粉土	12.10	17.8	13	10.2	8.89	0.37
4-1	粉质黏土	11.65	19.1	45	16.3	15.6	0.32
4-2	黏土	5.25	18.3	40	15.3	21	0.3
4-3	含黏性土粉砂	3.95	19.2	22	23.9	25.2	0.31

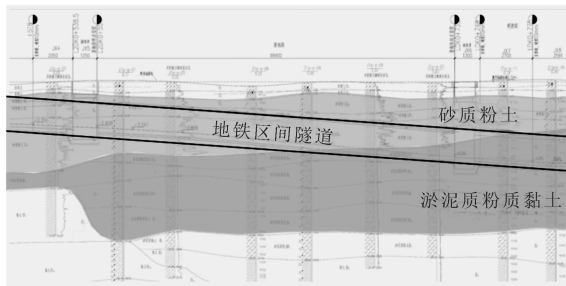


图2 区间隧道地质剖面图

采用摩尔库伦本构,衬砌和道床采用线弹性本构。盾构隧道内径为 5.5 m,衬砌采用拼装管片,管片厚度 0.35 m,其标准环管片环宽 1.0 m,道床厚度为 0.45 m,隧道平均埋深约为地下 10 m,衬砌和道床采用 C50 混凝土,弹性模量为 34 500 MPa,泊松比为 0.2。本文土体模型尺寸为 100 m×100 m×50 m,隧道-土体三维有限元模型见图 3。

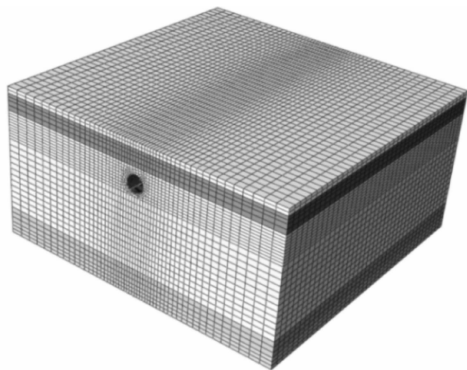


图3 隧道-土体三维有限元模型

### 3.2 边界条件

模型底部完全固定,侧面分别设置  $x$  向和  $y$  向的位移约束,模型上表面自由。在动力加载阶段,振动产生的应力波碰到人为截断边界会进行反射和折射,在土体内部会产生应力震荡,影响最后输出结果,因此采用有限元-无限元耦合的方法,使用有限元边界进行地应力平衡后,在动力加载分析步,激活无限元边界,可有效避免应力波的反射。

### 3.3 地铁循环荷载模拟

为了尽可能的真实情况下模拟列车循环荷载对隧道下卧土体的影响,选取一个合适的地铁动荷载模型非常关键,可以用一个激振力函数表达式来模拟行车过程中产生的竖向振动荷载<sup>[12]</sup>,在 ABAQUS 中使用动力隐式分析步,并通过子程序 Dload 进行施加。地铁在行驶过程中要受到列车自重、行驶速度、轨道不平顺等因素影响,其中轨道不平顺是影响地铁循环荷载最主要的一个因素,轨道不平顺管理值见表 2。激振力函数表达式包含了一

个列车的静荷载和三个不同振动频率下的动荷载组成,具体函数表达式如下:

表2 轨道不平顺管理值表

控制条件	波长/m	正矢/mm
行车平稳性( $i=1$ )	50.00	16.000
	20.00	9.000
	10.00	5.000
	5.00	2.500
作用到线路上的动力附加荷载( $i=2$ )	2.00	0.600
	1.00	0.300
	0.50	0.100
波形磨耗( $i=3$ )	0.50	0.100
	0.05	0.005

$$F(t) = P_0 + P_1 \sin(\omega_1 t) + P_2 \sin(\omega_2 t) + P_3 \sin(\omega_3 t) \quad (1)$$

式中: $F(t)$ 为列车振动荷载/kN; $P_0$ 为列车静荷载/kN; $P_i$ 为轨道不平顺管理值对应不同控制条件下的列车振动荷载/kN; $\omega_i$ 为列车时速  $v/\text{km} \cdot \text{h}^{-1}$  对应下的轨道不平顺振动波长的圆频率/ $\text{rad} \cdot \text{s}^{-1}$ ;  $t$ 为列车运行时间/s。

设列车质量为  $M_0$ ,则其相对应的振动荷载幅值  $P_i (i=1,2,3)$  为:

$$P_i = M_0 \alpha_i \omega_i^2 \quad (2)$$

$$\omega_i = \frac{2\pi v}{L_i} \quad (3)$$

式中: $\alpha_i$ 为不同控制条件下对应的矢高/mm; $L_i$ 为不同控制条件下对应的波长/m;取值见表 2 轨道不平顺管理值; $v$ 为列车行驶速度/ $\text{km} \cdot \text{h}^{-1}$ 。

以杭州地铁 1 号线列车为例,该线路列车组为 B 型车,4 动 2 拖共 6 个车厢,列车轴重为 14 t,全长约 120 m,宽 2.8 m、高 3.8 m,取列车静荷载  $P_0 = 95 \text{ kN}$ ,列车质量  $M_0 = 750 \text{ kg}$ ,列车行驶速度取 1 号线最高时速  $v = 80 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$ 。波长和矢高取表 2。表 2 中  $L_1 = 10 \text{ m}$ ,  $L_2 = 2 \text{ m}$ ,  $L_3 = 0.5 \text{ m}$ ,  $\alpha_1 = 3.5 \text{ mm}$ ,  $\alpha_2 = 0.4 \text{ mm}$ ,  $\alpha_3 = 0.08 \text{ mm}$ ,根据相应参数绘制前 5 s 列车动荷载时程曲线,见图 4。

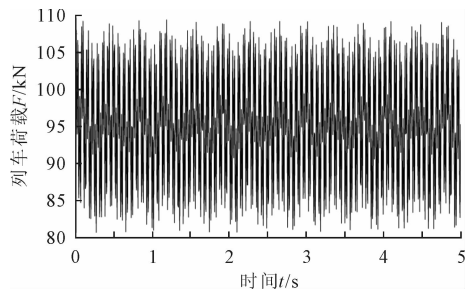


图4 列车动荷载时程曲线

### 3.4 模型验证

为验证本文所建模型的可靠性,对隧道开挖后的地表沉降量进行理论和模拟值的对比。Peck<sup>[13]</sup>在 1969 年根据大量实测数据,提出了可以预测隧道

施工引起地表沉降的经验公式,Peck认为在不排水情况下,地表沉降槽的体积等于隧道开挖的土体损失体积,沉降曲线呈高斯正态分布。但在软土地区实际工程中,由于地层含水量大,实测沉降数据与传统Peck预测曲线存在较大误差,因此有学者<sup>[14,15]</sup>对Peck公式进行修正,对最大地表沉降量和地表沉降槽宽度引入 $a$ 和 $\beta$ 两个修正系数,修正后的公式更贴近软土地区的沉降规律,修正Peck公式如下:

$$S(x) = \alpha S_{\max} \exp\left(-\frac{x^2}{2(\beta i)^2}\right) \quad (4)$$

$$S_{\max} = \frac{\theta \pi R^2}{\beta i / 2\pi} \quad (5)$$

$$i = Kz \quad (6)$$

式中: $S$ 为地表沉降量/mm; $S_{\max}$ 为地表最大沉降量/mm; $x$ 为到隧道轴线的距离/m; $i$ 为沉降槽宽度系数; $R$ 为隧道半径/m; $a$ 为最大地表沉降量修正系数,这里取0.7; $\beta$ 为地表沉降槽宽度修正系数,这里取1.1; $\theta$ 为地层损失率; $K$ 为沉降槽宽度参数,根据经验无黏性土取值0.2~0.3,硬黏土0.4~0.5,对于较软的粉质黏土可取0.7以上,这里取0.8; $z$ 为隧道埋深/m。

修正Peck公式拟合曲线和数值计算沉降曲线对比见图5,可以看出,模拟值与理论计算结果曲线较为契合,说明了本文模型的可靠性和准确性。

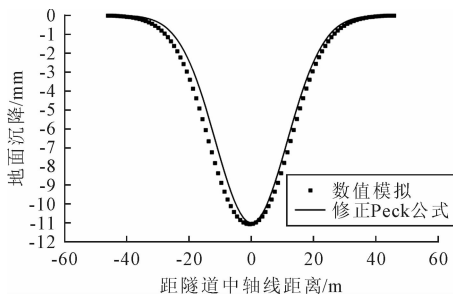


图5 地表沉降曲线对比图

## 4 数值模拟结果分析

基于ABAQUS有限元模型,对地铁时速选取 $60 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$ 、 $80 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$ 和 $100 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$ 进行模拟计算,不同地铁时速单次加载下隧道底部沉降时程曲线见图6。

由图6可知,地铁运行速度越大,地铁在同一节点处作用的时间就越短,该节点越早达到最大竖向位移,但是达到的竖向位移减小,时速为 $60 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$ 、 $80 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$ 和 $100 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$ 时拱底最大竖向位移分别为2.11 mm、1.91 mm和1.72 mm,这是由于地铁速度越快,虽然激振力有所增加,但荷载在隧

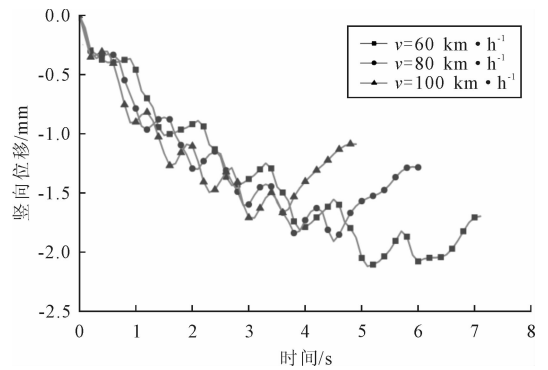


图6 不同地铁时速拱底沉降时程曲线图

道内加载的时间减短,对下卧土体的加载频率相对较高,土体塑性应变随着荷载频率的增大而减小<sup>[7]</sup>,因此土体变形越小。当地铁时速为 $100 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$ 时,单次加载下不同深度的沉降时程曲线见图7。由图7可知,不同深度的土体竖向位移变化趋势相似,但是随深度的增加而减小,其中,地面的最大竖向沉降为1.47 m,而隧道底部0 m处土体竖向位移最大,达到1.72 m,隧道底部5 m、10 m和15 m处竖向位移分别降至1.35 m、1.24 m和1.17 m,这是因为土体阻尼系数较大,由地铁荷载引起的振动波在传递过程中有所损耗,随着深度的增加,对土体的影响越小。

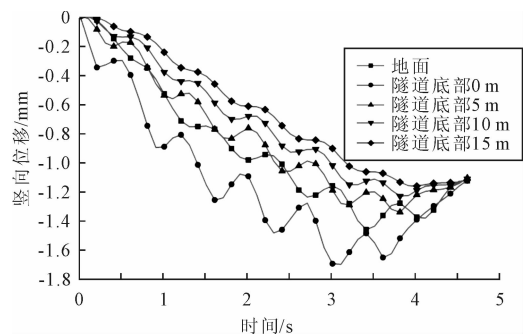


图7 隧道下卧土体不同深度沉降曲线图

图8为列车荷载作用下,相同地铁时速,隧道埋深分别为10 m、20 m、30 m的隧道拱底沉降曲线图。由图8可知,随着隧道埋深增大,隧道结构拱底竖向位移随之减小,且20 m埋深隧道沉降最大值较10 m埋深隧道减少9.7%,30 m埋深隧道沉降最大值较20 m埋深隧道减少4.4%,这说明随着埋深的增加,列车荷载对隧道的影响越来越小。这是由于随着隧道埋深的增加,隧道上部土体自重增加,但土体自承能力也逐渐增大,列车激振力对隧道结构的影响也就越小。

图9为列车循环荷载运行前三次的隧道底部土体沉降对比,土体在动荷载作用下的变形是一个弹塑性结合的过程,加载第一次的塑性变形为1.28

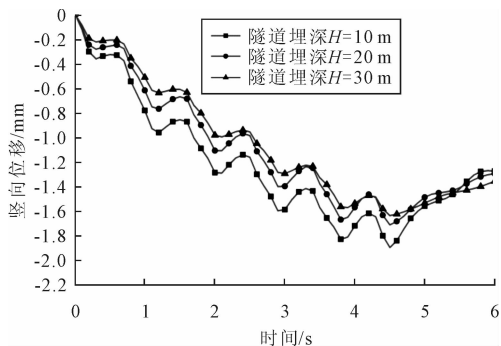


图8 不同隧道埋深拱底沉降时程曲线图

mm,第二次和第三次分别为 1.24 mm 和 1.22 mm,随着循环次数的增加,土体累计塑性变形也在逐渐增加,但是其每次塑性变形增加的趋势随着加载次数增加而逐渐减弱。这是因为循环荷载作用下,土粒重新排列和紧实,孔隙率逐渐减小。这一过程导致土体变得更加密实,因此随后的循环荷载在相同的应力水平下引起的塑性变形减少。

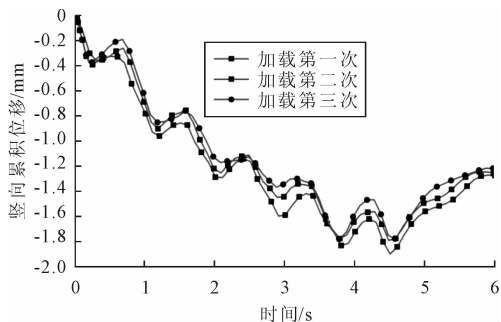


图9 列车运行前三次沉降对比曲线图

## 5 隧道加固措施

### 5.1 加固方法

本文采用 TJS(Tunnel Jet System)工法,又称为隧道洞内全方位微扰动高压喷射注浆工法,利用高压水泥浆喷射,通过独特的孔管和前端造成装置,以高压射流切割破坏周围土体,将硬化材料泥浆加压输送、喷射、切削地层、混合、排泥、集中泥浆、泥浆运送一系列工序作为监控对象,是一种能进行水平、垂直及倾斜和 360°全方位地基加固的施工工法。为了防止长期列车荷载作用下隧道产生不均匀沉降,影响隧道结构稳定和地铁运营安全,对隧道底部进行微扰动预加固处理,沿隧道纵向采取隔环加固,单环衬砌布置三根桩(1 竖直、2 斜向),斜桩倾角为 45°,桩径均为 1 000 mm,图 10 为隧道加固示意图。

### 5.2 施工流程

地铁隧道洞内加固可分为以下几个步骤:开孔、

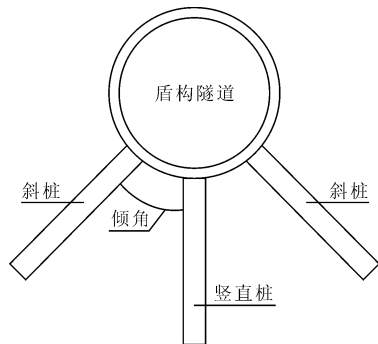


图10 隧道加固示意图

安装主机、引孔和喷射注浆。开孔前需根据管片配筋图调整开孔角度,避开钢筋所在位置并做好标记,然后连接自动开孔装置,从孔口密封装置内钻进并穿透管片,直至原状土,钻至原状土后,及时回拔钻杆。安装主机时需确保钻机就位后动力头中心与桩位中心相同,然后进行自引孔施工,钻杆与钻头对接或者钻杆延长时,应认真检查密封圈是否缺失或损坏,直至钻深达到设计桩长。最后现场搅拌水泥浆进行喷射注浆,水泥浆以高压状态从喷嘴喷出切割原状土,破坏土体结构,最后使水泥浆和土体混合形成具有一定强度的加固柱体。

### 5.3 隧道加固前后沉降分析及预测

图 11 为隧道加固前后拱底土体竖向位移时程曲线。由图 11 可知,采用上述加固方法使列车荷载加载一次的隧道瞬时沉降有明显改善,未加固时,隧道拱底最大沉降为 1.71 mm,加固后隧道拱底最大沉降为 1.37 mm,降幅为 19.9%,加固效果良好。

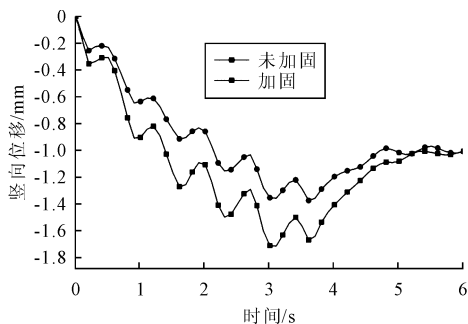


图11 隧道加固前后拱底沉降时程曲线图

在不考虑其他土体扰动因素情况下,隧道地基的长期沉降问题本质是列车循环荷载作用下软土地基的累积塑性变形问题,为对比上述加固方式对地铁隧道长期的控沉效果,对地铁隧道 20 年后的累积沉降进行分析。由于每年地铁动荷载的循环次数可达数十万次,若采用数值分析的方法,需要耗费大量的时间,工作计算效率极低,因此可以根据单次循环的结果对长期沉降进行预测。

Monismith 等<sup>[15]</sup> 基于土工室内试验提出了可以计算列车荷载下隧道长期沉降的简单指数经验模型:

$$\epsilon_p = AN^b \quad (7)$$

式中:  $\epsilon_p$  为隧道拱底土体累积塑性应变;  $A$  为加载一次后的土体应变, 可由 ABAQUS 数值分析结果得出;  $N$  为地铁动荷载加载的次数, 据资料显示, 杭州地铁一号线于 2012 年 12 月主线通车, 每日运营 18 h, 每两班车次平均间隔约为 5 min, 采用 6 个车厢为一个编组, 同一位置每日发生振动约为 648 次, 一年循环约为 23.6 万次;  $b$  为隧道地基土体特性参数。

为了使经验模型更加接近实际情况, Li 等<sup>[17]</sup> 结合了土体静强度和土体动偏应力对上述指数模型进行了修正改进, 修正后的经验模型为:

$$\epsilon_p = a \left( \frac{q_d}{q_t} \right)^m N^b \quad (8)$$

$$q_d = \sqrt{3j_2} =$$

$$\sqrt{\frac{1}{2} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 + 6\tau^2]} \quad (9)$$

式中:  $q_d$  为土体动偏应力;  $q_t$  为土体静强度;  $a$ 、 $m$ 、 $b$  为和土质相关的试验参数, Li 等<sup>[3]</sup> 给出了这些参数的取值范围。根据杭州土质情况分别取  $a$ 、 $m$ 、 $b$  为 0.9、2.8、0.17。

计算出隧底土体累积塑性应变后, 利用分层总和法计算隧底累积沉降:

$$S = \sum_i^n \epsilon_{pi} h_i \quad (10)$$

式中:  $\epsilon_{pi}$  为第  $i$  层土体的累积塑性应变;  $h_i$  为第  $i$  层土体的厚度;  $n$  为土体的总层数。

图 12 为列车循环荷载作用下地铁运营 20 年隧道底部土体累积沉降曲线。由图 12 可知, 随着时间发展, 隧道沉降逐渐增加并趋于稳定, 其中, 运营初期, 沉降增长速率较大, 随后增长速率明显减缓。与未加固相比, 加固后的地铁隧道运营期间累计沉降有显著减小。

## 6 讨论

软土地区地铁长期运营期间, 列车循环荷载是影响软土地基沉降的重要因素之一。本文主要关注列车循环荷载对运营中地铁隧道的长期沉降造成的影响, 并应采取相应的加固控沉措施。然而, 地铁隧道沉降是一个涉及多方面因素的复杂过程, 除列车

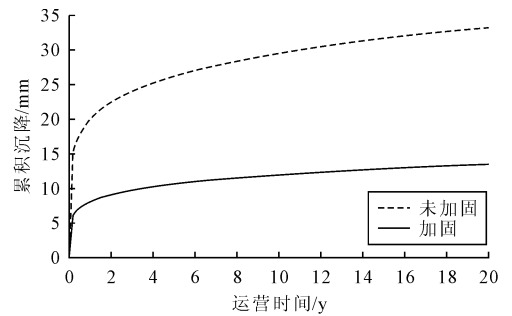


图 12 地铁运营 20 年隧道累积沉降曲线图

循环荷载外, 还包括地下水位变化、周围建筑物的施工、新建相邻地铁隧道、地质条件和环境因素变化等诸多方面, 后续研究中可对其他影响因素逐一展开研究。在进行沉降分析时, 通常依赖于监测数据以校准和验证数值模拟结果。遗憾的是, 在长期沉降方面, 现实监测数据相对稀缺, 这一缺陷在一定程度上限制了本研究结论的广泛适用性和准确性。

本文的研究主要基于数值模拟来预测和分析长期沉降行为, 而这需要依赖假设条件和理论模型, 对未来的研究提出了一定的假设风险和局限性。建议更多展开现场监测数据的收集工作以及现场试验, 这些数据能为模型的可靠性和精确性提供验证。

## 7 结论

本文依托实际工程, 基于有限元模拟, 研究了不同列车运行速度对软土地基的沉降影响, 以及洞内加固后对地铁隧道的控沉效果。结果表明:

(1) 相同隧道埋深同一深度土体, 随着地铁运行速度越大, 加载后引起的沉降反而越小;

(2) 相同隧道埋深不同深度土体, 在同一地铁运行速度下, 沉降随着深度的增加而减小, 地铁荷载引起的振动波在传递过程中逐渐损耗, 随着深度的增加, 对土体的影响越小;

(3) 不同隧道埋深, 在同一地铁运行速度下, 隧道结构拱底竖向位移与埋深成反比, 列车荷载对隧道结构影响与埋深也成反比;

(4) 随着列车循环次数的增加, 土体累计塑性变形增加, 虽然其增加速率减小, 但隧道长期塑性累计变形仍不可忽视;

(5) 当隧道采用洞内加固后, 列车荷载加载一次的隧道瞬时沉降有明显改善, 并且预测加固后地铁隧道运营 20 年累计沉降控沉效果显著, 可为未来工程提供参考。

## 参 考 文 献

- [1] 胡传家,尹荣玉.深基坑开挖对邻近高速地铁隧道变形分析[J].土工基础,2024,38(1):41-45.
- [2] 饶运东,周勇,冯仲文.超深基坑开挖对紧邻地铁隧道影响分析[J].土工基础,2022,36(6):877-883.
- [3] Shen S L, Wu H N, Cui Y J, et al. Long-term Settlement Behaviour of Metro Tunnels in the Soft Deposits of Shanghai[J]. Tunnelling and Underground Space Technology incorporating Trenchless Technology Research, 2014,40(feb.):309-323.
- [4] Ng C W W, Liu G B, Li Q. Investigation of the long-term tunnel settlement mechanisms of the first metro line in Shanghai[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2013,50(6):674-684.
- [5] 黄茂松,李进军,李兴照.饱和软粘土的不排水循环累积变形特性[J].岩土工程学报,2006(7):891-895.
- [6] 唐益群,张曦,周念清,等.地铁振动荷载作用下饱和软粘土性状微观研究[J].同济大学学报(自然科学版),2005(5):626-630.
- [7] 闫春岭,唐益群,刘莎.地铁荷载下饱和软黏土累积变形特性[J].同济大学学报(自然科学版),2011,39(7):978-982.
- [8] 高广运,徐大为,张先林,等.地铁循环荷载作用下上海软土路基的长期沉降计算[J].桂林理工大学学报,2012,32(3):77-81.
- [9] 雷华阳,张磊,许英刚,等.快速地铁列车荷载下软土地基沉降数值模拟研究[J].岩土工程学报,2019,41(S1):45-48.
- [10] 许野.地铁隧道不均匀沉降综合整治措施[J].浙江交通职业技术学院学报,2022,23(3):41-48.
- [11] 陈用伟,冯师,柳满军,等.MJS工法在杭州地铁3号线盾构隧道中的应用[J].建筑科技,2022,6(3):100-103.
- [12] 张冬梅,李钰.地铁荷载引起的盾构隧道及土层长期沉降研究[J].防灾减灾工程学报,2015,35(5):563-567.
- [13] PECK R B. Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground [C]. Proceedings of the 7th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Mexico. 1969:225-290.
- [14] 吴祥泰,朱金贤,李建强.基于绍兴盾构施工地表沉降的Peck公式修正[J].工程建设,2022,54(6):30-35.
- [15] 杨杰.软土地区盾构隧道地表沉降规律研究[J].现代交通技术,2023,20(3):78-83.
- [16] Monismith C L, Ogawa N, Freeme C R. Permanent deformation characteristics of subsoil due to repeated loading[J]. Transportation Research Record,1975,537:1-17.
- [17] LI D, SELING E T. Cumulative plastic deformation for fine-grained subgrade soils[J]. Journal of geotechnical engineering,1996,122(12):1006-1013.

## Ground Settlement Characteristics under Reinforcement of Soft Soil Tunnel and Train Load

DONG Jiawei<sup>1</sup>, YU Feng<sup>1</sup>, LI Ying<sup>2</sup>, CHEN Qingnan<sup>1</sup>

(1. College of Civil Engineering, Zhejiang Science and Technology University, Hangzhou 310018;

2. Zhejiang Provincial Academy of Architectural Design and Research, Hangzhou 310006)

**Abstract** During subway operation, the soil strata where the tunnel is located continue to experience settlement, and the dynamic load of trains is an important factor that cannot be ignored. To study the settlement pattern of soft soils under train load, a three-dimensional numerical model was established using the finite element software ABAQUS, combined with a section tunnel in Hangzhou that has already been laid but not yet in operation. The influence of different train speeds and tunnel depths on the soft soil layer was analyzed, and a settlement control and reinforcement measure was proposed. The research results indicate that for the same tunnel depth, the higher the train speed, the shorter the time the subway operates at the same node. The earlier the node reaches the maximum vertical displacement, but the smaller the vertical displacement it reaches; At the same train speed, the settlement of the soil beneath the tunnel decreases as the depth of the analysis point increases; At the same train speed, the deeper the tunnel is buried, the smaller the settlement of the tunnel arch bottom; The maximum settlement of the arch bottom of the reinforced tunnel under a single train load is 1.37 mm, with a controlled settlement ratio of 19.9%. The cumulative settlement of the subway after 20 years of operation is predicted, and the settlement of the reinforced tunnel is significantly reduced.

**Key words** Train Load; Long Term Settlement; Reinforcement Inside the Tunnel; Numerical Simulation; MJS Constructed Piles

# 软弱夹层黏土矿物成分与抗剪强度相关性分析

刘柄材<sup>1</sup>, 江兴元<sup>1,2</sup>

(1. 贵州大学资源与环境工程学院, 贵阳 550025; 2. 贵州大学喀斯特地质资源与环境教育部重点实验室, 贵阳 550025)

**摘要:**以贵州六种不同软弱夹层为研究对象,进行不同含水率的软弱夹层直剪试验,分析不同含水率的软弱夹层黏聚力和内摩擦角变化趋势和黏土对软弱夹层变化趋势的控制作用。结果显示:蒙脱石、伊利石和绿泥石对软弱夹层抗剪强度参数变化趋势起控制作用。①随含水率升高,软弱夹层黏聚力和内摩擦角整体呈下降趋势,但是不同软弱夹层变化趋势各不相同。②当软弱夹层中伊利石含量占黏土矿物含量的53%以上时,黏聚力变化趋势与伊利石相似;而当蒙脱石含量超过黏土矿物含量22%,且伊利石占比不达53%时,则与蒙脱石相似。③当蒙脱石含量占黏土矿物含量38%以上,且无绿泥石时,内摩擦角变化趋势与蒙脱石相似;而当伊利石占比超45%时,且无绿泥石,则与伊利石相似;有绿泥石时,且绿泥石占比达26%以上,则与绿泥石相似。④在相同含水率变化区间,蒙脱石的黏聚力降幅大于伊利石,蒙脱石的内摩擦角降幅最大,伊利石次之,绿泥石最小。

**关键词:** 软弱夹层; 含水率; 黏土矿物; 控制作用

**中图分类号:** TU411 **文献标识码:** B **文章编号:** 1004-3152(2026)02-0273-06

## 1 引言

软弱夹层是一种力学性质较为特殊的结构面,具有强度低、弹性模量低和泊松比高等特点<sup>[1]</sup>。贵州地处岩溶发育区,地下水资源丰富,在地下水、降雨等作用下,软弱夹层抗剪强度将大幅降低。而软弱夹层的强度特性是影响斜坡、地下开挖和坝基稳定性的重要因素<sup>[2-5]</sup>。因此掌握软弱夹层的软化规律对岩体工程稳定性具有重大意义。

矿物成分、含水率和微观结构等因素是影响软弱夹层强度的内在因素<sup>[6]</sup>。目前众多学者从黏土矿物和含水率等方面对软弱夹层的影响进行了大量的研究<sup>[7-10]</sup>。在黏土矿物方面,郭正法等<sup>[11]</sup>研究发现作为软弱夹层的软岩中蒙脱石和高岭土含量增加,将导致膨胀性增大。Underwood等<sup>[12]</sup>研究发现软弱夹层中蒙脱石含量越多,软弱夹层内摩擦愈小,对斜坡的稳定性影响愈大。王金淑等<sup>[13]</sup>研究发现显示高岭石的黏聚力、内摩擦角与含水率呈反比例关系;蒙脱石在25%含水率时黏聚力出现峰值,而伊利石在18%含水率则出现峰值;蒙脱石在20%含水率时内摩擦出现峰值。张晓丽等<sup>[14]</sup>发现原状土的抗剪强度降幅与黏土矿物含量成正比。刘慕琴

等<sup>[15]</sup>研究发现滑带土的黏聚力衰减随蒙脱石含量呈现正相关性和负相关性两种相关性。Dian Xiao等<sup>[16]</sup>研究发现蒙脱石会吸水膨胀,使结构面扩展,减小岩体之间的接触面,以此降低强度。唐琼琼<sup>[17]</sup>研究发现蒙脱石在沉积物颗粒间形成更厚的结合水膜,其黏聚力要高于伊利石,内摩擦角则相反。

在含水率方面,唐林等<sup>[18]</sup>研究发现软弱夹层的黏聚力和内摩擦角随含水率升高逐渐降低,但是当含水率超过某一最优含水率时,软弱夹层的强度劣化速度将会大幅增加。孙令亚等<sup>[19]</sup>发现软弱夹层抗剪强度随含水率升高呈逐渐降低的趋势。刘森林等<sup>[1]</sup>研究发现随着含水率升高,软弱夹层的峰值强度和变形模量呈现单峰变化。

本文以贵州三叠系软弱夹层为材料,通过直剪试验,研究不同含水率的软弱夹层强度变化特征,以及黏土矿物对软弱夹层强度变化的控制作用。

## 2 试验材料与试验方案

### 2.1 试验材料

本文中所研究的软弱夹层取至贵阳龙洞堡以及贵州省黔西市(图1),共计6种软弱夹层。其中龙洞堡取土5种,所处地层为三叠系安顺组,主要为灰

收稿日期:2024-03-20 修回日期:2024-04-13

基金项目:国家自然科学基金项目(42007271);贵州省科技支撑计划项目(黔科合支撑[2023]一般119)

作者简介:刘柄材(1996—),男,硕士研究生,研究方向为地质灾害防治。

通信作者:江兴元(1986—),男,副教授,博士,研究方向为地质工程、岩土工程。

岩互层。黔西取土取土 1 种,所处地层为三叠系下统夜郎组,为白云岩互层。通过土工试验测得软弱夹层的天然含水率、液塑限、最优含水率和最大干密度,结果见表 1。



图 1 软弱夹层取样点

表 1 软弱夹层的基本物理性质

编号	天然含水率/%	液限/%	塑限/%	最优含水率/%	最大干密度/ $\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$
Jc-1	25.3	49.45	29.95	28	1.53
Jc-2	21.1	23.18	18.91	19	1.75
Jc-3	30.6	56.95	35.08	32	1.4
Jc-4	25.8	49.17	29.16	24	1.63
Jc-5	41.2	83.46	38.57	41.4	1.26
Jc-6	35.7	71.19	24.76	23	1.62

通过 X 射线衍射试验,获得软弱夹层的矿物成分,结果见表 2。软弱夹层黏土矿物有蒙脱石、伊利石、高岭土和绿泥石。碎屑矿物则以石英和方解石为主。黏土矿物含量从 30%~74.2%,跨度较大。其中三种软弱夹层属粘性土。

表 2 软弱夹层矿物成分

编号	蒙脱石	伊利石	高岭石	绿泥石	方解石	石英	白云石
Jc-1	11.4	18.6	/	/	/	70	/
Jc-2	/	22.6	/	8.1	37.4	17.4	14.5
Jc-3	/	20.3	17.8	/	/	61.9	/
Jc-4	33.8	/	33	/	7.4	25.8	/
Jc-5	16	32.8	24.1	/	5.9	21.2	/
Jc-6	32.6	/	41.6	/	3.9	21.8	/

## 2.2 试验方案

### (1) 试验仪器

本文主要研究软弱夹层抗剪强度,使用的仪器为 ZJ-1 应变控制直剪仪。剪切盒尺寸为直径 6.18 cm、高 2.5 cm。试样剪切用仪器上的控制开关控制,数据采集由数据采集系统自动完成。

### (2) 试验方案

将采集回来的试样放进烘箱在 105℃ 下烘干 24 h,然后将试样碾碎过 0.075 mm 筛子,以减小土样颗粒大小对试验结果的影响。为了充分考虑含水率的高低对软弱夹层抗剪强度的影响,设计含水率变

化范围在塑限附近。为了减小试样固结度对试验结果的影响,试验将采用最大干密度进行配置。不同含水率试验配置方法如下,用喷水壶将所需水均匀的喷入试验,并进行充分的搅拌,再用保鲜膜进行密封,放置阴凉处保存 24 h,使水分完全渗入土体内部。称取所需直剪试验所需质量土样,放入内径为 6.18 cm 的标准环刀中,采用压样法进行制样。根据我国《土工试验方法标准》(GB/T50123-2019),采用  $0.8 \text{ mm} \cdot \text{min}^{-1}$  的快剪速率剪切。选择四级正应力为 50、100、150 和 200 kPa。试验方案见表 3。

表 3 试验方案

编号	含水率/%	剪切速率/ $\text{mm} \cdot \text{min}^{-1}$	垂直压力/kPa
Jc-1	16-18-20-22-24-26-28		
Jc-2	12-14-16-18-20-22-24		
Jc-3	16-18-20-22-24-26-28-30-32-34-36		
Jc-4	16-18-20-22-24-26-28	0.8	50-100-150-200
Jc-5	16-18-20-22-24-26-28-33.4-35.4-37.4-39.4-41.4		
Jc-6	16-18-20-22-24-26-28		

## 3 实验结果分析

### 3.1 含水率对软弱夹层黏聚力和内摩擦角的影响

根据软弱夹层在不同正应力下的抗剪强度结果,根据库伦公式,利用最小二乘法对两者关系进行拟合,从而获得软弱夹层在不同含水率下的黏聚力和内摩擦角。

图 2 为含水率对软弱夹层黏聚力的影响图。从图 2 可知,软弱夹层的黏聚力随含水率升高整体呈现下降趋势。但是不同软弱夹层黏聚力变化趋势并不相同。jc-1、jc-2 和 jc-3 软弱夹层黏聚力变化大致呈现先小幅度上升随后有一个大幅度的下降趋势,类似呈现“n”字形。jc-4、jc-5 和 jc-6 软弱夹层整体呈现先下降后有一个小幅度上升的趋势,再有一个下降的趋势,类似呈现“W”字形。此外,在 16%~28% 含水率区间,jc-1 黏聚力最大降幅为 59.99%,jc-2 为 61.97%,jc-3 为 73.22%,jc-4 为 69.27%,jc-5 为 48.14%,jc-6 为 69.21,整体看含水率对于软弱夹层黏聚力的影响较大。

图 3 为含水率对软弱夹层内摩擦角的影响图。软弱夹层内摩擦角随着含水率的升高呈现下降的趋势。但不同软弱夹层内摩擦角变化趋势也不相同。jc-1 和 jc-6 在 22% 和 24% 含水率前有个大幅的下降趋势,再有一个小幅度的上升后又下降。而 jc-2 则呈现出一个“w”字型的变化趋势。jc-3、jc-4 和 jc-5 整体上呈现一个小幅度上升后整体呈现一个大幅

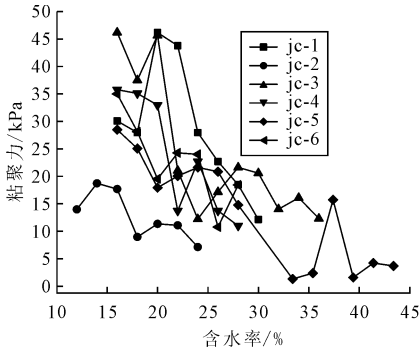


图 2 含水率对软弱夹层黏聚力的影响

度下降的趋势,但 jc-5 在 35.4% 含水率后开始呈现上升的趋势。另一方面,在 16%~28% 含水率变化趋势下, jc-1 内摩擦角最大降幅为 67.71%, jc-2 为 24.23%, jc-3 为 50.43%, jc-4 最大降幅为 73.69%, jc-5 为 26.03%, jc-6 为 73.26%。通过内摩擦角的最大降幅可知,含水率对于 jc-2 和 jc-5 内摩擦角的影响较小。相较含水率对于黏聚力的影响,含水率对于软弱夹层黏聚力的影响较小。

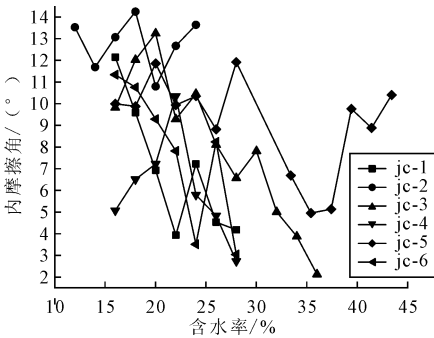


图 3 含水率对软弱夹层内摩擦角的影响

### 3.2 黏土矿物对软弱夹层黏聚力和内摩擦角的影响

#### (1) 含水率对黏土矿物黏聚力和内摩擦角的影响

为了更好的了解黏土矿物对软弱夹层黏聚力和内摩擦角的影响,对软弱夹层中具有吸水膨胀的黏土矿物进行直剪试验,从而获得不同含水率条件下的黏土矿物抗剪强度参数。结果见图 4 和图 5。

从图 4 可见,随着含水率的升高,蒙脱石、伊利石和绿泥石的黏聚力呈现先增大后减小的趋势,其中蒙脱石在 23% 含水率达到峰值,其峰值为 45.38 kPa,伊利石在 16% 含水率达到峰值,其峰值为 14.13kPa,而绿泥石在 20% 含水率达到峰值,其峰值强度为 18.73kPa。且大部分含水率条件下,蒙脱石黏聚力远大于伊利石和绿泥石,而伊利石的黏聚力最小。另一方面,蒙脱石黏聚力降幅最大,为 81.14%,伊利石为 77.82%,绿泥石为 49.33%。

而从图 5 可见,黏土矿物内摩擦角随含水率变化趋势与黏聚力随含水率变化趋势完全不同。随含

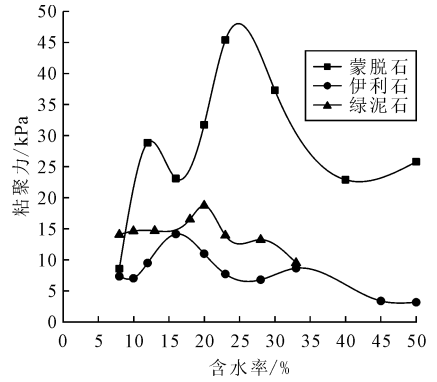


图 4 含水率对黏土矿物黏聚力的影响

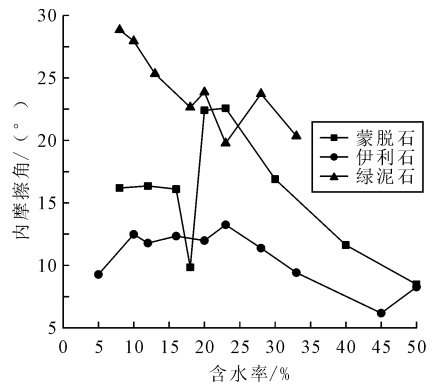


图 5 含水率对黏土矿物内摩擦角的影响

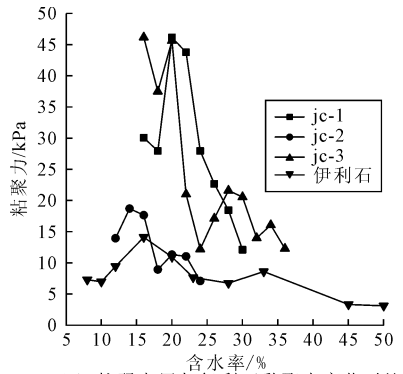
水率的升高,蒙脱石和伊利石整体上呈现上升后下降的变化趋势,而绿泥石整体上呈现下降的趋势。且整体上绿泥石内摩擦角最大,伊利石内摩擦角最小。此外,蒙脱石内摩擦角降幅最大,为 62.48%,伊利石为 53.44%,绿泥石为 31.45%。

#### (2) 黏土矿物对软弱夹层黏聚力和内摩擦角的控制作用

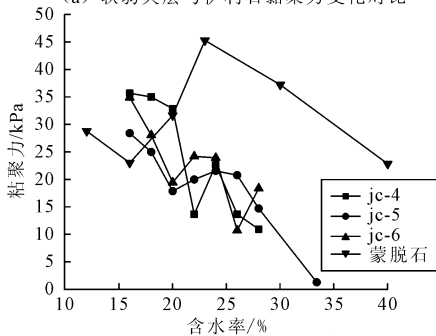
通过对比黏土矿物和软弱夹层黏聚力和内摩擦角变化趋势,从而获得黏土矿物对软弱夹层黏聚力和内摩擦角的控制作用,具体结果见图 6 和图 7。

从图 6(a)可知,在含水率 14% 时, jc-2 黏聚力达到峰值,伊利石黏聚力在含水率为 16% 时达到峰值, jc-1 和 jc-3 在 20% 时含水率达到峰值。虽然这三组软弱夹层和伊利石达到峰值的含水率不相同,但是黏聚力随着含水率的变化趋势十分类似。即是在黏聚力峰值之前,黏聚力随含水率变化有一个小的上升趋势,在 14~20% 含水率区间黏聚力达到峰值,在达到峰值后开始下降,在下降到一定值时有一个小的上升趋势,随之又降低。说明伊利石对于 jc-1、jc-2 和 jc-3 黏聚力软化特性起到控制作用。

从图 6(b)可知, jc-4、jc-5、jc-6 和蒙脱石整体变化趋势是类似的,即随含水量增加,黏聚力开始下降,在 16%~22% 含水率区间,黏聚力开始增长,当



(a) 软弱夹层与伊利石黏聚力变化对比



(b) 软弱夹层与蒙脱石黏聚力变化对比

图 6 软弱夹层与黏土矿物黏聚力变化对比

含水量到达 25% 左右时,黏聚力又开始出现下降的趋势。说明蒙脱石对于 jc-4、jc-5 和 jc-6 软弱夹层黏聚力软化特性起到控制作用。

从图 7(a)可知,jc-1、jc-4 和 jc-6 内摩擦角随着含水率升高,其变化趋势与蒙脱石内摩擦变化趋势类似,即先下降至 20%~25% 含水率,随后上升,在 22%~26% 含水率之后开始下降。虽然 jc-4 缺乏小于 16% 含水率的软弱夹层抗剪强度参数数据,但是内摩擦角变化趋势与蒙脱石整体类似。说明蒙脱石对 jc-1、jc-4 和 jc-6 内摩擦角变化特性起控制作用。

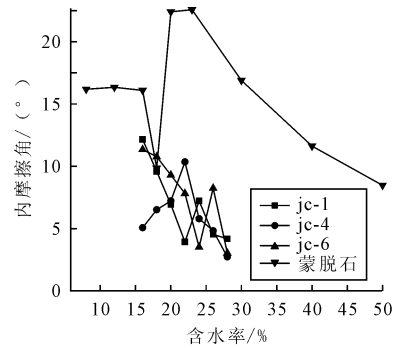
从图 7(b)可知随着含水率升高,jc-3、jc-5 内摩擦角变化趋势和伊利石变化趋势类似,即随着含水率升高,内摩擦角呈现“上升-下降-上升-下降-上升-下降”的变化趋势。且含水率升高后,三者之间出现拐点的含水率相差 2%。说明伊利石对 jc-3 和 jc-5 内摩擦角变化特性起控制作用。

从图 7(c)可知,jc-2 和绿泥石内摩擦角随含水率变化的变化趋势类似。整体变化趋势呈现“W”字型,即“下降-上升-下降-上升”的变化趋势,且两者之间变化出现拐点的含水率仅相差 4%。说明绿泥石对 jc-2 内摩擦角变化特性起控制作用。

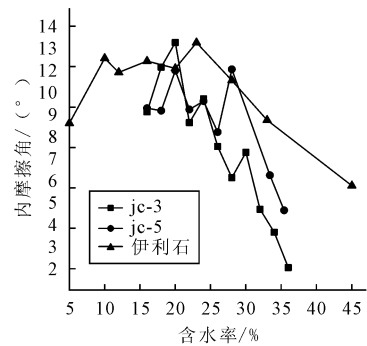
## 4 机理分析

### 4.1 黏土矿物颗粒形态

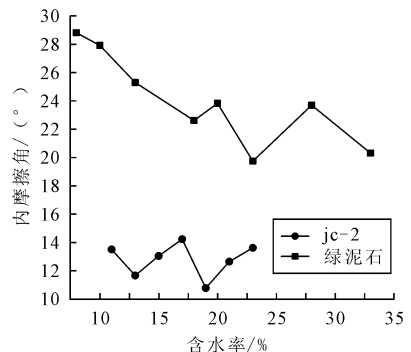
收集整理前人关于黏土矿物颗粒形态的研



(a) 软弱夹层与蒙脱石内摩擦角变化对比



(b) 软弱夹层与伊利石内摩擦角变化对比



(c) 软弱夹层与绿泥石内摩擦角变化对比

图 7 软弱夹层与黏土矿物内摩擦角变化对比

究<sup>[20,21]</sup>,总结见表 4。由于绿泥石矿物颗粒远大于蒙脱石、伊利石和高岭土,绿泥石在软弱夹层所占体积比例更大,与其他黏土矿物混合时起到骨架作用,因此 jc-2 中的绿泥石对软弱夹层的内摩擦角变化起控制作用。此外绿泥石之间接触往往呈现“点-面”或“点-点”之间的接触方式,从而导致在剪切时,绿泥石之间嵌结咬合力更强,因此绿泥石内摩擦角比蒙脱石和伊利石大。

表 4 黏土矿物颗粒形态

矿物	颗粒厚度/ $\mu\text{m}$	直径:厚度	比表面积/ $\text{m}^2 \cdot \text{g}^{-1}$
蒙脱石	0.1~1	150~500	800
伊利石	0.1~2	10	80~100
高岭土	0.3~3	3~10	10~20
绿泥石	5~23.2		0.078~0.256

由于蒙脱石和伊利石的颗粒形态特征,因此蒙脱石和伊利石在形态上呈现片状形态。导致颗粒之间接触方式呈“面-面”的接触方式,因此在剪切时,

蒙脱石和伊利石内摩擦角较小,且蒙脱石和伊利石起控制作用的软弱夹层内摩擦角相较伊利石起控制作用的软弱夹层内摩擦角小。

#### 4.2 黏土矿物理化性质

蒙脱石和伊利石晶体结构为 2:1 型,即由两层硅氧四面体夹一层铝氧八面体组成,其中结构单元层的四面体片与八面体片靠共用的氧原子连接。但是蒙脱石相隔晶胞间粘聚力比较弱,水分子能从容的进入其中,因此蒙脱石拥有极强的吸水膨胀能力。而伊利石晶胞层间主要由  $K^+$  连接,但是膨胀能力较小。一般蒙脱石的自由膨胀率可高达 215%,伊利石膨胀率可达 28%,而高岭土和绿泥石膨胀率为 0<sup>[20]</sup>。因为蒙脱石吸水膨胀后,占软弱夹层体积比例增大,因此软弱夹层的剪切是蒙脱石矿物之间摩擦,因此蒙脱石对 jc-1、jc-4 和 jc-6 内摩擦角变化起控制作用。同理,伊利石对 jc-3 和 jc-5 内摩擦角变化起控制作用。

黏土矿物颗粒表面由于晶体置换、边缘键断裂和羟基键水解而带负电。且比表面越大的黏土矿物,其表面电荷带电量越大。表面带电荷量越大的黏土矿物其阳离子交换能力也越强,表面吸附结合水的厚度也越大,即黏土矿物黏聚力的也越大。因此蒙脱石黏聚力比伊利石和绿泥石黏聚力大。结合上文蒙脱石和伊利石吸水膨胀后在软弱夹层中所占体积比例增大,因此蒙脱石对 jc-4、jc-5 和 jc-6 黏聚力变化起控制作用,伊利石对 jc-1、jc-2 和 jc-3 黏聚力变化起控制作用。

颗粒之间的内摩擦角是由颗粒直接接触摩擦和矿物颗粒之间结合水膜润滑摩擦组成。随着含水率升高,蒙脱石和伊利石的结合水水膜厚度不断增加,因此结合水润滑摩擦所占比例增大。所以蒙脱石起控制作用的软弱夹层内摩擦角降幅最大,伊利石起控制作用的软弱夹层降幅次之,而绿泥石起控制作用的软弱夹层降幅最小。

在含水率较低时,颗粒表面吸附的结合水多是强结合水,导致颗粒之间的固化粘聚作用增强,整体表现出黏聚力变大。而当含水量增大后,颗粒表面吸附的结合水多是为弱结合水,且结合水膜不断变厚,矿物颗粒呈现近悬浮状态,使得颗粒之间的固化粘聚作用减弱,整体变为黏聚力减小。因此软弱夹层黏聚力变化呈现波动起伏。

## 5 结论

通过直剪试验研究了不同矿物组成的软弱夹层

在不同含水率条件下的黏聚力和内摩擦角。分析了含水率对软弱夹层黏聚力和内摩擦角的影响,以及黏土矿物对软弱夹层黏聚力和内摩擦角变化的控制作用。主要结论如下:

(1)因黏土矿物颗粒表面带负电荷,在与其他阳离子交换时,会在颗粒表面吸附结合水。而随着含水率升高,结合水厚度不断增大,且结合水以强结合水为主,因此低含水率时,黏土矿物黏聚力有上升趋势。而在高含水率时,结合水以弱结合水为主,且颗粒呈悬浮状态,因此黏土矿物黏聚力降低。黏土矿物在表面形成结合水膜后,颗粒之间的接触面减小,因此导致黏土矿物内摩擦角随含水率升高而减小。

(2)绿泥石因颗粒形态较大,因此其内摩擦角比其他黏土矿物大,且当软弱夹层中绿泥石含量占黏土矿物的 26% 时,绿泥石对软弱夹层内摩擦角在不同含水率条件下的变化起控制作用。蒙脱石和伊利石具有吸水膨胀的性质,因此对含蒙脱石或伊利石为主的软弱夹层,在不同含水率条件下的内摩擦角变化起控制作用。

(3)蒙脱石和伊利石因吸水膨胀的特性,以及吸附结合水的能力强,因此对含蒙脱石或伊利石为主的软弱夹层,在不同含水率条件下的黏聚力变化起控制作用。

(4)蒙脱石吸附结合水的能力强于伊利石,因此蒙脱石起控制作用的软弱夹层,在相同含水率变化下,其黏聚力降幅大于伊利石起控制作用的软弱夹层。黏土颗粒之间的结合水膜越厚,颗粒之间接触面积更小,因此蒙脱石起控制作用的软弱夹层内摩擦角降幅大于伊利石,绿泥石最小。

## 参 考 文 献

- [1] 刘森林,孙少锐,施 威,等.含水率与倾角对复合岩体软弱夹层力学性质影响[J].河北工程大学学报(自然科学版),2023,40(3):46-55.
- [2] 张劲松,杨 红,叶 威,等.红层堆积体软弱夹层形成中的水-岩(土)化学作用[J].人民长江,2023,54(12):142-146.
- [3] 李 春,梁栋才,杨晓泉.山区高速公路弃土堆积体稳定性评价及工程措施建议[J].土工基础,2020,34(6):663-666+694.
- [4] Zhang Wengang, Meng Xuanyu, Wang Luqi, et al. Stability analysis of the reservoir bank landslide with weak interlayer considering the influence of multiple factors[J]. Geomatics, Natural Hazards and Risk, 2022,13(1):2911-2924.
- [5] 李 霞.红黏土夹层对基坑边坡稳定性的影响分析[J].土工基础,2021,35(2):116-119+123.
- [6] 谢万焯,刘才铭,晏长根,等.滑带土化学矿物成分与抗剪强度的关联分析[J].工程地质学报,2025(1):86-95.

- [7] 柯琪睿,李长冬,姚文敏,等.干湿循环下侏罗系软弱夹层剪切特性与抗剪强度参数概率表征[J].水利水电技术(中英文),2023,54(11):192-204.
- [8] 曹恒亮,王光进,李耀基,等.干湿循环下炭质泥岩软弱夹层剪切强度及渗透性演化规律研究[J].化工矿物与加工,2024,53(1):76-82.
- [9] 张永康,李峰,杨成光.不同含水率下软弱夹层剪切特性与微观机制[J].岩石力学与工程学报,2022,41(S1):2987-2996.
- [10] 顾问,丁伟,施威,等.含软弱夹层岩体的剪切变形及破坏机理研究[J].河南科学,2022,40(8):1229-1236.
- [11] 郭正法,吴健春.南京长江三桥软岩工程地质特征探讨[J].土工基础,2015,29(2):57-59+63.
- [12] Underwood Michael B., Dugan Brandon, Cardona Sebastian. How Clay Mineral Assemblages Affect Instability on the Upper Slope of the Hikurangi Subduction Zone, New Zealand[J]. Geophysical Research Letters, 2022,49(21);
- [13] 王金淑,王世明,洪美玲,等.黏土矿物成分与剪切强度的相关关系分析[J].西南交通大学学报,2018,53(5):1033-1038.
- [14] 张晓丽,周进,黄志全,等.黏粒含量对磁县段膨胀土抗剪强度影响的试验研究[J].工程地质学报,2016,24(1):109-115.
- [15] 刘慕琴,易志强,龙建辉,等.山西煤系软岩滑坡黏性滑带土的矿物成分与力学特性研究[J].太原理工大学学报,2024(2):306-315.
- [16] Dian Xiao, Xiaoyan Zhao, Kunpeng Li, et al. Influence of acid rain on slope instability mechanism—a case study in Sichuan provincial highway, China[J]. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 2021,80(5):1-15.
- [17] 唐琼琼.黏土矿物对泥质粉砂水合物沉积物力学特性影响的试验和模拟研究[D].吉林大学,2021.
- [18] 唐林,吴道勇,韦洪,等.软弱夹层含水率对岩体抗剪强度影响机制试验研究[J].水力发电,2021,47(10):116-122.
- [19] 孔令亚,滕伟福,刘猛,等.含水率及夹层厚度对软弱夹层强度影响分析[J].科学技术与工程,2022,22(2):648-659.
- [20] 何蕾.矿物成分与水化学成分对粘性土抗剪强度的控制规律及其应用[D].中国地质大学(北京),2014.
- [21] 祁利祺,张晓童,张浩宇,等.阜东斜坡区齐古组自生绿泥石的赋存状态与影响因素[J].岩石矿物学杂志,2023,42(6):826-837.

## Correlation Analysis of Clay Mineral Composition and Shear Strength of Weak Interlayer

LIU Bingcai<sup>1</sup>, JIANG Xingyuan<sup>1,2</sup>

(1. College of Resources and Environmental Engineering, Guizhou University, Guiyang 550025;

2. Key Laboratory of Karst Georesources and Environment, Ministry of Education, Guizhou University, Guiyang 550025)

**Abstract** To study the mechanism of clay minerals that control the softening of soft interlayers under different water contents, six types of soft interlayers in Guizhou province are collected as research objects. Direct shear tests of soft interlayers with different water content are carried out to analyze the change trend of cohesion and internal friction angle of soft interlayers with different water contents and the control effect of clay on the change trend of soft interlayers. The results show that: Montmorillonite, Illite and Chlorite contents control the variation trend of shear strength parameters of weak interlayers. (1) With the increase of water content, the cohesion and internal friction angle of the weak interlayers show a downward trend, but the change trend of different weak interlayers is different. (2) When the content of Illite in the weak interlayer accounts for more than 53% of the clay mineral content, the change trend of cohesion is similar to that of Illite; When the content of Montmorillonite exceeds the content of clay minerals by 22% and the proportion of Illite is less than 53%, it is similar to Montmorillonite. (3) When the content of Montmorillonite is more than 38% of the clay mineral content, and there is no chlorite, the change trend of internal friction angle is similar to that of Montmorillonite; When the proportion of Illite exceeds 45%, and there is no chlorite, it is similar to Illite; When Chlorite exists, and chlorite accounts for more than 26%, it is similar to chlorite. (4) In the same moisture content range, the cohesion of Montmorillonite is greater than that of Illite, and the internal friction angle of Montmorillonite is the largest, followed by Illite, and chlorite is the smallest.

**Key words** Weak Interlayer; Water Content; Clay Minerals; Control Function

# 基于 Geostudio 和 FLAC3D 的 某边坡开挖前后稳定性评价

朱星汁<sup>1</sup>, 王学光<sup>2</sup>, 邹海云<sup>1</sup>, 徐小芳<sup>1</sup>, 龙怡昕<sup>2</sup>

(1. 四川乐西高速公路有限责任公司, 四川凉山 615000; 2. 北京新桥技术发展有限公司, 北京 100080)

**摘要:** 随着山区高速公路的快速发展, 由其引发的高边坡稳定性问题也亟待解决。边坡在开挖后, 其安全系数会降低, 并随时可能发生滑塌。因此, 在边坡开挖前应对其开挖后的稳定性进行评估, 并做到动态设计, 以防发生滑塌。以四川地区某高速公路为依托, 采用 Mohr-Coulomb 模型, 基于 Geostudio 和 FLAC3D 数值模拟计算了其边坡开挖前后的安全系数, 比较了不同方法下的安全系数, 并分析了开挖前后边坡的最大水平位移, 剪应变增量和剪应力的规律, 最后给出了对边坡的支护建议。结果表明: 边坡开挖后, 稳定性降低, 若再遇地震和暴雨等极端情况, 安全系数可能将再次降低, 存在失稳风险, 所以应及时对其进行支护。

**关键词:** 应力折减法; 极限平衡法; 安全系数; 稳定性; 边坡支护

**中图分类号:** P642 **文献标识码:** B **文章编号:** 1004-3152(2026)02-0279-05

## 1 引言

边坡稳定性评价是岩土工程的一个重要研究领域。随着工程建设的不断推进, 边坡稳定的评价方法也不断创新, 常用的滑坡稳定性评价方法主要包括: 瑞典条分法<sup>[1]</sup>、简化毕肖普法(Bishop)<sup>[2]</sup>、简布法<sup>[3]</sup>、传递系数法<sup>[4]</sup>, 对于直线型滑面可直接计算其稳定性称为直线滑动法。陈文胜等<sup>[5]</sup>在条分法的基础上, 引进了多米诺骨牌模型, 改进了传统的条分法。林珊等<sup>[6]</sup>在弹塑性力学的基础上, 提出了虚单元强度折减技术。边坡稳定性数值分析法较常用的为: 有限元法(FEM)、离散元法(DEM)、边界元法(BEM)。有限元法(FEM)在用于分析边坡问题时, 主要有两种方法: 有限元强度折减法和有限元滑面应力法<sup>[7]</sup>。离散元法(DEM)是在牛顿第二定律的基础上建立的, 其颗粒间的相互作用都遵循牛顿第二定律<sup>[8]</sup>。边界元法(BEM)是一种数值求解偏微分方程的方法, 与有限元法和有限差分法等其他数值方法相比, BEM 不需要离散化整个计算区域, 而只是在物体表面和其他内部的少数几个点进行离散化。郑中元等<sup>[9]</sup>采用 FLAC3D 软件, 对边坡加固方案优选提出了最佳方案。除了上述的定性和定量评

价方法之外, 还可用物理模型试验法对边坡稳定性进行评价。周中等<sup>[10]</sup>利用现场滑坡模型试验, 研究了降雨入渗对土石混合体边坡的影响作用。赵锐<sup>[11]</sup>采用底部摩擦滑坡模型试验对香树坪滑坡的形成机制、滑坡的主要影响因素进行了研究。张元才等<sup>[12]</sup>以框架式滑坡模型试验为基础, 研究了溜砂坡滑坡滑塌失稳机制。

本文依托四川地区某高速公路项目, 基于 Geostudio 和 FLAC3D 对边坡稳定性进行评价, 成果可为类似工程提供参考。

## 2 工程概况

### 2.1 地层岩性

场地内经地调及勘察, 现将地层分述如下:

(1) 坡残积层(Q<sub>4</sub><sup>dl+el</sup>)

粘土, 黄棕色, 成分以粘粒为主, 粉粒次之, 结构不均。砾, 可塑~硬塑状。粘土揭露最大厚度 2 m, 沿斜坡及山顶分布。

(2) 沙溪庙组(J<sub>2s</sub>)

粉砂质泥岩, 棕红~紫红色, 矿物成分以粉质粘土矿物为主, 石英次之。细砂岩, 紫灰~灰色, 矿物成分以石英为主, 长石、岩屑次之。该层厚度 > 500

m, 卧于松散  $Q_4^{dl+el}$  层下。

## 2.2 气象及水文地质

### (1) 气象

该工区属亚热带季风湿润气候, 年均总降水量达到 900 mm, 但四季分配不均, 导致夏洪、秋涝、冬干、春旱。

### (2) 水文地质

该工区内的地下水类型大致可分为两种, 其分述如下:

松散层孔隙水主要赋存于  $Q_4^{dl+el}$  层中, 渗透系数  $k$  值在  $0.5 \sim 5.0 \text{ m} \cdot \text{d}^{-1}$  间。基岩孔隙、裂隙水主要赋存于沙溪庙组 ( $J_{2s}$ ) 的细砂岩的孔隙及基岩裂隙中, 渗透系数一般  $k \leq 2 \text{ m} \cdot \text{d}^{-1}$ 。

该标段位于马边县建设乡光辉村境内, 场地地震基本烈度为 VIII 度。区内该段路线以挖方形式通过, 开挖后左侧形成了高约 47 m 的挖方边坡。基本上为基岩边坡, 覆盖层为粘土, 厚 1~2 m, 下部基岩为粉砂质泥岩、细砂岩。开挖后左侧将形成最大高度约 46 m 的挖方边坡, 基本上为基岩边坡, 覆盖层为粘土, 厚 1~2 m, 下部基岩为粉砂质泥岩、细砂岩, 开挖拟用 1:0.75 放坡。该边坡为顺层斜交体结构, 岩层倾角小于边坡坡角, 易产生顺层滑移, 地层剖面见图 1。

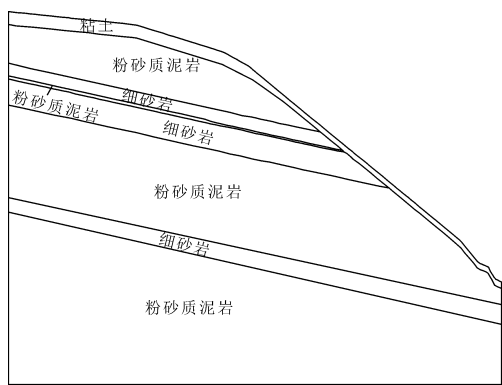


图 1 地层剖面图

## 3 模型建立及相关参数选取

斜坡岩土体的主要参数见表 1, 计算采用 Mohr-Coulomb 模型, 该模型包含剪切和拉伸两个准则, 主应力空间中(拉为正, 压为负), 表达式为:

表 1 岩土体相关参数

岩土名称	重度 /kN·m <sup>-3</sup>	弹性模量 /MPa	泊松比	粘聚力 /kPa	内摩擦角 /(°)
粘土	17.5	11	0.35	36	16
粉砂质泥岩	26.2	2 180	0.29	200	20
细砂岩	24.3	2 650	0.15	100	34.50

$$\Delta\sigma_1 = \alpha_1 \Delta\epsilon_1^e + \alpha_2 (\Delta\epsilon_2^e + \Delta\epsilon_3^e) \quad (1)$$

$$\Delta\sigma_2 = \alpha_1 \Delta\epsilon_2^e + \alpha_2 (\Delta\epsilon_1^e + \Delta\epsilon_3^e) \quad (2)$$

$$\Delta\sigma_3 = \alpha_1 \Delta\epsilon_3^e + \alpha_2 (\Delta\epsilon_1^e + \Delta\epsilon_2^e) \quad (3)$$

其中:  $\alpha_1$  和  $\alpha_2$  为由剪切模量和体积模量定义的材料常数, 由式(4)和式(5)确定

$$\alpha_1 = K + \frac{4}{3}G \quad (4)$$

$$\alpha_2 = K - \frac{2}{3}G \quad (5)$$

破坏包络线  $f(\sigma_1, \sigma_3) = 0$ , 剪切破坏准则  $f^s = 0$  定义:

$$f^s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\varphi + 2c \sqrt{N_\varphi} \quad (6)$$

拉伸破坏准则  $f^t = 0$  定义:

$$f^t = \sigma_3 - \sigma^t \quad (7)$$

其中,  $\sigma^t$  为抗拉强度,  $N_\varphi$  由式(8)确定

$$N_\varphi = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \quad (8)$$

用  $g^s$  和  $g^t$  表示的塑性流动规律, 其中函数

$$g^s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\psi \quad (9)$$

式中:  $N_\psi$  由式(10)确定

$$N_\psi = \frac{1 + \sin\psi}{1 - \sin\psi} \quad (10)$$

式中:  $\psi$  为膨胀角

函数  $g^t$  的表达式为:

$$g^t = -\sigma_3 \quad (11)$$

当岩体应力状态处于稳定区域时, 岩体呈弹性状态, 不需要进行塑性修正, 而进入屈服区域时, 根据关联(非关联)流动法则, 需进行修正<sup>[13]</sup>。

对于剪切破坏段, 修正后的应力增量关系可以表示为:

$$\sigma_1^N = \sigma_1^1 - \lambda^S (\alpha_1 - \alpha_2 N_\psi) \quad (12)$$

$$\sigma_2^N = \sigma_2^1 - \lambda^S \alpha_2 (1 - N_\psi) \quad (13)$$

$$\sigma_3^N = \sigma_3^1 - \lambda^S (-\alpha_1 N_\psi - \alpha_2) \quad (14)$$

式中:  $\lambda^S$  由式(15)确定

$$\lambda^S = \frac{f^s(\sigma_1, \sigma_3)}{(\alpha_1 - \alpha_2 N_\psi) - (-\alpha_1 N_\psi + \alpha_2) N_\psi} \quad (15)$$

拉伸破坏修正后的应力增量关系可表示为:

$$\sigma_1^N = \sigma_1^1 - (\sigma_3^1 - \sigma^t) \frac{\alpha_2}{\alpha_1} \quad (16)$$

$$\sigma_2^N = \sigma_2^1 - (\sigma_3^1 - \sigma^t) \frac{\alpha_2}{\alpha_1} \quad (17)$$

$$\sigma_3^N = \sigma^t \quad (18)$$

极限平衡法在边坡稳定性分析中较为常用。其主要原理是以 Mohr-Coulomb 抗剪强度为基础, 基于结构处于平衡状态时, 所有作用在结构上的力和力矩之和为零的原理。在应用极限平衡法时, 先将

结构切割为多个几何形状简单的部分,然后通过分析每个部分的力平衡条件,求解结构中存在的未知力和力矩。通过这些未知力和力矩应用到结构的各个部分,可以确定整个结构的受力情况并判断其稳定性。

强度折减法定义为:在计算边坡稳定性时,通过对岩土材料的强度参数引入一个折减系数,来考虑材料的变异性和空间变异性。这个折减系数可以用于降低材料的强度,使得计算的安全系数更加可靠和合理<sup>[14]</sup>。强度折减法是根据强度概率分布理论来进行的,考虑了岩土材料的随机变化和空间变化性质。强度折减法的要点是利用公式(19)和(20):

$$c_F = \frac{c}{F_{\text{trial}}} \quad (19)$$

$$\varphi_F = \tan^{-1}\left(\frac{\tan\varphi}{F_{\text{trial}}}\right) \quad (20)$$

式中: $c_F$  为折减后的粘聚力; $\varphi_F$  为折减后的摩擦角; $F_{\text{trial}}$  为折减系数

### 4 计算结果分析

由图 2 和表 2 可得出在不同方法下边坡开挖前后的安全系数。

边坡开挖前,采用 Spencer 方法计算的安全系数为 1.501,采用 Janbu 法计算的安全系数为 1.457,采用 Bishop 法计算的安全系数为 1.500,采用 Morgenstern-Price 法计算的安全系数为 1.499,采用 FLAC3D 中的强度折减法计算的安全系数为

1.430。从中可以看出,用极限平衡法和强度折减法所得到的安全系数大致相同。

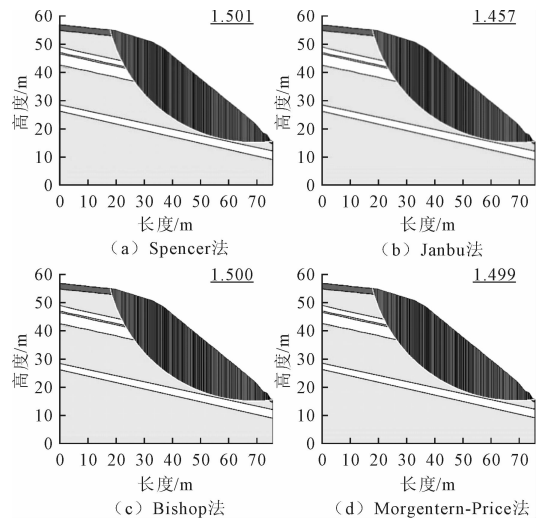


图 2 开挖前斜坡安全系数

表 2 边坡开挖前后安全系数对比

计算方法	极限平衡法				应力折减法
	Spencer	Janbu	Bishop	Morgenstern-Price	
开挖前	1.501	1.457	1.500	1.499	1.430
开挖后	1.153	1.107	1.154	1.151	1.211

从表 2 中可以看出,采用极限平衡法所得到的安全系数大致相同,均小于 1.2,采用强度折减法所得到的安全系数和极限平衡法下的安全系数相比偏大,其值为 1.211,其原因可能是在采用极限平衡法计算安全系数时,滑出面和滑入面的选择影响了安全系数的计算。

图 3 表明,在边坡未开挖前,边坡的最大水平位

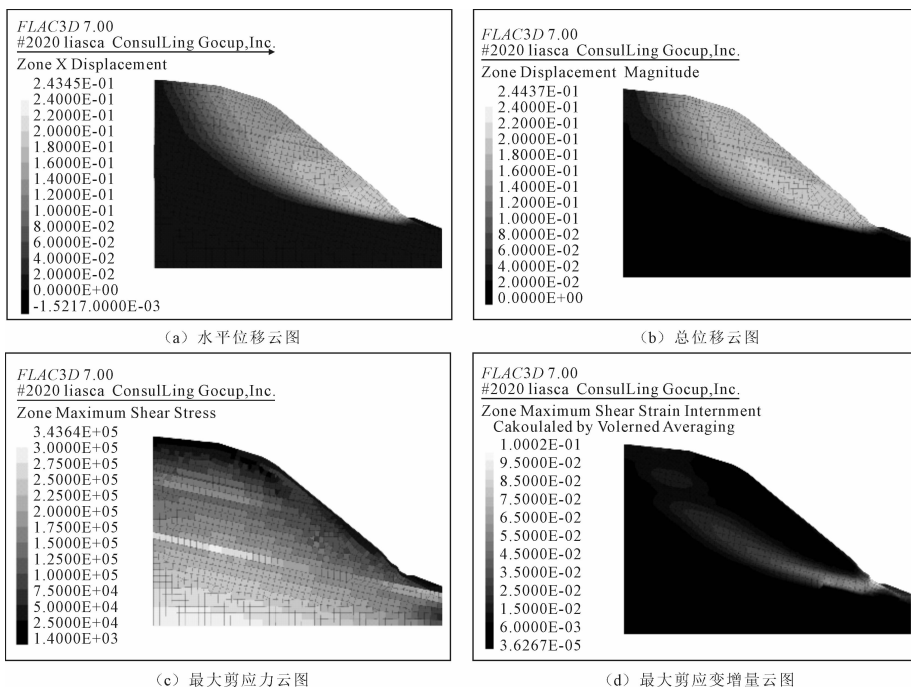
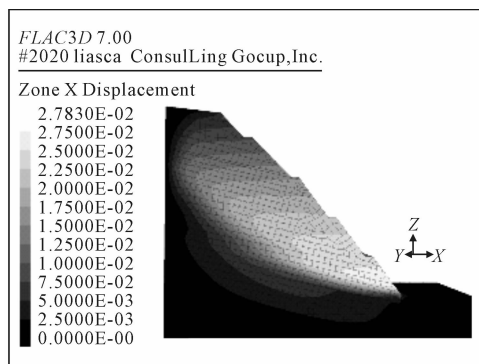


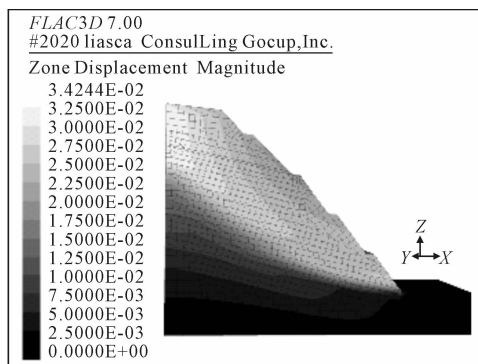
图 3 开挖前斜坡变形特征

移出现在坡脚处较陡的位置(图 3(a)),其值约为 0.243 m,该处也是剪应变增量最大的位置(图 3(d)),其值约为 0.244,最大剪应力出现在基底处(图 3(c)),其值约为  $3.23 \times 10^5$ 。从图 4 中可以看出,边坡在开挖后,边坡的最大水平位移出现在坡脚处,其值约为 0.027 m,该处也是剪应变增量最大

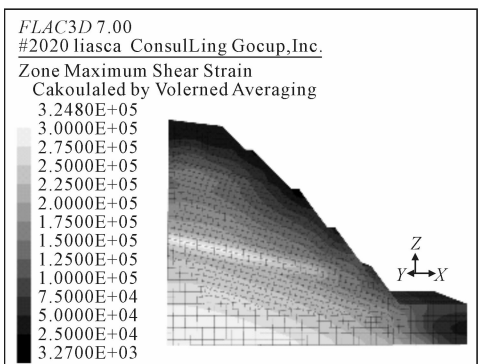
的位置,其值约为 0.01,最大剪应力出现在基底处,其值约为  $3.24 \times 10^5$ 。对比图 3(d)和 4(d)可以看出,滑动面是从坡脚处剪出,然后逐渐往坡肩移动,且在边坡开挖后,贯通的潜在滑动面已形成,边坡存在滑塌的风险。



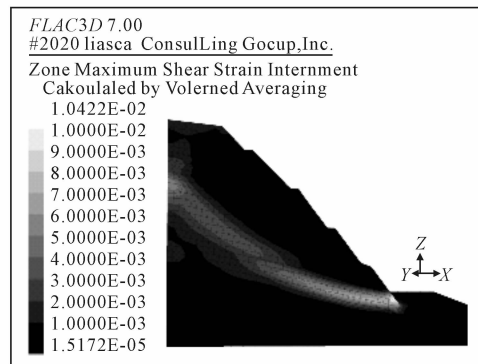
(a) 水平位移云图



(b) 总位移云图



(c) 最大剪应力云图



(d) 最大剪应变增量云图

图 4 开挖后边坡变形特征

根据《公路路基设计规范》<sup>[15]</sup>,由图 5 和表 3 得,边坡开挖后的稳定系数已不再满足设计规范的要求(虽强度折减法下的稳定系数为 1.211,但为安

表 3 滑坡稳定安全系数

公路等级	滑坡稳定安全系数	
	正常工况	非正常工况 I
高速公路、一级公路	1.20~1.30	1.10~1.20
二级公路	1.15~1.20	1.10~1.15
三、四级公路	1.10~1.15	1.05~1.10

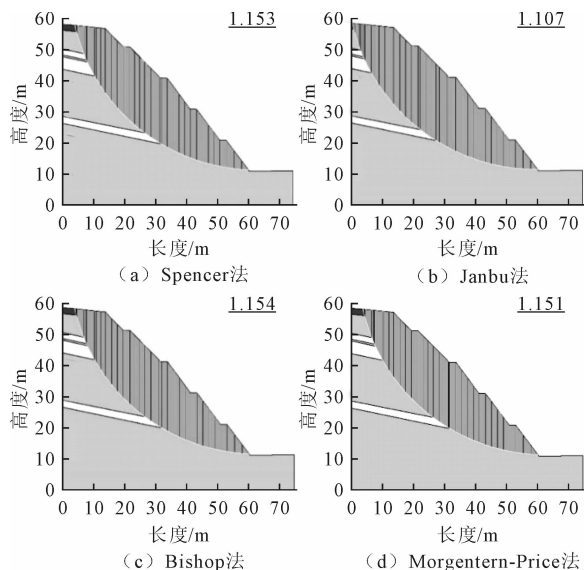


图 5 开挖后边坡安全系数

全考虑,这里以极限平衡法下的安全系数为参考),存在失稳的可能。若开挖后的边坡再次遇到地震和暴雨情况,其安全系数会再次降低,失稳的风险会进一步加大。所以在施工中,边坡应逐级开挖,并提前预加固及防护,及时封闭支护坡面防止坡面垮塌,同时应注意截、排水系统的完善。

## 5 结论

通过建立相应的极限平衡分析计算模型与 FLAC3D 数值计算模型,对边坡开挖前后的稳定性系数和变形特征进行了数值模拟,得出了以下结论:

(1)通过 Geostudio 和 FLAC3D 计算了边坡开

挖前后的稳定性系数。边坡开挖前,在四种不同极限平衡法下的安全系数分别是 1.501、1.457、1.500、1.499,在应力折减法下的安全系数为 1.430;边坡开挖后,在四种不同极限平衡法下的安全系数分别为 1.153、1.107、1.154、1.151,在应力折减法下的安全系数为 1.211。

(2)极限平衡法和强度折减法所计算的开挖前安全系数大致相同,但在开挖后,采用强度折减法所得到的安全系数较极限平衡法偏大。从 FLAC3D 模拟结果来看,在开挖前后,其最大水平位移和最大剪应变增量均出现在坡脚处地形较陡的区域,最大剪应力均出现在基底。

(3)由模拟数据来看,结合《公路路基设计规范》,开挖后安全系数降低,应及时对开挖后的边坡进行支护,以防发生滑塌。

### 参 考 文 献

[1] FELLENIUS W. Calculation of the stability of earth dams[A] // Translations of the 2nd Congress on Large Dams[C], 1936, Washington D C:445-462.

[2] BISHOP A W. The use of the slip circle in the stability analysis of slopes[J]. Géotechnique, 1955,5:7-17.

[3] JANBU N. Slope stability computations[A]//HIRSCHFIEL-

DE, POULOS S, ed. Embankment Dam Engineering [C]. Casagrande Memorial Volume, 1973, New York: John Wiley.

[4] 史 艳,赵卫东,吴梓敬. 土坡稳定性计算[J]. 公路, 2020, 65(9):69-72.

[5] 陈文胜,蒋茂林,戴嘉宁,等. 边坡稳定性的多米诺骨牌模型分析方法[J]. 岩土工程学报, 2021, 43(1):112-120.

[6] 林 珊,郭昱葵,孙冠华,等. 边坡稳定性分析的虚单元强度折减法[J]. 岩石力学与工程学报, 2019, 38(S2):3429-3438.

[7] 郭利娜,王 璐. 有限元滑面应力法在边坡稳定分析中的应用与发展[J]. 水利水电技术(中英文), 2021, 52(S2):416-420.

[8] 刘吉祥. 基于离散元和深度学习的边坡时空演化规律研究[D]. 长安大学, 2021.

[9] 郑中元,向晋源. 基于 FLAC3D 的山区公路高边坡滑塌治理方案优选[J]. 路基工程, 2022(1):227-231.

[10] 周 中,傅鹤林,刘宝琛,等. 土石混合体边坡人工降雨模拟试验研究[J]. 岩土力学, 2007, 138(7):1391-1396.

[11] 赵 锐. 贵州省德江县香树坪滑坡形成机制研究[D]. 成都理工大学, 2014.

[12] 张元才,黄润秋,傅荣华,等. 溜砂坡大规模失稳动力学机制试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(1):65-72.

[13] 孙书伟,林 杭,任连伟. FLAC3D 在岩土工程中的应用[M]. 北京:中国水利水电出版社, 2011.

[14] 陈育民,徐鼎平. FLAC/FLAC3D 基础与工程实例(第二版)[M]. 北京:中国水利水电出版社, 2009.

[15] 中华人民共和国行业标准编写组. 公路路基设计规范(JTGD30-2015)[S]. 北京:人民交通出版社, 2015.

## Stability Evaluation of a Slope Using Geostudio and FLAC3D

ZHU Xingzhi<sup>1</sup>, WANG Xueguang<sup>2</sup>, ZOU Haiyun<sup>1</sup>, XU Xiaofang<sup>1</sup>, LONG Yixin<sup>2</sup>

(1. Sichuan Lexi Expressway Co. Ltd., Liangshan Yi Autonomous Prefecture, Liangshan 615000;

2. Beijing Xinqiao Technology Development Co. Ltd., Beijing 100080)

**Abstract** With the rapid development of mountain highways, the problem of high slope stability caused by them also needs to be solved urgently. After excavation, the safety factor of the slope will be reduced, and the slide may occur at any time. Therefore, the stability of the slope after excavation should be evaluated before excavation and dynamically designed to prevent landslides. Based on a highway in Sichuan, the Mohr-Coulomb model is used to analysis the safety factors of the slope before and after excavation by using Geostudio and FLAC3D numerical simulation. The safety factor under different methods is compared, and the maximum horizontal displacement, shear strain increment and shear stress of the slope before and after excavation are analyzed. Finally, the support suggestions for the slope are proposed. The results show that after the slope is excavated, the stability is reduced, and if it encounters extreme conditions such as earthquakes and heavy rains, the safety factor may be reduced again, and there is a risk of instability, so it should be supported in time.

**Key words** Strength Reduction Method; Limit Equilibrium Method; Factor of Safety; Stability; Slope Support

# 桩间距对低承台 CEP 群桩基础承载性能的研究

于雅雯, 钱永梅, 刘尊鹏, 滕达, 马森

(吉林建筑大学, 长春 130118)

**摘要:** 采用 ANSYS 有限元软件建立五组不同桩间距的四桩模型, 对不同桩间距下的低承台 CEP 群桩基础施加复合受力, 得出桩-土-承台间的相互作用规律, 进而确定群桩基础最合理的桩间距布置方式。研究结果表明: 桩间距越大, 群桩基础的承载性能越强, 但承载能力不是等比例提升, 当桩间距大于 4 倍盘悬挑径时, 低承台 CEP 群桩基础承载性能无明显提升。桩间距最为合理的布置方式应为 3.5~4 倍盘悬挑径, 并且承台以及承力盘在抵抗外部荷载方面起着重要的作用。研究成果可弥补国内外在 CEP 桩领域研究存在的不足, 为未来 CEP 桩的应用和推广提供支持。

**关键词:** 低承台 CEP 四桩基础; 桩间距; 承载性能; 有限元

**中图分类号:** TU473 **文献标识码:** B **文章编号:** 1004-3152(2026)02-0284-04

## 1 引言

随着建筑工程的高质量发展, 桩基技术也日益进步。新型混凝土扩盘桩(以下简称 CEP 桩)是近年来逐渐被应用于实际工程中的一种新型变截面桩。与传统直孔灌注桩相比, CEP 桩拥有承载力高、沉降量小且均匀、设计简单、经济效益好等诸多优点, 发展前景较好<sup>[1-7]</sup>。承台作为桩基的重要组成部分, 在桩基础中起着承上启下的重要作用, 尤其是在群桩基础中, 作用更加突出<sup>[8-11]</sup>。目前国内外对于等截面直孔桩的桩基承台研究已经颇为完善, 但对于低承台 CEP 桩基础的研究甚少。对 CEP 单桩与群桩的承载性能研究和桩土破坏机理的研究, 对

于低承台 CEP 桩基础研究具有一定的借鉴作用<sup>[12-15]</sup>。

本文将采用 ANSYS 有限元分析软件, 研究在复杂受力作用下桩间距对低承台 CEP 桩群桩承载性能的影响, 进一步完善 CEP 桩的研究内容<sup>[16-17]</sup>。

## 2 ANSYS 有限元建模

### 2.1 桩土材料参数设定

为了保证模拟结果与实际工程相符, 桩身与土体材料参数均与现有实际工程一致, 设定桩身采用 C30 混凝土, 土体为均质土, 桩-土间的摩擦系数设定为 0.3, 具体桩-土材料参数见表 1。

表 1 桩-土材料参数设定

材料	密度/ $\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$	弹性模量/MPa	泊松比	粘聚力/MPa	内摩擦角/ $^{\circ}$	桩土摩擦系数
混凝土	2.25	$3.0 \times 10^4$	0.2	—	—	0.3
黏土	1.688	40	0.35	0.043 55	10.7	0.3

### 2.2 模型尺寸设定

在加载过程中, 为了减轻边界条件对桩身及土体的影响, 特设定桩身尺寸要远小于桩周土体的尺寸, 将桩身布置于土体正中央。对于不同桩间距下的承台尺寸, 根据相关规范要求, 设置承台边缘距桩身边缘为 150 mm。同时为了更贴近实际工程, 特

在承台上方设置加载装置, 以便施加荷载。以四桩模型组为例, 低承台 CEP 四桩模型组设置了 5 组不同的桩间距, 分别为 2.5~4.5 倍盘悬挑径, 模型桩分别命名 S1~S5, 四桩模型组具体尺寸数据见表 2。

为保证模拟结果符合实际工程工况, 该模拟建模过程采用 1:1 比例建模, 依据课题组前期相关研

收稿日期: 2024-11-14 修回日期: 2024-12-09

基金项目: 国家自然科学基金项目(52078239)

作者简介: 于雅雯(2001—), 女, 硕士, 研究方向为新型桩基础。

通讯作者: 钱永梅(1970—), 女, 教授, 研究方向为新型桩基础、新型混凝土结构、新型木结构、绿色建筑技术。

表 2 模型桩四桩尺寸数据

组别	桩长 $L$ /mm	桩径 $d$ /mm	盘坡角/(°)	盘悬挑径 $R$ /mm	桩间距 $S$ /mm	盘端净间距/mm	承台尺寸/mm
第一组(S1)					3 875	1 875	6 175×6 175×500
第二组(S2)					4 250	2 250	6 550×6 550×500
第三组(S3)	10 000	500	$\alpha=35^\circ$	750	4 625	2 625	6 925×6 925×500
第四组(S4)			$\beta=27^\circ$		5 000	3 000	7 300×7 300×500
第五组(S5)					5 375	3 375	7 675×7 675×500

究成果确定:桩身为 10 000 mm,桩径为 500 mm,盘上坡角为 35°,盘下坡角为 27°,盘悬挑径为 750 mm。四桩模型、四桩平面布置见图 1、图 2。

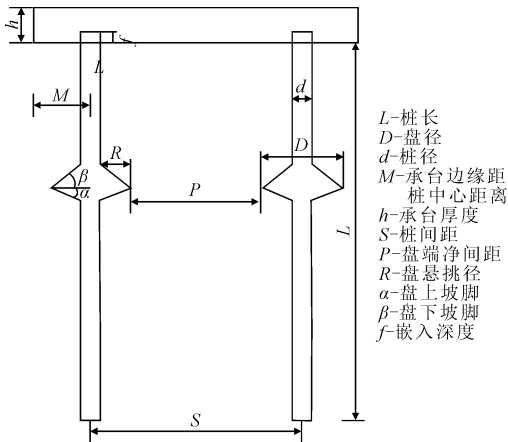


图 1 四桩模型示意图

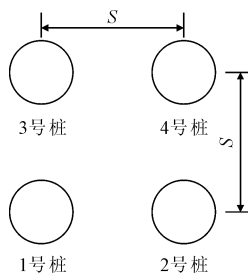


图 2 四桩平面布置图

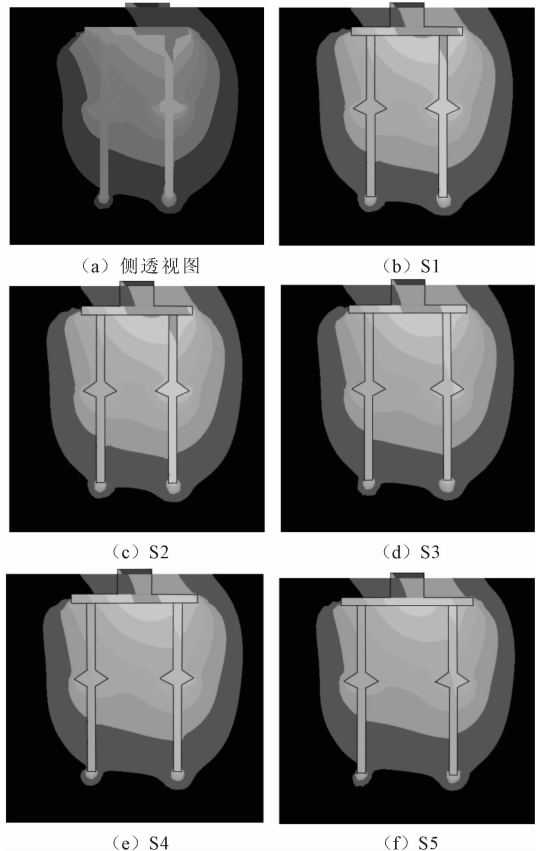


图 3 S1~S5 极限荷载下侧透视图及位移云图

象,由于承台与土体之间存在摩阻力,在受力过程中,承台与承力盘共同发挥作用抵抗变形。

(2)通过对比图 3(b)~图 3(f)可以看出,随着桩间距的增大,右侧桩身的位移范围变化在逐渐减小。同时,五组位移云图位移较大部分均处于承台部位,且桩间距的增大导致承台部位的位移影响范围也在减小,由此可见承台显著提升了桩基础的承载性能。

### 3.2 荷载-位移曲线分析

为了进一步分析在复合受力下低承台 CEP 四桩基础承载性能的变化规律,提取每组不同桩间距的低承台 CEP 四桩基础桩顶水平位移数据,S1~S5 五组荷载-位移曲线见图 4。

由图 4 可以看出:

(1)在荷载加载的初期(0~2 000 kN),五组低承台 CEP 四桩的位移变化趋势基本一致,且每组桩基础在相同水平荷载作用下的桩顶水平位移值基本

## 3 四桩基础模拟结果分析

### 3.1 位移云图分析

建立五组不同桩间距的模型(S1~S5)并对其进行加载,以 S1 组作为对照组,当 S1 达到极限状态时,提取每组对应的位移云图。为了方便观察桩土破坏趋势,特截取了桩侧面透视图,将不同桩间距下的各组模型进行对比分析。侧透视图及各组模型位移云图见图 3。

从图 3 可以看出:

(1)当低承台 CEP 四桩基础在受到合力作用下时,每组的位移云图变化趋势基本一致,由于水平荷载方向向右,导致桩身向右发生转动,桩身与右侧土体之间存在挤压。承台与承力盘附近出现滑移现

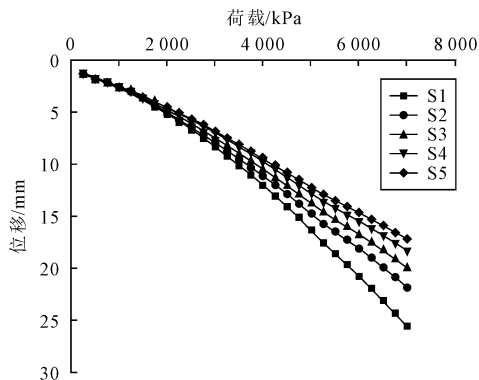


图4 不同荷载下低承台 CEP 四桩基础荷载—位移曲线

相同。

(2)在荷载加载的中期(2 000 kN~4 000 kN),曲线下滑的趋势较加载初期有明显的下滑,由于 S1~S3 组的桩间距较 S4 和 S5 的桩间距过小,S1~S3 组的位移变化量明显大于 S4 和 S5 组且 S4 和 S5 组的位移变化值较小且无过大的区别,因此桩-土-承台共同作用提升了低承台 CEP 四桩基础的承载性能。

(3)在荷载加载的后期(4 000 kN~7 000 kN),S1~S5 组的位移曲线仍持续下降,由于桩周土体出现了滑移现象,随着水平荷载的增大,桩顶水平位移也明显增大。S1 组达到极限状态时,S2~S5 组均未达到极限状态且 S4、S5 组的水平极限荷载和位移变化无明显差别,由此可见,低承台 CEP 四桩基础的最佳桩间距布置方式介于 S3 组的 3.5 倍盘悬挑径与 S4 组的 4 倍盘悬挑径,再继续增加桩间距的大小对 CEP 桩基础的水平极限承载力并没有较大提升。

为了能够清楚的分析出水平荷载相同情况下低承台 CEP 四桩基础的承载力变化趋势,以 S1 组在极限承载力状态下的位移作为对照,提取水平荷载相同时五组位移的对比图,见图 5、图 6。

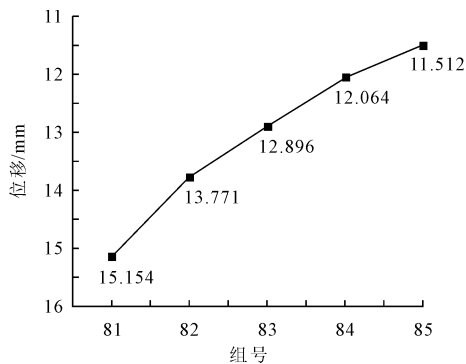


图5 S1~S5 组水平极限荷载下位移

从图 5 可以看出,当 5 组模拟水平荷载相同时,当 S1 组达到水平极限荷载 4 750 kN 时,S1 组发生

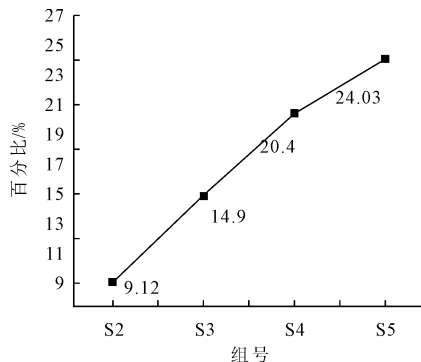


图6 S2~S5 较 S1 位移增长率对比图

的水平位移值最大为 15.154 mm,其桩间距也为五组中最小的,最大桩间距的 S5 组发生的水平位移值最小为 11.512 mm。

从图 6 可以看出,S2~S5 组的桩顶最大水平位移较 S1 组分别下降了 9.12%、14.9%、20.4%、24.03%,随着桩间距的增大,桩周土体间的相互作用在逐渐减小,进而提升了桩身的水平承载力。但随着桩间距的增大,当桩间距增大到一定程度时(S4、S5 组),位移下降的百分比较 S2、S3 组有明显的放缓趋势,桩顶最大水平位移的变化也很小,说明此时 S3 组的承载性能为最佳状态,再继续增大桩间距效果并不明显。因此,在实际的工程中,对复合受力下低承台 CEP 四桩基础的桩间距布置应介于 3.5 倍盘悬挑径与 4 倍盘悬挑径之间。

## 4 结论

(1)在相同水平荷载作用下,随着桩间距的增大,桩顶水平位移逐渐减小,且桩间距越大桩顶水平位移减小的幅度越小,由此可见桩间距存在合理的布置范围,不是越大越好。

(2)当桩间距达到 4 倍盘悬挑径时,再继续增大桩间距,桩顶水平位移值变化幅度明显下降,此时再继续增大桩间距不利于提升桩基础的水平承载性能,因此在实际工程中最佳桩间距应控制在 3.5 倍~4 倍盘悬挑径。

## 参 考 文 献

- [1] 萧和,冯健雪,马秀如,等.桩-土相互作用研究进展[J].土工基础,2024,38(3):453-458.
- [2] 李宏伟,杨光煜,谢亮.“桩墙合一”支护结构协同作用及影响因素分析[J].土工基础,2024,38(5):750-754.
- [3] 冯燕,刘汉章,王天佐.不同地质条件下挤扩支盘桩与钻孔灌注桩轴向受压承载力对比分析[J].贵州工程应用技术学院学

- 报,2022,40(3):113-118.
- [4] Zhang M, Xu P, Cui W, et al. Bearing behavior and failure mechanism of squeezed branch piles[J]. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2017,10(5):935-946.
- [5] Yongmei Q, Xiaolong L. The Research on the Affect of Collapse State and Bearing Capacity of the Soil Layer Properties Adjacent to the Bearing Plate of the Multi-Extruded-Expanded-Plates Pile[J]. *The Open Civil Engineering Journal*, 2015, 9(1):167-170.
- [6] 席亚彬. 湿陷性黄土地区挤扩支盘桩的承载特性及数值模拟分析[D]. 兰州理工大学,2019.
- [7] 田 伟. 桥梁基础中混凝土扩盘桩破坏模式及极限承载力研究[D]. 吉林大学,2014.
- [8] 刘硕天. 承台对群桩水平承载力影响的数值分析[D]. 北京交通大学,2018.
- [9] Bai X, He W, Jia J, et al. Experimental Study on the Interaction Mechanism of Cap—Pile Group—Soil[J]. *Marine Georesources Geotechnology*, 2006,24(3):173-182.
- [10] Randolph M F, Wroth C P. An analysis of the vertical deformation of pile groups[J]. *Geotechnique*, 1979,29(4):423-439.
- [11] 韩云山. 独立柱基下承台、群桩与土共同工作机理研究[D]. 太原理工大学,2006.
- [12] 杨 洋. 桩间距影响 NT-CEP 桩群桩抗压破坏状态及承载性能研究[D]. 吉林建筑大学,2023.
- [13] 张 凯,钱永梅,洪 光,等. 盘悬挑径影响水平力下柔性新型混凝土扩盘桩破坏状态的研究[J]. *建筑结构*, 2022, 52(S1):2763-2767.
- [14] 王若竹,钱永梅,尹新生. 基于滑移线理论确定的挤扩多盘桩单桩承载力计算方法[J]. *建筑技术开发*, 2011,38(1):5-6+37.
- [15] 罗立强,钱永梅,洪 光,等. 水平荷载下承力盘位置对新型混凝土扩盘桩弯曲型破坏状态影响研究[J]. *建筑结构*, 2022, 52(12):134-138.
- [16] 贾柏晨. 水平力作用下混凝土扩盘桩抗倾覆承载力研究[D]. 吉林建筑大学,2019.
- [17] 王飞显. ANSYS 在船舶辅机课程教学中的应用研究[J]. *武汉船舶职业技术学院学报*, 2023,22(6):73-76.

## Study of Pile Spacing on Bearing Performance of CEP Group Pile Foundations with Low Bearing Platforms

YU Yawen, QIAN Yongmei, LIU Zunpeng, TENG Da, MA Miao

(Jilin Jianzhu University, Changchun 130118)

**Abstract** The ANSYS finite element simulation and analysis method is used to establish five groups of four-pile models with different pile spacings. The composite stresses are applied to the low-bearing platform CEP group pile foundation under different pile spacings. The displacement distributions are mapped, and the load-displacement curves are obtained. The interaction pattern between pile-soil-bearing platforms determines the most reasonable pile spacing arrangement for the group pile foundation. The results show that the larger the pile spacing, the stronger the bearing capacity of the group pile foundation, but the bearing capacity is not proportionally increased, and when the pile spacing is larger than 4 times the diameter of the disc overhang, the bearing capacity of the low-bearing platform CEP group pile foundation is not significantly increased. The most reasonable arrangement of pile spacing should be 3.5~4 times the diameter of the disk overhang, and the bearing platform and bearing disk play an important role in resisting external loads. This conclusion will make up for the shortcomings of domestic and foreign research in the field of CEP piles and provide more reliable theoretical support for the application and promotion of CEP piles in practical engineering in the future.

**Key words** Low-Bearing CEP Four-Pile Foundation; Pile Spacing; Bearing Performance; Finite Element Method

# 砂土双屈服面的非线性和圆滑描述

李涛<sup>1,2,3</sup>, 李星乐<sup>4</sup>, 周基<sup>1</sup>, 周志武<sup>1</sup>, 张波<sup>1</sup>

(1. 湖南科技学院砖石质文物智慧化保护利用技术湖南省重点实验室, 湖南永州 425199; 2. 南宁学院, 南宁 530299;  
3. 南宁市建筑规划设计集团有限公司, 南宁 530002; 4. 湖南科技学院土木与环境工程学院, 湖南永州 425199)

**摘要:** 以饱和砂土的屈服面为研究对象, 旨在改进砂土的本构模型中剪切屈服准则和体积屈服准则。提出一种新型非线性剪切屈服准则和改进的体积屈服准则。新型剪切屈服准则采用二次多项式描述剪切屈服面; 改进的体积屈服准则结合了椭圆、线性和圆滑函数描述体积屈服面。通过 Ottawa 砂和 Earls Creek 砂的三轴压缩试验数据验证了这些准则。研究表明, 非线性剪切屈服准则能描述剪切屈服面在  $q-p$  平面上随有效平均应力增大而呈现的非线性增长, 且剪切屈服面不通过  $q-p$  平面的原点的现象。改进的体积屈服准则可描述  $q-p$  平面上的体积屈服面的剪缩和剪胀部分随围压的增大而向  $p$  轴正方向移动和变形的现象, 以及体积屈服面处处光滑的现象。新准则能准确描述砂土的屈服特性, 对推进土体本构模型理论发展具有参考意义。

**关键词:** 岩土力学; 非线性; 圆滑; 剪切; 体积; 屈服准则

**中图分类号:** TU411 **文献标识码:** B **文章编号:** 1004-3152(2026)02-0288-08

## 1 引言

为了防止土体破坏和过度变形, 在实际工程中需采用本构模型来预测土的应力—应变关系。剪切屈服准则和体积屈服准则是土的本构模型中不可或缺的部分, 分别描述剪切屈服面和体积屈服面<sup>[1,2]</sup>, 以确定土是否处于屈服状态。

目前, 土工试验显示剪切屈服面不通过  $q-p$  平面的原点的现象<sup>[3-6]</sup>。此外, 对于某些特定条件下的砂土, 随有效平均应力的增大, 剪切屈服面在  $q-p$  平面上增长的同时出现上翘或下弯的变化<sup>[4-7]</sup>。而且, 试验<sup>[3,4,8-13]</sup>也显示体积屈服面在  $q-p$  平面上的剪缩部分的斜率随试验围压增大而变化。而且, 随试验围压增大, 体积屈服面的剪胀部分在  $q-p$  平面上向  $p$  轴的正方向旋转和平移。最后, 体积屈服面的剪缩部分与剪胀部分之间的连接是圆滑的。

描述剪切屈服面在  $q-p$  平面上增长且上翘或下弯的变化的理论包括 Hoek-Brown 破坏准则<sup>[14]</sup>、Desai 模型<sup>[15]</sup>、Lade 的单一硬化本构模型<sup>[16,17]</sup>、Lade 的曲线屈服面模型<sup>[18]</sup>、解放军后勤工程学院模型<sup>[19]</sup>、SANICLAY 模型<sup>[20,21]</sup>等。其中, 解放军后

勤工程学院模型<sup>[19]</sup>得到广泛应用, 其剪切屈服准则能描述剪切屈服面随有效平均应力增大而增长且下弯。但该理论存在缺陷: (1) 忽视某些情况下砂土的剪切屈服面在  $q-p$  平面上增长且上翘的现象; (2) 剪切屈服准则规定剪切屈服函数通过  $q-p$  平面的原点, 导致对高粘性砂土的剪切屈服面拟合效果不佳; (3) 椭圆和线性体积屈服函数之间存在尖角, 导致函数在交点处的关联塑性流动方向不唯一; (4) 函数不能描述体积屈服面在  $q-p$  平面上的剪缩部分的斜率如何随试验围压变化; (5) 函数不能描述体积屈服面在  $q-p$  平面上的剪胀部分如何随试验围压增大而向  $p$  轴正方向移动。因此, 该模型给数值实现带来不便。

本文基于试验观察, 改进饱和砂土的双屈服准则。其中, 新型非线性剪切屈服准则采用二次多项式描述饱和砂土的剪切屈服面; 椭圆函数、线性函数和圆滑函数描述饱和砂土的体积屈服面。将通过 Ottawa 砂<sup>[6]</sup>和 Earls Creek 砂<sup>[8]</sup>的常规恒定围压三轴压缩试验(CTC 试验)的数据对提出的剪切和体积屈服准则进行验证。

## 2 新型非线性剪切屈服准则

分析 Ottawa 砂的 CTC 试验数据<sup>[6]</sup>, 观察到剪

收稿日期: 2024-11-20 修回日期: 2024-12-25

基金项目: 广西科技计划项目(桂科 AD23026260); 砖石质文物智慧化保护利用技术湖南省重点实验室开放课题(HUSE-2024-23); 湖南科技学院博士科研启动项目(湘科院[2023]75号)

作者简介: 李涛(1986—), 男, 博士, 高级工程师, 研究方向为岩土力学。

通讯作者: 周基(1982—), 男, 博士, 教授, 研究方向为防灾减灾及防护工程。

切硬化曲线通常随有效围压( $\sigma_r$ )的增大而增大,且不同  $\sigma_r$  下试样的剪切硬化曲线形状相似,即在两个不同的  $\sigma_r$  下,试样的后继剪切屈服应力总是显示恒定的比例关系(图 1~图 3)。因此,根据几何相似原理,可相对于某个基准  $\sigma_r$  下试样的剪切硬化曲线上的点,按照一定比例绘制其他  $\sigma_r$  下试样的剪切硬化曲线。例如,以  $\sigma_r=0.5$  MPa 下试样的剪切硬化曲线作为基准,该曲线上的 Von Mises 等效应力( $q^*$ )可通过乘以比例因子( $B_s$ )来获得  $\sigma_r=0.2$  MPa 下另一个剪切硬化曲线上的 Von Mises 等效应力( $q$ ),从而可根据这些  $q$  值绘制出  $\sigma_r=0.2$  MPa 下试样的剪切硬化曲线。与基准剪切硬化曲线对应的  $\sigma_r$  被称为“基准围压”(基准  $\sigma_r$ )。因此,可写出如下表达式:

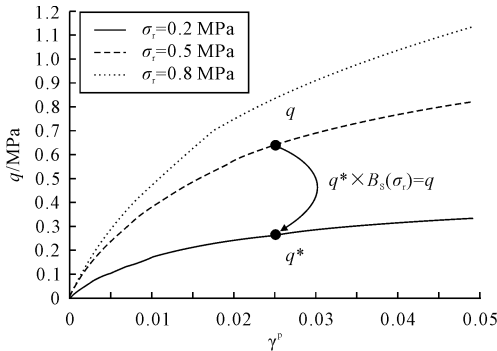


图 1 Ottawa 砂<sup>[6]</sup>松散试样的 CTC 试验的  $q-\bar{\gamma}^p$  关系曲线

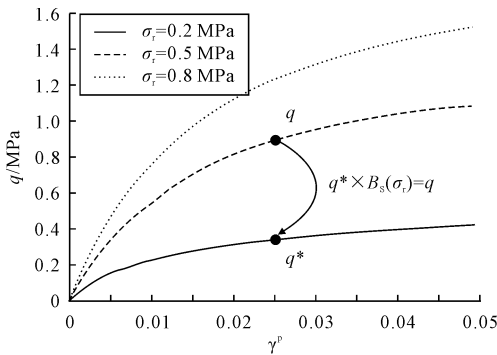


图 2 Ottawa 砂<sup>[6]</sup>中等密度试样的 CTC 试验的  $q-\bar{\gamma}^p$  关系曲线

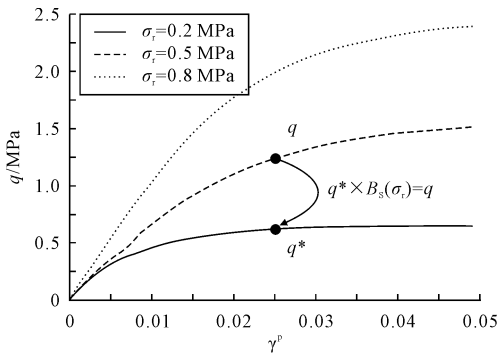


图 3 Ottawa 砂<sup>[6]</sup>密实试样的 CTC 试验的  $q-\bar{\gamma}^p$  关系曲线

$$q(\bar{\gamma}^p, \sigma_r) = q^*(\bar{\gamma}^p)B_s(\sigma_r) \quad (1)$$

式中: $\sigma_r$  是在三轴试验中作用于试样的有效围压,可以是整个试样的中间主应力( $\sigma_2$ ); $\bar{\gamma}^p$  是 Von Mises 等效塑性应变; $q$  是 Von Mises 等效应力; $q^*$  是在基准  $\sigma_r$  下的试样的 Von Mises 等效应力; $B_s$  是相对于  $\sigma_r$  的比例系数。此外, $\sigma_r$  可以是有效平均应力( $p$ )的函数,即  $\sigma_r = p - \frac{q}{3}$ 。

如果在  $q$  的无穷小增量中,等向硬化的比例为  $W_{sh}$ ,那么在无穷小的单调加载过程中:

$$K_s = W_{sh}q \quad (2)$$

$$K_s^* = W_{sh}q^* \quad (3)$$

式中: $K_s$  是实际有效围压  $\sigma_r$  下试样的剪切等向流动应力,即当材料屈服时实际  $\sigma_r$  下试样的剪切屈服应力  $q$  的等向硬化部分; $K_s^*$  是基准有效围压下的试样的剪切等向流动应力,即当材料屈服时基准  $\sigma_r$  下试样的剪切屈服应力  $q$  的等向硬化部分。

结合式(1)、(2)和(3)得到:

$$K_s(\bar{\gamma}^p, \sigma_r) = K_s^*(\bar{\gamma}^p)B_s(\sigma_r) \quad (4)$$

将式(4)扩展到循环加载条件下的材料情况,得到:

$$K_s(H_s, \sigma_r) = K_s^*(H_s)B_s(\sigma_r) \quad (5)$$

式中: $H_s$  是剪切硬化的内变量,即  $\dot{H}_s = |\dot{\bar{\gamma}}^p|$ 。

通常后继剪切屈服面可通过  $\bar{\gamma}^p$  的等势面表示。分析 Ottawa 砂的剪切硬化曲线数据<sup>[6]</sup>,并绘制相应的剪切屈服面。观察到 Ottawa 砂的后续剪切屈服应力随  $\sigma_r$  和  $p$  的增大而呈非线性增大。具体说,存在一种趋势,即后继剪切屈服面在  $q-\sigma_r$  平面和  $q-p$  平面上不是直线(图 4~图 9)。此外,还发现 Ottawa 砂的后续剪切屈服面不通过  $q-\sigma_r$  平面和  $q-p$  平面的原点。因此, $B_s$  可表示为二次多项式,以描述随  $\sigma_r$  增大,后继剪切屈服应力的非线性增大:

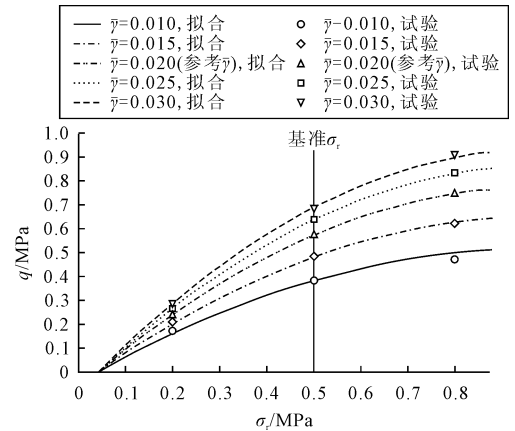


图 4 Ottawa 砂<sup>[6]</sup>松散试样在  $q-\sigma_r$  平面上的后继剪切屈服面

$$B_s = C_A\sigma_r^2 + C_B\sigma_r + C_C \quad (6)$$

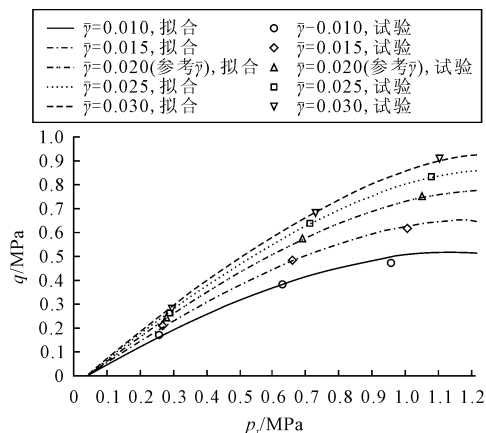


图5 Ottawa砂<sup>[6]</sup>松散试样在 $q-p$ 平面上的后继剪切屈服面

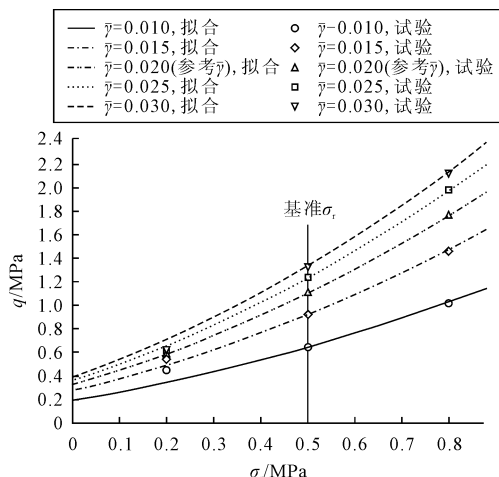


图8 Ottawa砂<sup>[6]</sup>密实试样在 $q-\sigma_r$ 平面上的后继剪切屈服面

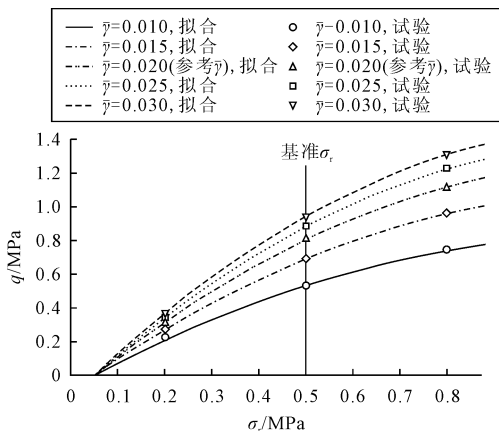


图6 Ottawa砂<sup>[6]</sup>中密试样在 $q-\sigma_r$ 平面上的后继剪切屈服面

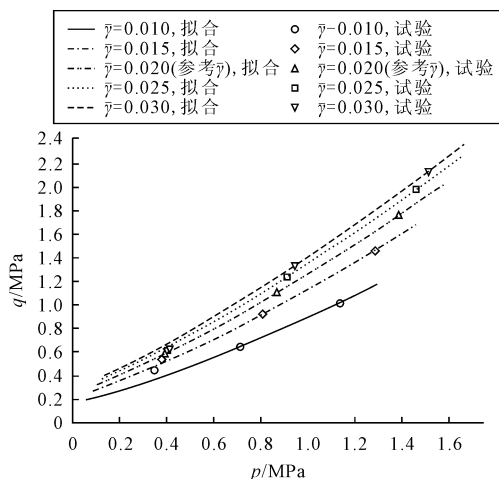


图9 Ottawa砂<sup>[6]</sup>密实试样在 $q-p$ 平面上的后继剪切屈服面

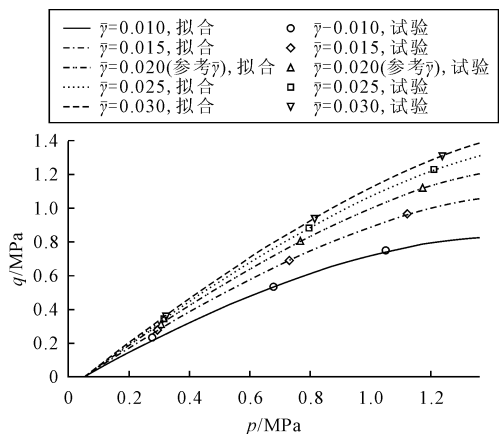


图7 Ottawa砂<sup>[6]</sup>中密试样在 $q-p$ 平面上的后继剪切屈服面

式中： $C_A$ 、 $C_B$ 和 $C_C$ 是剪切屈服准则的参数，通过至少3个不同恒定 $\sigma_r$ 下的CTC试验数据的回归分析确定。 $C_C$ 是描述粘聚力的参数； $C_B$ 是在 $\sigma_r=0$ 时描述内摩擦角的参数； $C_A$ 是内摩擦角变化率的参数，描述内摩擦角变化率随 $\sigma_r$ 增大而变化。 $B_s$ 也可根据特定材料表示为线性、双曲、指数、幂或对数函数。当 $C_A=0$ 时， $B_s$ 退化为线性函数，可描述剪切屈服应力随 $\sigma_r$ 增大而线性增长。

根据塑性理论<sup>[22]</sup>，包含随动和等向塑性流动应

力项的剪切屈服准则可表示为：

$$f_s = \|s - \alpha_s(H_s)\| - \sqrt{2/3}K_s(H_s, \sigma_r) \quad (7)$$

式中： $f_s$ 是剪切屈服函数； $s$ 是应力的偏张量； $\alpha_s$ 是背应力的偏张量。

结合式(5)、(6)和(7)得到一种屈服准则，能描述 $\sigma_r$ 对剪切屈服面的非线性影响，因此称为“非线性剪切屈服准则”，基准 $\sigma_r$ 应设置在具体工程土的 $\sigma_r$ 中间水平附近，以减小预测误差。

### 3 改进的体积屈服准则

包括椭圆体积屈服准则、线性体积屈服准则以及圆滑体积屈服准则。第一个准则用于描述体积屈服面的剪缩部分；第二个准则用于描述体积屈服面的剪胀部分；第三个准则用于描述剪缩部分与剪胀部分之间的圆滑连接。

#### 3.1 椭圆体积屈服准则

由郑颖人<sup>[19]</sup>提出的本构模型中的椭圆体积屈服准则，主要用于描述土的剪缩性，具体如下：

$$\frac{p^2}{\bar{b}_1^2} + \frac{q^2}{\bar{b}_2^2} = 1 \quad (8)$$

式中:  $\bar{b}_1$  和  $\bar{b}_2$  是塑性体积应变 ( $\epsilon_v^p$ ) 的函数。式 (8) 可改写为以下公式:

$$f_{v1} = |p| - \sqrt{\bar{b}_1^2 - (\bar{b}_1^2/\bar{b}_2^2)q^2} \quad (9)$$

式中:  $f_{v1}$  是椭圆体积屈服函数。椭圆体积屈服函数的长轴和短轴之比可表示如下:

$$B_{v1} = \bar{b}_1/\bar{b}_2 \quad (10)$$

试验<sup>[3,4,8-13]</sup>表明,砂土在  $q-p$  平面上的体积屈服面的剪缩部分的斜率随试验围压 ( $K_s^*$ ) 的增大而变化,特别是在 Earls Creek 砂的试验中(图 10~图 12)<sup>[8]</sup>。如果应用椭圆体积屈服准则,该现象可描述为  $B_{v1}$  随  $K_s^*$  的增大而变化。基于上述观察,可得到  $B_{v1}$  的二次多项式表达式:

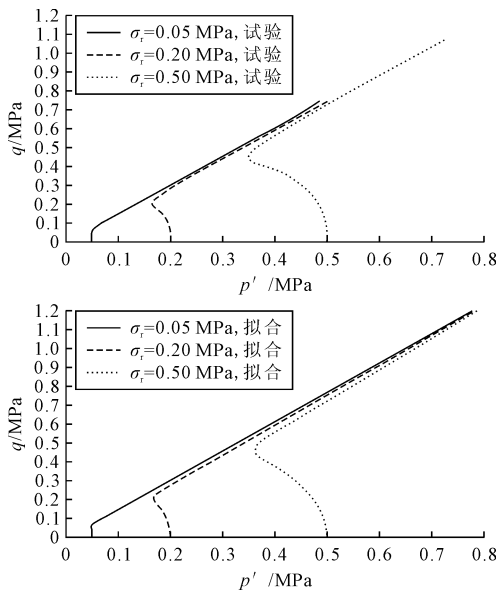


图 10 Earls Creek 砂<sup>[8]</sup>在  $C_u = 1.5$  时的后继体积屈服面

$$B_{v1} = C_G K_v^* (H_v)^2 + C_H K_v^* (H_v) + C_1 \quad (11)$$

式中:  $K_s^*$  是当  $q=0$  时的体积等向流动应力,即体积屈服面与  $p$  轴交点的横坐标。  $K_s^*$  也是椭圆体积屈服函数的椭圆长轴 ( $\bar{b}_1$ ),也是三轴试验的围压。  $H_v$  是体积硬化的内变量,  $\dot{H}_v = |\dot{\epsilon}_v^p|$ 。  $C_G$ 、 $C_H$  和  $C_1$  是椭圆体积屈服准则的参数,可通过至少 3 个不同  $K_s^*$  水平下测量的体积屈服面剪缩部分的数据回归确定。

如果式(9)中的  $\bar{b}_1$  被  $K_v^*$  替代,那么结合式(9)和式(10)可得到:

$$f_{v1} = |p| - K_{v1}(H_v, q) \quad (12)$$

式中:  $K_{v1}$  是试样在实际剪切应力  $q$  下材料发生体积屈服时的体积等向流动应力,专用于椭圆体积屈服准则:

$$K_{v1} = \sqrt{K_v^{*2} - B_{v1}^2 q^2} \quad (13)$$

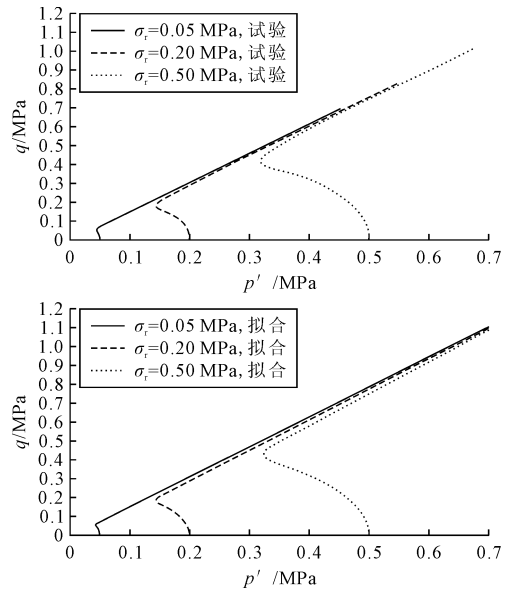


图 11 Earls Creek 砂<sup>[8]</sup>在  $C_u = 3$  时的后继体积屈服面

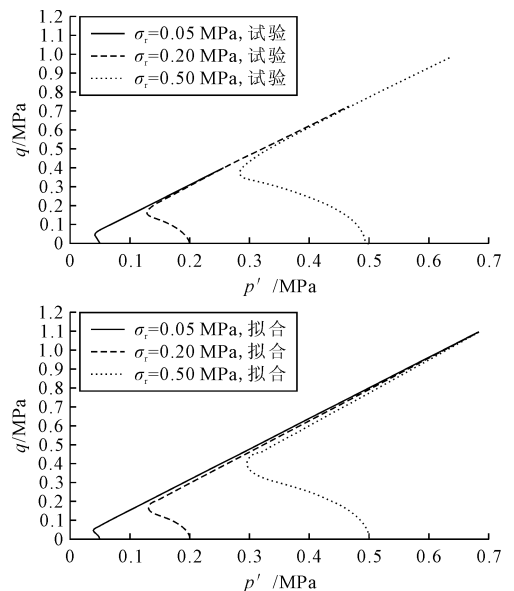


图 12 Earls Creek 砂<sup>[8]</sup>在  $C_u = 6$  时的后继体积屈服面

结合式(11)、(12)和(13),得到土的椭圆体积屈服准则;将郑颖人的模型<sup>[19]</sup>改进为式(11)~(13)的意义在于,当已知试样在  $q=0$  时的  $K_v^*$ ,且已知实际的  $q$  时,可预测试样在实际  $q$  下的  $K_{v1}$ 。该改进使得模型能更准确地预测在不同剪切应力水平下土的体积屈服行为。

### 3.2 线性体积屈服准则

郑颖人等<sup>[19]</sup>提出的本构模型中的线性体积屈服准则主要用于描述土的剪胀性,其表达式如下:

$$q = \bar{c}_1 p + \bar{c}_2 \quad (14)$$

式中:  $\bar{c}_1$  是线性体积屈服函数的斜率;  $\bar{c}_2$  是线性体积屈服函数在  $q$  轴上的截距。

试验<sup>[3,4,8-13]</sup>表明,体积屈服面剪胀部分的斜率

随  $K_v^*$  的增大而变化,且该部分在  $q$  轴上的截距随  $K_v^*$  的增大而变化,特别是在 Earls Creek 砂的试验中(图 10~图 12)<sup>[8]</sup>。因此,  $\bar{c}_1$  和  $\bar{c}_2$  可以是  $K_v^*$  的函数,如式(15)、(16)所示:

$$\bar{c}_1 = C_D K_v^* + C_F \quad (15)$$

$$\bar{c}_2 = C_E K_v^* \quad (16)$$

式中:  $C_E$  是控制线性体积屈服函数在  $q$  轴上截距的参数;  $C_D$  和  $C_F$  是控制线性体积屈服函数斜率的参数。因此,式(14)可转换为:

$$q = (C_D K_v^* + C_F) p + C_E K_v^* \quad (17)$$

$$\text{或: } f_{v2} = |p| - K_{v2}(H_v, q) \quad (18)$$

$$K_{v2} = (q - C_E K_v^*) / (C_D K_v^* + C_F) \quad (19)$$

式中:  $f_{v2}$  是线性体积屈服函数;  $K_{v2}$  是试样在实际剪切应力  $q$  下材料发生体积屈服时的体积等向流动应力,专用于线性体积屈服准则。

式(18)和(19)的结合构成改进的线性体积屈服准则。改进郑颖人的模型<sup>[19]</sup>的意义在于,当已知材料的  $K_v^*$  以及实际的  $q$  时,可预测试样在实际  $q$  下的  $K_{v2}$ 。该改进使得模型能更准确地预测在不同剪切应力水平下砂土的体积屈服行为。

### 3.3 圆滑体积屈服准则

需注意,体积屈服面的剪缩部分与剪胀部分之间的连接处通常很圆滑(图 10~图 12)<sup>[8]</sup>。但椭圆和线性体积屈服函数的组合线在交点处并不圆滑,也就是说,在交点处的导数不是唯一的,这给数值实现中确定塑性流动方向带来困难。因此,提出分段圆滑体积屈服准则。改写式(13)得到:

$$p^2 = K_v^{*2} - B_{v1}^2 q^2 \quad (20)$$

结合式(20)与式(17)得到:

$$q_{int0} = K_v^* [C_E + (C_D K_v^* + C_F) \sqrt{T_{int} - B_{v1}^2 C_E^2}] / T_{int} \quad (21)$$

$$p_{int0} = K_v^* [ \sqrt{T_{int} - B_{v1}^2 C_E^2} -$$

$$B_{v1}^2 C_E (C_D K_v^* + C_F) ] / T_{int} \quad (22)$$

式中:

$$T_{int} = B_{v1}^2 (C_D K_v^* + C_F)^2 + 1 \quad (23)$$

$q_{int0}$  和  $p_{int0}$  分别为椭圆体积屈服函数和线性体积屈服函数在交点处的  $q$  和  $p$  值(图 13)。对式(20)和式(17)进行微分,并对结果公式进行改写,可得到:

$$q'_1 = -p / (q B_{v1}^2) \quad (24)$$

$$q'_2 = C_D K_v^* + C_F = \bar{c}_1 \quad (25)$$

式中:  $q'_1$  和  $q'_2$  分别是椭圆体积屈服函数和线性体积屈服函数上切线的斜率。因此,椭圆和线性

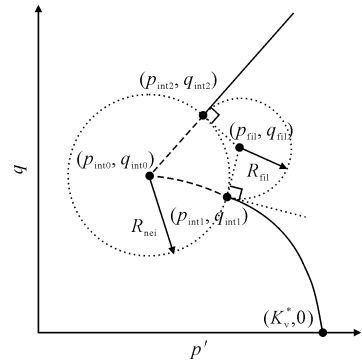


图 13  $q-p$  平面上体积屈服函数的示意图

体积屈服函数上法线的斜率分别为:

$$N_{v1} = -1/q'_1 \quad (26)$$

$$N_{v2} = -1/q'_2 \quad (27)$$

椭圆体积屈服函数(或线性体积屈服函数)与点  $(p_{int0}, q_{int0})$  无穷小邻域边缘的交点的纵坐标分别为(图 13):

$$q_{int1} = q_{int0} + q'_{int01} R_{nei} / \sqrt{q'^2_{int01} + 1} \quad (28)$$

$$q_{int2} = q_{int0} + q'_{int02} R_{nei} / \sqrt{q'^2_{int02} + 1} \quad (29)$$

式中:  $q'_{int01}$  和  $q'_{int02}$  为在交点处的  $q'_1$  和  $q'_2$ , 即:

$$q'_{int01} = -p_{int0} / (q_{int0} B_{v1}^2) \quad (30)$$

$$q'_{int02} = C_D K_v^* + C_F = \bar{c}_1 \quad (31)$$

$R_{nei}$  是点  $(p_{int0}, q_{int0})$  的无穷小邻域的半径,可以是  $K_v^*$  的函数,如式(32):

$$R_{nei} = C_J K_v^* \quad (32)$$

式中:  $C_J$  为圆滑体积屈服准则参数。椭圆体积屈服函数(或线性体积屈服函数)与点  $(p_{int0}, q_{int0})$  无穷小邻域边缘的交点的横坐标分别为(图 13):

$$p_{int1} = \sqrt{K_v^{*2} - B_{v1}^2 q_{int1}^2} \quad (33)$$

$$p_{int2} = (q_{int2} - C_E K_v^*) / (C_D K_v^* + C_F) \quad (34)$$

为了在“尖角”附近使体积屈服函数变得圆滑,提出圆滑体积屈服准则,具体如下:

$$(p - p_{fil})^2 + (q - q_{fil})^2 = R_{fil}^2 \quad (35)$$

$$\text{或: } f_{v3} = |p| - K_{v3}(q) \quad (36)$$

$$\text{式中: } K_{v3} = p_{fil} + \sqrt{R_{fil}^2 - (q - q_{fil})^2} \quad (37)$$

$$R_{fil}^2 = (p_{int1} - p_{fil})^2 + (q_{int1} - q_{fil})^2 \quad (38)$$

$$q_{fil} = \frac{N_{v22}(q_{int1} - N_{v11} p_{int1}) - N_{v11}(q_{int2} - N_{v22} p_{int2})}{N_{v22} - N_{v11}} \quad (39)$$

$$p_{fil} = \frac{q_{int2} - q_{int1} + N_{v11} p_{int1} - N_{v22} p_{int2}}{N_{v11} - N_{v22}} \quad (40)$$

$$N_{v11} = q_{int1} B_{v1}^2 / p_{int1} \quad (41)$$

$$N_{v22} = -1 / (C_D K_v^* + C_F) \quad (42)$$

$N_{v11}$  和  $N_{v22}$  分别是点  $(p_{int1}, q_{int1})$  和点  $(p_{int2}, q_{int2})$  处的法线斜率  $N_{v1}$  和  $N_{v2}$ ;  $R_{fil}$  是围绕圆滑体积

屈服函数的曲率半径(图 13); $(p_{\text{fil}}, q_{\text{fil}})$ 是圆滑体积屈服函数中心的坐标。

## 4 验证

本节分别对 Ottawa 砂<sup>[6]</sup>和 Earls Creek 砂<sup>[8]</sup>的剪切屈服准则和体积屈服准则进行验证。

从砂土的循环加载试验<sup>[6,9,23]</sup>观察到,弹性应变总是远小于塑性应变。由于砂土的塑性变形起主导作用,忽略其弹性应变,则  $H_s$  简化为 Von Mises 等效应变  $\bar{\gamma}$ ,剪切屈服面简化为  $\bar{\gamma}$  的等势面;此外,参考  $H_s$  简化为参考  $\bar{\gamma}$ 。

### 4.1 Ottawa 砂的剪切屈服准则

#### (1) 剪切屈服准则参数

在拟合 Ottawa 砂松散、中密和密实试样<sup>[6]</sup>的剪切屈服面与剪切屈服准则时,将所有试样的基准  $\sigma_r$  设为 0.5 MPa;所有试样的参考  $\bar{\gamma}$  为 0.02。回归得到松散试样  $C_A = -1.525\ 3, C_B = 2.999\ 2, C_C = -0.118\ 3$ ;中密试样  $C_A = -1.228\ 4, C_B = 2.895\ 6, C_C = -0.140\ 7$ ;密实试样  $C_A = 0.733\ 2, C_B = 1.047\ 9, C_C = 0.292\ 8$ 。

#### (2) 绘图结果

松散和中密试样的剪切屈服面在  $q-p$  平面上增长且下弯(图 4~图 7)。密实试样的剪切屈服面在  $q-p$  平面上增长且上翘(图 8 和图 9)。对于所有试样,剪切屈服面不通过  $q-p$  平面的原点。也就是说,提出的非线性剪切屈服准则能描述剪切屈服面在  $q-p$  平面上随有效平均应力增大而呈现的非线性增长,且剪切屈服面不通过  $q-p$  平面的原点的现象。

表 1 Earls Creek 砂的体积屈服准则参数

$C_u$	$C_D$	$C_E$	$C_F$	$C_G$	$C_H$	$C_I$	$C_J$
1.5	0.236 5	-0.221 7	1.542 5	-3.911 9	3.576 0	-0.011 7	0.130 4
3	0.224 5	-0.198 0	1.580 1	-3.982 0	3.283 5	0.301 5	0.113 5
6	0.271 9	-0.195 0	1.609 4	-3.109 0	2.614 0	0.665 9	0.228 7

#### (2) 绘图结果

椭圆体积屈服函数的斜率随  $K_v^*$  的增大而减小,符合对体积屈服面剪缩部分的观测结果(图 10~图 12)。线性体积屈服函数随  $K_v^*$  的增大向  $p$  轴的正方向旋转和平移,符合对体积屈服面的剪胀部分的观测结果。椭圆体积屈服函数与线性体积屈服函数之间的连接是一个圆滑的弧线,符合对体积屈服面的剪缩与剪胀连接点的观测。也就是说,改进的体积屈服准则可描述  $q-p$  平面上的体积屈服面的剪缩和剪胀部分随围压的增大而向  $p$  轴正方向移动和变形的现象,以及体积屈服面处处光滑的现象。

当  $\sigma_r$  和  $\bar{\gamma}$  分别接近基准  $\sigma_r$  和参考  $\bar{\gamma}$  时,剪切屈服面的拟合效果最好。因此,所提出的非线性剪切屈服准则在 Ottawa 砂的 CTC 试验的  $\bar{\gamma}$  范围内(0.2 MPa~0.8 MPa)得到验证。

#### (3) 讨论

基准  $\sigma_r$  和参考  $\bar{\gamma}$  附近的拟合效果最好,这是因为参数的回归是基于基准  $\sigma_r$  和参考  $\bar{\gamma}$  进行的。从基准  $\sigma_r$  和参考  $\bar{\gamma}$  外推到其他条件必然会产生预测偏差。如果基准  $\sigma_r$  和参考  $\bar{\gamma}$  设置为接近实际工程中的应力和应变水平,那么回归的参数就能满足实际应用的要求。

不同应力路径方向的三轴试验测得的剪切硬化曲线总是不同的,不同应力路径方向之间的剪切屈服面也是如此。但即使是非 CTC 的应力路径,只要应力路径方向相同,测得的剪切硬化曲线看起来总是相似的<sup>[3,13,24]</sup>。本文提出的非线性剪切屈服准则是基于这样假设:在不同条件下的三轴试验中,剪切硬化曲线的形状相似。因此该非线性剪切屈服准则也适用于 CTC 以外的应力路径,只要具有相同应力路径方向的三轴试验测得的剪切硬化曲线在形状上相似即可。

由于郑颖人的原始模型<sup>[19]</sup>忽略了随  $p$  增大剪切屈服面在  $q-p$  平面上增长且上翘的现象,以及剪切屈服面不通过  $q-p$  平面的原点的现象,本文改进的模型展现了优势。

### 4.2 Earls Creek 砂的体积屈服准则

#### (1) 体积屈服准则参数

根据 Earls Creek 砂在不排水条件下的 CTC 试验的数据<sup>[8]</sup>,回归得到体积屈服准则参数(表 1):

因此,改进的体积屈服准则在 Earls Creek 砂的 CTC 试验中应力路径的  $p$  范围内(0.05 MPa~0.5 MPa)得到验证。

#### (3) 讨论

郑颖人的原始模型<sup>[19]</sup>的函数不能描述体积屈服面剪缩部分的斜率如何随试验围压( $K_v^*$ )的增大而变化,也不能描述体积屈服面剪胀部分如何随  $K_v^*$  的增大而向  $p$  轴正方向旋转和平移,且忽视体积屈服面的剪缩部分与剪胀部分之间的连接是圆滑的;因此,本文改进的模型展现了优势。

## 5 结 论

本文基于观察,改进饱和砂土的双屈服准则。其中新型非线性剪切屈服准则采用二次多项式描述饱和砂土的剪切屈服面;采用椭圆函数、线性函数和圆滑函数描述饱和砂土的体积屈服面。通过 Otta-wa 砂和 Earls Creek 砂的常规恒定围压三轴压缩试验的数据对提出的剪切和体积屈服准则进行验证。得出以下结论:

(1) 提出的新型非线性剪切屈服准则能够描述饱和砂土剪切屈服面在  $q-p$  平面上随有效平均应力增大而呈现的非线性增长,以及剪切屈服面不通过  $q-p$  平面的原点的现象。

(2) 改进的体积屈服准则包括椭圆、线性和圆滑体积屈服准则,能够描述体积屈服面在  $q-p$  平面上的剪缩和剪胀部分随试验围压增大而向  $p$  轴正方向移动和变形的现象。同时,该准则能够保证体积屈服面处处光滑,解决了剪缩和剪胀交点处导数不唯一导致的数值实现困难问题。

(3) 在工程应用中,建议将基准  $\sigma_c$  和参考  $\bar{Y}$  设置在接近实际工程土的中间水平附近,以减小预测误差,提高模型的适用性和准确性。

(4) 提出的非线性剪切屈服准则不仅适用于恒定围压三轴压缩试验,而且理论上也适用于其他应力路径方向的三轴试验,只要同一组试验的不同围压条件下的剪切硬化曲线在形状上相似。

(5) 获得所提出的双屈服准则参数的方法简单,仅需要常规的三轴压缩试验。

(6) 所提出的双屈服准则与观察到的饱和砂土的屈服面相符,可作为砂土新本构模型的组成部分。

## 参 考 文 献

- [1] 谢礼明,胡坤生,李少雄,等. 软粘土的模型参数试验求解方法[J]. 土工基础,2008,22(2):61-64.
- [2] 孙向军. 关于南水双屈服面模型塑性系数的讨论[J]. 土工基础,2024,38(2):243-246.
- [3] 马路兴. 高压下应力路径对饱和砂土力学特性的影响研究[D]. 江苏:中国矿业大学,2014.
- [4] 魏松,朱俊高,王俊杰,等. 砂土的稳态强度固结不排水三轴试验研究[J]. 岩石力学与工程学报,2005,24(22):4151-4157.
- [5] 魏厚振,颜荣涛,陈盼,等. 不同水合物含量含二氧化碳水合物砂三轴试验研究[A]//第十届海峡两岸隧道与地下工程学术及技术研讨会[C],2011,32:198-203.
- [6] Regier K. The stress-dilatancy behaviour of sands: pressure and density dependencies in both monotonic and cyclic loading regimes[D]. Master thesis, University of Calgary, 1997.
- [7] Verdugo R., Ishihara K. The steady state of sandy soils[J]. Soils and Foundations, 1996,1(36):81-91.
- [8] Fisher J. M. The effect of particle gradation on the undrained behaviour of sand[D]. Master thesis, University of British Columbia, 1987.
- [9] Kuerbis R. H. The effect of gradation and fines content on the undrained loading response of sand[D]. Master thesis, University of British Columbia, 1989.
- [10] 朱建群,孔令伟,钟方杰. 南京砂强度特征与静态液化现象分析[J]. 岩土力学,2008,29(6):1461-1465,1470.
- [11] 黄博,汪清静,凌道盛,等. 饱和砂土三轴试验中反压设置与抗剪强度的研究[J]. 岩土工程学报,2012,34(7):1313-1319.
- [12] 张磊,王忠涛,刘鹏,等. 不同初始固结应力条件下主应力方向对海洋密砂不排水单调剪切特性的影响[J]. 海岸工程,2013,1(32):1-10.
- [13] 韩杰. 成样方法及应力路径对饱和中密细砂剪切特性影响[D]. 辽宁:大连理工大学,2016.
- [14] Hoek E., Carranza-Torres C., Corkum B. Hoek - Brown failure criterion-2002 edition[A]. // Proceedings of the Fifth North American Rock Mechanics Symposium. University of Toronto[C], Toronto, 2002.
- [15] Desai C. S., Gallagher R. H. Mechanics of Engineering Materials[M]. London: John Wiley and Sons, 1984.
- [16] Kim M. K., Lade P. V. Single hardening constitutive model for frictional materials: I. Plastic potential Function[J]. Computers and Geotechnics, 1988,1(5):307-324.
- [17] Lade P. V., Kim M. K. Single hardening constitutive model for frictional materials II. Yield criterion and plastic work contours[J]. Computers and Geotechnics, 1988,1(6):13-29.
- [18] Lade P. V. Elasto-plastic stress-strain theory for Cohesionless soil with curved yield surfaces[J]. International Journal of Solids and Structures, 1977,1(13):1019-1035.
- [19] 郑颖人,沈珠江,龚晓南. 广义塑性力学——岩土塑性力学原理[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2002.
- [20] Dafalias Y. F., Manzari M. T., Akaishi M. A simple anisotropic clay plasticity model[J]. Mechanics Research Communications, 2002,1(29):241-245.
- [21] Dafalias Y. F., Manzari M. T., Papadimitriou A. G. SANICLAY: simple anisotropic clay plasticity model[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2006,1(30):1231-1257.
- [22] Simo J. C., Hughes T. J. R. Computational Inelasticity[M]. New York: Springer, 1998.
- [23] 戴思奇,麻荣永,顾宏梅. 南宁市防洪堤岸坡岩土材料的本构模型试验研究[J]. 岩土力学,2006,27(S2):394-398.
- [24] 郭莹,韩杰. 成样方法及应力路径对饱和中密细砂 CU 剪切特性影响[J]. 岩土工程学报,2016(22):79-84.

## Nonlinear and Smooth Descriptions of the Double Yield Surfaces for Sands

LI Tao<sup>1,2,3</sup>, LI Xingle<sup>4</sup>, ZHOU Ji<sup>1</sup>, ZHOU Zhiwu<sup>1</sup>, ZHANG Bo<sup>1</sup>

(1. Hunan Provincial Key Laboratory of Intelligent Protection and Utilization Technology in Masonry Artifacts,  
Hunan University of Science and Engineering, Yongzhou 425199;

2. Nanning University, Nanning 530299;

3. Nanning Architectural Planning and Design Group Co. Ltd., Nanning 530002;

4. School of Civil and Environmental Engineering, Hunan University of Science and Engineering, Yongzhou 425199)

**Abstract** The performance of the yield surfaces of saturated sand is presented in this paper. The objective of this study is to improve the shear yield criterion and volumetric yield criterion in the constitutive model of sand material. A new type of nonlinear shear yield criterion and an improved volumetric yield criterion are proposed. The new shear yield criterion adopts a quadratic polynomial to describe the shear yield surface. The improved volumetric yield criterion combines ellipse, linear and smooth functions to describe the volumetric yield surface. These criteria are verified by the triaxial compression test data of Ottawa sand and Earls Creek sand. The research shows that the nonlinear shear yield criterion can describe the nonlinear growth of the shear yield surface on the  $q$ - $p$  plane with the increase of the effective mean stress, as well as the phenomenon that the shear yield surface does not pass through the origin of the  $q$ - $p$  plane. The improved volumetric yield criterion can describe the phenomena that the contractive and dilatant parts of the volumetric yield surface on the  $q$ - $p$  plane move and deform in the positive direction of the  $p$  axis with the increase of the confining pressure, and that the volumetric yield surface is smooth everywhere. The results indicate that the new criteria can accurately describe the yield characteristics of sands and are of great significance for promoting the theoretical development of the soil constitutive model.

**Key words** Rock and Soil Mechanics; Nonlinear Properties; Smooth; Shear; Volume; Yield Criteria

(上接第 242 页)

## Study on Initial Damage and Mechanical Properties of Rock

CHEN Junhua, JI Xinping, MU Jiejie, YANG Bai, CHEN Aijun, WU Di

(School of Architecture and Transportation Engineering, Guilin University of Electronic Technology, Guilin 541004)

**Abstract** This paper presents the study on the correlation between the initial damage of rock defined by different parameters and the uniaxial compressive strength of rock. The basic mechanical parameters of limestone and basalt samples are obtained by acoustic wave velocity test and uniaxial compressive test. These parameters are used to define the initial damage of rock samples, and then the relationship between different types of initial damage variables and uniaxial compressive strength is analyzed. The results show that when using various parameters to define the initial damage of rock samples, the relationship between different types of initial damage variables and uniaxial compressive strength is approximately linearly negatively correlated. Among them, the limestone samples have the strongest linear correlation between the initial damage of the rock defined by the longitudinal wave velocity and its uniaxial compressive strength. The basalt samples have the strongest linear correlation between the initial damage of the rock defined by the static elastic modulus and its uniaxial compressive strength. The correlation between the initial damage of the rock defined by the Poisson's ratio and its uniaxial compressive strength is poor, which is not suitable for measuring the initial damage degree of the rock.

**Key words** Initial Damage of Rock; Uniaxial Compressive Strength; Correlation; Initial Damage Variables

# 宽大异形基坑分区施工对邻近轨道交通结构安全的风险研究

查红星, 尉胜伟, 潘新发, 焦斌斌, 李金彪

(苏州轨道交通集团有限公司, 江苏苏州 215008)

**摘要:** 依托邻近苏州轨道交通3号线何山站的苏地2023-WG-63号地块基坑工程, 建立三维仿真计算模型, 分析了宽大异形基坑分区施工对既有轨道交通结构的安全影响。研究表明: 宽大异形基坑根据不同深度采用分区施工, 既有轨道交通结构的变形主要发生在基坑开挖阶段, 且B区基坑开挖为主要影响阶段; 基坑开挖对车站附属的影响大于对车站主体的影响, 且以竖向变形为主; 基坑开挖时按照“先深后浅、先远后近”的施工方式可有效减少车站结构变形和位移, 保证既有车站和区间的运营安全。

**关键词:** 宽大异形基坑; 轨道交通; 车站结构; 区间结构; 数值仿真

**中图分类号:** TU473 **文献标识码:** B **文章编号:** 1004-3152(2026)02-0296-04

## 1 引言

轨道交通已经成为城市化进程加快的城市交通体系中不可或缺的一环<sup>[1-4]</sup>。然而, 随着轨道交通线路的不断扩展, 轨道交通车站和区间周边的建筑施工活动也日益频繁, 尤其是宽大异形基坑, 该类基坑沿着车站和区间长距离设置, 对既有地下车站和区间的结构安全和变形产生影响, 甚至会导致既有轨道交通结构产生开裂破坏, 严重影响轨道交通的线路的正常运营<sup>[5-7]</sup>。

针对基坑开挖对邻近轨道交通结构的影响, 我国学者通过理论分析、相似实验、数值模拟、监控量测等做了大量的研究。徐腾飞<sup>[8]</sup>以邻近南昌市地铁大厦站的红谷滩中央金融大街基坑工程为研究对象, 建立二维模型进行各因素量化分析。顾晓卫等<sup>[9]</sup>以邻近杭州某已运营地铁站的基坑工程为研究对象, 对基坑和轨道结构的变形进行了现场监测并分析。刘鑫菊等<sup>[10]</sup>利用土体的小应变特性, 通过Plaxis 3D计算得到隧道变形的完整数据库。沈雯等<sup>[11]</sup>以邻近地铁车站及区间隧道的超深基坑工程作为研究对象, 对基坑和既有轨道交通结构进行监测, 通过分析监测数据, 得出基坑施工对地铁车站和两侧区间的结构变形规律。目前的研究对象主要集中在单一规则且深度一定的基坑, 且研究手段较为

单一, 对宽大异形分区施工的基坑研究较少。

依托邻近苏州轨道交通3号线何山站的苏地2023-WG-63号地块基坑工程, 建立三维数值模型, 研究宽大异形基坑分区施工对既有轨道交通结构的安全影响, 根据数值模拟的计算结果对既有轨道交通结构开展安全评价。

## 2 工程概况

### 2.1 工程简介

位于苏州市高新区何山路北侧、长江路东侧的苏地2023-WG-63号地块基坑项目总用地面积41 682.9 m<sup>2</sup>, 总建筑面积约133 535.5 m<sup>2</sup>。本项目基坑分为五个区, 各分区深度及面积见表1。

表1 基坑分区信息表

基坑分区	基坑面积/m <sup>2</sup>	开挖深度/m
首开区	3 393.6	5.05~5.85
A区	11 327.0	5.05~5.85
B区	7 261.5	~9.65
C区	12 386.4	5.05~5.55
D区	742.90	6.05~10.70

苏州轨道交通3号线何山站为地下二层岛式站台车站, 其车站两端结构外包总长度为199.2 m, 整个车站顶板上方区域的覆土深度平均约为3.0 m, 底板埋深约为地下16.5 m, 800 mm厚地连墙作为永久构件参与抗浮。2号风亭及3号出入口位于车

站主体结构的东北象限,为地下一层框架结构,底板埋深约 9.0 m~10.6 m,底板下方沿南北向设置 4 排  $\Phi 800$  mm 抗拔桩,桩长 25 m/30 m。何山站~西津桥站盾构区间全长约为 571.7 m,为双洞双线隧道,左右线中心距离约为 14~35 m。项目与 3 号线何山站附属结构(2 号风亭及 3 号出入口)相通,邻近何山站~西津桥站盾构区间,与区间的最小水平距离为 9.4 m,见图 1。

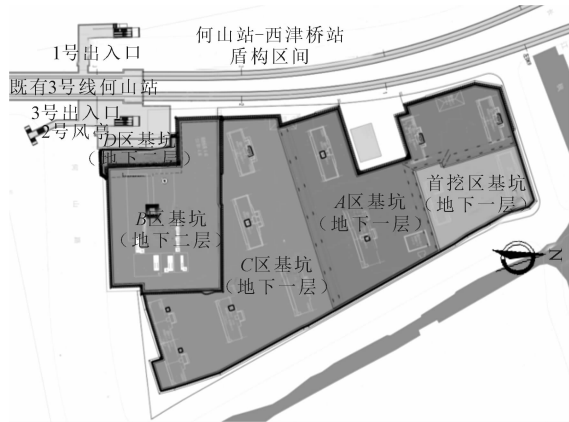


图1 项目与既有运营轨道交通结构相对平面位置关系

## 2.2 工程地质与水文地质条件

项目施工范围内土体分布均匀,主要由粘土、粉土、砂土等土体组成,从上到下依次为①杂填土、③<sub>1</sub>粘土、③<sub>2</sub>粉质粘土夹粉土、④<sub>1</sub>粉质粘土、④<sub>2</sub>粉土、④<sub>3-1</sub>粉土夹粉质粘土、④<sub>3-2</sub>粉质粘土夹粉土、⑤<sub>1</sub>粉质粘土,基坑底部位于③<sub>2</sub>粉质粘土夹粉土、④<sub>2</sub>粉土。

场域内的地下水主要有三类,分别为潜水、微承压水及第 I 承压水,浅部的孔隙潜水主要存在于填土层中,水位整体埋深稳定在 0.70~2.00 m;微承压水主要存在于④<sub>2</sub>粉土层、④<sub>3-1</sub>粉土夹粉质粘土层、④<sub>3-2</sub>粉质粘土夹粉土层等粉土层中,水头埋深稳定在 2.80~3.10 m;第 I 承压水存在于第⑧<sub>4-2</sub>粉砂层中,水层埋深较深,不会对基坑工程产生影响。

## 2.3 基坑工程设计方案

基坑西侧邻近既有轨道交通结构,地下一层区域(首开区、A区、C区)采用的围护结构如下:西侧基坑(轨保区域)采用  $\Phi 800@1000$  钻孔灌注桩+两排三轴搅拌桩,北、东、南侧基坑(非轨保区域),采用  $\Phi 850@600$  SMW 工法桩。地下二层区域(B区)采用的围护结构如下:轨保区域基坑采用  $\Phi 850@1050$  钻孔灌注桩+两排三轴搅拌桩,非轨保区域基坑采用  $\Phi 850@1050$  钻孔灌注桩+一排三轴搅拌桩。下沉广场(D区)采用的围护结构如下:采用  $\Phi 850@1050$  钻孔灌注桩+全幅  $\Phi 2000@1500$  MJS 止水帷

幕。地下 2 层基坑沿竖向设置两道钢筋混凝土支撑,支撑节点处设置  $\Phi 800$  立柱桩,桩长 18~22 m,见图 2。

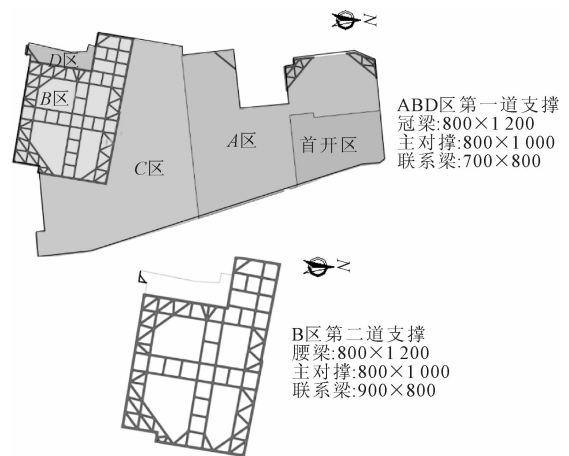


图2 围护结构分区及层支撑平面图

## 2.4 轨道结构变形控制标准

为保证既有轨道交通结构安全,地块基坑施工期间,需对既有轨道交通结构采用自动化监测,该工程处于江苏省苏州市,参考地方规范确定既有轨道交通结构变形控制标准,根据《城市轨道交通结构安全保护技术规程》(DB32/T 4351-2022)<sup>[12]</sup>,车站主体及附属和区间结构最大竖向位移值 $<10$  mm,最大水平位移值 $<10$  mm,最大差异沉降值 $<5$  mm。

## 3 数值仿真分析

### 3.1 三维计算模型

根据基坑范围及项目计算实际需要,采用 MIDAS GTS 建立三维计算模型,模型的长边长度为 550 m,短边长度为 400 m,高度为 70 m,模型中共有 127 301 个单元以及 63 680 个节点,见图 3。

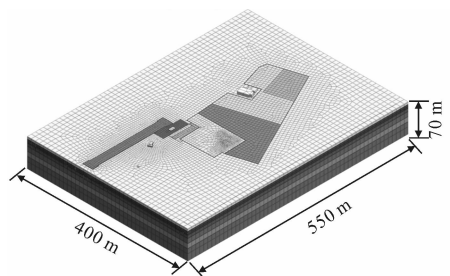


图3 有限元仿真模型

### 3.2 模型材料及参数

根据岩土勘察资料及模型尺寸,将土体共划分成 14 个土层,土体采用修正摩尔-库伦本构模型,土层计算所需要的力学参数见表 2;基坑围护结构以及轨道交通结构均采用一维或二维弹性模型,参数

见表 3。

表 2 各单元岩土体力学参数

土层	重度 $\gamma$ /kN·m <sup>-3</sup>	压缩模量 $E_s$ /MPa	粘聚力 $c$ /kPa	内摩擦 角 $\varphi$ (°)	侧压力 系数
①杂填土	18.9	5.63	12	10	0.70
③ <sub>1</sub> 粘土	20.1	7.69	57.6	14.6	0.43
③ <sub>2</sub> 粉质粘土夹粉土	19.6	6.89	28.4	18.0	0.45
④ <sub>1</sub> 粉质粘土	19.4	6.94	6.2	24.7	0.44
④ <sub>2</sub> 粉土	19.1	5.90	22.9	19.3	0.52
④ <sub>3-1</sub> 粉土夹粉质粘土	19.3	6.97	6.4	25.6	0.41
④ <sub>3-2</sub> 粉质粘土夹粉土	19.2	6.77	7.9	24.4	0.42
④ <sub>4</sub> 粉土	19.3	6.19	24.9	18.1	0.48
⑤ <sub>1</sub> 粉质粘土	19.1	6.82	7.1	25.8	0.42
⑥ <sub>2</sub> 粉质粘土	19.3	6.24	26.1	18.5	0.47
⑦ <sub>1</sub> 粉质粘土	19.2	7.05	33.2	17.6	0.43
⑦ <sub>2a</sub> 粉质粘土	18.6	5.51	25.8	18.4	0.5
⑦ <sub>3</sub> 粉质粘土	19.8	8.07	53.9	15.5	0.43

表 3 弹性材料物理力学参数

结构	材料	弹性模量 $E$ /MPa	泊松 比 $\nu$	重度 /kN·m <sup>-3</sup>
车站顶板、底板及侧墙、梁	C35	$3.20 \times 10^4$	0.2	25.0
车站框架柱	C50	$3.50 \times 10^4$	0.2	25.0
盾构隧道衬砌	C50	$3.50 \times 10^4$	0.2	25.0
地下室板、墙	C35	$3.20 \times 10^4$	0.2	25.0
钻孔灌注桩、混凝土支撑	C30	$3.00 \times 10^4$	0.2	25.0
格构柱、钢支撑	Q235B	$21.0 \times 10^4$	0.3	78.5

### 3.3 模拟方案

基坑开挖前,通过改变土体参数模拟施工止水帷幕三轴搅拌桩,并在搅拌桩两侧施加 0.8 MPa 的法向荷载模拟搅拌桩注浆压力,搅拌桩施工完成后,钝化注浆压力,并弱化搅拌桩实体参数模拟搅拌桩硬化前的状态;基坑开挖过程中,每层土一次性挖除到承台底标高,支撑架设、结构浇筑用“激活”功能进行模拟,基坑周围按照 30 kPa 考虑考虑超载,施工工序为:首开区搅拌桩施工→首开区基坑开挖→A、B、C 区基坑搅拌桩施工→A、B 区基坑开挖→C 区基坑开挖→A、B、C 区地下室封顶→D 区搅拌桩施工→D 区基坑开挖→D 区下沉广场结构施工→A、B、C 区地上建筑施工。

### 3.4 计算结果

#### (1) 车站结构变形计算结果分析

车站主体结构的变形以竖向为主,水平向变形较小,从图 4 可以看出,最大竖向变形值约为 1.53 mm。整个项目施工过程中,地下室基坑开挖对地铁主体结构变形影响相对较大,B 区基坑开挖为主要影响阶段,使车站主体竖向变形增加了 0.80 mm,影响次之的为 D 区(下沉广场)搅拌桩施工阶段,使车站主体竖向变形增加了 0.35 mm,而地下室基坑回筑阶段、项目建成使用阶段对地铁结构影响相对较小。

从图 5 可以看出,施工远侧浅基坑时,附属结构

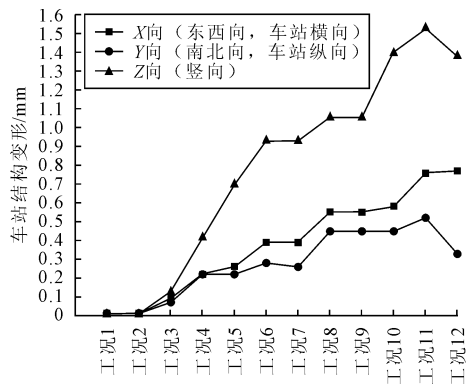


图 4 车站主体结构的变形随施工步序变化图

变形较小,变形值约为 0.6 mm;随着 B 区、D 区基坑的开挖,附属结构变形急剧增加,其中附属结构竖向变形增大至 4.35 mm,附属横向变形增大至 3.35 mm。整个施工过程中,B 区基坑开挖为主要影响阶段,使附属结构竖向变形增加了 2.71 mm;而附属结构横向变形主要受 D 区基坑搅拌桩施工影响,搅拌桩施工前后,附属横向变形由 0.89 mm 增加到 3.35 mm,横向变形增加了 2.46 mm。

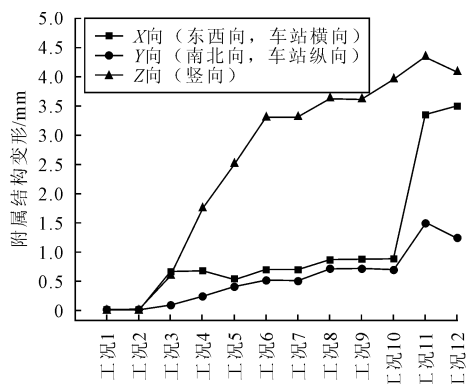


图 5 车站附属结构的变形随施工步序变化图

#### (2) 区间结构变形计算结果分析

何山站~西津桥站盾构区间与地块基坑平行距离约为 277.6 m,其中,与 B 区基坑(两层基坑)平行距离约为 27.4 m,两者最小水平距离约为 13.0 m。隧道以竖向变形为主,B 区基坑施工为主要影响阶段,地下室基坑回筑阶段、下沉广场施工阶段、项目建成使用阶段对地铁结构影响较小,从图 6 可以看出,既有区间隧道在工况 8(即 C 区基坑开挖到坑底)时竖向和水平变形值达到最大,竖向最大值约为 2.97 mm,而水平最大值约为 0.98 mm,随着施工进行,隧道的变形趋于稳定。

## 4 轨道结构安全保护控制措施

邻近基坑侧的轨道交通结构的变形主要是由基

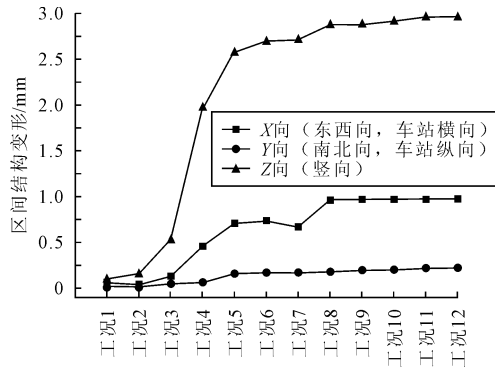


图6 区间结构的变形随施工工序变化图

坑施工引起的周边土体变形导致的,因此,需从提高基坑自身的抗变形能力和轨道结构自身采取相应的保护措施。

#### 4.1 提高基坑自身抗变形能力

为了提高基坑自身的刚度,在轨道保护区范围内采用刚度较大且稳定的围护结构,本项目采用钻孔灌注桩+止水帷幕的形式。桩基施工前,应进行试桩确定施工工艺,并分析对邻近轨道交通结构的影响;在钻孔灌注桩施工中,应采取优质泥浆护壁、提高泥浆液面高度等相关措施进行提高施工中钻孔灌注桩的成桩质量,从而避免孔壁塌陷;在临近地铁侧施工搅拌桩时,一定要严格控制搅拌桩的提升以及下沉速度,通过对下沉与提升时间进行详细记录,使搅拌桩不会出现真空负压、孔壁塌方等现象。

#### 4.2 提高轨道交通结构自身保护能力

在项目建设前,进一步对现有轨道交通结构的安全现状进行评估,根据评估结果优化调整安全控制指标,项目实施完成后,通过现状调查、检测,结合监测数据并通过结构验算等手段,对邻近轨道交通结构的影响进行后评估,并提出相应的处理意见和建议。

## 5 结论

(1)对宽大异形基坑进行分区施工,可以有效控制既有轨道交通结构的变形,且车站附属结构紧挨基坑,基坑施工对附属结构的影响明显大于车站主体结构,其中,车站主体结构最大竖向位移为 1.53 mm,最大水平位移为 0.77 mm;而邻近基坑的附属结构最大竖向位移为 4.35 mm,最大水平位移 3.50

mm;区间隧道整体为柔性构件,对于周边土体的扰动影响比较敏感,隧道以竖向变形为主,最大竖向变形为 2.96 mm,通过与控制指标对比,满足轨道交通结构的变形保护要求。

(2)根据计算结果,轨道交通结构的变形主要发生在基坑开挖阶段,所以必须重视此阶段基坑的变形情况,及时架设支撑,靠近既有轨道交通结构侧采用分层、分段挖土,各基坑分区施工前,务必确保上一基坑地下室顶板已施工完成;基坑开挖时应遵循“先深后浅、先远后近”的施工原则。

(3)项目实施过程中,需严格按照设计图纸进行施工,尤其是邻近轨道结构侧的施工,对轨道结构自动化监测,落实信息化施工,对现场监测数据及时总结分析,当出现监测预警时,应及时查找原因,并对设计及施工方案进行相应调整。

## 参 考 文 献

- [1] 陈湘生. 我国城市轨道交通高质量可持续发展的思考[J]. 城市轨道交通, 2023(5):28-31.
- [2] 徐雅洁,陈湘生. 地铁域地下空间综合开发研究现状与展望[J]. 地下空间与工程学报, 2023, 19(1): 13.
- [3] 陈 魁, 孙斌彬, 顾凤祥, 等. 基坑工程施工对邻近地铁结构影响研究现状与展望[J]. 江苏大学学报(自然科学版), 2018(1): 108-114.
- [4] 张大春. 江苏城市轨道交通建设管理现状及发展对策[J]. 江苏建筑, 2018(5):6-10.
- [5] 周明保,王占生,史培新,等. 构建苏州智慧轨道交通体系的实践与思考[J]. 苏州科技大学学报(工程技术版), 2020(S1): 17-25.
- [6] 韩宝明,习 喆,孙亚洁,等. 2022 年世界城市轨道交通运营统计与分析综述[J]. 都市轨道交通, 2023, 36(1): 1-8.
- [7] 郭 享. 深大基坑施工对邻近轨道交通车站安全风险研究[J]. 土工基础, 2021, 35(3):307-310.
- [8] 徐腾飞. 基坑开挖对近接地铁车站影响的数值分析[J]. 土工基础, 2019(4):418-423.
- [9] 顾晓卫,易子浩,王 哲,等. 深基坑开挖对邻近双线地铁隧道变形影响实测分析[J]. 岩土工程学报, 2023(S2):214-219.
- [10] 刘鑫菊,郑 刚,周海祚,等. 临近基坑开挖引起的隧道变形预测分析[J]. 重庆大学学报, 2022(7):37-44.
- [11] 沈 雯,沈 蓉,孙廉威. 超深基坑分区开挖对侧方地铁影响的实测分析[J]. 地下空间与工程学报, 2019(S01):354-360.
- [12] 江苏省城市轨道交通结构安全保护技术规程(DB32/T 4351-2022)[S].

(下转第 322 页)

# 复杂岩体结构控制下地下洞室群轴线方向优化布置研究

王源佑<sup>1</sup>, 陈国良<sup>2</sup>

(1. 金华市轨道交通集团有限公司, 浙江金华 321000;

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, 武汉 430071)

**摘要:** 以某抽蓄电站地下洞室群为依托工程, 针对其在复杂岩体结构与地应力共同控制下的轴线优化选取问题开展讨论。以高效考虑多组岩体结构的多节理本构模型为手段, 开展了洞室轴线的初步与精细优化, 提出了洞室群轴线方向的优化方法, 获取了最优轴线。结果表明: ①两组优势结构面对洞室群开挖响应的影响显著。在优势结构面控制下, 洞室群的变形与塑性区分布模式与量值都有较大差异。在结构面控制下, 洞室群最大变形量值发生在上游边墙; ②对比初拟的 290°、0°、330°三种轴线方向方案, 从变形与塑性区的对比, 可以认为 0°方向与 290°方向较优(其中 0°略优于 290°)。进一步考虑水流方向因素(近 NE 向), 可以认为初拟的 290°左右范围内的洞室轴线选取是合理的; ③在 285°~295°范围内, 轴线方向对洞室开挖的变形、塑性区等指标影响不大, 通过定量对比典型部位变形量值与塑性区体积, 可以认为 285°方向优于 290°方向与 295°方向, 是当前条件下最佳轴线方向。

**关键词:** 地下洞室群; 轴线; 岩体结构; 地应力; 优化设计

**中图分类号:** U456 **文献标识码:** B **文章编号:** 1004-3152(2026)02-0300-07

## 1 引言

地下洞室群的轴线方向布置, 在复杂岩体结构背景下显得尤为重要与复杂。在复杂岩体结构中, 岩体裂隙发育、完整性差, 成为制约地下洞室群稳定性的关键因素。因此, 地下洞室群的轴线方向选择, 必须紧密结合岩体结构的特性, 以确保洞室群的长期稳定。同时, 洞室轴线与主要断裂带的走向、最大主压应力方向的夹角等因素, 也对洞室群的稳定性产生重要影响。此外, 地下洞室群的轴线方向优化布置还需综合考虑洞室间的相对位置、洞室尺寸、洞室形状以及开挖顺序等多种因素。

国内外研究者已开展较多相关研究。戚蓝等<sup>[1]</sup>建议地下厂房长轴线应与最大主应力方向形成较小夹角, 与主要断裂带走向形成较大夹角。宋琨等<sup>[2]</sup>以关键点位移和塑性区面积为评价标准, 确定了地下洞室群的最优轴向。周建民等<sup>[3]</sup>依据节理组权重, 选择节理平均方位角与洞室轴向大角度相交的方向作为洞室轴向。王俊奇等<sup>[4]</sup>发现洞轴与最大水

平地应力平行布置能增强顶底板稳定性, 与最大水平地应力方向大角度相交有利于边墙稳定。倪绍虎等<sup>[5]</sup>研究表明岩层走向与洞室轴线夹角应避免小于 70°。张玉升<sup>[6]</sup>认为洞轴应与最大水平主应力以小角度相交, 与优势结构面走向以大角度相交。Zhang 等<sup>[7]</sup>基于开挖荷载释放系数, 对水电厂房轴向优化进行了研究。李莉等<sup>[8]</sup>采用英格里公式法, 以洞室切向应力为评价指标, 对水电厂房轴向进行优化。王震洲等<sup>[9]</sup>利用三维非线性有限元方法, 以围岩变形和塑性区为指标, 优化厂房轴向。对于块体稳定性为主要控制因素的地下工程, 学者们<sup>[10-13]</sup>基于关键块体理论, 以关键块体的大小、数量和稳定性为指标, 对洞室轴向进行优化。

本文以某抽蓄电站中的地下洞室群为依托工程, 针对其在复杂岩体结构与地应力共同控制下的轴线优化选取问题开展讨论。引入了一种可以高效考虑多组岩体结构的多节理本构模型, 开展了洞室轴线的初步与精细优化, 以围岩开挖响应为评价指标, 提出了洞室群轴线方向的优化方法, 获取了最优轴线结果。

收稿日期: 2025-05-28 修回日期: 2025-06-12

作者简介: 王源佑(1990—), 女, 工程师, 研究方向为工程规划设计管理。

通讯作者: 陈国良(1980—), 男, 高级工程师, 研究方向为岩土工程监测与稳定性。

## 2 工程概况

依托工程为一西部地区抽水蓄能电站,位于西昆仑剥蚀高山区。地下洞室主厂房拟建尺寸  $176\text{ m} \times 28\text{ m}(29.5\text{ m}) \times 56\text{ m}$ (长 $\times$ 宽 $\times$ 高)。厂房洞室上覆岩体厚度  $350 \sim 450\text{ m}$  左右,围岩整体处于微风化,岩性为黑云斜长片麻岩,岩体较为完整。根据地质测绘和钻探揭露,主要发育 4 组结构面,见图 1。其中第①组和②组结构面较为发育,为地下厂房洞室群的主控结构面。

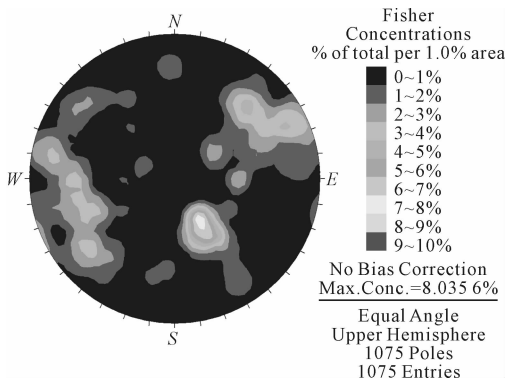


图 1 厂房平洞揭露测绘裂隙统计极差点图  
(等角度图、上半球投影)

①组  $NE40^\circ \sim 70^\circ SE \angle 35^\circ \sim 55^\circ$  最为发育,是区内最发育的裂隙组;

②组  $NW320^\circ \sim 340^\circ NE \angle 75^\circ \sim 80^\circ$ ,是区内次发育的裂隙组陡倾裂隙组;

③组  $NW335^\circ \sim 350^\circ SW \angle 60^\circ \sim 75^\circ$ ;

④组  $NE20^\circ \sim 30^\circ SE(NW) \angle 65^\circ \sim 80^\circ$ 。

## 3 轴线优化问题的提出

根据规范要求与工程经验,对于主厂房的轴线方向,要求在满足洞室埋深和围岩稳定的情况下,轴线方向应与最大主应力水平投影方向呈较小的夹角,并与优势结构面呈较大的夹角,并兼顾水道线路及其他辅助洞室的轴线方向及布置。

本项目中,地应力主应力方向约为  $NE12^\circ$ ,厂房处主控结构面的产状为  $NE60^\circ SE \angle 50^\circ$  和  $NW330^\circ NE \angle 75^\circ$ ,见图 2,因此,无论如何调整洞室群轴线,都无法同时满足上文中的提及的“轴线方向应与最大主应力水平投影方向呈较小的夹角,并与优势结构面呈较大的夹角”的要求。

因此,虽然前期论证中凭借工程经验,大致判断出厂房洞室群轴线的优化布置范围为  $NW285^\circ \sim$

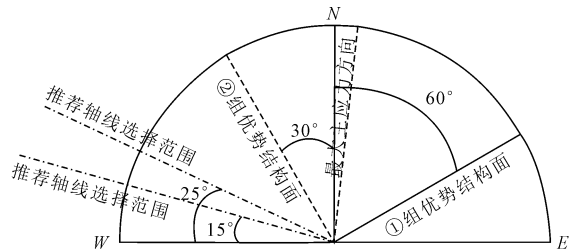


图 2 地下洞室群区域主应力方向及优势结构面走向

$NW295^\circ$ ,但由于地应力场与岩体结构的复杂性,难以定量确定最优轴线方向,需要基于三维数值分析手段,在同时考虑地应力场,赋存岩体结构特征的基础上,开展轴线方向的优化分析工作,定量确定洞群最优轴线方向。

## 4 研究方法

### 4.1 复杂岩体结构的力学特性精细数值表达

数值模拟中,考虑洞室围岩为 III 类,根据地质报告建议值,III 类围岩的经验性参数为, $E = 8\text{ GPa}$ , $\nu = 0.26$ , $c = 0.7\text{ MPa}$ , $f = 0.85$ 。这些材料参数为不单独考虑地下洞室普遍发育的  $NE60^\circ SE \angle 50^\circ$  和  $NW330^\circ NE \angle 75^\circ$  两组主控结构面,而将其作为各向同性的等效连续介质考虑。这样的简化考虑可以一定程度的体现围岩的等效力学性质,但不能正确反应结构面对洞室围岩开挖响应的控制效应。轴线优化的数值分析工作需要岩体结构更精细的考虑。

多数情况下岩石力学中对结构面的考虑方式可以分为两种:一种为直接显式建模,将结构面直接体现在数值模型中,常见的如块体离散元;另一种方式为将结构面的影响效应体现在单元的本构关系中,常见的如横观各向同性弹性模型、遍布节理模型。

在本工程中,但由于两组结构面普遍间距为  $0.3 \sim 0.5\text{ m}$ ,数值模拟中难以直接建立如此密集的结构面,因此难以直接使用块体离散元进行模型。而常见的横观各向同性弹性模型、遍布节理模型,要么仅能考虑弹性(如横观各向同性弹性模型),要么仅能考虑一组结构面(如遍布节理模型),因此对于本工程并不适用。因此,为了可以准确的体现两组结构面对洞室围岩开挖响应的控制效应,使用了一种可以同时考虑岩石基质、多组结构面(包括间距、刚度、强度)的多节理本构模型(COMBA)<sup>[14]</sup>。在该模型中,可以在非各向同性弹塑性基质中考虑多达四个任意产状的弱面(节理面),模型中岩石基

质的柔度矩阵由式(1)决定,而节理面的柔度矩阵由式(2)决定。

$$\{\epsilon^e\} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E} & -\frac{\nu}{E} & -\frac{\nu}{E} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu}{E} & \frac{1}{E} & -\frac{\nu}{E} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu}{E} & -\frac{\nu}{E} & \frac{1}{E} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G} \end{bmatrix} \quad (1)$$

$$\{\epsilon^e\} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{k_i^n S_i} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{k_i^s S_i} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{k_i^s S_i} \end{bmatrix} \{\sigma\} \quad (2)$$

其中,  $E$ 、 $\nu$ 、 $G$  为岩石基质的弹性模量,泊松比,剪切模量,  $k_i^n$ 、 $k_i^s$ 、 $S_i$  为第  $i$  组节理的法向刚度,切向刚度,间距。岩石基质的采用摩尔库伦强度准则,而节理面上的塑性力学行为是库伦滑动准则和拉伸截断的组合,包括式(3)和式(4):

$$f^s = \sqrt{\sigma_3^2 + \sigma_6^2} + \sigma_3 \tan \varphi - c \quad (3)$$

$$f^t = \sigma_3 - \sigma^t \quad (4)$$

式中,  $c$ 、 $\varphi$ 、 $\sigma^t$  分别为结构面的粘聚力、内摩擦角、抗拉强度。

在本例中,通过对于 III 类围岩的经验参数进行估算,并通过试算之后,得到如下多节理模型的参数值:对于岩石基质,模量  $E=30$  GPa,泊松比  $\nu=0.21$ ,  $c=2$  MPa,  $f=1.3$ ;对于 NE60°SE/50°优势结构面,考虑为结构面间距  $S=0.3$  m,法向刚度  $k_n=80$  GPa,切向刚度  $k_s=35$  GPa,  $c=0.2e6$ ,  $f=0.8$ ;对于 NW330°NE/75°优势结构面,考虑为结构面间距  $S=0.5$  m,法向刚度  $k_n=80$  GPa,切向刚度  $k_s=35$  GPa,  $c=0.2e6$ ,  $f=0.8$ 。

#### 4.2 三维数值模型

根据图纸建立的地下厂房洞室群三维数值模型,包含了主要洞室:引水隧洞、厂房、母线洞、主变室等,见图 3。当前分析工作主要突出地质条件对开挖响应影响,因此仅考虑毛洞开挖,未考虑支护结构对变形的控制作用。

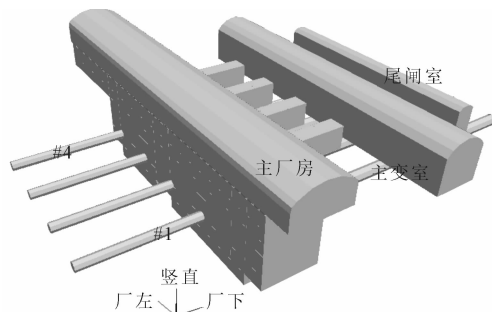


图 3 厂房洞室群三维数值模型

#### 4.3 地应力场

根据工程地质报告:最大水平主应力在 4.65~13.95 MPa 之间,最小水平主应力在 2.72~9.31 MPa 之间,最大水平主应力方向介于 NW347°~NE12°。分析中取用地应力场为最大主应力 8 MPa,中间主应力 6.5 MPa,最小主应力 5 MPa,最大主应力方向 NE12°。

### 5 洞室围岩开挖响应

为了体现结构面对洞室群开挖变形的影响程度,洞室群轴线暂按照 290°考虑,计算中对比了考虑结构面、不考虑结构面两种情况,用以说明两组优势结构面的存在对洞室围岩稳定性的重要影响机制,以及采用多节理模型的必要性。

图 4、图 5 给出了是否考虑两组优势结构面,对洞室群开挖变形响应的影响。可见,当采用各向同性模型时,洞室群变形较为对称均匀。而当考虑了优势结构面时,洞室群变形趋势受到结构面产状控制,变形云图呈现不对称特征。第一组优势结构面与厂房轴线夹角较小,在厂房上游边墙呈反倾,下游边墙为顺倾,导致厂房上游边墙上部倾倒变形趋势明显,变形量值明显大于下游边墙。在结构面控制下,洞室群最大变形量值发生在上游边墙,量值约为 14 cm 左右,下游边墙最大变形量值约为 13 cm 左右;主变室由于尺寸较小,最大变形量值仅 5 cm 左右,尾闸室最大变形量值约为 8 cm。

图 6 给出了典型剖面下洞室群塑性区示意图。由于优势结构面控制,围岩不同部位的塑性区也有所不同。由于厂房尺寸最大,重要性最高,开挖变形量值最大,后续工作中重点讨论厂房洞室。

### 6 基于围岩开挖响应的轴线方向初步优化

为了初步对比轴线方向,论证当前初拟的 285°

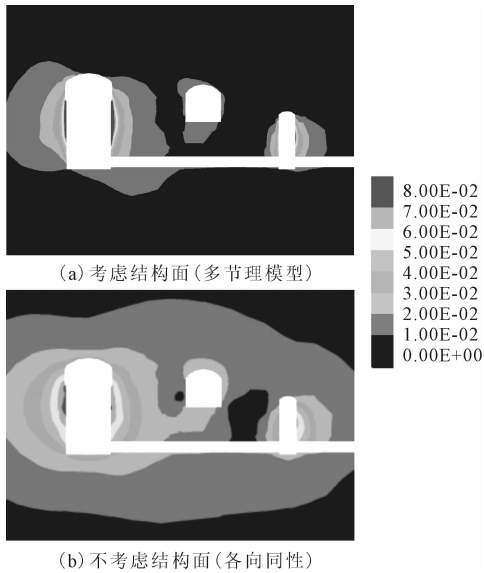


图 4 3#机组横剖面开挖变形云图

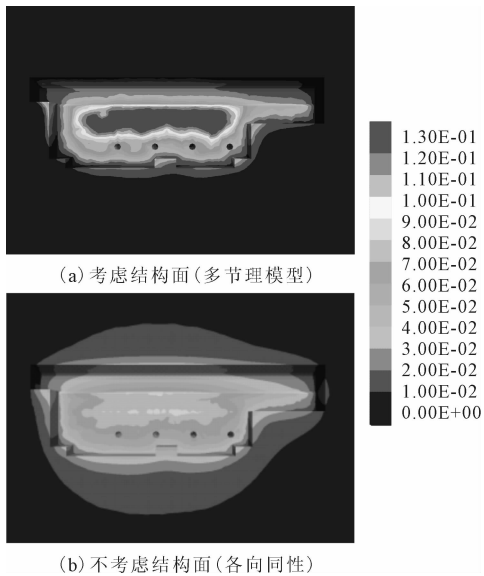


图 5 厂房上游边墙开挖变形云图

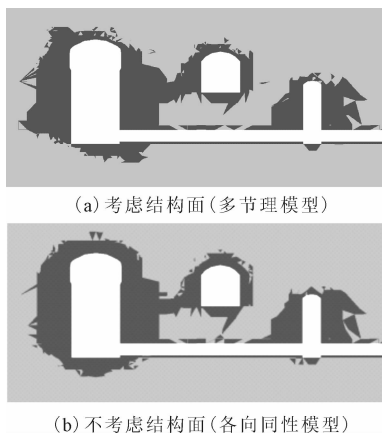


图 6 3#机组横剖面塑性区图

图 7、图 8 对比了不同厂房轴线方向下洞室群开挖变形响应特点。可见,地应力方向、结构面产状、洞室轴线三者共同控制了洞室群开挖变形响应。对比云图可以看到,从变形角度定性分析,厂房轴线 0°方案开挖变形量值略小,290°方案次之,330°方案开挖变形量值最大。

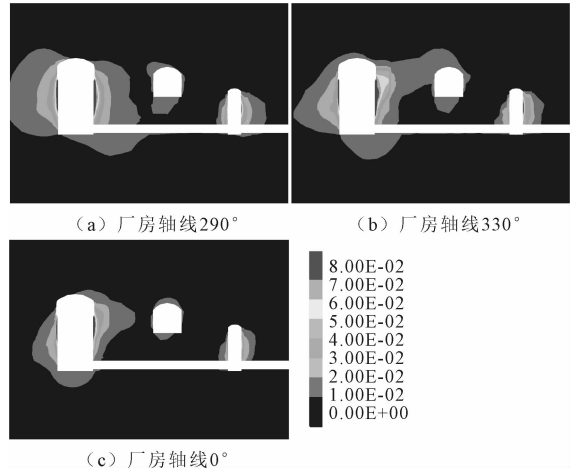


图 7 3#机组横剖面开挖变形云图

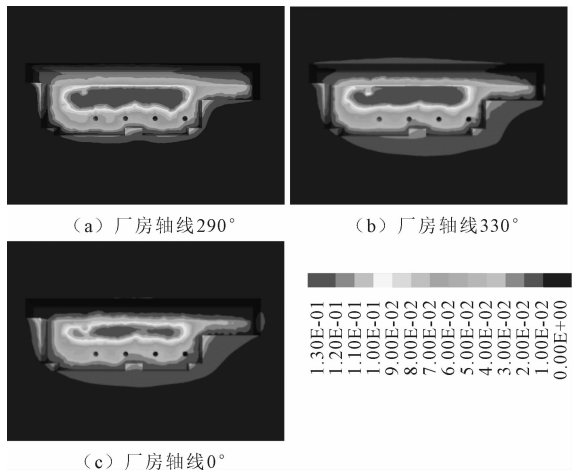


图 8 厂房上游边墙开挖变形云图

图 9 给出了洞室群岩锚梁部位变形的精细对比,可见轴线方向对岩锚梁部位的变形量值影响显著,330°方案相比 0°方案变形量值大约 5 cm。因此,从开挖变形角度而言,0°方案优于 290°方案,优于 330°方案。

图 10 对比了不同厂房轴线方向下洞室群开挖塑性区。可见,由于地应力方向、结构面产状与洞室轴线的关系,显著影响了洞室群塑性区分布。对比塑性区图可以看到,从塑性区角度定性分析,厂房轴线 290°方案最优,0°方案次之,330°方案塑性区最明显。塑性区体积定量对比可见图 11,从塑性区体积而言,厂房轴线 0°方案略优于 290°方案,优于 330°方案。

~295°轴线范围的合理性,对比了 290°、330°、0°三种轴线方向的开挖响应。

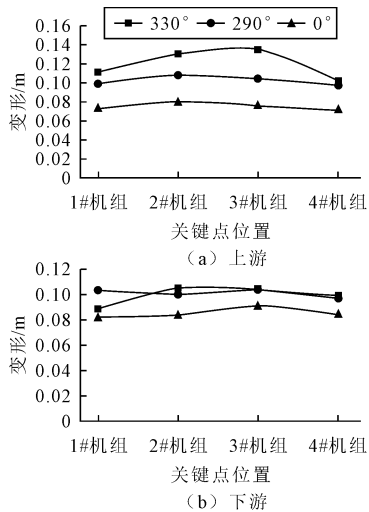


图 9 各机组剖面岩锚梁高程开挖变形量值对比

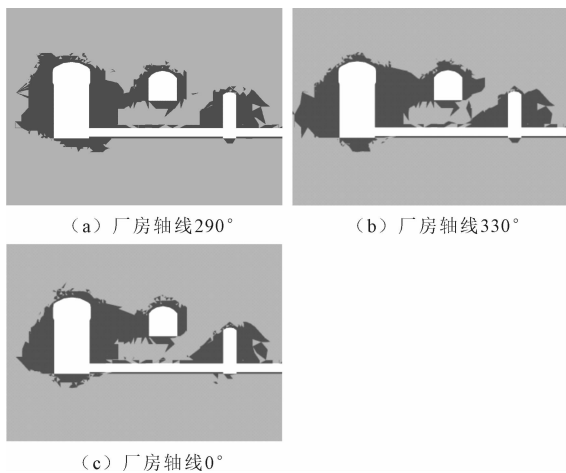


图 10 3#机组横剖面塑性区图

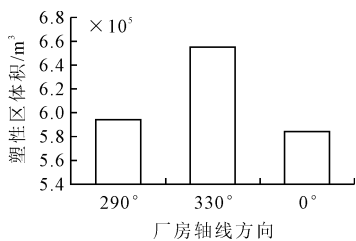


图 11 不同轴线方案开挖塑性区体积对比

分析得到以下认识:

290°轴线方向主要优点为,保证了与两组结构面都具有较大角度交切关系;主要缺点为,与地应力最大主应力方向近垂直相交。

330°轴线方向主要优点为,与最为发育的第一组优势结构面垂直相交,与地应力最大主应力方向夹角较小;但主要缺点为,与第二组优势结构面走向平行。

0°轴线方向主要优点为,与地应力最大主应力方向近平行,并保证了与两组结构面都具有较大角

度交切关系。

通过变形与塑性区的对比,可以认为 0°方向与 290°方向较优,330°方向下,洞室群开挖变形量值与塑性区体积均较大。

对比 0°与 290°方向,进一步考虑水流方向因素(近 NE 向),因此可以认为目前初拟的 290°左右范围内的轴线选取是合理的。

### 7 基于围岩开挖响应的轴线方向精细优化

上节对比了 0°、290°、330°三个角度的优劣性。为了在 290°左右范围内更加科学、精确的选取洞室轴线方向,此处将进一步对比 285°、290°、295°条件下洞室群围岩开挖响应。

图 12、图 13 对比了不同厂房轴线方向下洞室群开挖变形响应特点。各方案开挖变形的模式、量值均较为接近,区别不大。进一步对比了岩锚梁部位的变形量,见图 14,可见从量值而言,295°方向 > 290°方向 > 285°方向。

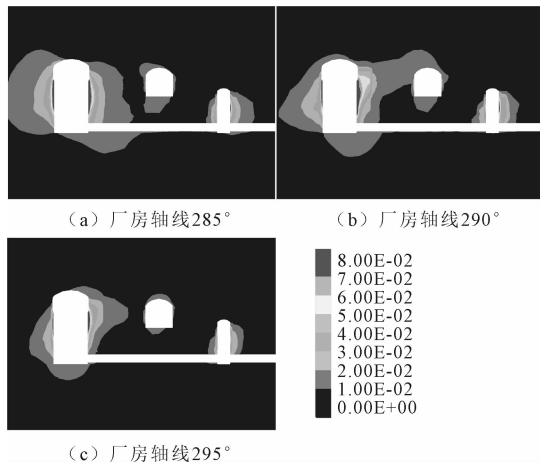


图 12 3#机组横剖面开挖变形云图

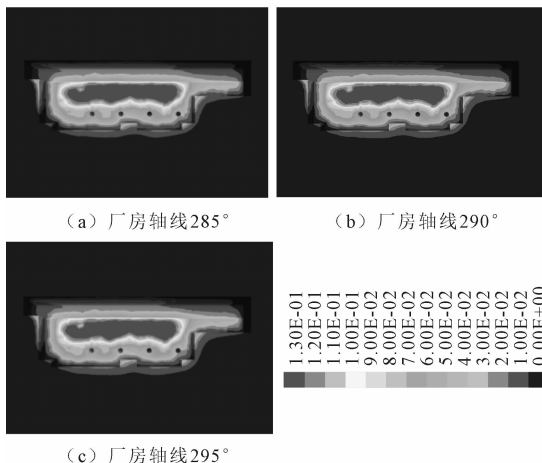


图 13 厂房上游边墙开挖变形云图

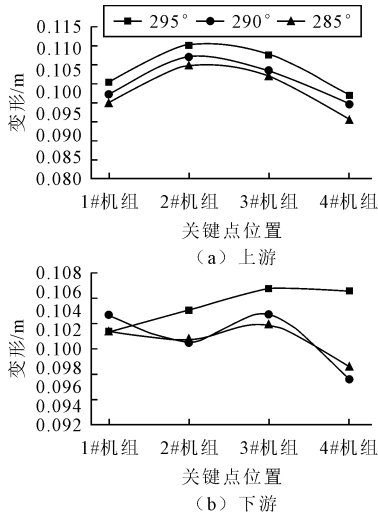


图 14 各机组剖面岩锚梁高程开挖变形量值对比

图 15 对比了不同厂房轴线方向下洞室群开挖塑性区。各方案开挖变形的塑性区分布形式、最大深度均较为接近,区别不大。进一步对比了塑性区体积数值,见图 16,从塑性区体积而言,295°方向 > 290°方向 > 285°方向。

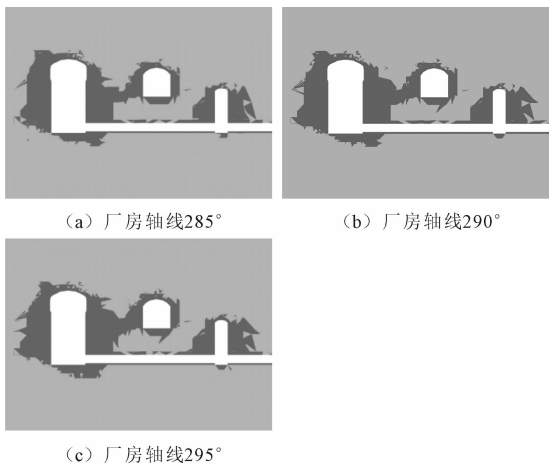


图 15 3#机组横剖面塑性区图

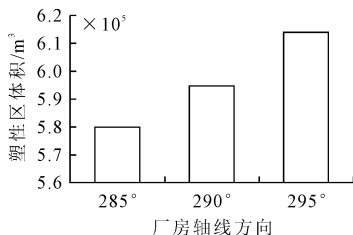


图 16 不同轴线方案开挖塑性区体积对比

在 285°~295°范围内,轴线方向对洞室开挖的变形、塑性区等指标影响不大,各个方向下洞室群的变形分布模式、量值接近,塑性区分布模式、塑性区最大深度也较为接近。

通过定量对比典型部位变形量值与塑性区体积,可以认为 285°方向优于 290°方向,更优于 295°

方向。

## 8 结论

(1) NE60°SE∠50°和 NW330°NE∠75°两组优势结构面对洞室群开挖响应的影响显著。在优势结构面控制下,洞室群的变形与塑性区分布模式与量值都有较大差异。在结构面控制下,洞室群(毛洞)最大变形量值发生在上游边墙,量值约为 14 cm,下游边墙最大变形量值约为 13 cm;主变室由于尺寸较小,最大变形量值仅 5 cm 左右,尾闸室最大变形量值约为 8 cm。

(2) 对比初拟的 290°、0°、330°三种轴线方向方案,从变形与塑性区的对比,可以认为 0°方向与 290°方向较优(其中 0°略优于 290°),330°方向下,洞室群开挖变形量值与塑性区体积均较大。进一步考虑水流方向因素(近 NE 向),可以认为中 290°左右范围内的洞室轴线选取是较为合理的。

(3) 在 285°~295°范围内,轴线方向对洞室开挖的变形、塑性区等指标影响不大,各个方向下洞室群的变形分布模式、量值接近,塑性区分布模式、最大深度也较为接近。通过定量对比典型部位变形量值与塑性区体积,可以认为 285°方向优于 290°方向,优于 295°方向,是当前条件下最佳轴线方向。

## 参 考 文 献

- [1] 戚 蓝,马启超. 在地应力场分析的基础上探讨地下洞室长轴向选取和围岩稳定性[J]. 岩石力学与工程学报, 2000, 19(增 1): 1120-1123.
- [2] 宋 琨,晏鄂川,杨 举,等. 基于正交设计的地下水封洞库群优化[J]. 岩土力学, 2011, 32(11): 3503-3507.
- [3] 周建民,金丰年,王 斌,等. 不同破裂面条件下洞室轴线走向的计算方法[J]. 地下空间与工程学报, 2005, 1(3): 367-369.
- [4] 王俊奇,颜月霞. 地应力对洞室轴线布置影响的二维数值分析[J]. 长江科学院院报, 2009, 26(7): 33-39.
- [5] 倪绍虎,肖 明,邹红英. 岩层走向对地下洞室围岩稳定的影响[J]. 武汉大学学报(工学版), 2008, 41(3): 47-51.
- [6] 张玉升. 黄岛地下水封洞库洞室群合理主轴线方位探讨[J]. 勘察科学技术, 2011(4): 43-45.
- [7] ZHANG Y, XIAO M, TANG F. Numerical Analysis on Proper Arrangement of Axis Azimuth of Deep Underground Cavern Groups[J]. Engineering Journal of Wuhan University, 2009, 42(3): 331-335.
- [8] 李 莉,何江达,余 挺,等. 关于地下厂房纵轴线方位的优化设计[J]. 四川大学学报(工程科学版), 2003, 35(3): 34-37.
- [9] 王震洲,侯东奇,曾海燕,等. 两河口地下厂房轴线方位选择与围岩稳定分析[J]. 地下空间与工程学报, 2016, 12(1): 227-

235.

- [10] 张子新,孙 钧. 块体理论赤平解析法及其在洞室稳定分析中的应用[J]. 岩石力学与工程学报,2002,21(12):1756-1760.
- [11] 邵冠慧,李晓昭,赵晓豹,等. 基于块体理论安全系数的隧道优化设计[J]. 工程地质学报,2010,18(4):581-585.
- [12] 杨文军,洪宝宁,孙少锐,等. 基于块体理论进行隧道轴线走向优化的研究[J]. 公路交通科技,2010,27(7):88-93.
- [13] 刘 彬,高正夏. 惠州抽水蓄能电站输水隧洞洞轴线走向优化研究[J]. 勘察科学技术,2012(3):6-8.
- [14] Meng G. T. , Detournay C. , Cundall P. Formulation and Application of a Constitutive Model for Multijointed Material to Rock Mass Engineering. International Journal of Geomechanics[J]. 2020,20(6):04020044.

## Optimization of Axis Direction of Underground Caverns under the Control of Complex Rock Mass Structure

WANG Yuanyou<sup>1</sup>, CHEN Guoliang<sup>2</sup>

(1. Jinhua Rail Transit Group Co. Ltd. , Jinhua 321000;

2. State Key Laboratory for Geomechanics and Geotechnical Engineering,

Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071)

**Abstract** The axial arrangement of underground caverns is crucial and complicated in complex rock structures. This article explores the optimization selection of underground caverns axis in a pumped storage power station influenced by complex rock structures and geo-stresses. By employing a multi joint constitutive model for efficient consideration of multiple rock mass structures, preliminary and refined optimization of the cavern axis were conducted. The excavation response of surrounding rock is presented as the evaluation index, an optimization method for tunnel group axis direction was proposed. Results show that two dominant structural faces significantly affect the cavern group's excavation response. Under advantageous structural planes control, differences exist in the caverns' deformation and plastic zone distribution patterns and quantities. Under structural planes control, the cavern group's maximum deformation occurs on the upstream side wall. Comparing the proposed 290°, 0°, and 330° axis directions, 0° is better than 290° based on deformation and plastic zone. Considering the near NE direction of water flow, current 290° axis is reasonable. Within 285°-295°, axial direction has little impact on cavity excavation deformation and plastic zone. Quantitative comparison indicates the 285° direction is optimal under current conditions. This study offers references for similar project construction and research.

**Key words** Underground Caverns; Axis Direction; Rock Mass Structure; In Situ Stress; Optimal Design

# 新建公路跨线桥施工对既有高铁路基影响及稳定性分析

黄 鑫

(中土集团福州勘察设计研究院有限公司,福州 350013)

**摘 要:** 新建公路跨线桥的施工会对临近既有高铁路基产生较大的附加水平应力和位移,进而影响高铁的运营安全。以京台通道支线闽侯至平潭高速公路工程上跨杭深线路基段为例,运用有限元软件 Midas GTS NX 建立跨线桥桥墩与既有高铁路路路基的三维数值计算模型,跨线桥桥墩基坑支护施工及开挖前后对既有高铁路路基影响的二维数值计算模型,进行桥梁施工阶段的数值分析,运用理正边坡分析软件分析跨线桥桥墩基坑支护施工对既有高铁路路基边坡的稳定性影响,评估新建公路跨线桥施工对高铁路路基的影响。分析结果表明,新建跨线桥的施工对临近既有高铁路路基的影响可控,各项位移变形值均符合规范的要求。

**关键词:** 公路工程;跨线桥;上跨施工;铁路路基;数值分析

**中图分类号:** TU433 **文献标识码:** B **文章编号:** 1004-3152(2026)02-0307-06

## 1 引言

近年来,伴随我国各区域发展战略的深入实施,铁路及公路交通网的日益完善,高速公路、市政道路及管道等上跨或下穿临近既有铁路的情况也愈来愈常见。新建公路桥梁(主要是跨线桥)桩基的施工及基坑支护的施工与开挖会改变桩周地基土的应力和变形状态,产生附加变形,从而对临近既有高铁路基产生过大的位移变形<sup>[1-8]</sup>。跨线桥施工建设产生的附加沉降,叠加既有高铁路基已有的工后沉降,其总和可能超过高速铁路允许的工后沉降限值。同时,跨线桥施工建设引起的附加水平应力和位移,也会危及既有高速铁路路基及路堤或路堑边坡的稳定性,最终导致铁路路基失稳,轨道设备损坏、维护成本增加,严重者甚至影响铁路的正常运营<sup>[9-11]</sup>。

以京台通道支线闽侯至平潭高速公路工程上跨杭深线路基段为例,运用 Midas GTS NX 及理正边坡分析软件对本项目进行数值建模分析,从而完成对转体跨线桥上跨高速铁路路基的安全评估。

## 2 工程概况

### 2.1 拟建项目概况

京台通道支线闽侯至平潭高速公路工程,起点位于福州市仓山区盖山镇天水村附近,终点位于福清市阳下街道后坂村附近,采用双向八车道或者双向六车道。双向八车道设计速度为  $80 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$ ,双向六车道设计速度为  $120 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$ 。拟建公路跨线桥(下坂特大桥)左幅于杭深线里程  $K905+724$  位置上跨杭深线路基段,公路跨线桥右幅于杭深线里程  $K905+741$  位置上跨杭深线路基段,交角均为  $73^\circ$ ,设计范围内公路桥梁总长为 260 m。全线采用分离式桥梁,分左幅和右幅,左幅桥梁孔跨布置为:(40+40)m 连续箱梁(引桥)+(2-90)m 转体 T 构(主桥);右幅桥梁孔跨布置为:(2-90)m 转体 T 构(主桥)+(40+40)m 连续箱梁(引桥),跨铁路联采用连续现浇转体 T 构,引桥部分采用连续箱梁或者简支箱梁。其中左幅 Z3 号与 Z4 号桥墩,右幅 Y1 号与 Y2 号桥墩的桩基均采用钻孔灌注桩,桩长均为 35 m;Z3 号桥墩与 Y2 号桥墩桩基的桩径为 2 m,Z4 号桥墩与 Y1 号桥墩桩基的桩径为 1.8 m。

## 2.2 拟建项目与杭深铁路的位置关系

拟建公路跨线桥左幅于杭深线里程 K905+724 位置上跨杭深线路基段,公路跨线桥右幅于杭深线里程 K905+741 位置上跨杭深线路基段,交角均为  $73^\circ$ ,其中下坂特大桥 Y1 号桥墩距铁路中线的距离为 24.25 m, Y2 号桥墩距铁路中线的距离为 37.03 m, Z3 号桥墩距铁路中线的距离为 22.84 m, Z4 号桥墩距铁路中线的距离为 38.40 m, 全线采用分离式桥梁,分左幅和右幅,相交处左幅中心里程为 K31+886,桥下净空为 14.16 m,右幅中心里程为 K31+856,桥下净空为 13.00 m。

下坂特大桥 Y1 号桥墩承台距铁路栅栏的距离为 4.99 m, Y2 号桥墩承台距铁路栅栏的距离为 13.43 m, Z3 号桥墩承台距铁路栅栏的距离为 3.64 m, Z4 号桥墩承台距铁路栅栏的距离为 14.88 m。Y1 号桥墩与 Z4 号桥墩开挖形成的基坑采用围护桩进行支护,靠近线路侧的基坑围护桩桩长 18 m,桩径 1.6 m,桩间距 1.8 m,其他位置的基坑围护桩桩长 18 m,桩径 1.2 m,桩间距 1.45 m,基坑围护桩采用 C35 钢筋混凝土灌注而成。拟建项目与既有高速铁路杭深线平面位置关系见图 1。

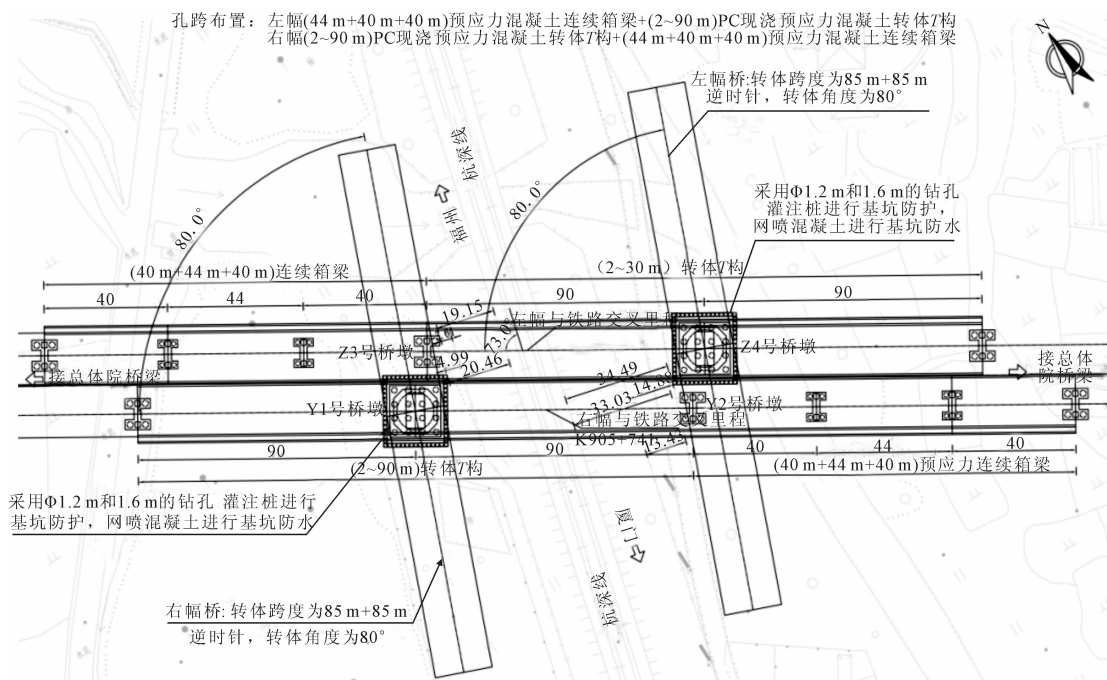


图 1 拟建项目与杭深铁路平面位置关系图

## 3 工程地质条件

拟建项目场地为山间冲洪积平原地貌,地形较平坦,地面标高 30~50 m。该地区属亚热带季风气候,暖热湿润。本线路区域上位于长乐-南澳北东向断裂构造带内。区域上主要出露侏罗系火山岩、火山-沉积岩,燕山晚期侵入岩、以及第四系的松散堆积物。拟建场地在第四系全新统( $Q_4$ )以来均处于相对稳定状态,对场地的稳定性不会造成直接的影

响。拟建线路沿线地层岩性较为复杂。根据福建省交通规划设计院提供的《下坂特大桥工程地质评价综合图表》从上而下地层分别为:(1)卵石,杂色,饱和,中密,厚 6.5 m;(2)砂土状强风化凝灰熔岩,灰黄色,凝灰质结构,厚 0.6 m;(3)碎块状强风化凝灰熔岩,灰黄色,凝灰质结构,块状构造,厚 6.2 m,及(4)中风化凝灰熔岩,青灰色,凝灰质结构,块状构造,厚度  $>20$  m。各岩土层的主要物理力学参数建议值见表 1。

表 1 各岩土层主要物理力学参数建议值

岩土层名称及编号	重度 $\gamma/kN \cdot m^{-3}$	直剪快剪		压缩模量 $E_{s1-2}/MPa$	地基承载力基本容许值 $\sigma_0/kPa$	钻孔灌注桩桩侧土的摩阻力标准值 $q_{sik}/kPa$
		粘聚力 $c_q/kPa$	内摩擦角 $\varphi_q/(^\circ)$			
(1)卵石	22	5	35	20*	280	70
(2)砂土状强风化凝灰熔岩	20	32	30	16*	450	75
(3)碎块状强风化凝灰熔岩	20.5	45	38	35*	700	120
(4)中风化凝灰熔岩	21	50	40	/	1 800	/

## 4 新建跨线桥施工建设对既有铁路的影响分析

### 4.1 新建跨线桥桥梁工程建设对铁路路基影响分析

采用 Midas GTS NX 有限元软件进行数值建模分析,土体本构模型采用摩尔-库伦模型,土体采用 3D 实体单元模拟,公路桥(下坂特大桥)桥墩的桩基和桩界面(截面尺寸厚度 1 m)采用 1D 梁单元模拟。其中列车荷载取  $54.1 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$ ,分布宽度取 8 m;根据桥梁专业提供的资料,下坂特大桥 Z4 号与 Y1 号桥墩的荷载为 108 000 kN,Z3 号与 Y2 号桥墩的荷载为 5 133 kN。

表 2 各土层材料参数 1

岩土名称及编号	材料特性	重度 $\gamma$ / $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	直接剪切		弹性模量 $E/\text{MPa}$	泊松比
			粘聚力 $c/\text{kPa}$	内摩擦角 $\varphi/(\text{°})$		
(1)卵石	各向同性	22	5	35	15	0.33
(2)砂土状强风化凝灰熔岩	各向同性	20	32	30	24	0.33
(3)碎块状强风化凝灰熔岩	各向同性	20.5	45	38	45	0.3
(4)中风化凝灰熔岩	各向同性	21	50	40	30000	0.2

表 3 结构材料参数 1

名称	材料特性	剪切刚度/ $\text{kPa}$	法向刚度/ $\text{kPa}$
桩-土相互作用	界面和桩	200 000	2 000 000

表 4 结构材料参数 2

名称	材料特性	弹性模量 / $\text{MPa}$	泊松比	模型类型	重度 / $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$
桥墩、承台及桩基	各向同性(混凝土)	31 500	0.2	弹性	25

本构模型主要计算公路跨线桥的桥墩在施工阶段对既有杭深铁路路基产生的影响,模型的主要计算步骤依次为:地应力平衡阶段→铁路路基建成阶段→位移清零→公路桥成桥阶段。数值模型见图 2。

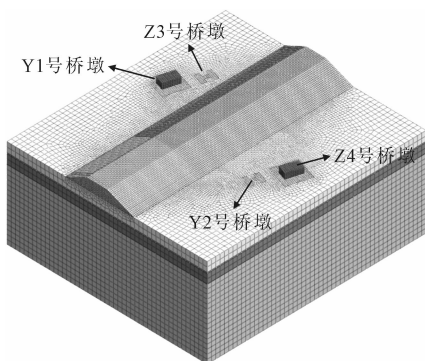


图 2 既有杭深线铁路路基与下坂特大桥整体模型

数值模型计算结果见图 3 和图 4。

根据模型计算结果,下坂特大桥建设完成后对杭深线铁路路基产生的最大水平位移为 0.04 mm,最大竖向位移为 0.01 mm,以上位移值均在 +3~

根据工程地质勘察结果,场地内未见地下水,可知地下水对数值分析的影响较小,因此本次模拟不考虑地下水影响。模型边界条件设置如下:左右两侧约束水平方向的位移,底部完全固定,顶部为自由边界。

桥墩和承台在承受荷载时,始终保持弹性变形状态,不发生塑性或永久性变形。在有限元模型中,为了更真实地再现桩体与周围土体之间的相互作用,需要在桩身与土体接触面之间设置专门的接触单元<sup>[12]</sup>,设定桩土滑移的临界条件<sup>[13-14]</sup>。数值模型各单元采用的参数见表 2~表 4。本模型仅考虑公路桥成桥阶段对既有杭深铁路路基产生的影响。

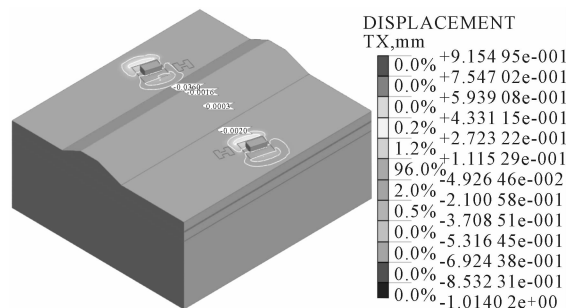


图 3 既有杭深线铁路路基水平位移云图

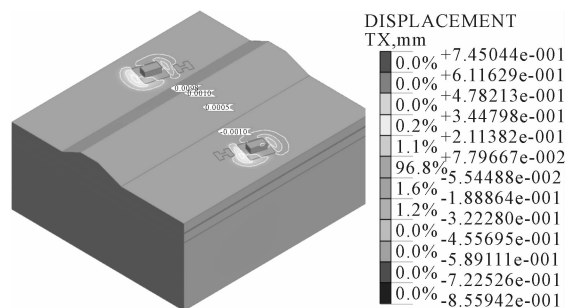


图 4 既有杭深线铁路路基竖向位移云图

—3 mm 范围内,满足《邻近铁路营业线施工安全监测技术规程》<sup>[15]</sup>中关于铁路路基位移变形的要求。

### 4.2 新建跨线桥桥墩基坑支护施工及开挖对铁路路基的影响分析

采用 Midas GTS 进行数值模拟,土体本构模型采用摩尔-库伦模型,土体采用 2D 平面应变单元模拟,基坑围护桩采用 1D 梁单元模拟;其中列车荷载取  $54.1 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$ ,分布宽度为 14 m。

因桥墩修建而开挖形成的基坑最大开挖深度为 7 m,邻近杭深铁路段采用围护桩进行桥墩基坑的支护,其中靠近线路侧的基坑围护桩桩长 18 m,桩径 1.6 m,桩间距 1.8 m,其他位置的基坑围护桩桩长 18 m,桩径 1.2 m,桩间距 1.45 m。本次选取邻近杭深铁路最不利的 Y1 号桥墩(距离较近且施工难度较大)基坑支护施工及开挖过程进行模拟分析。见图 5。

根据工程地质勘察结果,场地内未见地下水,可知地下水对数值分析的影响较小,因此本次模拟不考虑地下水影响。模型边界条件设置如下:左右两

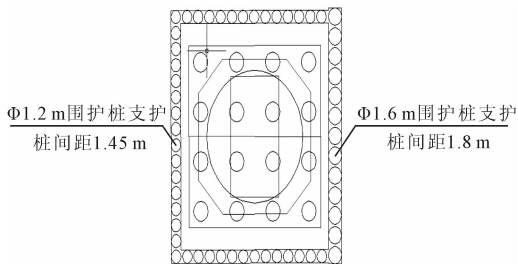


图 5 桥墩围护桩布置图

侧约束水平方向的位移,底部完全固定,顶部为自由边界。计算模型采用的参数见表 5、表 6。

表 5 各土层材料参数 2

岩土名称及编号	材料特性	重度 $\gamma$ /kN·m <sup>-3</sup>	直接剪切		弹性模量 E/MPa	泊松比
			粘聚力 $c$ /kPa	内摩擦角 $\varphi$ (°)		
(1)卵石	各向同性	22	5	35	15	0.33
(2)砂土状强风化凝灰熔岩	各向同性	20	32	30	24	0.33
(3)碎块状强风化凝灰熔岩	各向同性	20.5	45	38	45	0.3
(4)中风化凝灰熔岩	各向同性	21	50	40	30000	0.2

表 6 围护桩材料参数

名称	材料特性	弹性模量 /MPa	泊松比	模型类型	重度 /kN·m <sup>-3</sup>
围护桩	各向同性 (混凝土)	31 500	0.2	弹性	25

主要计算下坂特大桥 Y1 号桥墩基坑支护施工及开挖时对杭深铁路的影响,模型的主要计算步骤依次为:地应力平衡阶段→基坑围护桩的施工→开挖基坑地层的第一层→开挖基坑地层的第二层→开挖基坑地层的第三层→开挖基坑地层的第四层。基坑开挖前后的数值模型见图 6 及图 7。

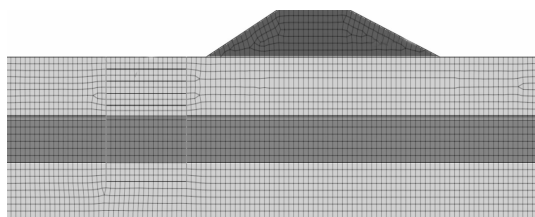


图 6 基坑开挖前的模型

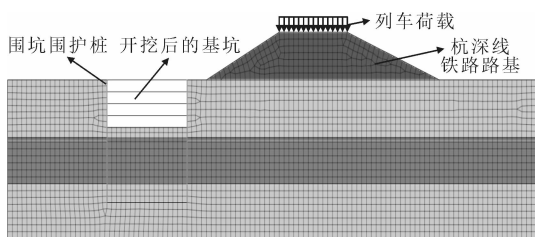


图 7 基坑开挖后的模型

数值模型分析结果见图 8 和图 9。

根据模型计算结果,下坂特大桥 Y1 号桥墩基坑支护施工及开挖时对杭深线铁路路基产生的最大

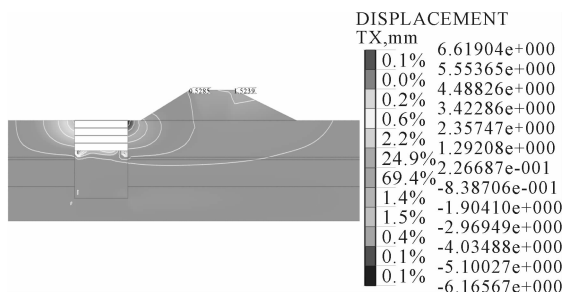


图 8 既有杭深线铁路路基水平位移云图

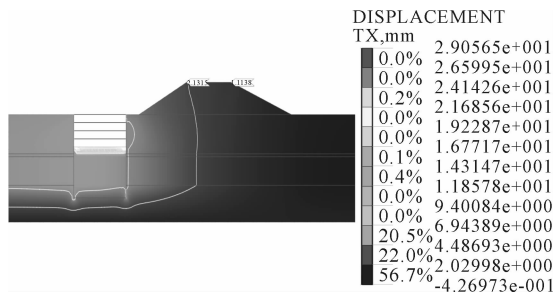


图 9 既有杭深线铁路路基竖向位移云图

水平位移为 1.52 mm < 3 mm,最大竖向位移为 2.13 mm < 3 mm,以上位移值均在 +3 ~ -3 mm 范围内,满足《邻近铁路营业线施工安全监测技术规范》中关于铁路路基位移变形的要求。

#### 4.3 新建跨线桥桥墩基坑支护施工及开挖对铁路路基边坡稳定性的影响

因桥墩基坑而开挖形成的基坑最大开挖深度为 7 m,邻近杭深铁路段采用围护桩进行桥墩基坑的支护,其中靠近线路侧的基坑围护桩桩长 18 m,桩径 1.6 m,桩间距 1.8 m,其他位置的基坑围护桩桩长 18 m,桩径 1.2 m,桩间距 1.45 m。围护桩的布

置形式见图 10。本次选取邻近杭深铁路最不利的 Y1 号桥墩(距离较近且施工难度较大)基坑支护施工及开挖时对路基边坡稳定性进行计算分析。

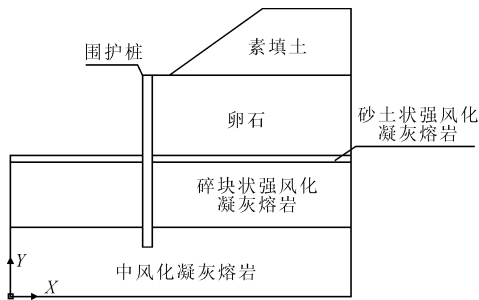


图 10 评估断面

本次评估基于理正边坡分析软件,采用瑞典条分法进行稳定性分析,以此评价下坂特大桥 Y1 号桥墩基坑支护施工及开挖时对杭深线铁路路基边坡稳定性的影响。

一般工况模拟结果见图 11、图 12。

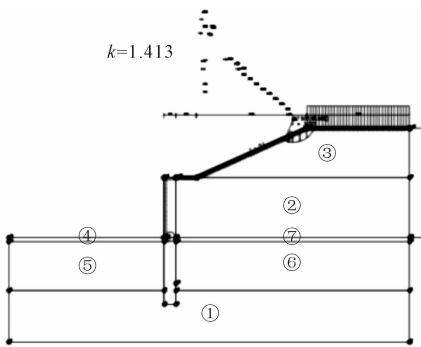


图 11 一般工况下评估评估断面的分析结果

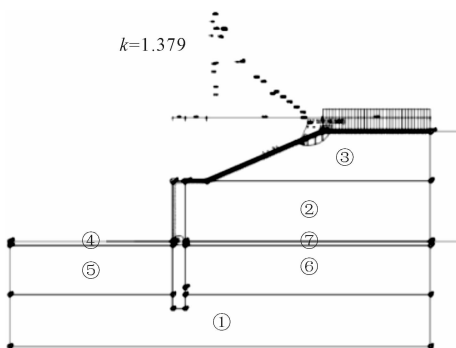


图 12 地震工况下评估评估断面的分析结果

经验算,在一般工况下,在下坂特大桥 Y1 号桥墩基坑支护施工及开挖过程中铁路路基边坡的安全系数为  $K = 1.413 > 1.25$ ,满足《高速铁路设计规范》(TB10621-2014)<sup>[16]</sup>第 6.4.3 条的规定。

经验算,在地震工况下,在下坂特大桥 Y1 号桥墩基坑支护施工及开挖过程中铁路路基边坡的安全系数为  $K = 1.379 > 1.10$ ,也满足《高速铁路设计规范》(TB10621-2014)<sup>[16]</sup>第 6.4.3 条的规定。

## 5 结论

本文以京台通道支线闽侯至平潭高速公路工程上跨杭深线路基段为例,运用 Midas GTS NX 及理正边坡分析软件对本项目进行数值建模分析,得到以下结论:

(1)下坂特大桥建设完成后对杭深线铁路路基产生的最大水平位移为 0.04 mm,最大竖向位移为 0.01 mm,以上位移值均在 +3~-3 mm 范围内,满足《邻近铁路营业线施工安全监测技术规程》中关于铁路路基位移变形的要求,即公路桥在建设完成并通车运营对临近既有杭深线路基的影响可忽略不计。

(2)根据模型计算结果,下坂特大桥 Y1 号桥墩基坑支护施工及开挖时对杭深线铁路路基产生的最大水平位移为 1.52 mm,最大竖向位移为 2.13 mm,以上位移值均在 +3~-3 mm 范围内,满足《邻近铁路营业线施工安全监测技术规程》中关于铁路路基位移变形的要求,可知下坂特大桥 Y1 号桥墩基坑支护施工及开挖期间,临近既有杭深线铁路路基处于稳定状态,其正常运营不受影响。

(3)根据理正边坡分析软件检算结果,在一般及地震工况下,下坂特大桥 Y1 号桥墩基坑支护施工及开挖过程中,铁路路基边坡的安全系数均满足《高速铁路设计规范》(TB10621-2014)的规定,因此,下坂特大桥 Y1 号桥墩基坑支护施工及开挖过程杭深线铁路路基边坡处于稳定状态。

## 参 考 文 献

- [1] 杨 菲. 桩板及空心板梁桥结构下穿软土区高铁桥梁的数值模拟研究[J]. 公路, 2017, 62(11): 73-79.
- [2] 罗裕明. 上跨式公路桥钻孔桩施工时铁路线路的加固方法[J]. 路基工程, 2003, 1(1): 10-11.
- [3] 李发达, 凌贤长, 苏 雷, 等. 新建桥梁桩基对既有桥梁桩基影响的数值分析[J]. 土工基础, 2020, 34(2): 171-175.
- [4] 乔永立. 地铁下穿既有桥梁桩基沉降分析研究[J]. 土工基础, 2022, 36(1): 61-64.
- [5] 黄 鑫. 新建公路桩板结构下穿高速铁路桥梁影响分析[J]. 路基工程, 2024, 1(1): 138-143.
- [6] 马燕敏. 新建转体 T 构上跨桥施工对既有铁路路基安全影响分析[J]. 全面腐蚀控制, 2024, 38(6): 106-109.
- [7] 胡钟予, 刘国买, 姚志雄, 等. 软土深基坑施工对近接铁路桥变形影响分析[J]. 福建理工大学学报, 2023, 21(6): 523-530.
- [8] 韩学芳. 上跨桥对铁路安全的影响及对策[J]. 上海铁道科技, 2012, 1(4): 21-22.

- [9] 王子灵,付力强.公路上跨桥梁桩基对原有路基力学影响分析[J].公路交通科技(应用技术版),2010,6(4):141-143.
- [10] 肖 东.邻近(连接)桥梁桩基础与高铁路基耦合变形研究[D].西南交通大学,2019.
- [11] 辛 建.新建铁路路基下穿既有公路桥梁安全影响分析[J].土工基础,2023,37(2):197-200.
- [12] 张 彬,任 龙,刘 欣.桩土接触面切向刚度数据拟合[J].辽宁工程技术大学学报(自然科学版),2016,36(5):498-503.
- [13] 雷晓燕.三维接触问题新模型研究[J].土木工程学报,1996,1(3):24-33.
- [14] Caffio JA, Forces A, Paris F. An incremental procedure for three-dimensional contact problems with friction[J]. Composite Structures, 1994,1(2):201-215.
- [15] 国家铁路局.邻近铁路营业线施工安全监测技术规程(TB 10314-2021)[S].2021.
- [16] 国家铁路局.高速铁路设计规范(TB 10621-2014)[S].2014.

## Impact and Stability Analysis of New Highway Overpass Bridge Construction on Existing High-Speed Railway Embankment

HUANG Xin

(Fuzhou Survey and Design Institute Co. Ltd., China Civil Engineering Construction Co. Ltd., Fuzhou 350013)

**Abstract** The construction of a new highway overpass bridge imposes significant additional horizontal stresses and displacements on adjacent existing high-speed railway embankments, potentially affecting operational safety. This study evaluates the impact using the Minhou-Pingtang Expressway project crossing the Hangzhou-Shenzhen Line as a case study. Three-dimensional finite element models (Midas GTS NX) simulated bridge piers and railway embankments, while two-dimensional models analyzed deep excavation and support effects. Lizheng Slope software additionally assessed slope stability. Comprehensive analysis confirms the construction impact on the high-speed railway subgrade is controllable, with all displacement and deformation values meeting regulatory requirements.

**Key words** Highway Engineering; Overpass Bridge; Cross-Over Construction; Railway Embankment; Numerical Analysis

# 污染土清挖工程设计

蔡娇娇<sup>1,2</sup>, 刘新宇<sup>2</sup>, 蔡雨霄<sup>3</sup>

(1. 成都市勘察测绘研究院, 成都 610023; 2. 武汉市勘察设计有限公司, 武汉 430022; 3. 四川鼎能路桥工程有限公司, 四川宜宾 644000)

**摘要:** 清挖法广泛应用于污染土壤修复工程, 但污染土清挖形成的坑体与传统建筑基坑工程存在明显差异。针对污染土清挖基坑的工程-环境双重属性, 分析了污染土清挖工程开挖范围的不规则性及不确定性、二次污染的风险性、土地再利用的可持续等特点, 提出了以动态设计、污染防控与绿色施工为核心的支护设计技术要求, 构建了涵盖“资料收集、清挖范围及深度确定、基坑支护设计、基坑隔渗及降排水设计、土方开挖、基坑监测及检测、土方回填”的污染土清挖基坑设计全流程技术路线, 总结了污染土清挖基坑常用支护方式及其设计要点。研究成果可为污染土清挖工程提供借鉴, 推动基坑工程技术向环境敏感场景延伸, 助力土地资源的修复再生与可持续发展。

**关键词:** 基坑工程; 基坑设计; 污染土壤修复; 污染土清挖; 绿色支护技术

**中图分类号:** TU473 **文献标识码:** B **文章编号:** 1004-3152(2026)02-0313-05

## 1 引言

随着城市化进程加速和产业结构调整, 大量工业腾退地块进入土地流转阶段, 其再开发过程中普遍面临着污染土壤治理问题<sup>[1-2]</sup>。清挖法因其修复的彻底性成为污染土壤修复的主流选择, 但污染土清挖形成的坑体与传统建筑基坑工程存在明显差异: ①其功能目标主要聚焦于污染土体安全移除, 而非地基基础结构及地下室的安全施工; ②其开挖形态特征表现为污染物渗透界面的不规则、不确定边界而非地下室结构较规则、确定边界; ③其具有显著的“工程-环境”二元风险耦合特征, 既需保障坑体安全性, 又需控制二次污染及永久地下结构残留。然而, 现行基坑支护设计规范(如《建筑基坑支护技术规程》)主要针对常规基坑工程, 未系统纳入污染土坑体支护的特殊要求。

本文从污染场地清挖坑体的工程与环境双重属性出发, 首先对污染土清挖项目的特点及其对支护设计的技术要求进行分析; 然后提出污染土清挖基坑设计项目的技术路线; 最后, 提出污染土清挖基坑常用的支护方式及设计要点。研究成果可为污染土清挖基坑支护及回填设计提供指导, 推动基坑工程技术向“环境敏感型”场景延伸。

## 2 污染土清挖项目的特点

污染土清挖工程主要包括污染土清挖和清挖坑体回填。首先需要安全、有效地清除原场地受污染的土壤并进行妥善处理; 然后需要对清挖形成的坑体采用处理合格后的土体或其他无污染土体进行回填。污染土清挖工程具有以下几个特点:

(1) 开挖范围的不规则性及不确定性

土的类型、水文条件等的差异影响着污染物的迁移和扩散, 使得土壤污染具有很强的空间异质性。在平面上, 存在单个或多个污染区域相互交叉重叠的复合污染区域, 从而形成一系列基坑群组<sup>[3]</sup>; 在立面上, 污染物的分布不一定连续, 存在污染土位于非污染土下部(夹层污染土)或下层污染土范围大于上层污染土范围的情况。由于以上因素, 使得清挖范围随污染物范围呈现不规则性。

在实际工程中, 污染范围往往是通过网格法钻探分层取土, 分析污染物浓度后采用软件插值法计算确定的范围, 与实际污染边界可能存在一定偏差。在污染土清挖过程中需根据实际检测情况, 实时调整清挖范围, 以保证污染土清除干净, 因此存在基坑侧壁或坑底污染超标引起的扩挖和超挖情况<sup>[4]</sup>, 即清挖范围存在一定的不确定性。

## (2) 二次污染的风险性

污染土壤修复工程具有复杂性、隐蔽性和特殊性,易引发二次污染问题<sup>[5]</sup>。在污染土清挖过程中,常见的二次污染包括以下几种:

①空气污染:清挖过程中挥发性污染物、异味气体、粉尘和颗粒物等可能造成空气污染,对周边环境及人员造成危害。为防止空气污染,对可能引起空气二次污染的区域通常设置大棚进行封闭式开挖<sup>[6]</sup>。

②水污染:污染范围开挖后,污染物随着雨水冲刷、渗流等进行迁移扩散,或处理过程中产生的废水、被污染地下水等处理不当,可能造成二次污染。通过设置隔渗层、隔渗帷幕、污水处理措施等防止地下水造成的二次污染。

③固体废弃物污染:污染土开挖后未按规定分类暂存或处置等,可能产生固体废弃物二次污染。土方开挖过程中应严格按照要求设置堆场、分类存放和处置污染土。

## (3) 土地再利用的可持续性

污染土清挖工程最终的目的是将场地原有污染土清除后换填为非污染土,以便土地的开发再利用。因此在土壤修复的过程中应尽量减少对土地开发再利用的不利影响,如减少施工过程中的残留物对场地功能的长期制约等。

## 3 污染土清挖对支护设计的技术要求

污染土清挖工程具有开挖范围的不规则性及不确定性、二次污染的风险性、土地再利用的可持续性等特点,因此对污染土清挖基坑支护也提出了一些特殊要求。

(1)基于开挖范围的不规则性及不确定性,在基坑设计时可根据前期现场调查情况考虑一定的外扩及超挖可能性,综合确定开挖范围及开挖深度。同时,应考虑支护结构重复利用及外扩的便利性。加强基坑支护的动态设计,结合基坑清理修复效果评估,及时动态调整基坑设计。若清挖范围和深度较大,必要时可进行预检测,在清挖边界设置调查点,复核清挖边界及清挖深度的合理性。

(2)为了防治基坑清挖的二次污染风险,结合污染土修复项目的特殊性,在基坑支护设计时应注意以下要求:①考虑清挖大棚的设置对基坑范围的影响,合理设置基坑分区范围,使基坑范围位于大棚内。②基坑设计时应根据地层情况、水文地质情况及污染水渗流情况,进行隔渗及降排水设计,并明确

对降排水体进行处理后按要求排放。③结合基坑周边环境,对土方开挖顺序及存放位置提出合理建议。④基坑支护设计中,考虑采用对污染土壤及地下水扰动小、不易造成二次污染的支护结构及施工工艺<sup>[7]</sup>。

(3)为了保障修复后土地的可持续再利用,支护设计应以短期需求为导向,尽量避免残留的永久性支护结构对场地的后续利用造成影响。支护设计时可优先考虑采用可回收的临时性支护结构(如钢板桩、钢管桩等)或对环境影响较小的绿色支护方式<sup>[8,9]</sup>。此外,基坑回填时应保障回填土的压实度,以减小回填土的不良力学性质对后期建设带来的不利影响<sup>[10]</sup>。

## 4 污染土清挖基坑设计的技术路线

### 4.1 总体技术路线

污染土清挖基坑设计可按照图 1 技术路线开展。

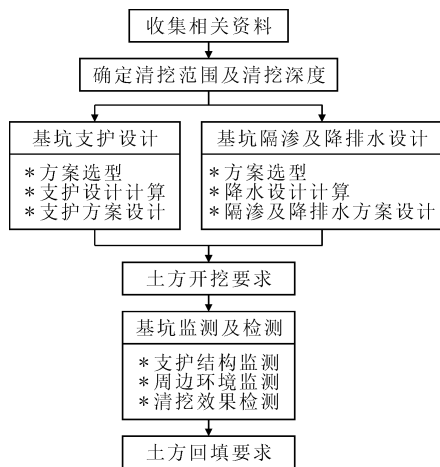


图 1 污染土清挖基坑设计技术路线图

### 4.2 设计要点

#### (1) 收集相关资料

在污染土清挖基坑设计开展前期,需要收集的资料主要包括:①地形图(含周边环境情况);②地质资料及勘察报告<sup>[11]</sup>;③污染土壤修复方案;④污染范围及深度(标高)等值线图;⑤清挖大棚布置图。

#### (2) 确定清挖边界及清挖深度

根据收集的污染范围及深度(标高)等值线图确定清挖边界及清挖深度。

清挖边界确定原则为:不同开挖深度范围线的外轮廓取交集,边界确定后应综合考虑清挖大棚的布设范围,必要时分区确定开挖边界(图 2)。

清挖深度确定原则为:在开挖深度范围线内,取

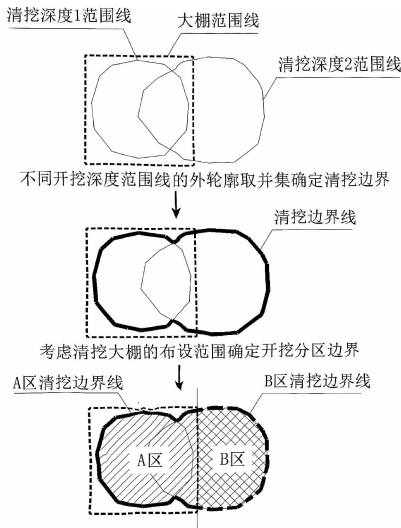


图2 清挖边界确定原则示意图

最低点作为基坑开挖深度计算的坑底,同一标高处可作为放坡平台。在确定清挖边界及清挖深度时,应根据前期现场调查情况考虑一定的外扩及超挖可能性,综合确定开挖范围及开挖深度。尤其对于深大清挖基坑,必要时应在清挖边界设置调查点,复核清挖边界及清挖深度的合理性。

### (3) 基坑支护设计

基坑支护设计的主要流程为:支护方案选型→支护设计计算→支护方案设计。

首先根据开挖深度、周边环境情况、地质情况等划分支护区段,并结合清挖基坑的形态及相关工程经验等选择适用于拟开挖基坑各区段的支护概念方案。然后对初步选定的支护方案进行设计计算,通过试算调整及分析对比,选定各区段拟采用的支护方案。在设计计算时应考虑污染物对土体强度的影响,合理选取设计参数。支护方案选型及支护结构计算时需考虑污染物是否对支护结构产生影响,应尽量选择可回收、可破除、对环境的影响小的支护结构,并应注意采取措施防治二次污染。最后根据拟定方案完善相关图件及文字报告。

### (4) 基坑隔渗及降排水设计

基坑隔渗及降排水设计的主要流程为:隔渗及降排水方案选型→降排水设计计算→隔渗及降排水方案设计。

首先根据地层情况、水文地质情况及污染物分布及运移情况等,确定是否需要设置隔渗帷幕及降排水设施。若需要,则进一步结合支护方案确定隔渗帷幕的类型及深度等,并根据水位降深要求等进行降排水设计计算。最后根据拟采用的隔渗及降排水方案完善相关图件及文字报告。降排水设计

时,应注意防范二次污染,抽排的地下水应集中处理后,根据要求排放。

### (5) 土方开挖要求

基坑开挖的基本原则是:分层、分段、平衡、对称,限时完成开挖与支护。除满足一般基坑土方开挖要求外,污染区域应采用挖掘机分类分层挖掘,人工修坡检底的方式开挖,并结合污染土实时检测结果及时调整开挖范围及深度。开挖基坑达到一定面积后,需进行遮盖防治扬尘;对开挖出的洁净土和不同类型的污染土应分类堆放、储存,对露天堆放的土堆应进行遮盖。对于清挖基坑多、土方量大、土方堆场周转困难的基坑群,应根据现场实际情况确定各基坑的开挖顺序。

### (6) 基坑监测及检测

为确保基坑的安全,不影响周边环境,要求随时掌握开挖及支护施工过程中基坑的动态变化,以便实施动态设计和施工。基坑监测主要包括:①对支护结构的监测;②对周边环境的监测。

为确保污染土清挖满足修复目标要求,在基坑开挖过程中需对基坑底部和侧壁的污染情况进行多次检测<sup>[12]</sup>。一般先采用快速检测设备对开挖的基坑底部和侧壁的清挖效果进行实时检测,避免清挖不完全。快速检测各层污染土清挖完成后,对基坑坑底及侧壁土壤进行取样检测。如污染物经检测满足修复目标,则污染土清挖工作完成;如仍超标,则继续开挖,直至满足修复目标要求。

### (7) 土方回填要求

污染土清挖完毕后需对基坑进行验收,验收范围包括基坑清挖边界和清挖坑底。清挖基坑经验收合格后,方可用处理合格后的土体或洁净土进行基坑回填。基坑回填前应排除积水,清除虚土和垃圾。土方回填应分层摊铺、填筑压实,对称进行,且压实系数应满足相关要求。基坑回填时,应对回填土及其回填质量进行检验。

## 5 污染土清挖基坑常用支护方式

支护方案的选型对工期、造价、安全等影响较大,支护方式的合理选择是基坑设计的核心。污染土清挖基坑常用支护方式有以下几种(图3)。

各种支护方式的特点详述如下,在实际基坑工程中,可根据周边环境、地层情况、开挖深度等选择不同的组合支护形式。

### (1) 放坡

放坡开挖是一种经济且高效的支护方式。当开

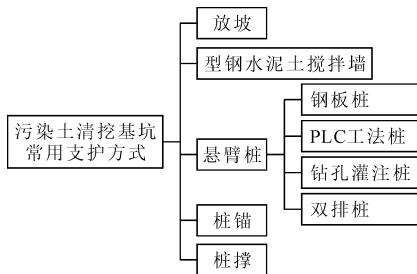


图3 污染土清挖基坑常用支护方式

挖深度不大、周边有足够的放坡空间,且边坡满足稳定性要求时,可以采用放坡开挖。放坡可结合污染范围及深度,采取多级放坡。放坡坡面需采取护坡措施,如挂钢筋网喷射混凝土或铺设防渗土工材料等,此外,坡顶一般需设置截排水沟。若需进行降水时,井点应设置在隔渗屏障内测。

#### (2)型钢水泥土搅拌墙

型钢水泥土搅拌墙(又称 SMW 工法桩)通过在连续搭接的水泥土搅拌桩中插入型钢,从而形成兼具支护与防渗功能的支护结构。可用于开挖深度中等的污染土清挖基坑,也适合于软弱土层<sup>[13]</sup>。型钢水泥土搅拌墙中的型钢后期可回收,一方面可以降低成本,另一方面可以减少地下残留结构。型钢水泥土搅拌墙应布置在污染区域以外,施工中应做好换土及泥浆的处置,防治二次污染。

#### (3)钢板桩

钢板桩通过锁口搭接形成连续的支挡结构,具有支护与防渗双重功能。在一般土层中可采用振动沉桩法或静压沉桩法,施工深度较快;在高强度土层或岩层中,需采用引孔法施工。一般适用于开挖深度较小,且无放坡空间的情况。钢板桩后期可回收、重复利用,成本低,环境友好。

#### (4)PLC工法桩

PLC工法桩(又称 PC工法桩)是指采用钢管与拉森钢板通过焊接在钢管桩上的锁扣与拉森钢板桩进行连接组合形成的复合型围护结构。由桩身强度大的钢管桩进行挡土,钢板桩与钢管桩组成的复合结构进行挡水。PLC工法桩具有桩身刚度大、施工迅速、兼备挡土与隔水功能、可回收再利用等优点<sup>[14]</sup>。根据基坑实际情况选择合适的 PLC工法桩组合形式,适用于各种复杂的地质条件和基坑支护要求。一般采用震送成桩,必要时可进行预成孔。

#### (5)钻孔灌注桩

钻孔灌注桩是基坑支护工程中常用的一种现浇钢筋混凝土桩。其技术成熟、刚度大、适用性广,但工序较复杂、质量控制难度较大、无法回收再利用、

成本较高。钻孔灌注桩只具有挡土作用,若需要隔水,应配合设置止水帷幕。在污染土清挖基坑中使用,为了避免泥浆等造成二次污染,一般采用套管护壁干作业成孔。

#### (6)双排桩

双排桩是由前后两排支护桩通过刚性连系梁连接形成的门架式支护结构。双排桩结构通过桩土共同作用和土拱效应来增强支护效果,提高支护的整体刚度和稳定性。各类桩体都可组合形成双排桩,其刚度大、适用性好、施工速度较快,且不占用基坑内空间,便于坑内清挖取土。

#### (7)桩锚

桩锚支护是一种通过桩体与锚杆(索)协同工作的基坑支护体系。其变形控制能力较高,经济性好,对坑内空间影响较小,适用于锚固段土质情况较好的深基坑。在污染土清挖基坑中,可采用可回收锚杆<sup>[15]</sup>或采用玻璃纤维筋锚杆<sup>[16]</sup>等对环境影响小的杆体材料。此外,施工中还应注意避免锚杆成孔过程中对污染土及地下水的扰动,防止造成二次污染。

#### (8)桩撑

桩撑支护是一种通过桩体与内支撑协同工作的基坑支护体系。其变形控制能力高,经济性好,适应复杂地质条件;但施工工序复杂,对施工组织要求较高,内支撑结构影响坑内作业空间,从而影响出土速度。支撑平面应结合基坑形状及出土线路等布置,以保证基坑的安全及出土的顺利。污染土清挖基坑的内支撑结构可采用钢支撑、钢立柱等可回收材料<sup>[17]</sup>,并根据支撑设置的工况及回填进度情况及时回收支撑及立柱结构。

## 6 结论

针对污染土清挖基坑工程-环境二元风险耦合特征,本文系统分析了污染土清挖项目开挖范围的不规则性及不确定性、二次污染的风险性、土地再利用的可持续性等特点,提出融合动态设计、污染防控与绿色施工的支护技术要点:

①传统支护规范难以适应污染场地清挖的特殊性,需通过实时检测动态调整开挖边界,采用预检测或可移动的支护结构应对扩挖需求;②通过封闭式大棚、隔渗帷幕及分类降排水体系阻断污染物迁移路径;③优先选用低扰动施工工艺与绿色支护技术降低环境风险。

此外,本文构建了涵盖“资料收集、清挖范围及深度确定、基坑支护设计、基坑隔渗及降排水设计、

土方开挖、基坑监测及检测、土方回填”的污染土清挖基坑设计全流程技术路线;考虑短期安全与长期土地再利用的协同,总结了污染土清挖基坑常用支护方式:放坡、型钢水泥土搅拌墙、钢板桩、PLC工法桩、钻孔灌注桩、双排桩、桩锚及桩撑。研究成果可为污染土清挖工程系统性设计方法提供借鉴,推动基坑工程技术向环境敏感场景延伸,促进城市土地资源修复再生与可持续发展。

## 参 考 文 献

[1] 吴静雅,朱艳,杨坤,等.深圳市土壤污染风险管控和修复存在问题与工作建议[J].环境保护科学,2025,51(2):140-145.

[2] 呼红霞,丁贞玉,徐怒潮,等.污染场地风险管控与修复效果评估实践中的挑战和监督管理[J].环境保护,2021,49(20):16-20.

[3] 霍姮翠.复杂相邻地块土壤修复基坑清理效果评估优化布点[J].上海国土资源,2023,44(2):90-94.

[4] 李炎地.受污染地块的深基坑土方开挖及污染土验收流程探究[J].建筑施工,2020,42(12):2245-2249.

[5] 陆永平,李海峰,张建华,等.某化工厂污染地块土壤修复工程标准化作业设计与施工[J].施工技术(中英文),2024,53(22):134-140.

[6] 刘云忠.上海某污染场地基坑工程设计与实践[J].岩土工程技术,2019,33(1):59-62.

[7] 方兴斌.土壤修复工程中基坑支护二次污染防治技术研究[J].能源与环境,2024(5):132-134.

[8] 俞建霖,龚晓南,黎红平,等.绿色基坑支护技术发展及展望[J].地基处理,2025,7(2):107-115+126.

[9] 汪杰.绿色全钢支护在软土基坑中的应用[J].土工基础,2025,39(3):387-391.

[10] 卢昌顺,史贵林,韦中华,等.常州市某污染土深基坑开挖有限元分析[J].江苏建筑,2022(5):104-106+110.

[11] 王肃清.针对污染场地修复项目的环境岩土专项勘察实例[J].土工基础,2023,37(3):387-390.

[12] 李炎地.受污染地块的深基坑土方开挖及污染土验收流程探究[J].建筑施工,2020,42(12):2245-2249.

[13] 张宁.PC工法组合桩与SMW工法桩受力性能对比分析——以上海地区某基坑工程为例[J].建筑施工,2021,43(6):987-990.

[14] 龚子豪.PC工法桩在粘性土地区基坑中的应用与数值模拟[D].安徽建筑大学,2018.

[15] 龚晓南,俞建霖.可回收锚杆技术发展及展望[J].土木工程学报,2021,54(10):90-96.

[16] 付正飞,蔡娇娇,刘新宇.高压旋喷玻纤筋锚索在基坑支护工程中的应用[J].建筑结构,2021,51(20):135-139+49.

[17] 李建清.预应力组合式型钢支撑技术在基坑工程中的应用分析[J].建筑结构,2022,52(S2):2413-2418.

## Design of a Contaminated Soil Excavation Project

CAI Jiaojiao<sup>1,2</sup>, LIU Xinyu<sup>2</sup>, CAI Yuxiao<sup>3</sup>

(1. Chengdu Institute of Survey and Investigation, Chengdu 610023;

2. Wuhan Geotechnical Engineering and Surveying Co. Ltd., Wuhan 430022;

3. Sichuan Dingneng Road and Bridge Engineering Co. Ltd., Yibing 644000)

**Abstract** The excavation method is widely used in contaminated soil remediation projects, but the pit formed by contaminated soil excavation is significantly different from the traditional construction of deep excavation projects. In the view of the dual engineering-environmental attributes of excavation for contaminated soil remediation, this paper systematically analyzes the characteristics of contaminated soil excavation projects, including the irregularity and uncertainty of the excavation scope, the risk of secondary pollution, and the sustainability of land reuse. It proposes technical requirements for support design centered on dynamic design, pollution prevention and control, and green construction. A comprehensive technical route for the design of contaminated soil excavation pits is established, encompassing “data collection, determination of excavation scope and depth, foundation pit support design, foundation pit seepage prevention and drainage design, earth excavation, foundation pit monitoring and inspection, and earthwork backfilling.” This paper summarizes common support methods and design essentials for contaminated soil excavation pits. The research results can provide reference for the design of excavation pits for contaminated soil remediation, promote the extension of foundation pit support technology to environmentally sensitive scenarios, and facilitate the restoration, regeneration, and sustainable development of land resources.

**Key words** Deep Excavation; Excavation Support Design; Remediation of Contaminated Soil; Excavation of Contaminated Soil; Green Deep Excavation Methods

# 基坑开挖对临近铁路路基影响分析

廖烽凯

(中铁第四勘察设计院集团有限公司, 武汉 430063)

**摘要:** 随着城市地下空间开发的不断推进, 临近铁路路基的基坑工程日益增多, 基坑开挖引发的地层变形可能对铁路路基稳定性及运营安全构成显著威胁。以某临近铁路路基的深基坑工程为研究对象, 采用数值模拟方法, 分析了基坑开挖过程中地层位移场分布特征, 探究了基坑施工开挖对临近路基沉降、水平位移的影响规律。研究结果表明, 基坑开挖引起的路基沉降随开挖深度增加呈非线性增长, 引起临近铁路路基最大变形为 5.3 mm; 基坑开挖过程中, 路基范围内沉降变化较小, 轨距偏差较小, 路基变形满足按照经常保养变形控制标准要求, 基坑施工对临近铁路路基沉降变形影响较小。研究结论可为类似工程的设计与影响分析提供理论依据和技术参考。

**关键词:** 基坑; 开挖; 路基; 影响分析

**中图分类号:** TU473 **文献标识码:** B **文章编号:** 1004-3152(2026)02-0318-05

## 1 引言

随着我国城市化进程的快速推进, 地下轨道交通、综合管廊、高层建筑地下室等地下工程建设规模持续扩大, 大量深基坑工程不可避免地临近既有铁路线路<sup>[1-3]</sup>。铁路作为国家重要的基础设施, 其运营安全与路基稳定性密切相关, 哪怕微小的路基变形都可能引发轨道几何参数超限, 影响列车行驶平顺性, 甚至导致脱轨等重大安全事故<sup>[4]</sup>。因此, 深入研究基坑开挖对临近铁路路基的影响机制, 提出科学有效的变形控制措施, 成为当前岩土工程与铁路工程领域亟待解决的关键问题<sup>[5]</sup>。

基坑开挖过程中, 土体卸荷会引起周围地层应力重分布, 导致地表沉降、水平位移及深层土体移动, 这种变形若传递至临近铁路路基, 可能改变路基结构的受力状态, 引发路基沉降、边坡失稳等病害<sup>[6,7]</sup>。近年来, 国内外学者围绕基坑开挖对周边环境的影响开展了大量研究<sup>[8,9]</sup>。在理论分析方面, 通过建立弹性力学、弹塑性力学模型, 推导了基坑开挖引起的地层位移计算公式<sup>[10-12]</sup>; 在数值模拟方面, 采用有限元、有限差分等方法, 模拟了不同开挖工况下的地层变形规律<sup>[13,14]</sup>; 在现场监测方面, 通过布设监测点获取了基坑及周边环境的变形数据<sup>[15]</sup>。然而, 现有研究多集中于普通建筑场地或软土地区, 针对铁路路基这种特殊结构(具有轨道系

统、路堤填料等特殊性的研究相对较少, 且对多因素耦合作用下路基变形的定量规律及影响机制揭示不够深入<sup>[16]</sup>。

铁路路基对变形的敏感性远高于普通构筑物, 其工后沉降、不均匀沉降均有严格的限值标准。当基坑与铁路路基的距离较近时, 开挖引发的地层移动极易超出路基允许变形范围, 威胁铁路运营安全。目前, 工程实践中多依赖经验公式或类比法进行变形预估, 缺乏针对性的理论支撑和系统的参数分析, 导致部分工程出现路基过度沉降、轨道修复成本激增等问题。

本文以临近铁路路基的深基坑工程为研究载体, 聚焦基坑开挖与铁路路基的相互作用关系, 通过数值模拟, 系统分析了基坑开挖对临近路基变形的影响规律, 揭示基坑开挖对临近铁路路基的影响。研究成果可为临近铁路路基工程的设计优化、施工管控及风险预警提供科学依据, 对保障铁路运营安全和地下工程顺利实施具有重要的理论价值与工程意义。

## 2 工程概况

### 2.1 基坑工程概况

项目位于荆门九龙医院南侧, 焦枝铁路西侧。拟建物由 1 栋 23 层的高层住宅楼、1 栋 1 层商业、1 栋 1 层门房和配电房、发电机房及 2 层地下室组成。

拟建项目总用地面积 9 247 m<sup>2</sup>,总建筑面积 28 638 m<sup>2</sup>,其中地下建筑面积 6 422 m<sup>2</sup>。

如图 1,基坑东侧为焦枝铁路,基坑坑底范围线距离项目净用地红线最近距离 11.6 m,项目净用地红线与铁路路堑顶最近距离为 7.4 m,基坑坑底范围线距离铁路路堑顶最近距离 19 m。该侧基坑回填后将形成高度为 8 m 的永久性边坡,主要为白垩纪泥岩岩质边坡。临近铁路侧车道以上为永久性边坡,外侧为已建铁路,基坑边坡设计采用喷锚支护,放坡后进行第一次喷射混凝土、喷锚施工和注浆、挂网、喷射第二层混凝土。边坡采用 1:0.5 放坡、强风化岩及土层采用 1:1 放坡+挂网喷浆护面支护。

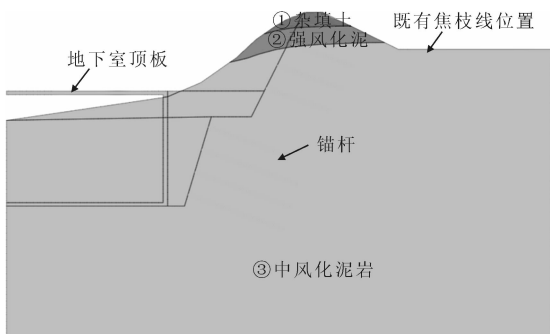


图 1 基坑与临近铁路路基相对位置示意图

## 2.2 临近焦枝铁路工程概况

焦枝铁路为双线电气化国家 I 级铁路。拟建荆门市天鹅苑商业住宅小区基坑支护工程临近焦枝铁路工程段,基坑坑底范围线与焦枝线 K620+800 附近用地红线最小距离为 7.4 m,见图 2,焦枝铁路在该段以浅挖路堑通过。



图 2 临近铁路路基照片

## 3 数值模拟分析

### 3.1 计算模型

采用有限元软件 MIDAS/GTS 建立三维模型,

地层部分采用实体单元模拟,围岩土体材料为均质、各向同性的连续介质,假设其为理想弹塑性材料,采用库伦摩尔弹塑性模型。根据基坑支护结构设计形式以及基坑与既有铁路线之间的位置关系,选取典型剖面断面二维建模进行沉降变形影响分析,建立的二维模型见图 3。模拟计算时,平面  $X=0$  和  $X=50$  限制其  $X$  方向的位移,平面  $Y=-25$  限制其  $Y$  方向的位移。

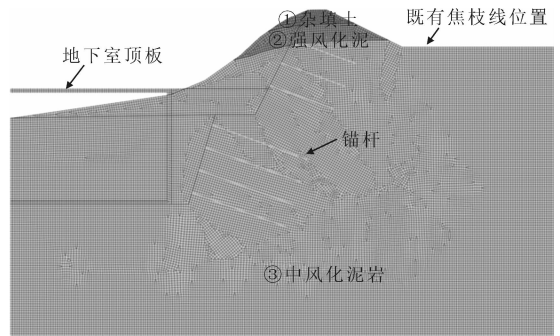


图 3 典型断面二维网格模型

模型过程采用根据实际工程的施工工序:

- (1)边界条件和初始条件:模型的四周、底部边界为法向约束,地层首先达到初始应力平衡状态。
- (2)模型位移清零。
- (3)基坑第一级边坡开挖。
- (4)第一级边坡锚杆施工。
- (5)基坑第二级边坡开挖。
- (6)第二级边坡锚杆施工。
- (7)地下室施工。
- (8)基坑回填。
- (9)上部结构施工(采用基底施加等效均布荷载)。
- (10)列车经过(用等效均布荷载模拟)。

### 3.2 计算参数

根据勘察阶段土工试验以及规范、文献的经验公式推导,综合确定模拟采用的参数见表 1。

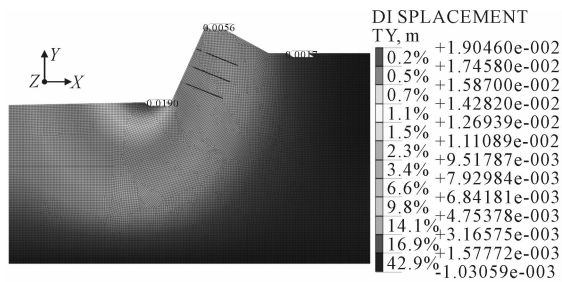
### 3.3 模拟结果

#### (1)竖向变形

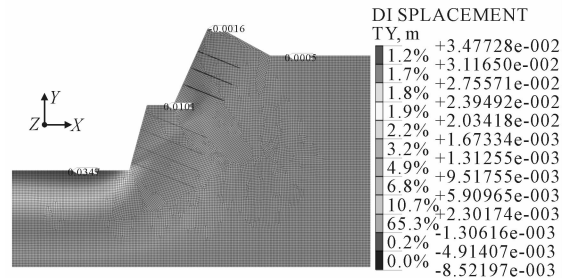
图 4 为基坑开挖第一级边坡开挖、第二级边坡开挖、上部结构施工时模型竖向位移云图。第一级边坡开挖,基坑底部及周围发生隆起,基坑底部最大隆起量为 19.0 mm;第二级边坡开挖,基槽底部及周围继续发生隆起,其余地方发生沉降,基坑底部最大隆起量为 34.8 mm,边坡最大沉降为 0.16 mm;基坑上部结构竣工后,基槽底部及周围发生沉降,基坑底部最大沉降量为 48.7 mm,边坡顶部最大沉降为 10.2 mm,路基最大沉降为 0.5 mm。

表 1 计算参数表

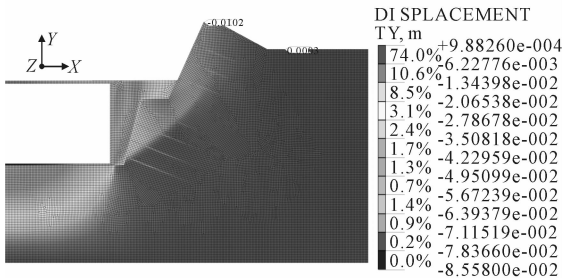
编号	材料	泊松比	重度 /kN·m <sup>-3</sup>	割线刚度 /kN·m <sup>-3</sup>	切向刚度/ kN·m <sup>-3</sup>	卸/加载/ 刚度/kN·m <sup>-3</sup>	破坏比	幂指数	侧向压力系数	内摩擦角 /(°)	膨胀角 /(°)	粘聚力 /kPa
1	素填土	0.35	18.5	2 000	2 000	4 000	0.9	0.7	0.5	8	0	10
2	强风化泥岩	0.3	22.0	10 000	10 000	20 000	0.9	0.5	0.42	20	1	50
3	中风化泥岩	0.25	23.1	20 000	20 000	50 000	0.9	0.5	0.33	28	2	100



(a) 第一级边坡开挖

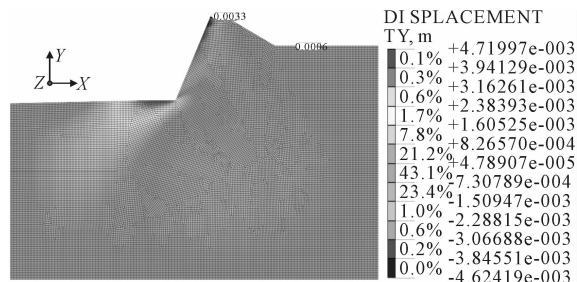


(b) 第二级边坡开挖

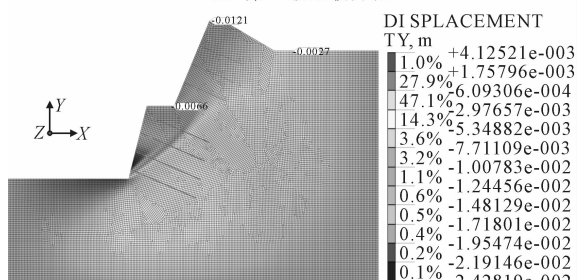


(c) 上部结构竣工

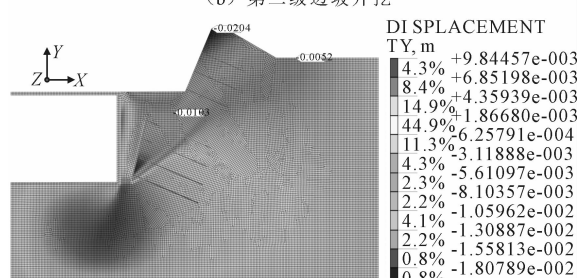
图 4 基坑施工各阶段竖向位移云图/m



(a) 第一级边坡开挖



(b) 第二级边坡开挖



(c) 上部结构竣工

图 5 基坑施工各阶段水平位移云图/m

## (2) 横向变形

图 5 为基坑开挖第一级边坡开挖、第二级边坡开挖、上部结构施工时模型横向位移云图。基坑开挖,两侧向基坑侧变形,第一级边坡开挖,基坑底部最大横向变形量为 4.720 mm,坡顶最大横向变形为 3.3 mm,路基处几乎无横向变形;第二级边坡开挖,基坑底部最大横向变形量为 4.1 mm,坡顶最大横向变形为 12.5 mm,路基最大横向变形为 2.7 mm;基坑上部结构竣工后,基坑底部最大横向变形量为 5.3 mm,坡顶最大横向变形为 20.4 mm,路基最大横向变形为 5.2 mm。

## (3) 总沉降

图 6 为基坑开挖第一级边坡开挖、第二级边坡开挖、上部结构施工及列车经过时模型总位移云图。第一级边坡开挖,基坑底部最大变形量为 19.6 mm,坡顶最大变形为 6.6 mm,路基处最大变形为

1.8 mm;第二级边坡开挖,基坑底部最大变形量为 34.9 mm,坡顶最大变形为 12.2 mm,路基最大变形为 2.6 mm;基坑上部结构竣工后,基坑底部最大变形量为 85.6 mm,坡顶最大变形为 22.0 mm,路基最大变形为 5.3 mm。

## (4) 结果分析

通过有限元数值分析可知,基坑开挖时,基坑底部及周围发生隆起变形,二级边坡开挖完毕基坑底部最大隆起变形量为 48.7 mm,边坡顶部最大竖向沉降变形为 10.2 mm;基坑开挖,两侧向基坑侧变形,第一级边坡开挖,基坑底部最大横向变形量为 4.7 mm,坡顶最大横向变形为 3.3 mm,第二级边坡开挖,基坑底部最大横向变形量为 4.1 mm,坡顶最大横向变形为 12.5 mm,路基最大横向变形为 2.7 mm;基坑上部结构竣工后,基坑底部最大横向变形量为 5.3 mm,坡顶最大横向变形为 20.4 mm,路基

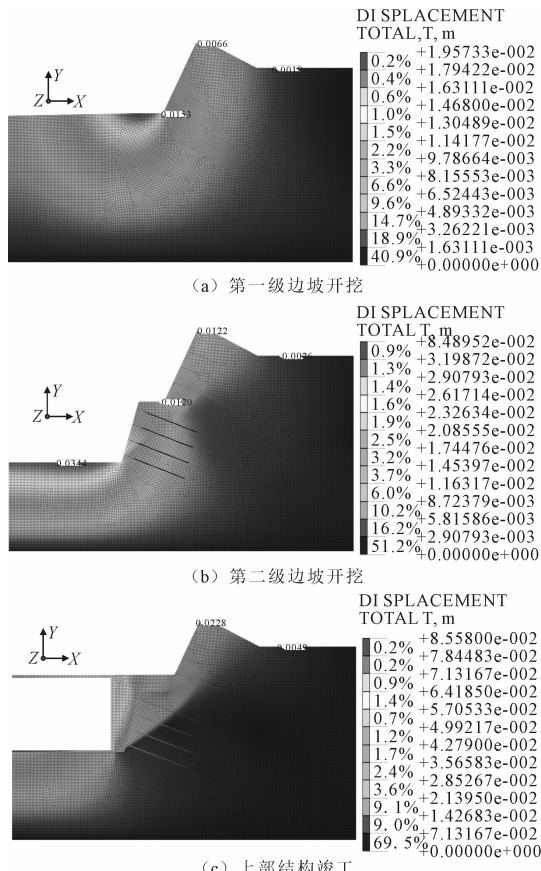


图 6 基坑施工各阶段总位移云图/m

最大横向变形为 5.2 mm。

第一级边坡开挖基坑边坡坡顶最大总变形为 6.6 mm,路基处最大变形为 1.8 mm,第二级边坡开挖,路基最大变形为 2.6 mm;基坑上部结构竣工后,路基最大变形为 5.3 mm,同时基坑开挖过程中,路基范围内沉降变化较小,轨距偏差较小,因此,基坑开挖过程中路基变形满足按照经常保养变形控制标准最大水平变形为 6 mm,高低变形为 6 mm,轨距偏差 2 mm 的要求,基坑施工对焦支线沉降变形影响较小。

## 4 基坑监测分析

在基坑开挖过程中,于边坡坡顶及基坑围护桩顶设置了水平位移及沉降变形监测点并在临近路基侧轨旁开展了第三方安全监测。监测结果显示,工程竣工后,临近路基侧轨旁水平变形稳定值为 5.8 mm,沉降稳定值为 3.4 mm,与模拟结果基本一致。列车运行状态良好,对临近线路无影响。

## 5 结论

(1)在基坑开挖阶段,土方开挖产生的应力释放

会引起开挖区内的变形,如果位移过大,将影响临近焦支线的安全运营。

(2)基坑开挖时,基坑底部及周围会发生隆起变形,基坑边坡会发生横向变形并引起临近铁路路基发生变形,基坑开挖引起的路基沉降随开挖深度增加呈非线性增长。

(3)基坑开挖施工过程中,引起临近铁路路基最大变形为 5.3 mm,路基范围内沉降变化较小,轨距偏差较小,路基变形满足按照经常保养变形控制标准要求,基坑施工对焦支线沉降变形影响较小。

## 参 考 文 献

- [1] 郭全元. 基坑开挖对临近城际铁路高架桥墩的影响分析[J]. 铁道建筑技术, 2017, 289(10): 1-7.
- [2] 张凤维. 长大深基坑对邻近城际铁路路基变形的影响分析[J]. 铁道建筑, 2021, 61(6): 99-102.
- [3] 詹毕顺. 基坑群开挖对邻近铁路路基变形影响分析及安全评价研究[D]. 天津大学, 2021.
- [4] 高显平. 某深基坑施工对临近高速铁路路基影响的研究[J]. 高速铁路技术, 2018, 9(3): 31-35.
- [5] 吴守富. 深基坑开挖对高速铁路位移的影响分析[J]. 中国水运(下半月), 2015, 15(22): 257-258.
- [6] 韩学伟, 王君, 王高彦. 基坑开挖对临近既有铁路的影响分析[J]. 中外公路, 2014, 34(6): 38-41.
- [7] 孟善宝. 基坑开挖引发铁路路基沉降的主动控制方法研究[J]. 铁道建筑技术, 2025(2): 209-213.
- [8] 李金池, 石和杰. 铁路与建筑中间基坑开挖土体变形特征研究[J]. 土工基础, 2024, 38(5): 832-835.
- [9] 孙宏伟. 建筑基坑施工对邻近城际铁路联络线路基变形的影响[J]. 铁道建筑, 2024, 64(8): 142-146.
- [10] 朱宇. 基于变形控制的基坑开挖与邻近运营铁路相互影响分析[J]. 甘肃科学学报, 2024, 36(2): 110-116.
- [11] 庞军, 吴红刚, 张辉, 等. 运营铁路增线帮宽路基变形和稳定性问题综述[J]. 铁道勘察, 2023, 49(5): 91-101.
- [12] 李锦, 陆善佳, 陈祥侨. 软土地区深基坑开挖对邻近既有铁路的影响分析[J]. 土工基础, 2022, 36(5): 683-687.
- [13] 李一峰. 某大型房建基坑工程对邻近高铁路基影响研究[J]. 铁道勘察, 2022, 48(1): 34-38.
- [14] 郑荣政. 新建立交桥对邻近既有铁路路基变形影响分析[J]. 路基工程, 2021(2): 134-139.
- [15] 储成伍. 深基坑开挖对邻近铁路路基变形的影响[J]. 铁道建筑, 2021, 61(3): 83-86+102.
- [16] 李世忠, 宋国芳. 列车动荷载对邻近基坑开挖稳定性的影响[J]. 山东农业大学学报(自然科学版), 2020, 51(6): 1085-1091.

## Impact Analysis of Deep Excavation on the Adjacent Railway Embankment

LIAO Fengkai

(China Railway Siyuan Survey and Design Group Co. Ltd., Wuhan 430063)

**Abstract** With the continuous advancement of urban underground space development, the number of foundation deep excavation projects adjacent to railway subgrades is increasing. The soil deformation caused by foundation excavation may pose a significant threat to the stability and operational safety of railway embankments. This paper presents a deep foundation excavation project adjacent to a railway embankment as the case history. By using numerical simulation methods, the distribution characteristics of the soil displacement field during the foundation excavation process are analyzed and the influence pattern of deep excavation construction on the settlement and horizontal displacement of the adjacent embankment are investigated. The research results show that the embankment settlement caused by the excavation increases nonlinearly with the increase of excavation depth, and the maximum deformation of the embankment adjacent to the railway is 5.3mm. During the excavation, the settlement changes within the roadbed range are relatively small, the gauge deviation is small, and the deformation of the roadbed meets the requirements of the deformation control standards for regular maintenance. The deep excavation construction has a relatively small impact on the settlement and deformation of the Jiaobran line. It can provide theoretical basis and technical reference for the design and impact analysis of similar projects.

**Key words** Deep Excavation; Excavation; Embankment; Impact Analysis

---

(上接第 299 页)

## Study on the Risk of Partitioned Construction of a Large and Irregular Deep Excavation to the Safety of Adjacent Rail Transit Structures

ZHA Hongxing, YU Shengwei, PAN Xinfa, JIAO Binbin, LI Jinbiao

(Suzhou Rail Transit Group Co. Ltd., Suzhou 215008)

**Abstract** This paper focuses on the deep excavation project of Block Sudi 2023-WG-63, located adjacent to Heshan Station on Suzhou Metro Line No. 3. Based on the unique characteristics of deep excavation and its relative position to the metro structure, a three-dimensional simulation model was established using three-dimensional modeling software to analyze the safety impact of partitioned construction of a large and irregular-shaped excavation on the existing metro structure. The research results indicate that the deformation of the existing metro structure primarily occurs during the excavation phase, with the excavation of Area B being the most significant phase of impact. The excavation has a greater effect on the ancillary facilities of the station than on the main station structure, and the deformation is mainly vertical. Adopting a construction sequence of “deep before shallow, far before near” during excavation can effectively reduce deformation and displacement of the station structure, guaranteeing the safe functioning of the current stations and sections.

**Key words** Large and Irregular Deep Excavations; Rail Transit; Station Structure; Section Structure; Numerical Simulation

# 基于数值模拟的基坑开挖对邻近铁路的影响

李新军

(中铁第四勘察设计院集团有限公司, 武汉 430063)

**摘要:** 随着城市地下空间开发进程不断加速, 邻近铁路线的深基坑工程日益增多。基坑开挖引起的土体应力释放与地下水渗流效应易导致周边土体变形, 进而引发铁路路基沉降, 对列车运营安全构成潜在威胁。以武汉市轨道交通12号线丹水池站深基坑工程为背景, 采用FLAC3D数值模拟软件, 建立三维有限差分模型, 对基坑开挖与支护全过程进行动态模拟, 分析深基坑施工对邻近货运铁路路基沉降的影响机制。结果表明: 铁路路基沉降曲线呈先增大后减小的分布特征, 最大沉降值为3.32 mm, 位于距基坑长边19.76 m处, 该沉降量处于铁路轨道几何容许偏差管理值范围内, 表明当前施工方案对运营线路的安全影响可控; 每步开挖均会引起铁路附近土体沉降显著增加, 建议在开挖阶段加强对铁路路基的变形监测, 并实施动态反馈控制措施, 以保障施工与运营安全。研究成果可为类似邻近铁路的深基坑工程设计与施工提供参考。

**关键词:** 深基坑; 既有铁路; 路基沉降; 数值模拟

**中图分类号:** TU473 **文献标识码:** B **文章编号:** 1004-3152(2026)02-0323-04

## 1 引言

随着城市化进程的加快, 深基坑开挖作为一种重要的建筑施工方式, 广泛应用于地铁、地下商业设施等大型工程建设中。深基坑开挖过程中, 特别当基坑处于邻近高层建筑、地下管线, 以及公路和铁路桥梁结构等特殊环境时, 变形较大可能会造成邻近构筑物开裂甚至诱发安全事故。以高速铁路为例, 由于高速铁路的设计标准较高, 对轨道的平顺度要求严苛, 一旦发生沉降, 可能影响到列车的运行安全、铁路结构的稳定性, 甚至造成交通中断, 带来不可估量的经济损失。因此, 基坑邻近线路施工对高铁的变形影响控制极为重要。

目前, 国内外学者在深基坑开挖对铁路影响的研究方面取得了一定的进展。SON等<sup>[1]</sup>、SCHUSTER等<sup>[2]</sup>应用理论计算方法研究了基坑开挖引起地表沉降对邻近构筑物的影响, 但这种不同程度的简化和假设难以完整体现深基坑变形沉降特征。随着计算机技术不断发展, 数值模拟方法克服了传统方法的局限性, 目前已成为岩土工程研究的主要工具之一。张治国等<sup>[3]</sup>全面考虑了基坑开挖过程中坑底及周边坑壁土体卸荷所带来的综合影响, 提出了

一种两阶段分析框架, 很好的评估了基坑施工对邻近地铁隧道纵向变形的扰动效应。LEI等<sup>[4]</sup>应用有限元法研究了基坑群基坑开挖现场附近铁路路基的变形特征和保护措施。邱永沉<sup>[5]</sup>从设计参数、机械设备多个方面提出相应控制措施以减少基坑开挖对铁路隧道运营的影响。赵长久<sup>[6]</sup>采用硬化本构模型, 考虑桩土相互作用, 研究了基坑开挖对邻近高铁桥墩的影响。胡钟予等<sup>[7]</sup>构建基于HSS本构的有限元模型, 分析了各施工阶段对近接铁路桥变形的影响规律。储成伍<sup>[8]</sup>通过PLAXIS 3D模拟结果与实测路基变形数据的对比分析, 揭示了不同开挖阶段下铁路路基的响应特征及其主控影响因素。李锦等<sup>[9]</sup>对软土地区基坑开挖的研究发现铁路路基的沉降速率会经历一个先增后减的过程。刘勇志等<sup>[10]</sup>同时考虑了基坑开挖和降雨的影响, 发现邻近铁路的基坑开挖会引发围护结构产生悬臂梁式侧向变形及路基位移, 且降雨会导致位移会急剧增大。

以武汉轨道交通12号线丹水池站深基坑工程为依托, 深基坑左侧有货运铁路专线。通过FLAC<sup>3D</sup>软件建立数值模型, 研究基坑开挖支护施工时, 支护体系的变形规律以及土体的变形情况, 分析对既有货运铁路专线的沉降影响。

收稿日期: 2025-08-27 修回日期: 2025-09-23

基金项目: 国家重点研发计划项目(2023 YFC3009304); 中铁第四勘察设计院集团有限公司科技研究开发计划课题(KY2023024S)

作者简介: 李新军(1983-), 男, 高级工程师, 工学硕士, 研究方向为岩土结构力学。

## 2 工程概况

### 2.1 车站概况

丹水池站为武汉市 12 号线(江北段)工程的第 22 座车站,位于江岸区,设计为地下二层岛式站台车站,计算有效站台长度 140 m,宽度 16.8~8.38 m。车站外包总长 247.2 m。车站主体建筑面积 16 082 m<sup>2</sup>,车站附属建筑面积 13 576 m<sup>2</sup>,总建筑面积 29 658 m<sup>2</sup>。车站两边区间均为盾构区间,小里程端为小盾构接收。基坑面积约 6 211 m<sup>2</sup>,基坑深度约 22.5 m,主体结构顶板覆土厚度约 3.5 m(有效站台中心处),基坑底位于 4-2 粉细砂层。

深基坑围护结构形式采用“地下连续墙+内支撑”体系。小里程端头井段及标准段的地下连续墙厚度为 1 000 mm,墙体混凝土等级为 C35,接头形式为刚性工字钢接头。支撑系统采用组合式支护布置,竖向共设置 3 道混凝土支撑、1 道钢支撑及 1 道钢换撑,钢支撑采用直径  $\Phi 800$  mm、壁厚 16 mm 的钢管,布置形式根据开挖深度及结构受力情况优化布置。见图 1。

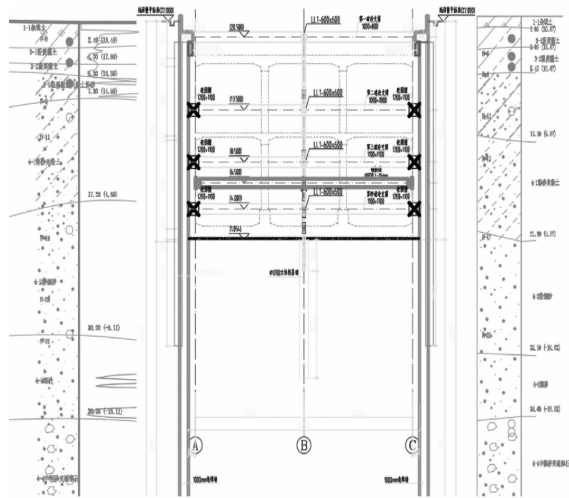


图 1 深基坑围护结构

### 2.2 地质情况

根据勘察结果,拟建工程场地沿线上覆土层主要为近代人工填土层、第四系河流冲洪积土层、砂层,下部基岩为志留系砂质泥岩等。据野外钻孔岩性描述、原位测试结果及室内土工试验成果,对勘探深度范围内的主要地层岩性特征进行系统归纳,其详细分布与工程性质见表 1。场区内填土、软土及含软黏性土的互层土总厚度大于 8 m,根据《武汉市深厚软土区域市政与建筑工程地面沉降防控技术导则》,本工程场地属地面沉降重点防控区。

表 1 土层参数表

土层	厚度 /m	重度 /kN·m <sup>-3</sup>	粘聚力 /kPa	内摩擦角/(°)	压缩模量/MPa	泊松比
杂填土	2.4	18.5	8	12	3.0	0.50
粉质黏土	1.6	18.6	20	11	5.0	0.54
粉质黏土	1	18.5	15	4.5	0.56	0.56
黏土夹粉土粉砂	2.3	18.5	8	5.0	0.52	0.52
粉砂夹粉土	9.9	19.0	3	10.0	0.44	0.44
粉细砂	13	19.2	0	17.0	0.41	0.41

## 3 模型建立

本次建模计算采用 FLAC3D 岩土有限元分析软件。首先在 Rhino7.0 中构建三维基坑模型,通过 griddle 重划分网格导入到 FLAC3D 中。地层采用摩尔-库伦本构模型,以考虑地层的塑性变形。地下连续墙等维护结构采用弹性模型。结构与土之间采用单元来模拟。丹水池站基坑平面开挖部分尺寸为 40 m×25 m,开挖深度为 22.5 m。三维计算模型尺寸取为 110 m×80 m×40 m,模型上边界设置为自由边界,以允许垂直变形;底部施加全约束,限制节点在三个方向的自由度;各侧边施加水平约束,仅限制垂直于基坑方向的水平位移,以消除边界效应对计算结果的干扰。基坑内设置的水平支撑采用梁单元进行模拟。

既有货运铁路位于基坑左侧,与基坑最近距离仅 8.47 m。考虑地面建筑物以及货运火车经过时产生的荷载,地面超载取 20 kPa,既有货运铁路专线荷载按 40 kPa 考虑。深基坑三维模型见图 2。

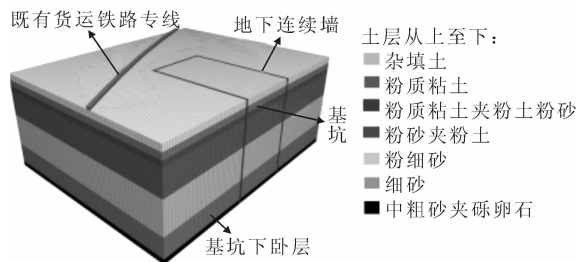


图 2 深基坑计算模型

计算模型考虑了丹水池站基坑的分步开挖与支护过程,以实现土体逐层卸载的力学响应。整个施工过程划分为 5 个计算步,依次模拟各开挖层及对应支护结构的施工时序。计算采用“先变形、后支护”的模拟原则,即每道支撑在对应土层开挖至其底标高后,围护结构首先发生自由变形,随后在下一计算步中再激活该道支撑。

依据实际施工过程将基坑模拟开挖划分为 5 个工况,见表 2。

表 2 模拟工况表

阶段编号	模拟工况内容
工况 I	向下开挖 2.5 m, 布置第一道混凝土支撑
工况 II	向下开挖 4.5 m, 布置第二道混凝土支撑
工况 III	继续向下开挖 5 m, 布置第三道混凝土支撑
工况 IV	继续向下开挖 5 m, 布置第四道钢支撑
工况 V	继续向下开挖 5.5 m, 并在坑底浇筑混凝土底板

### 4 模拟分析

选取施工工序全部完成后的深基坑为研究对象, 各方向位移云图见图 3。模拟计算深基坑的 X、

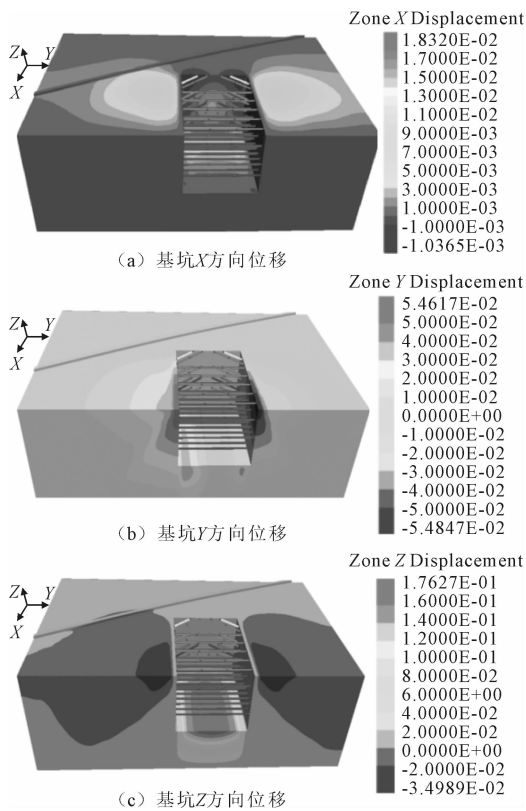


图 3 工况 V 深基坑 X、Y、Z 方向位移云图

Y、Z 方向位移最大值分别为 18.32 mm、54.61 mm、176 mm。从 X 方向位移云图可以看出, 位移沿地下连续墙整体呈现为“蝶形”分布, 以近似于圆形向外扩散, 此时铁路路基最大纵向位移为 2.9 mm。从 Y 方向位移云图可以看出, 位移呈现为“椭圆形”分布, 即中间大, 两边收敛的形式, 此时铁路路基最大横向位移为 2.49 mm。由于深基坑呈长方形, 深基坑长边约束减弱, 形成类似“悬臂梁”的受力状态, 导致 Y 方向位移远大于 X 方向位移。从 Z 方向位移云图可以看出基坑附近地表竖向位移以及基底土体发生的隆起状况, 位移呈现为“扇形”分布, 有一段铁路受到深基坑较强的沉降影响。此时铁路路基最大沉降量为 3.32 mm, 该点所处位置据基坑短边和

长边的法向距离约 1.34 m 和 19.76 m。

通过整理计算数据, 得到各个施工阶段既有货运铁路的位移最大值, 见表 3。可以看出, 在工况 I、II、III 阶段铁路路基位移主要以 X、Y 方向位移为主, 在工况 IV、V 阶段主要以 Z 方向位移为主。结果表明丹水池站深基坑施工对既有货运铁路运营影响较小, 对运营线路安全影响可控。

表 3 各工况铁路路基最大位移汇总表

阶段编号	(单位: mm)		
	X 方向	Y 方向	Z 方向
工况 I	0.13	0.07	-0.11
工况 II	0.43	0.63	-0.06
工况 III	1.62	1.70	-1.30
工况 IV	2.93	2.59	-3.25
工况 V	2.90	2.49	-3.32

图 4 为既有货运铁路各个节点最大沉降值曲线。可以看出, 曲线呈缓慢增加-稍微减小-迅速增加-迅速下降的趋势。根据曲线特征, 将货运铁路分为四个路段。路段 I: 随着铁路靠近基坑, 铁路路基沉降值逐渐增加。路段 II: 该路段靠近基坑转角, 沉降值反而降低, 这是由于基坑转角处相邻两侧的地下连续墙交叉形成刚性三角区, 使土体处于“双向受压”状态, 抑制了剪应力发展, 显著限制土体侧向位移。转角处的支护构件形成的刚性节点也提升了基坑整体稳定性。路段 III: 从 Z 方向位移云图可以看出该路段受沉降影响较大, 沉降值迅速增加。这说明铁路路基的沉降并非仅由单一方向的距离决定, 而是受到基坑长边与短边法向距离的耦合作用影响。路段 IV: 该路段开始远离基坑, 路基沉降值降低。

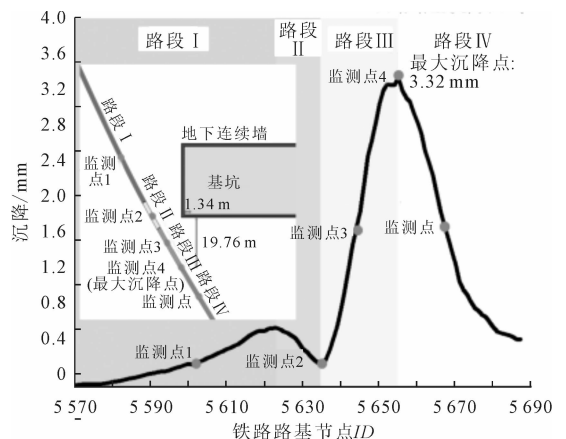


图 4 铁路路基最大沉降值曲线

为精确获得随深基坑开挖支护过程铁路附近的地表沉降值变化情况, 设置五个监测点在基坑开挖过程中监测铁路附近的总体位移。为了方便描述, 直接对监测点命名: 监测点 1 监测路段 I 沉降情况; 监测点 2 监测路段 II 沉降情况; 监测点 3 监测路段

Ⅲ 沉降情况;监测点 4 监测最大沉降点情况;监测点 5 监测路段Ⅳ沉降情况。

图 5 为铁路监测点沉降值曲线图。可以看出,基坑每次开挖都会使铁路路基附近沉降值迅速增大,工况Ⅳ是引起铁路路基沉降量最大的一环,因此在开挖阶段重点强化对邻近铁路路基的变形响应监测,以及时掌握其沉降发展趋势。

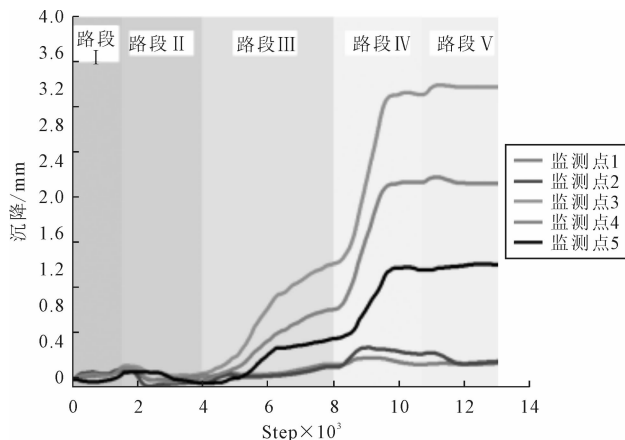


图 5 铁路监测点沉降值曲线

## 5 结论

以武汉市 12 号线丹水池站深基坑工程为依托,采用 FLAC 软件建立了地下连续墙+内支撑的围护结构支撑体系的数值模型,模拟了深基坑开挖支护全过程,并分析了其对既有货运铁路的沉降影响。

(1)丹水池深基坑在施工期间引起货运铁路专线路基的 X 方向位移最大值为 2.93 mm, Y 方向位移最大值为 2.59 mm, 沉降最大值为 3.32 mm, 满足铁路线路轨道几何容许偏差管理值,对运营线路

安全影响可控。

(2)丹水池站左侧货运铁路路基沉降值呈先增大后减小的趋势,最大沉降点出现于距基坑短边和长边的法向距离约 1.34 m 和 19.76 m 处。

(3)基坑开挖该期间重点强化对邻近铁路路基的变形响应监测,以及时掌握其沉降发展趋势。

## 参 考 文 献

- [1] SON M. The response of buildings to excavation-induced ground movements [M]. University of Illinois at Urbana-Champaign, 2003.
- [2] SCHUSTER M, KUNG G T C, JUANG C H, et al. Simplified Model for Evaluating Damage Potential of Buildings Adjacent to a Braced Excavation [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2009, 135(12): 1823-35.
- [3] 张治国, 张孟喜, 王卫东. 基坑开挖对临近地铁隧道影响的两阶段分析方法[J]. 岩土力学, 2011, 32(7): 2085-2092.
- [4] LEI H Y, ZHAN B S, FENG S X, et al. Influence of Foundation Pit Groups' Excavation on the Deformation Characteristics of Adjacent Railway Subgrade and Protection Measures [J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2023, 41(7): 3877-95.
- [5] 邱永沅. 新建基坑对邻近既有铁路隧道的风险识别与防控措施[J]. 土工基础, 2023, 37(1): 88-91.
- [6] 赵长久. 深基坑开挖对既有高速铁路桥梁的影响研究[J]. 铁道建筑技术, 2024(6): 202-5+19.
- [7] 胡钟予, 刘国买, 姚志雄, 等. 软土深基坑施工对近接铁路桥变形影响分析[J]. 福建理工大学学报, 2023, 21(6): 523-30.
- [8] 储成伍. 深基坑开挖对邻近铁路路基变形的影响[J]. 铁道建筑, 2021, 61(3): 83-6+102.
- [9] 李 锦, 陆善佳, 陈祥侨. 软土地区深基坑开挖对邻近既有铁路的影响分析[J]. 土工基础, 2022, 36(5): 683-687.
- [10] 刘勇志, 巩 胜, 成潇博, 等. 超大深基坑施工对邻近地铁结构影响的数值分析[J]. 土工基础, 2025, 39(4): 558-564.

## Impact of Foundation Excavation on Adjacent Railway Using Numerical Simulation

LI Xinjun

(China Railway Siyuan Survey and Design Group Co. Ltd., Wuhan 430063)

**Abstract** With the accelerated development of urban underground space, deep excavation projects adjacent to railway lines are increasingly common. The stress release in soil and groundwater seepage induced by excavation often lead to surrounding soil deformation, which may cause settlement of railway subgrades and pose a potential threat to train operation safety. This study presents the deep excavation of Danshuichi Station on Wuhan Metro Line No. 12 as a case study. Using FLAC3D numerical simulation software, a three-dimensional finite difference model was established to dynamically simulate the entire process of excavation and support. The influence of deep excavation on the settlement of adjacent freight railway subgrade was systematically analyzed. The results indicate that the settlement curve of the railway subgrade first increases and then decreases, with a maximum settlement value of 3.32 mm occurring at a distance of 19.76 m from the long side of the excavation. This settlement is within the allowable deviation limits of railway track geometry, indicating that the current construction plan has a controllable impact on the safety of the operational railway. It was also found that each excavation step causes significant settlement in the soil near the railway. Therefore, it is recommended to strengthen deformation monitoring of the adjacent subgrade during excavation and implement dynamic feedback control measures to ensure construction and operational safety. This study can provide a reference for the design and construction of similar deep excavations near railways.

**Key words** Deep Excavation; Existing Railways; Subgrade Settlement; Numerical Analysis

# 软土深基坑不同支撑形式变形控制对比分析研究

廖 斌

(浙江省地矿勘察院有限公司上海分公司, 上海 200433)

**摘要:** 软土地区深基坑通常采用变形控制效果较好的支撑方案,其中水平支撑和斜抛撑是较为常用的两种支撑形式,目前关于支撑变形控制的研究,主要还是集中于单一支撑形式。以浦东新区某深基坑项目为例,分析两种支撑形式在相同工程条件下的变形控制效果。首先通过启明星深基坑计算软件和有限元数值分析软件,对两种支撑形式的变形计算结果进行对比验证;其次利用修正后的数值模型对基坑开挖引起的周边环境变形进行模拟分析;最后将基坑施工过程中的实测数据,与数值模拟变形值进行对比分析,进而对两种支撑形式的变形控制效果进行综合对比。结果表明:在相同工程条件下,两种支撑形式下围护桩水平位移峰值和变形趋势大致相同,斜抛撑实测水平位移稍大于水平支撑;对于坑外保护对象的沉降控制效果,斜抛撑稍强于水平支撑。

**关键词:** 基坑;支撑;变形;数值分析;监测

**中图分类号:** TU473 **文献标识码:** B **文章编号:** 1004-3152(2026)02-0327-05

## 1 引言

随着基坑设计理论的不完善、基坑工程实践经验的不断积累,软土地区基坑工程设计已逐渐由强度控制,转变为变形控制<sup>[1,2]</sup>。上海市基坑工程技术标准更是将基坑等级细分为安全等级和环境保护等级两类;安全等级主要控制围护结构强度、稳定性和构件截面验算等,环境保护等级主要控制围护结构自身及其周边环境变形限值。

软土地区基坑开挖深度范围内多为淤泥质土,土层物理力学指标普遍较低<sup>[3]</sup>,基坑工程开挖和降水对周边环境造成的影响不容忽视<sup>[4-6]</sup>。为有效控制深基坑围护结构和周边环境变形,“悬臂式”围护方案一般较难满足规范变形控制限值要求,通常需要采用“板式+支撑”的围护方案。水平支撑体系整体刚度大,变形控制效果相对较好,但是存在支撑造价相对较高、土方开挖施工较慢等缺陷<sup>[7]</sup>;斜抛撑体系采用盆式开挖,坑内不设支撑,施工空间大<sup>[8-12]</sup>,支撑造价较低,但是存在施工工序复杂、坑边留土挖除难度大、结构底板需分次浇筑等缺陷,通常会影响到基坑施工工期。方舒新等<sup>[12]</sup>以“SMW工法桩+斜抛撑”的某基坑为例,采用FLAC3D模拟分析了斜抛撑支护基坑开挖对邻近综合管廊的影响。杨承志等<sup>[13]</sup>以“钻孔灌注桩+内支撑”的某基坑项目为例,

采用ABAQUS软件模拟分析了不同内支撑平面布置形式对基坑支护效果的影响。

目前关于不同支撑形式变形控制效果的研究,多集中于单一支撑形式,尚缺乏两种支撑形式在相同工程条件下的对比分析。本文以同时采用水平支撑和斜抛撑的某软土深基坑实例为分析对象,对两种不同支撑形式的变形控制效果进行了综合对比分析,可为类似规模深基坑项目支撑形式的选型提供相关参考依据。

## 2 工程概况

周浦某基坑项目位于上海市浦东新区,拟建建筑物主要由7幢14层住宅楼、多幢2~3层配套建筑物组成,整体设置一层地下室。基坑开挖面积约23 000 m<sup>2</sup>,常规开挖深度约为5 m,见图1。

本项目基坑周边环境条件相对较复杂。基坑北侧为现状河道,河道与用地红线之间为代建绿地,现为空地;基坑东侧、南侧和西侧为现状道路,道路下方埋设有市政东侧管线;基坑东侧道路局部为桥梁引桥起坡段,桥面标高由南向北逐步抬高,从基坑东侧中部开始由引桥逐步架空,基坑东侧范围内路(桥)面标高约+5.300~+8.400(坑外设计地面标高为+4.500),引桥及起坡段基础型式为承台桩基础,桩基为PHC 600管桩,桩长约32 m~36 m;东

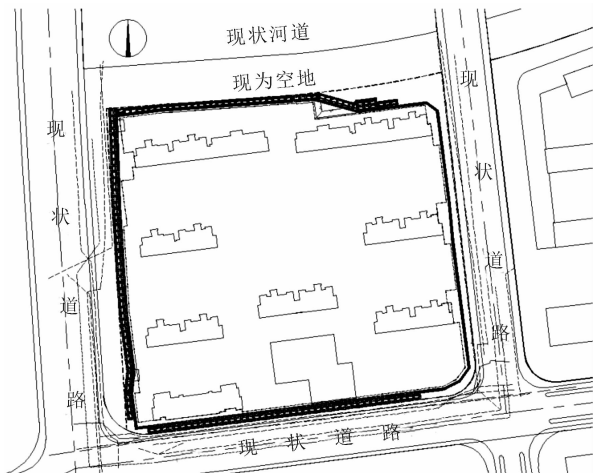


图1 基坑周边环境图

侧引桥外边线距离地库外墙线最近约 5 m,在基坑围护设计、施工中需注意加强保护。

本项目基坑设计方案采用“双轴水泥土搅拌桩重力坝”与“土工法+钢管斜抛撑(局部水平混凝土

角撑)”相结合的围护型式,见图 1 和图 2。基坑西侧、南侧和北侧采用“双轴水泥土搅拌桩重力坝”的围护方案;基坑东侧临近已建道路桥梁,且围护结构施工空间有限,故采用“板式+支撑”的围护方案,其中东侧中部支撑形式采用钢管斜抛撑(图 2 和图 3),东北角和东南角支撑形式采用混凝土水平角撑(图 2 和图 4),东侧整体支撑平面布置见图 2。

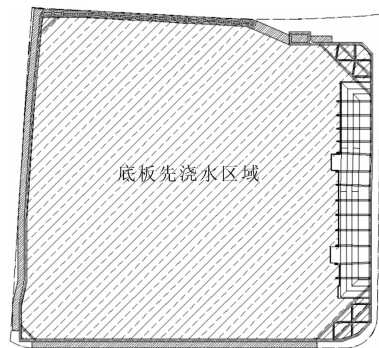


图2 支撑平面布置图

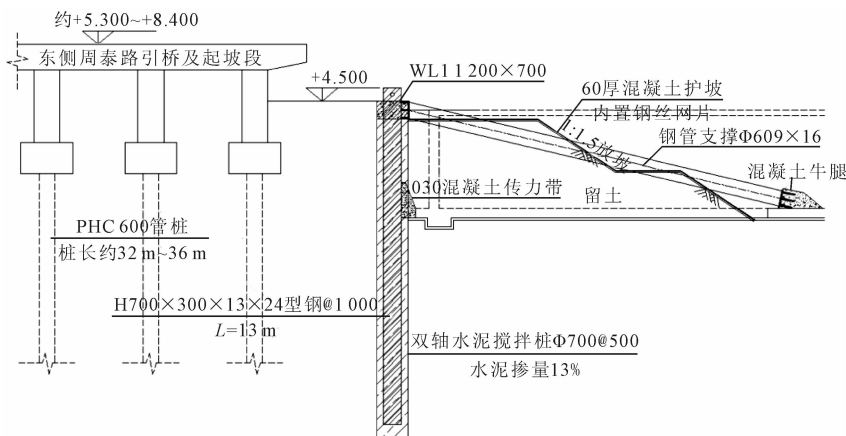


图3 东侧基坑剖面图一(土工法+斜抛撑)

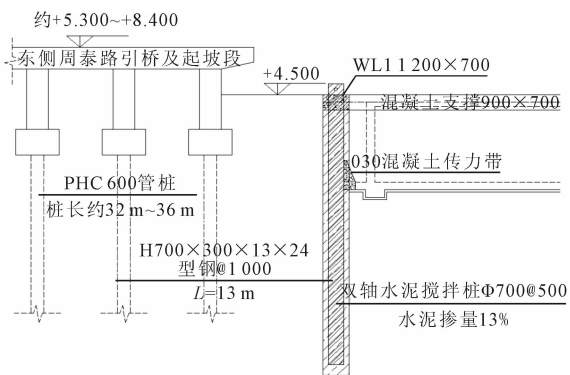


图4 东侧基坑剖面图二(土工法+一道水平支撑)

要由粘性土、粉性土及砂土组成。土层主要包括:②层灰质粉质粘土、③层淤泥质粉质粘土、③<sub>1</sub>层粘质粉土(易渗水,可能产生流砂等不良地质现象)、④层淤泥质黏土、⑤<sub>1</sub>层黏土。第③、④层为淤泥质软土层,含水量高,土层物理抗剪强度指标较低,具有一定触变性和流变性。基坑底部主要位于第④层土。土层参数见表 1。

表 1 土层物理力学指标

土层编号	名称	重度 /kN·m <sup>-3</sup>	粘聚力 /kPa	内摩擦角 /(°)
① <sub>1-1</sub>	杂填土	18.0	/	/
②	粉质粘土	18.7	19	20.5
③	淤泥质粉质粘土	17.4	11	18
③ <sub>1</sub>	粘质粉土	18.7	5	30.5
④	淤泥质粘土	16.6	12	13.5
⑤ <sub>1</sub>	粘土	17.4	14	12

### 3 地质概况

基坑常规挖深影响范围内的地层属第四纪全新世~晚更新世长江三角洲滨海平原型沉积土层,主

## 4 计算结果

### 4.1 启明星基坑设计软件计算结果

在土层分布和坑外超载相同的条件下,根据启明星深基坑设计软件(FRWS)计算结果,围护桩水平变形见图 5。

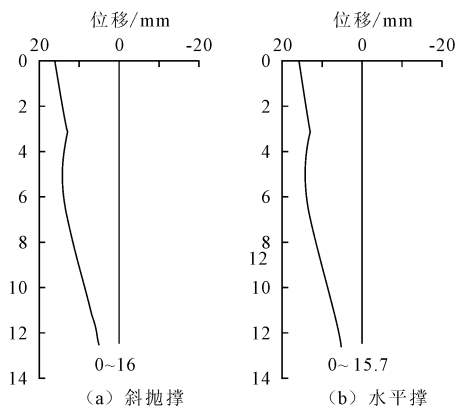


图 5 围护桩水平位移包络图

基坑开挖阶段,斜抛撑和水平支撑围护桩计算水平变形最大值分别为 14.3 mm 和 14.1 mm,最大变形位置均位于坑底附近;拆撑工况下,斜抛撑和水平支撑围护桩计算水平变形最大值分别为 16 mm 和 15.7 mm,最大变形位置靠近桩顶附近(计算最大变形主要由拆撑变形产生)。可见,斜抛撑和水平支撑围护桩计算水平变形发展趋势大致相同,斜抛撑剖面计算水平变形值略大于水平撑剖面。

在围檩外侧围压相同的条件下,水平支撑区域支撑间距约为 8.5 m~9 m,斜抛撑区域支撑间距约为 6.5 m~7.5 m,根据启明星深基坑设计软件(BSC)计算结果,支撑平面整体计算变形值见图 6。水平撑区域围檩最大计算变形约为 10.7 mm,最大变形位置位于水平角撑间距最大处;斜抛撑区域围檩最大计算变形约为 7.8 mm,最大变形位置位于斜抛撑间距最大处。可见,斜抛撑区域因支撑平面间距相比水平撑区域更小,故支撑平面计算变形中,斜抛撑区域的围檩计算变形略小于水平撑。

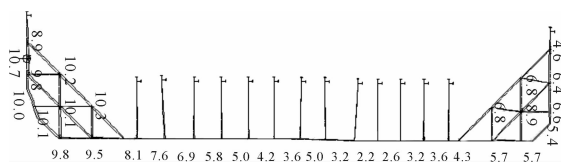


图 6 东侧支撑平面位移整体计算结果(单位:mm)

### 4.2 数值模型与启明星计算结果对比修正

本次数值模拟采用 Plaxis2D 进行分析计算,以得出基坑开挖施工对周边环境附加变形的影响。数

值模型中包含了土体、围护桩,坑内加固、支撑、邻近建筑等结构。参照《上海市基坑工程技术标准》(DG/TJ 08-61-2018),土体模型采用能反应土体小应变时变形特性的 HS-Smail 弹塑性模型<sup>[14]</sup>,各土层模型参数取值参照上海基坑规范条文说明中提供的经验参数,围护桩、支撑和邻近建筑等混凝土构件采用线弹性模型。

为复核验证数值模型的合理性,选取基坑东侧围护结构启明星水平位移计算结果为验证依据,对数值模型进行拟合、修正,修正后数值模拟结果与启明星计算结果进行对比分析见图 7、图 8。

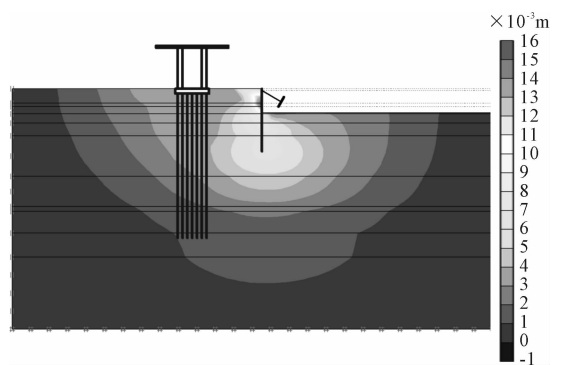


图 7 斜抛撑区域围护桩水平位移云图(单位:mm)

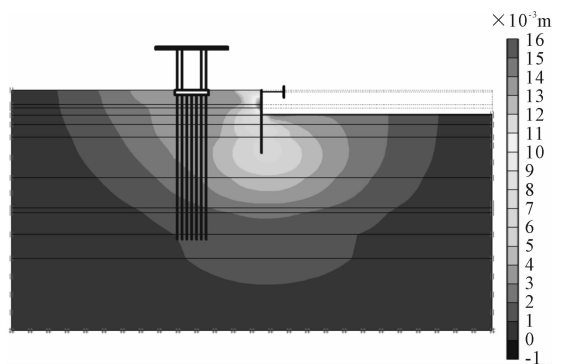


图 8 水平支撑区域围护桩水平位移云图(单位:mm)

根据数值模型水平变形云图,斜抛撑和水平支撑围护桩最大变形位置均位于坑底附近,围护桩最大水平位移值分别为 15.97 mm 和 15.71 mm,与启明星计算结果和水平位移分布趋势大致相同,可见,修正后的数值模型计算结果与启明星软件计算结果比较吻合,可用于进一步模拟分析基坑开挖对周边环境的影响。

### 4.3 基坑开挖对周边环境影响的模拟分析

根据修正后的数值模型,对基坑开挖和拆撑工况下,东侧引桥的水平位移和沉降进行模拟分析,分析结果见图 9。

斜抛撑和水平支撑区域东侧引桥的水平位移和沉降计算值大致相同,水平位移计算值分别为 3.70

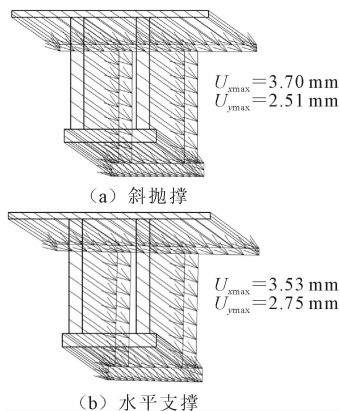


图9 东侧引桥位移矢量图

mm 和 3.53 mm, 沉降计算值分别为 2.51 mm 和 2.75 mm。可见, 斜抛撑和水平支撑坑外引桥的水平位移和沉降计算值总体相差不大; 斜抛撑区域引桥的沉降计算值略小于水平支撑区域; 斜抛撑区域引桥的水平位移计算值略大于水平支撑区域。

#### 4.4 现场基坑监测实测值对比分析

根据现场基坑监测报表(东侧中部和东北角测斜孔数据), 水平支撑和斜抛撑典型区域围护桩水平位移(测斜)实测值与计算值比较见图 10。斜抛撑区域围护桩最大水平位移监测值为 49.24 mm, 约为启明星计算值(16 mm)的 3 倍; 实测最大水平位移位置约位于地面下 4.5 m 处(坑底附近), 启明星计算水平位移最大值则位于桩顶附近。水平支撑区域围护桩最大水平位移监测值为 45.66 mm, 约为启明星计算值(15.7 mm)的 3 倍; 实测最大水平位移位置约位于地面下 3.5 m 处(坑底以上), 启明星计算水平位移最大值则位于桩顶附近。

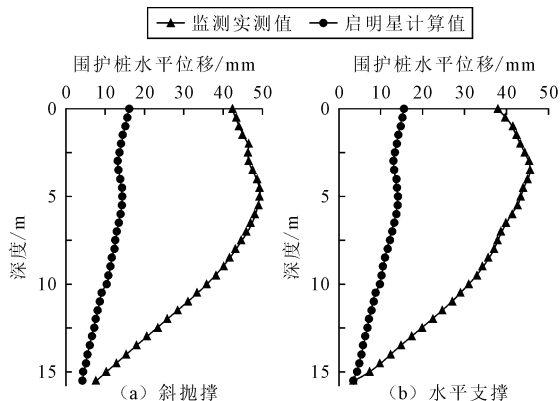


图10 围护桩水平位移监测值

可见, 水平支撑和斜抛撑典型区域围护桩实测水平位移变形发展趋势大致相同, 最大水平位移大致均位于坑底附近或坑底靠上(与启明星水平位移峰值分布位置有差异); 水平支撑区域围护桩实测水平位移峰值约为斜抛撑区域的 0.9 倍。

本基坑两种支撑形式区域实测水平位移均约为计算水平位移的 3 倍, 主要原因分析有两个方面, 一是计算位移采用规范推荐的竖向弹性地基梁法计算, 仅考虑每延米宽的围护桩剖面计算位移, 未充分考虑基坑边长和面积产生的尺寸效应; 另一方面是计算位移未考虑基坑开挖和回筑过程中(基坑暴露期间), 随基坑暴露时间逐步累积的变形量, 斜抛撑区域因坑边留土、底板二次浇筑, 受基坑暴露时间影响尤为明显。

水平支撑和斜抛撑典型区域坑外引桥实测水平位移见图 11。

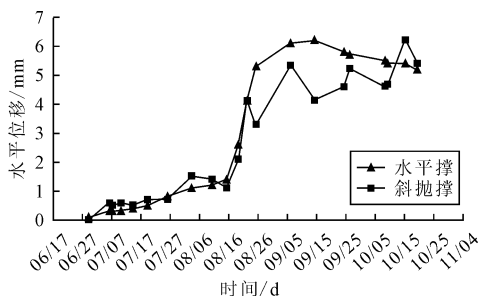


图11 坑外引桥水平位移监测值

斜抛撑区域坑外引桥实测水平位移随基坑施工逐渐增大, 土方开挖和拆撑阶段发展速率较快(拆撑阶段实测值稍有波动), 最大水平位移监测值为 6.3 mm, 约为数值模拟计算值的 1.7 倍; 水平支撑区域坑外引桥随基坑施工逐渐增大, 土方开挖和拆撑阶段发展速率较快, 最大水平位移监测值为 6.1 mm, 约为数值模拟计算值的 1.7 倍; 水平支撑和斜抛撑典型区域坑外引桥实测水平位移发展趋势大致相同, 水平土方开挖和拆撑阶段均发展速率较快; 斜抛撑区域坑外引桥实测水平位移峰值与水平支撑区域大致相同。

水平支撑和斜抛撑典型区域坑外引桥实测沉降见图 12。

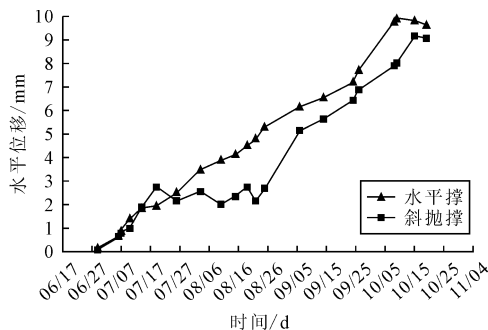


图12 坑外引桥沉降监测值

斜抛撑区域坑外引桥实测沉降随基坑施工逐渐增大, 土方开挖和拆撑阶段发展速率较快, 最大水平位移监测值为 9.2 mm, 约为数值模拟计算值的 3.7

倍;水平支撑区域坑外引桥随基坑施工逐渐增大,发展速率相对较平缓,最大水平位移监测值为 9.9 mm,约为数值模拟计算值的 3.6 倍;水平撑和斜抛撑典型区域坑外引桥实测沉降发展趋势大致相同,水平支撑区域发展趋势相对较平缓,斜抛撑区域在基坑开挖和拆撑阶段发展趋势较快;斜抛撑区域坑外引桥实测沉降峰值约为水平支撑区域的 0.93 倍。

## 5 结语

本文结合实例,根据启明星设计软件计算结果,采用 Plaxis<sup>2D</sup> 软件建立了基坑开挖施工对坑外引桥影响的数值模型,并将计算结果与现场实际基坑监测结果进行了对比分析,得出以下结论:

(1) 基坑工程施工受“时空效应”影响,围护桩实测水平位移普遍大于启明星计算值,实测峰值约可达到启明星计算峰值的 3 倍。

(2) 对于采用一道支撑的基坑项目,启明星计算的围护桩最大水平位移通常位于桩顶附近(主要由拆撑变形产生),但是围护桩实测水平位移峰值还是在坑底附近,因拆撑产生的围护桩“上口”变形相对有限。

(3) 对于斜抛撑和水平支撑,启明星计算的围护桩水平位移峰值和变形趋势大致相同,斜抛撑因施工工序相对复杂,围护桩实测水平位移通常要稍大于水平支撑。本实例中,水平支撑区域围护桩实测水平位移峰值约为斜抛撑区域的 0.9 倍。

(4) 根据启明星计算结果,拟合、修正后的数值模型可用于模拟分析坑外保护对象因基坑开挖施工产生的附加变形;数值模拟分析结果与实测变形趋势较为接近,但模拟结果受拟合依据的启明星计算结果影响,与实测值大致呈相应倍数关系。

(5) 对于坑外保护对象的水平位移控制效果,斜抛撑和水平支撑大致相当;对于坑外保护对象的沉降控制效果,斜抛撑稍强于水平支撑。因此,对于软

土地区地下一层基坑,当坑外保护对象对沉降控制要求较严格,且斜抛撑工艺具备施工可行性时,可优先考虑采用斜抛撑方案。

## 参 考 文 献

- [1] 郑 刚. 软土地区基坑工程变形控制方法及工程应用[J]. 岩土工程学报, 2022, 44(1): 1-36.
- [2] 仇安兵. 有限空间新建设施基坑开挖沉降特征及小变形控制[J]. 工程科学学报, 2024, 46(4): 735-743.
- [3] 侯兰新. 软土地区承台提升对既有桥梁基础影响分析[J]. 铁道建筑技术, 2025(7): 105-108.
- [4] 蒋宏鸣. 软土地区临河基坑支护的变形监测及环境影响分析[J]. 建筑结构, 2020, 50(S02): 721-725.
- [5] 刘念武, 龚晓南, 俞 峰, 等. 软土地区基坑开挖引起的浅基础建筑沉降分析[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(S2): 325-329.
- [6] 谭 兴, 宣霖康. 陆家嘴地区超深大基坑支护结构竖向变形的实测分析[J]. 建筑结构, 2019, 49(S2): 899-905.
- [7] 侯胜男, 张 凯, 岳建勇. 全预制支护体系在超大面积基坑工程中的设计与实践[J]. 土工基础, 2025, 39(4): 537-542.
- [8] 戴 斌, 谈永卫, 赵 昇. “中心岛”方案在地势不平低洼区超大面积深基坑工程中的应用[J]. 土工基础, 2021, 35(3): 281-285.
- [9] 蒋宏鸣, 张海波, 徐壮涛, 等. 临近既有建筑深基坑开挖简化分析方法选取研究[J]. 建筑结构, 2020, 50(S01): 995-999.
- [10] 曹笑馨. 排桩加斜抛撑支护体系在深基坑中的应用[J]. 土木工程与管理学报, 2013, 30(1): 39-44.
- [11] 杜 策. 斜抛撑基坑开挖变形影响及其控制措施[J]. 岩土工程技术, 2016, 30(3): 134-139.
- [12] 方舒新, 蔡奇鹏, 马阳阳, 等. 斜抛撑支护基坑开挖对邻近综合管廊的影响分析[J]. 华侨大学学报(自然科学版), 2022, 43(5): 596-602.
- [13] 杨承志, 尹紫红, 等. 内支撑布置对深基坑变形的影响[J]. 科学技术与工程, 2025, 25(16): 6913-6921.
- [14] 上海市住房和城乡建设管理委员会. 上海市工程建设规范基坑工程技术标准(DG/TJ 08-61-2018)[S]. 上海: 同济大学出版社, 2018.

(下转第 337 页)

# 高差场地交通振动传播特性与桩-筏基础减振研究

马殿君, 韩继悦, 纪云浩

(上海理工大学 环境与建筑学院, 上海 200093)

**摘要:** 随着道路交通发展, 环境振动问题日益突出, 尤其在高差地形区域。基于太原某高差地形场地的现场实测与有限元模拟, 分析了交通振动在高差地形中的传播特性及桩-筏基础的减振效果。研究表明: 振动由台上传至台上后呈现明显方向异性,  $X$  向速度 RMS 值放大 31%,  $Z$  向衰减 21%,  $Y$  向变化较小; 频谱特性发生明显变化,  $X$  向出现峰值频率迁移。有限元分析表明, 桩-筏基础的减振效果随筏板厚度增加而提升, 对水平方向的改善优于铅垂向。当筏板厚度为 1.5 m 时, 三个方向的 VC 振动等级均可控制在 VC-D 以下。综合结果表明, 在太原类土质高差场地中采用 1.5 m 板厚的桩-筏基础可有效实现振动控制, 为类似地形条件下的工程防振设计提供了参考。

**关键词:** 高差场地; 环境振动; 桩-筏基础; 振动传播特性; 减振效果

**中图分类号:** TU473 **文献标识码:** B **文章编号:** 1004-3152(2026)02-0332-06

## 1 引言

随着道路密集程度的不断增加, 道路交通不可避免的穿越居民区和高精尖科技研发区, 其引发的环境振动对人们的日常生活影响越来越大, 逐渐成为人们重点关注的问题。

国内外学者对道路交通环境振动开展了大量研究。张凯等<sup>[1]</sup>对西安地铁 2 号线穿越或绕行全国重点文物保护单位为工程实例, 通过现场监测获得地铁运营以来隧道内及古建筑本体振动响应水平。Lak 等<sup>[2]</sup>研究了道路不平坦度、车辆动态响应和地面振动之间的关系, 表明路面平整度对道路交通环境振动影响显著。楼梦麟等<sup>[3]</sup>对某隧道区间段和附近地表的振动进行实测, 并将实测数据转化为频谱曲线后进行分析。袁新敏等<sup>[4]</sup>通过对武汉市某繁忙交通干道的振动测试, 得到了在汽车通过时的振动数据, 并分析得到了公路交通振动的衰减一般规律和衰减公式。宗刚等<sup>[5]</sup>提出了采用同一场地内地面道路交通振动实测对地铁振动衰减规律进行预测的方法。Istegun 等<sup>[6]</sup>研究重点是在自由场条件下进行了一些现场实验, 以研究开放沟槽作为波障的保护效果, 以减轻高速列车引起的环境地面振动。Wang 等<sup>[7]</sup>为研究移动车辆载荷下地面振动的特点, 开展了振动现场试验。Hunaidi 等<sup>[8]</sup>对某地的两个测点进行现场测试, 对不同车辆引起的振动强

度和频率进行了分析和比较。孟江等<sup>[9]</sup>对道路交通所致地下古遗址振动响应进行现场实测, 得到了振动速度响应同车速和距振源距离的函数关系。Fang 等<sup>[10]</sup>对城市道路交通所致地面振动进行了现场实测, 对测试数据进行时域分析。陈松<sup>[11]</sup>测定了高速列车通过时各个测点的动力响应值, 并利用傅里叶变换求得振动响应的频谱值。梁铁成等<sup>[12]</sup>对道路两侧车辆行驶引起地面振动水平进行了实测, 结果表明, 地面振动强度随距离增加而逐渐减小。Toygar 等<sup>[13]</sup>通过进行一系列全尺寸现场振动试验, 确定了沟槽的位置和深度、振动源的激励频率和瑞利波长这些基本参数对地面振动隔离的影响。Astrauskas 等<sup>[14]</sup>在冬季和夏季两个季节进行道路交通所致地面振动现场测试, 以分析土壤冻结对交通环境振动的影响。

目前, 大多是对水平道路振动响应规律进行现象分析, 对有高差地形的振动规律没有进行讨论。本文依托太原某项目, 开展高差地形实测分析与有限元模拟。

## 2 现场实测研究

### 2.1 地质条件

根据太原地区某项目地勘报告可得, 地勘场地地貌为黄土丘陵, 东北高西南低, 地形起伏较大, 勘察深度范围内未揭露地下水, 场地及场地附近不存

在全新活动断裂,也不存在岩溶、危岩崩塌、泥石流、采空区。场地地基土主要由第四系全新统人工堆积层(Q<sub>4</sub><sup>ml</sup>)、上更新统风积层(Q<sub>3</sub><sup>col</sup>)、中更新统风积层(Q<sub>2</sub><sup>col</sup>)、中更新统冲洪积层(Q<sub>2</sub><sup>al+pl</sup>)组成。去除土体表面杂填土将其等效为下一层土计算,得出场地土层分布主要以素填土、湿陷性土、湿陷性粉质黏土、粉土、粉质黏土。表 1 给出了各土层分布以及物理力学特性。

表 1 土体参数

层号	土层名称	层厚 /m	密度 /kg·m <sup>-3</sup>	泊松比	弹性模量 /MPa
1	素填土	2.8	1660	0.35	135
2	湿陷性粉土	8.2	1300	0.4	346.44
3	湿陷性粉质粘土	11.3	1470	0.44	392.69
4	粉土	6.5	1780	0.34	414.62
5	粉质粘土	13.2	1870	0.36	476.71

### 2.2 测试方案

选取高差地形进行测试,以小轿车车型为道路交通测试振源。垂直车辆行驶方向布置 3 个测点,振源测点记为 S<sub>0</sub>、高差地形台下记为 S<sub>1</sub>、6 m 高差地形台上记为 S<sub>2</sub>。振源到 S<sub>0</sub> 距离为 5 m, S<sub>0</sub> 到 S<sub>1</sub> 为 10 m。

测试工况为小轿车速度以 60 km·h<sup>-1</sup> 过车 10 次,选取中午或晚上道路车流较少时间段进行测试。图 1、图 2 为太原测试场地照片与测点布置图。



图 1 太原场地测试

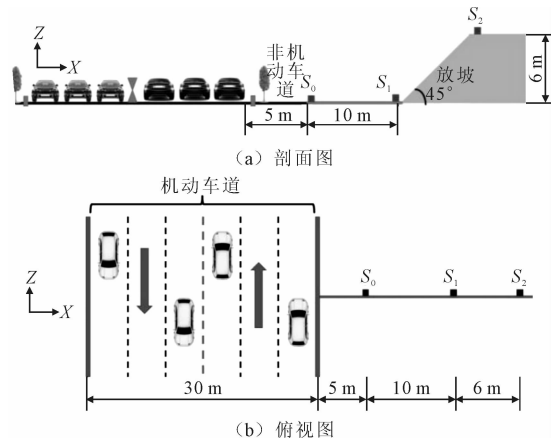


图 2 太原测点布置图

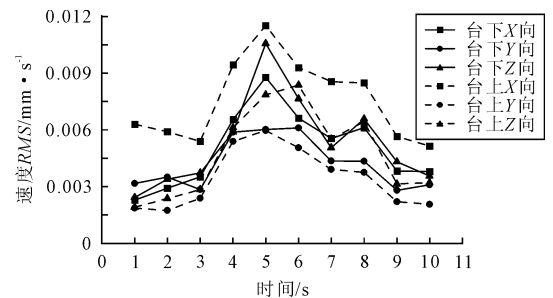


图 3 速度 RMS 值对比

向(垂直行车方向)出现了明显的放大效应,这主要是由于高差地形结构在 X 方向上仅有一侧受到约束,其受力模式类似于“悬臂结构”。在外部车辆振动激励作用下,此类结构形式使土体更易产生变形,从而导致振动响应放大。Y 方向的台上与台下振动水平变化不大,表明该方向传递较为平稳。而在 Z 方向上,振动则呈现衰减趋势,说明振动从台上传至台下过程中,随着铅垂向土体厚度增加,阻尼效应逐渐增强,抑制了该方向振动的传播。

参数  $\alpha$  通过台上测点 S<sub>2</sub> 与台下测点 S<sub>1</sub> 的平均速度 RMS 峰值之比计算得出,用以进行无量纲分析。其中,各测点的峰值平均值经 10 次测试、并综合三个方向的数据统计获得。计算结果见表 2。

表 2 速度 RMS 值峰值对比

	X	Y	Z
台下 S <sub>1</sub> 速度 RMS 值峰值/mm·s <sup>-1</sup>	0.008 8	0.006 1	0.010 6
台上 S <sub>2</sub> 速度 RMS 值峰值/mm·s <sup>-1</sup>	0.011 5	0.006 0	0.008 4
$\alpha = \frac{V_{RMS,S2}}{V_{RMS,S1}}$	1.31	0.98	0.79

表 2 结果表明,振动经地形传播后,其方向性效应显著:X 向被显著放大 31%;Y 向影响最为微弱,仅衰减 2%;与之相反,Z 向则产生了 21% 的显著衰减。

### 3.2 频谱曲线分析

以一次过车工况下的测试数据为分析对象,台

## 3 测试结果分析

### 3.1 时域分析

取台下 S<sub>1</sub> 测点和台上 S<sub>2</sub> 测点 10 次过车时的时程数据,选取车辆通过时 10 s 的数据进行分析。计算实测的 10 s 振动数据每秒钟的 RMS 值,并绘制速度每秒 RMS 平均值时程曲线,见图 3。

从速度 RMS 值的对比图中可以观察到:X 方

上测点 S2 与台下测点 S1 在 X、Y、Z 三个方向的频谱对比结果见图 4。

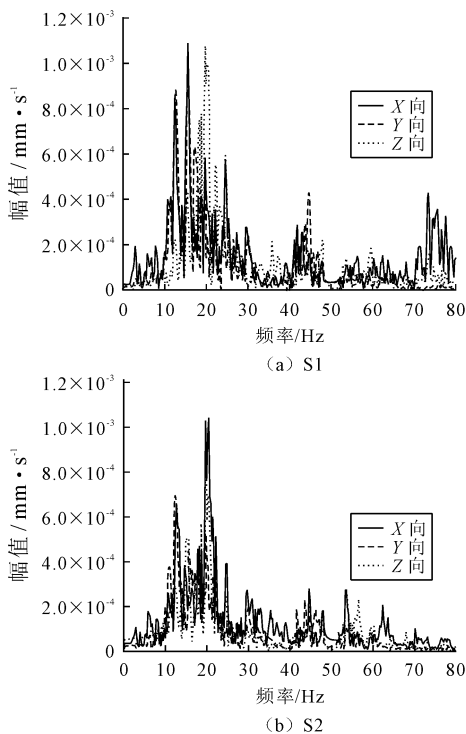


图 4 频谱曲线对比

从频谱曲线可以看出,台下测点振动在 X、Y、Z 三个方向上的主频均集中于 10~30 Hz 范围内。振动由台下向台上传播后,各方向频谱特性发生明显变化: X 向在高频段出现能量衰减,同时峰值频率由 15 Hz 迁移至 20 Hz,表明振动能量在频谱上重新分布,并向 20 Hz 集中; Y 向主要表现为峰值频率处的局部衰减,其余频段未见显著改变; Z 向则在 10~30 Hz 整个主频范围内呈现整体衰减趋势。

## 4 桩筏基础有限元分析

建立道路交通作用下高差场地的不同筏板厚度的桩-筏基础三维有限元模型,选取筏板厚度分别为 0.7 m、1 m、1.5 m、2 m,通过对仿真结果的速度 RMS 分析以及三分之一倍频程分析来确定最优筏板厚度,从而最终确定合理的桩-筏基础结构设计方案。

### 4.1 建立有限元模型

采用 ABAQUS 建立了长宽均为 100 m 的高差地形土体有限元模型,高差按实际地形设置于 46 m 处。在上部后 15 m 区段构建了桩筏减振基础,对比了 0.7 m、1 m、1.5 m、2 m 四种筏板厚度,其下均布 30 根桩径 0.8 m、桩长 37 m 的 C35 混凝土实心桩。模型参数依据实际工程确定,桩端持力层为粉

质黏土。振源为前文实测小车振源输入,见图 5。

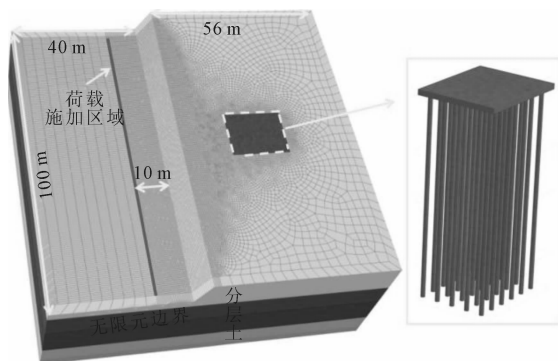


图 5 桩筏结构有限元模型

### 4.2 结果分析

选取数据提取位置见图 6,在筏板横向中心轴线上间隔 4 m 取一个数据点,素土部分分别在两侧间隔 2 m 取一个数据点,共 9 个数据点。对提取数据做预处理后,进行速度 RMS 值峰值分析、速度三分之一倍频程分析。

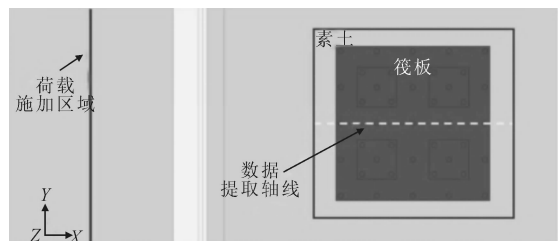


图 6 数据提取位置示意图

#### (1) 时域分析

对场地在不同筏板厚度工况下 9 个数据提取点的速度每秒 RMS 值峰值进行分析,绘制三个方向的对比曲线,见图 7。

可以看出速度 RMS 值随着距离的增加呈现出“U”字型规律,对三个方向均产生了大幅度的衰减;对比不同方向可以发现, X 向与 Y 向的速度 RMS 值随着筏板厚度的增加逐渐降低, Z 向随着厚度的增加降低幅度没有 X 向与 Y 向显著。振动波在传递至桩-筏基础后的土体时,会产生放大效应。

为了更直观的对比桩-筏基础的减振效果,分别取模型筏板中心点记为 P0、素土数据点记为 P1,对两个点的速度 RMS 值峰值对其做除法进行无量纲处理,取计算结果为参数  $\beta$ ,表示剩余率,计算公式如下:

$$\beta = \frac{V_{\text{RMS},P0}}{V_{\text{RMS},P1}} \quad (1)$$

其中, $\beta$  参数可以刻画桩-筏基础对振动响应的减振效果,数值越低表示振动响应的剩余率越小,减振效果越好。经过计算得到不同筏板厚度下的  $\beta$  值

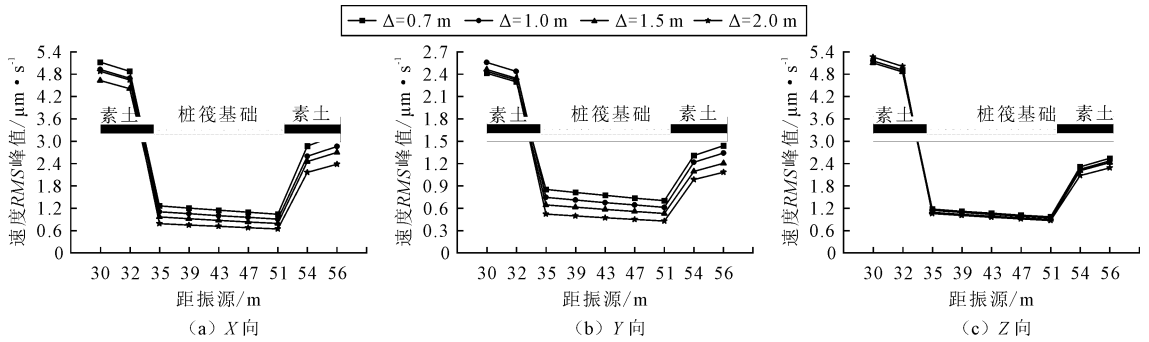


图 7 不同筏板厚度速度 RMS 值峰值对比

对比见表 3。

表 3 不同筏板厚度的剩余率对比

$\beta$	筏板厚度/m			
	0.7	1	1.5	2
X	0.24	0.22	0.20	0.16
Y	0.34	0.28	0.25	0.20
Z	0.22	0.21	0.2	0.19

由表 3 结果可知,桩-筏基础对应的振动响应剩余率( $\beta$ )总体上随筏板厚度的增加而逐渐降低,表明其减振效果逐步增强。进一步分析发现,筏板厚度变化对水平方向(X 向与 Y 向)的影响明显大于铅垂向(Z 向)。具体而言,X 向与 Y 向的剩余率分别从 0.24 和 0.34 逐步下降至 0.20 和 0.26,变化幅度显著;而 Z 向的剩余率随厚度增加变化较为有限。这一现象主要源于筏板厚度增加对结构水平向刚度的提升效果更为明显,而对铅垂向刚度的增强作用相对较弱,从而使得 X、Y 向振动的抑制效果优于 Z 向。

(2) 频域分析

对 4 种工况计算结果分别取筏板中心处的数据点与周边素土数据点,对其速度时程数据进行三分之一倍频程处理分析,得出速度振级下不同筏板厚度下三个方向的三分之一倍频程对比图,见图 8。

分析结果表明,道路交通引起的桩-筏基础振动响应主要集中于 30 Hz 以内,其主频范围基本不受影响,振动能量的衰减主要表现为主频幅值的降低。从 VC 振动等级来看,桩-筏基础可提供至少一个等级的减振效果。在素土条件下,振动等级为 VC-B;随着筏板厚度增加,三个方向的 VC 等级均逐渐降低,其中 X、Y 向的降幅显著大于 Z 向,说明增加筏板厚度对水平方向的减振效果更为明显。

具体来看,X 向减振效果最佳,板厚 1 m 时即达到 VC-D,2 m 时进一步提升至 VC-E;Y 向次之,1.5 m 时达到 VC-D,但 2 m 时未达到 VC-E,这主要源于筏板在 X 向的结构尺寸大于 Y 向,刚度相应更高,从而具备更好的振动抑制能力;Z 向在板厚为

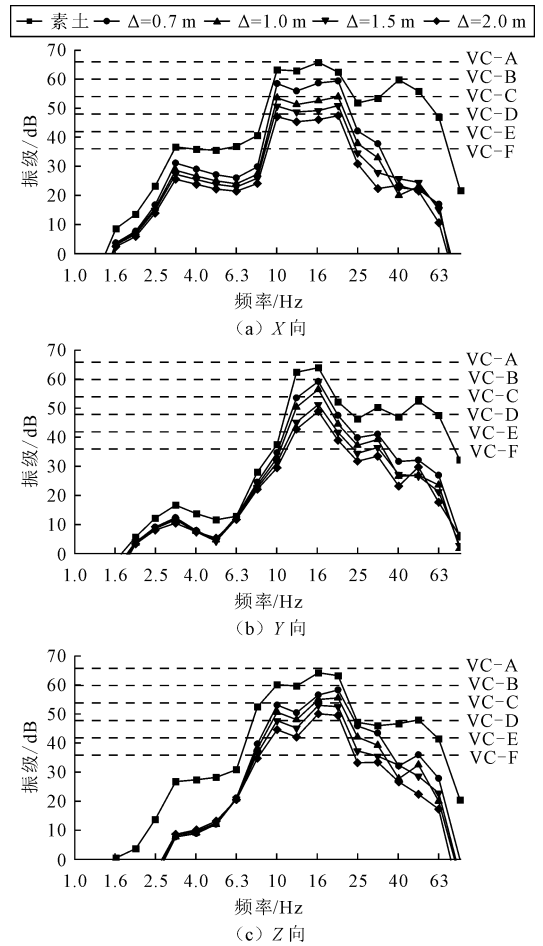


图 8 不同筏板厚度三分之一倍频程对比

1.5 m 与 2 m 时均达到 VC-D。

综合时域与频域分析结果,为确保太原土质高差地形场地的振动响应控制在 VC-D 等级以内,建议选用板厚为 1.5 m 的桩-筏基础。

5 结论

通过现场实测与数值模拟相结合的方法,研究了交通荷载作用下高差场地的振动传播特性与桩-筏基础的减振效果,主要得出以下结论:

(1)高差地形对振动传播具有显著的影响。台

上测点与台下相比, X 向振动响应被放大 31%, Z 向衰减 21%, Y 向基本不变, 说明垂直行车方向因“悬臂效应”更易产生动力放大, 而铅垂向因土体阻尼增强而衰减。

(2) 频谱特性表明, 高差传播过程主要影响主频幅值而非主频范围。X 向出现频散现象, 峰值频率由 15 Hz 迁移至 20 Hz; Y、Z 向在主频段内幅值下降, Z 向衰减尤为显著, 体现出土体滤波作用。

(3) 桩-筏基础能有效降低振动响应, 减振效果随筏板厚度增加而增强。水平方向(X、Y 向)的振动剩余率随板厚增加下降显著, 优于铅垂向(Z 向), 源于筏板结构对水平刚度提升更为明显。

(4) 从 VC 振动等级评价, 筏板厚度为 1.5 m 时, X、Y、Z 三个方向均能达到 VC-D 等级以下, 满足一般精密环境振动控制要求。综合考虑经济性与减振效果, 推荐在太原类黄土高差场地中采用 1.5 m 板厚的桩-筏基础。

(5) 本研究明确了高差场地中振动传播的方向性与频谱演化机制, 验证了桩-筏基础在不同厚度下的减振性能, 为相关地形条件下的工程防振设计提供了重要依据, 后续可进一步开展多种车型、车速与复杂地层耦合效应的深入研究。

### 参 考 文 献

- [1] 张 凯, 李 欢, 李嘉毅, 等. 西安地铁 2 号线对古建筑振动影响监测分析[J]. 土工基础, 2021, 35(4): 531-534.
- [2] Lak M A, Degrande G, Lombaert G. The Effect of Road Unevenness on the Dynamic Vehicle Response and Ground-borne Vibrations due to Road Traffic[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2011, 31(10): 1357-1377.
- [3] 楼梦麟, 谭广宝. 公路交通运行引起的振动实测及其衰减分析[J]. 力学季刊, 2013, 34: 663-672.
- [4] 袁新敏, 张玉华, 左鹏飞, 等. 公路交通引起振动的现场测试与分析[J]. 土工基础, 2007(2): 73-75.
- [5] 宗 刚, 张永红, 李广振, 等. 由道路交通预测地铁振动衰减规律的实测研究[J]. 地下空间与工程学报, 2017, 13(1): 229-235.
- [6] Istegun B, Celebi E, Kirtel O, et al. Mitigation of High-speed Train-induced Environmental Ground Vibrations Considering Open Trenches in the Soft Soil Conditions by In-situ Tests[J]. Transportation Geotechnics, 2023, 40.
- [7] Wang H, Zhang C, Jiang J, et al. Vibration Characteristics and Isolation in Vibration-sensitive Areas Under Moving Vehicle Load [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2022, 153.
- [8] Hunaidi O, Guan W, Nicks J. Building Vibrations and Dynamic Pavement Loads Induced by Transit Buses[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2000, 19(6): 435-453.
- [9] 孟 江, 朱利明, 陈彦铭, 等. 路面交通诱发的振动对邻近地下遗址的影响[J]. 南京工业大学学报(自然科学版), 2023, 45(6): 704-710.
- [10] Fang X F, Li D. Field Test and Analysis for Environmental Vibration Induced by Road Traffic Load[J]. Applied Mechanics and Materials, 2013, 482: 183-187.
- [11] 陈 松. 高架线路振动响应的监测与分析[J]. 土工基础, 2015, 29(1): 117-119.
- [12] 梁铁成, 李桐林, 董瑞春. 公路车辆产生振动波的衰减研究[J]. 吉林大学学报(地球科学版), 2003(3): 382-386.
- [13] Toygar O, Ulgen D. A Full-scale Field Study on Mitigation of Environmental Ground Vibrations by Using Open Trenches[J]. Building and Environment, 2021, 203.
- [14] Astrauskas T, Januševicius T, Grubliauskas R. Vehicle Speed Influence on Ground-borne Vibrations Caused by Road Transport when Passing Vertical Traffic Calming Measures[J]. Promet-Traffic&Transportation, 2020, 32(2): 247-253.

## Propagation Characteristics of Traffic Vibration in High Elevation Difference Sites and Vibration Reduction of Pile-Raft Foundations

MA Dianjun, HAN Jiyue, Ji Yunhao

(School of Environment and Architecture, University of Shanghai for Science and Technology, Shanghai 200093)

**Abstract** With the development of road traffic, the problem of environmental vibration has become increasingly prominent, especially in areas with high elevation differences where systematic research is still lacking. Based on the on-site measurement and finite element simulation of a high elevation difference raft foundation site in Taiyuan, the propagation characteristics of traffic vibration in high elevation difference terrain and the vibration damping effect of pile-raft foundation were analyzed. Research shows that after the vibration is transmitted from the stage to the stage, it presents obvious anisotropic directions. The RMS value of the velocity in the X direction is amplified by 31%, attenuated by 21% in the Z direction, and changes relatively little in the Y direction. The spectral characteristics have undergone significant changes, with a peak frequency shift occurring in the X direction. Finite element analysis shows that the vibration damping effect of pile-raft foundation improves with the increase of raft slab thickness, and the improvement in the horizontal direction is better than that in the vertical direction. When the thickness of the raft is 1.5m, the VC vibration levels in all three directions can be controlled below VC-D. The comprehensive results show that the adoption of a 1.5-meter-thick pile-raft foundation in the soil-like high elevation difference site in Taiyuan can achieve effective vibration control, providing an important reference for the engineering vibration prevention design under similar terrain conditions.

**Key words** High Elevation Difference Site; Environmental Vibration; Pile-Raft Foundation; Vibration Propagation Characteristics; Vibration Damping Effect

(上接第 331 页)

## Comparative Analysis and Research on Deformation Control of Different Support Forms in Deep Excavation in Soft Soils

LIAO Bin

(Shanghai Division, Zhejiang Provincial Geology and Mineral Exploration Institute Co. Ltd., Shanghai 200433)

**Abstract** To control the deformation of the excavation structure and surrounding environment, the bracing options with better deformation control effect is usually adopted for deep excavation in soft soils, the horizontal brace and the raker type brace are two commonly used forms of support. At present, research on support deformation control mainly focuses on a single support form. This paper presents a deep excavation project in Pudong New Area as a case history to analyze and study the deformation control effects of two support forms under same engineering conditions. Firstly, the deformation estimation results of the two support forms were compared and verified through the Qimingxing deep excavation analysis software and the finite element numerical analysis software. Secondly, the modified numerical model is utilized to simulate and analyze the deformation of the surrounding environment caused by deep excavation. Finally, the measured monitoring data during the deep excavation construction process are compared and analyzed with the numerical simulation deformation values, and then a comprehensive comparative analysis and research on the deformation control effects of the two support forms are conducted. The results show the, under the same engineering conditions, the peak horizontal displacement and deformation trend of the soldier piles under the two support forms are approximately the same. The measured horizontal displacement of the diagonal struts is slightly greater than that of the horizontal supports; For the settlement control effect of the protected objects outside the pit, the diagonal throw brace is slightly stronger than the horizontal support.

**Key words** Excavations; Strut; Deformation; Numerical Simulation Analysis; Monitoring

# 橡胶纤维对膨胀土的剪切强度-膨胀影响

王荣昌<sup>1</sup>, 杨忠年<sup>1</sup>, 时伟<sup>1</sup>, 孙振兴<sup>1</sup>, 凌贤长<sup>1,2</sup>, 孟相<sup>1</sup>, 张泽凯<sup>1</sup>

(1. 青岛理工大学 土木工程学院, 山东青岛 266033; 2. 哈尔滨工业大学 土木工程学院, 哈尔滨 150090)

**摘要:** 橡胶作为一种高弹性、密度低、高耐久性的材料,在土木工程领域得到广泛运用。开展饱和橡胶纤维加筋土的固结直剪试验,研究橡胶纤维含量为0%、5%、7%、10%、15%的剪切应力-剪切位移响应。试验结果表明:(1)在膨胀土中掺入橡胶纤维可以显著降低土体固结时的竖向位移。(2)ESR一般在剪切位移为2 mm处取得抗剪强度峰值,随着橡胶纤维含量增加,ESR由应变软化转化为应变硬化。(3)橡胶纤维能显著提高膨胀土的黏聚力,但内摩擦角变化并不明显。(4)引入应力比 $R_{\tau_{ult}}$ 参数来描述抗剪强度与纤维掺量、垂直压力之间的关系,发现纤维可以改善加筋土的剪切强度。

**关键词:** 直剪试验;膨胀土;橡胶纤维;应力比;抗剪强度

**中图分类号:** TU411 **文献标识码:** B **文章编号:** 1004-3152(2026)02-0338-06

## 1 引言

膨胀土因含有大量蒙脱石、伊利石等亲水性矿物,具有吸水膨胀,失水收缩的特性,在实际工程应用面临着诸多困难<sup>[1]</sup>。膨胀土广泛分布于公路、铁路和堤坝等工程中,因此膨胀土的强度和稳定性问题得到了重点关注。膨胀土可以通过物理改良措施如添加纤维<sup>[2]</sup>、添加土工格栅<sup>[3]</sup>等,化学改良措施<sup>[4,5]</sup>如添加水泥、生石灰、粉煤灰等降低膨胀土的膨胀收缩性能,满足岩土工程应用的设计标准。

废旧轮胎数量的增加导致世界各地产生严重的环境问题,常见的废旧轮胎处理方法为填埋和焚烧。一方面,轮胎作为一种不可降解的材料,焚烧后会释放CO、CO<sub>2</sub>和SO<sub>x</sub>等气体危害自然环境;另一方面,由于废旧轮胎的密度较低,在填埋时会消耗大量的空间。使用化学改良措施虽能效抑制膨胀土的胀缩性,但会对环境造成破坏,长期效益差,因此有必要研究物理改良膨胀土的方法。许多学者建议将废旧轮胎制作成橡胶颗粒或者橡胶纤维应用于岩土工程和地质环境中<sup>[6-8]</sup>。

纤维加筋是改良土体性能的一种有效而可靠的方法,通过纤维与土壤颗粒之间的相互作用(如纤维与土界面间的摩擦力和黏聚力,纤维对土壤的约束

作用<sup>[9]</sup>),在土体产生破坏面时,纤维可限制破坏面的发展<sup>[10]</sup>,从而提高土壤稳定性,增强土体承载力,减少沉降和侧向变形<sup>[11]</sup>。纤维对细粒土或黏性土性能影响的研究包含了各种类型的纤维(天然纤维<sup>[12]</sup>、合成纤维<sup>[13,14]</sup>)。Sivakumar等<sup>[15]</sup>研究了椰子纤维加筋粉土的强度和刚度。Mirzababaei等<sup>[16]</sup>对纤维加筋膨胀土进行无侧限抗压强度试验和膨胀压力测试,结果表明,在膨胀土中掺入橡胶纤维可以显著增强土体的承载力。

有关纤维增强土的抗剪强度,得到了广泛研究。Rodríguez等<sup>[17]</sup>等进行了固结不排水压缩三轴试验,研究了地毯废纤维加筋黏土的抗剪强度,发现地毯废料纤维能显著提高黏土的有效剪应力比和偏应力。Rao等<sup>[18]</sup>采用三维有限元模拟方法,建立了界面剪切强度与纤维弹性模量的关系。Tan等<sup>[19]</sup>发现草根和土工格栅的联合加固可显著提高加筋土的抗剪强度。Mirzababaei等<sup>[20]</sup>通过多级直剪试验研究了初始孔隙比以及应力历史对纤维增强黏土抗剪强度的影响。Mali等<sup>[21]</sup>通过三轴试验确定了聚丙烯纤维增强土壤的最佳纤维掺量与最优纤维尺寸。Soltani等<sup>[22]</sup>提出了橡胶颗粒增强黏土界的面剪切强度实用尺寸模型。综上所述,目前对纤维加筋膨胀土的研究大多考虑单一掺量或土壤条件,对掺量和受力条件相结合的研究较少。

收稿日期:2024-01-27 修回日期:2024-02-19

基金项目:国家自然科学基金(42177153);国家重大仪器开发项目(41627801)

作者简介:王荣昌(1997-),男,硕士生,研究方向为特殊土力学。

通讯作者:杨忠年(1985-),男,博士,教授,研究方向为特殊土力学。

本文进行了随机掺入橡胶纤维加筋膨胀土试验研究,对橡胶纤维加筋膨胀土(ESR)进行了固结快剪试验,分析了不同条件下的 ESR 剪切应力-剪切应变曲线,黏聚力和内摩擦角,综合考量橡胶纤维掺量与垂直压力对 ESR 力学性能的影响。

## 2 试验材料及试验方案

### 2.1 试验材料

本研究采用的土为河南重塑膨胀土,根据《土工试验方法标准》对膨胀土的最优含水率、最大干密度、自由含水率、液塑限等物理性质指标进行了测试,结果见表 1。将取来的土样碾碎烘干,然后通过 1 mm 直径标准筛,土的级配曲线见图 1。将过筛的土按最优含水率和橡胶纤维混合搅拌均匀,用塑料膜密封,静置一昼夜后取出制样。

表 1 膨胀土基本物理性质

性质	值
天然含水率/%	6.10
最优含水率/%	16.00
最大干密度/ $g \cdot cm^{-3}$	1.853
比重	2.73
塑限/%	22.30
液限/%	57.80
塑性指数	35.50
自由膨胀率/%	71.00

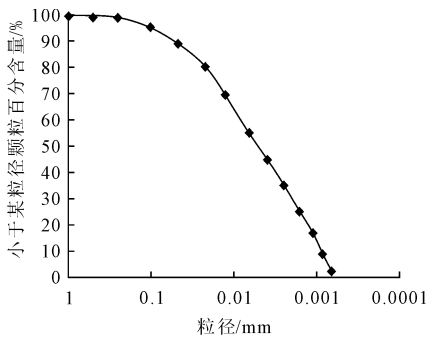


图 1 膨胀土的颗粒级配曲线

橡胶作为一种复合材料,具有高弹性、抗水性以及高阻尼的特性。对橡胶纤维进行筛分,去除较细和较粗的纤维,选取纤维长度为 8~10 mm,直径为 1 mm,见图 2。

### 2.2 试样制备

按最优含水率配置土样,配好后放入密封袋静置 24 h 使水分均匀。试样共分为 5 组,每组 4 个,各试样参数见表 2。刘飞禹等<sup>[23]</sup>发现 10% 的橡胶可最大程度改良土的剪切强度,因此,在本研究中,橡胶纤维掺量选择为 0%、5%、7%、10% 和 15%。将制备好的试样采用抽气饱和法和试样进行饱和,



图 2 橡胶纤维

在真空饱和缸内抽真空 2 h,再浸水饱和 24 h。

表 2 试样参数

编号	掺量 $f$ /%	垂直压力/kPa	剪切速率/ $mm \cdot min^{-1}$
RF-1	0	50/100/200/400	0.8
RF-2	5		
RF-3	7		
RF-4	10		
RF-5	15		

### 2.3 试验方案及仪器

本研究所用固结仪为南京土壤仪器厂生产的 WG 型单杠杆固结仪,对橡胶纤维加筋膨胀土进行了固结试验,荷载路径的荷载增量为 25、50、100、200、400 kPa。施加垂直压力后,测定垂直变形,当每小时垂直变形变化小于 0.005 mm 时,认为已达到固结稳定。

本研究采用四联应变控制直剪仪进行饱和和加筋土的直剪测试,以研究橡胶纤维掺量和垂直压力对剪切强度的影响。分别在 50、100、200、400 kPa 的垂直压力作用下,以  $0.8 mm \cdot min^{-1}$  的速率进行剪切,获得每级垂直荷载下的剪切强度。

## 3 结果与分析

### 3.1 ESR 的固结曲线

ESR 的  $e \sim \log \sigma$  曲线和竖向位移曲线见图 3,不同橡胶纤维掺量的 ESR 的  $e \sim \log \sigma$  曲线变化趋势几乎一致,橡胶纤维加筋土的孔隙比随着垂直压力的增加呈现先缓慢减小后骤然降低的趋势,RF-1 的孔隙比由 0.74 下降到 0.64,降低了 12.6%,与此相似,RF-2、RF-3、RF-4 和 RF-5 的孔隙比分别降低了 7.9%、9.8%、9% 和 13.1%。

各掺量下 ESR 的垂直压力-竖向位移曲线变化相似,竖向位移随垂直压力增加而增大,相同垂直压力下的 ESR 竖向位移随橡胶纤维的增加而先减小后增长。在低垂直压力下掺量对 ESR 竖向位移影响较小,在高垂直压力下的掺量影响显著,如在 50 kPa 处,各掺量的竖向位移几乎相同;但在 400 kPa

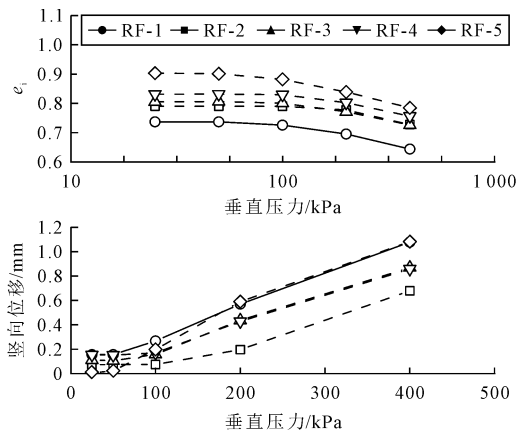


图3 ESR 固结参数曲线

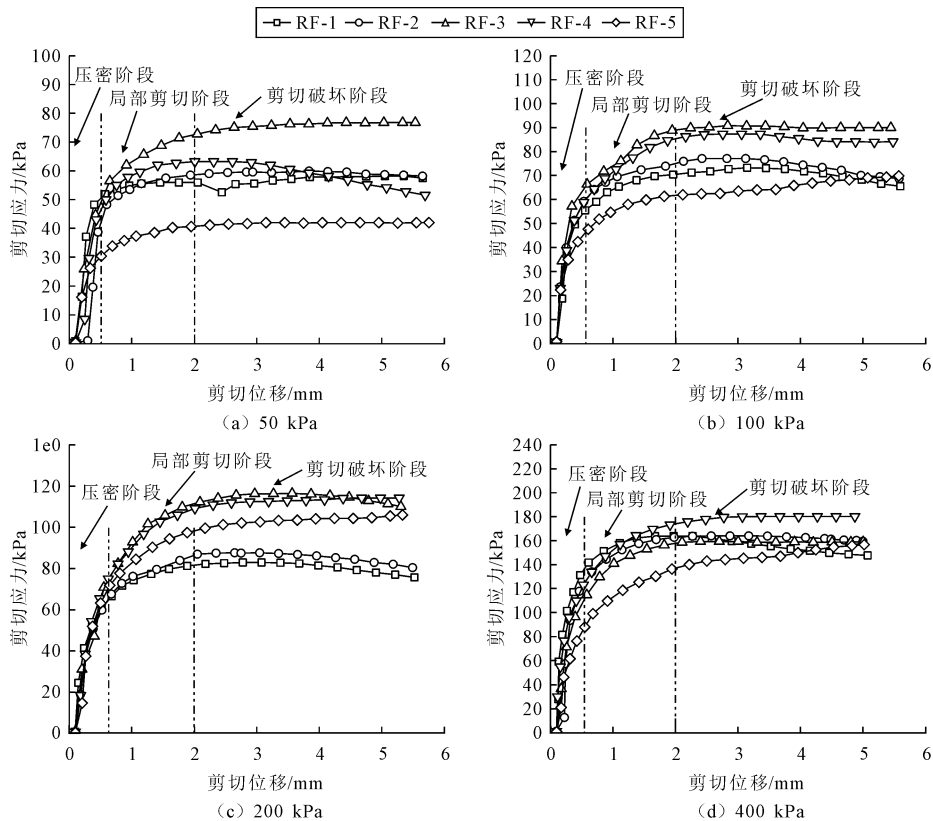


图4 ESR 剪切应力-剪切位移曲线

混合体抗剪强度结果相似:

(1)压密阶段:在初步施加剪切阶段中,ESR 的  $\tau$ - $s$  曲线中的剪切应力  $\tau$  会随着剪切位移  $s$  的增加呈现线性增大的趋势。这个阶段试样的变形主要是土体与橡胶纤维之间的空隙和土壤内的孔隙被压缩减小。因此,随着剪切应力的增加,试样逐渐被压密实。

(2)局部剪切阶段:当剪切应力  $\tau$  临近峰值时,ESR 的  $\tau$ - $s$  曲线出现斜率减小的趋势,即随着 ESR 的剪切位移  $s$  增加,剪切应力  $\tau$  缓慢增加,直到达到峰值应力。在这个阶段内,试样的抗剪强度主要受

处,竖向位移由 RF-1 的 1.051 mm 降低到 RF-2 的 0.587 mm,降低了 44.1%,这说明橡胶纤维能够约束固结期间的土壤收缩。此外,与未加筋土中观察到的压缩性增加趋势相比,橡胶纤维加筋土倾向于较小的垂直变形<sup>[24]</sup>,这表明通过添加适量的橡胶纤维可以显著抑制压缩变形。

### 3.2 剪切应力-剪切位移及归一化关系曲线

对饱和加筋土试样进行了直剪试验,可得到不同垂直压力下的剪切应力-剪切位移曲线,见图 4。

由图 4 可知,不同橡胶纤维掺量的剪切应力-剪切位移曲线趋势大致相同,可划分为 3 个阶段,这与邓华锋等<sup>[25]</sup>通过直剪试验研究不同含水率的土石

两个因素影响,一是土壤内部的摩阻力,二是橡胶纤维与土壤颗粒之间的黏结作用<sup>[26]</sup>。

(3)剪切破坏阶段:ESR 的  $\tau$ - $s$  曲线中剪切应力  $\tau$  到达峰值,后随剪切应变  $s$  增加而不变甚至减小的阶段。在这个阶段内,试样被完全破坏,出现明显的剪切破坏面,但试样仍存在一定的残余强度。

在不同的垂直压力下,所有试样的剪切应力都随着水平位移的增加而增大<sup>[27]</sup>,随着橡胶纤维掺量的增加,ESR 试样的剪切应力呈先增大后减小的趋势,7%橡胶纤维含量的 ESR 的剪切应力达到最高,15%含量的 ESR 剪切应力值最低。ESR 在各级不

同垂直压力下,尤其是在低垂直压力(50 kPa)下,ESR 的剪应力变化受橡胶纤维掺量影响较大,随着垂直压力增大,橡胶纤维对 ESR 抗剪强度影响逐渐降低。

加筋土试样达到最大剪切应力时的剪切位移均明显大于素土,表明橡胶纤维明显提高了土体的延性,这与徐华等<sup>[28]</sup>研究植物根系对根土复合体力学特性影响研究一致。

### 3.3 抗剪强度

对不同橡胶纤维掺量下的 ESR 试样的直剪试验结果进行拟合,得到摩尔-库伦包线见图 5(a),由图可知 ESR 试样的剪切应力与垂直压力呈现良好的线性关系,拟合相关系数均在 0.94 以上。为了量化橡胶纤维在各级垂直压力下对抗剪强度的影响,引入了  $I_t$  参数。

$$I_t = \frac{\tau_{ult} - \tau_{ult,s}}{\tau_{ult,s}} \quad (1)$$

式中: $I_t$  为橡胶加筋土抗剪强度比,表示在各种垂直压力下,由橡胶纤维引起的土壤剪切应力增量与未加筋土样本的剪切应力之比; $\tau_{ult}$  为橡胶加筋土极限剪切应力; $\tau_{ult,s}$  为未加筋土的极限剪切应力。

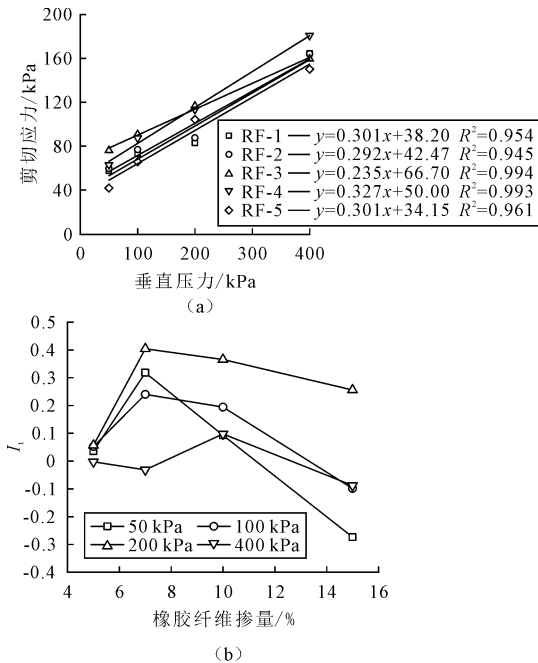


图 5 ESR 的抗剪强度及  $I_t$  曲线

图 5(b)显示了不同橡胶掺量在四种垂直压力下的  $I_t$  变化情况。在同一垂直压力下,随着橡胶纤维掺量的增加,ESR 的  $I_t$  呈现先增大后减小的趋势,在 RF-3 处取得最大值,后逐渐减低。若橡胶纤维较高,纤维在土体中的所形成的空间网状结构就会弱化,纤维在土体中定向分布就越明显,乱向分布情况就会越来越小;出现纤维与纤维之间的交错,即

纤维在土体中就会出现扎堆抱团现象,使得纤维与土的摩擦咬合程度变低;纤维过多容易在试样中形成贯穿裂缝,使试样存在潜在破坏面,加筋土更容易遭到破坏。橡胶纤维出现团聚现象,既未能发挥出橡胶纤维的抗拉能力,也未提供橡胶纤维与土壤之间的黏结性能。

在低垂直压力(50 kPa)下,ESR 的  $I_t$  发生显著变化, $I_t$  由橡胶掺量为 7% 下的最高值 0.32 降低到 15% 橡胶掺量下的最低值 -0.27;而在高垂直压力(400 kPa)下,ESR 的  $I_t$  的变化较小,几乎都在 0 处波动。说明在低垂直压力下,试样内部的橡胶纤维提供的抗拉性能对试样的剪切强度影响较大,而到高垂直压力下,橡胶纤维的影响变小,剪切强度主要受土壤内部的摩擦阻力影响。

### 3.4 黏聚力和内摩擦角

黏聚力和内摩擦角是衡量黏土抗剪强度的两个主要参数,根据摩尔-库伦强度准则:

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

对同一掺量下的 4 组试验数据采用最小二乘法线性回归,求得 ESR 黏聚力和内摩擦角。ESR 抗剪强度参数见表 3。

表 3 ESR 抗剪强度参数

编号	$\tau_{ult}/\text{kPa}$				参数		
	50	100	200	400	$c/\text{kPa}$	$\varphi/(\text{°})$	$R^2$
RF-1	57.88	73.23	83.10	164.68	38.2	16.8	0.954
RF-2	59.96	77.09	87.83	164.25	42.5	16.3	0.945
RF-3	76.30	90.83	116.71	159.53	66.7	13.2	0.994
RF-4	63.27	87.48	113.50	180.78	50.0	18.1	0.993
RF-5	42.06	66.03	104.38	150.23	34.2	16.8	0.961

表 3 反映了 ESR 的黏聚力( $c$ )、内摩擦角( $\varphi$ )与纤维掺量之间的变化情况,黏聚力随纤维掺量增加呈现先增大后减小的趋势。 $c$  值由未加筋土的 38.2 kPa 增大到 7% 纤维掺量的 66.7 kPa,相较未加筋土提高了 74.6%,表明纤维与土壤之间的黏结力发挥显著作用,且橡胶纤维与土壤颗粒之间的黏结力大于土壤内部的摩擦阻力;在 15% 处, $c$  值出现了降低,减小到 34.2 kPa,相较未加筋土降低了 10.5%,表明橡胶纤维与土壤的黏结能力降低。内摩擦角( $\varphi$ )反映土壤颗粒之间的摩擦特性,而  $\varphi$  值几乎稳定不变,维持在  $16^{\circ} \sim 18^{\circ}$  之间。这表明 ESR 的抗剪强度增加主要是受橡胶纤维与土壤的黏结性能增长影响,橡胶纤维对土壤颗粒间的摩擦性能作用较小。

### 3.5 应力比 $R\tau_{ult}$

引入  $R\tau_{ult}$  参数, $R\tau_{ult}$  定义为 ESR 剪切强度  $\tau_{ult}$  与垂直压力之比。

$$R\tau_{ult} = \frac{\tau_{ult}}{\sigma} \quad (3)$$

图 6(a)、(b)分别为 ESR 的应力比  $R\tau_{ult}$  相对于橡胶纤维掺量和垂直压力的变化曲线。随着橡胶纤维的增加,  $R\tau_{ult}$  在高垂直压力下呈现先增大后减小的变化趋势, 由 1.16 增长到 1.53 后降低到 0.84, 在低垂直压力下,  $R\tau_{ult}$  变化并不明显, 几乎处在同一水平面上。而随着垂直压力的增加, 不同橡胶掺量下试样的  $R\tau_{ult}$  均呈现非线性减小的趋势, 先迅速降低后趋于平缓。ESR 的应力比随着垂直压力的增加而下降。这可归因于在低垂直压力下, 土壤纤维界面处的约束较少。在固结阶段形成的土壤颗粒和橡胶纤维之间的初始粘结可能在低垂直压力下随着持续剪切而断裂。在剪切阶段之前, 由于垂直压力增加, 土壤颗粒和纤维之间的相互作用得到改善, 纤维逐渐拉伸。

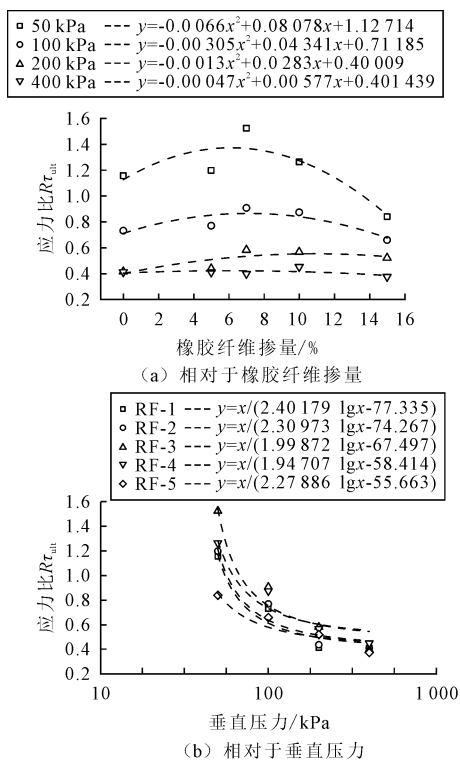


图 6 应力比  $R\tau_{ult}$

## 4 结论

通过饱和橡胶纤维加筋膨胀土开展固结快剪试验, 得到了 ESR 抗剪强度与橡胶纤维掺量、垂直压力之间的关系, 并对其应力比  $R\tau_{ult}$  进行了拟合分析, 得到了 ESR 抗剪强度关于橡胶纤维与垂直压力的经验公式, 结论如下:

(1) 添加橡胶纤维可限制膨胀土收缩, 5% 的橡胶含量即可将膨胀土固结竖向位移减少 44.1%。

(2) ESR 剪切应力-剪切位移曲线可简单划分为

压密、局部剪切、剪切破坏三个阶段, ESR 的抗剪强度主要由土体内部的摩阻力和纤维与土壤间的黏结力来提供。ESR 一般在剪切位移为 2 mm 处取得抗剪强度峰值, 在这之后, ESR 会出现一定的软化现象, 而随着橡胶纤维的增加, 这种软化会逐渐削弱, 这是由于 ESR 试样中的橡胶纤维提供了拉力, 导致剪切应力持续增长。

(3) 随着橡胶纤维掺量的增加, ESR 的抗剪强度呈现先增大后减小的趋势, 抗剪强度在橡胶掺量为 7% 处取得最大值, 因此可以认为 ESR 的最优掺量为 7%, 橡胶纤维在 7% 能够显著提高  $c$  值, 增长了 74.6%, 内摩擦角变化并不明显, 在  $16^\circ - 18^\circ$  之间变化。

(4) 引入应力比  $R\tau_{ult}$  参数来描述抗剪强度与纤维掺量、垂直压力之间的关系。研究表明, 纤维可改善加筋土的剪切强度。

## 参 考 文 献

- [1] 黄鹏, 程永辉, 熊勇, 等. 裂隙扩展对膨胀土抗剪强度影响的试验研究[J]. 土工基础, 2023, 37(3): 506-511.
- [2] C. J. Medina-Martinez, L. C. Sandoval-Herazo, S. A. Zamora-Castro, et al. Natural Fibers: An Alternative for the Reinforcement of Expansive Soils [J]. Sustainability, 2022, 14(15): 9275-9288.
- [3] N. Tiwari, N. Satyam. An experimental study on strength improvement of expansive subgrades by polypropylene fibers and geogrid reinforcement [J]. Scientific Reports, 2022, 12(1): 1-9.
- [4] J. Khazaee, H. Moayed. Soft expansive soil improvement by eco-friendly waste and quick lime [J]. Arabian Journal for Science and Engineering, 2019, 44(10): 8337-8346.
- [5] 赵克烈. 有荷条件下石灰处治膨胀土干湿循环试验研究[J]. 土工基础, 2021, 35(1): 81-85.
- [6] 路钊驰, 杨忠年, 刘继明, 等. 冻结橡胶加筋膨胀土 (ESR) 的动力特性研究[J]. 工程地质学报, 2021, 29(5): 1312-1319.
- [7] 刘方成, 姚玉文, 补国斌, 等. 胶-砂粒径比对橡胶砂小应变动力特性的影响[J]. 岩土工程学报, 2020, 42(9): 1669-1678.
- [8] 杜振江, 刘武超. 轮胎加筋土抗剪强度数值分析研究[J]. 土工基础, 2019, 33(4): 475-478.
- [9] 魏丽, 柴寿喜, 张琳, 等. 冻融作用下三类纤维加筋固化土的抗压抗拉性能[J]. 岩土力学, 2022(12): 1-9.
- [10] F. Ahmad, F. Bateni, M. Azmi. Performance evaluation of silty sand reinforced with fibres [J]. Geotextiles and geomembranes, 2010, 28(1): 93-99.
- [11] N. Yarbasi, E. Kalkan, S. Akbulut. Modification of freezing-thawing properties of granular soils with waste additives [J]. Cold Regions Science and Technology, 2007, 48(1): 45-54.
- [12] S. Bordoloi, A. Garg, S. Sekharan. A review of physio-bio-

- chemical properties of natural fibers and their application in soil reinforcement [J]. *Advances in Civil Engineering Materials*, 2017, 6(1):323-359.
- [13] S. Akbulut, S. Arasan, E. Kalkan. Modification of clayey soils using scrap tire rubber and synthetic fibers [J]. *Applied Clay Science*, 2007, 38(1-2):23-32.
- [14] M. Chebbi, H. Guiras, M. Jamei. Tensile behaviour analysis of compacted clayey soil reinforced with natural and synthetic fibers; effect of initial compaction conditions [J]. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 2020, 24(3):354-380.
- [15] G. Sivakumar Babu, A. Vasudevan. Strength and stiffness response of coir fiber-reinforced tropical soil [J]. *Journal of materials in civil engineering*, 2008, 20(9):571-577.
- [16] M. Mirzababaei, M. Mohamed, A. Arulrajah, et al. Practical approach to predict the shear strength of fibre-reinforced clay [J]. *Geosynthetics International*, 2018, 25(1):50-66.
- [17] M. Rodriguez, J. M. Molina-Aldareguia, C. González, et al. A methodology to measure the interface shear strength by means of the fiber push-in test [J]. *Composites Science and Technology*, 2012, 72(15):1924-1932.
- [18] G. V. G. Rao, P. Mahajan, N. Bhatnagar. Three-dimensional macro-mechanical finite element model for machining of unidirectional-fiber reinforced polymer composites [J]. *Materials Science and Engineering: A*, 2008, 498(1-2):142-149.
- [19] H. Tan, F. Chen, J. Chen, et al. Direct shear tests of shear strength of soils reinforced by geomats and plant roots [J]. *Geotextiles and Geomembranes*, 2019, 47(6):780-791.
- [20] M. Mirzababaei, A. Arulrajah, S. Horpibulsuk, et al. Shear strength of a fibre-reinforced clay at large shear displacement when subjected to different stress histories [J]. *Geotextiles and Geomembranes*, 2017, 45(5):422-429.
- [21] S. Mali, B. Singh. Strength behaviour of cohesive soils reinforced with fibers [J]. *International journal of civil engineering research*, 2014, 5(4):353-360.
- [22] A. Soltani, A. Deng, A. Taheri, et al. Interfacial shear strength of rubber-reinforced clays: A dimensional analysis perspective [J]. *Geosynthetics International*, 2019, 26(2):164-183.
- [23] 刘飞禹,符军,王军. 橡胶掺量对格栅-橡胶砂界面宏观剪切特性影响[J]. *岩土工程学报*, 2022, 44(6):1006-1015.
- [24] H. Cetin, M. Fener, O. Gunaydin. Geotechnical properties of tire-cohesive clayey soil mixtures as a fill material [J]. *Engineering geology*, 2006, 88(1-2):110-120.
- [25] 邓华锋,原先凡,李建林,等. 土石混合体直剪试验的破坏特征及抗剪强度取值方法研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2013(S2):4065-4072.
- [26] 张志韬,陈生水,吉恩跃,等. 聚丙烯纤维加筋砾质黏土的拉伸断裂特性研究[J]. *岩土力学*, 42(10):2713-2721.
- [27] R. Chandler. The Third Glossop Lecture; Clay sediments in depositional basins; the geotechnical cycle [J]. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 2000, 33(1):7-39.
- [28] 徐华,袁海莉,王歆宇,等. 根系形态和层次结构对根土复合体力学特性影响研究[J]. *岩土工程学报*, 2022, 44(5):926-935.

## Shear Strength-Swelling Effects of Rubber Fibers in Expansive Soils

WANG Rongchang<sup>1</sup>, YANG Zhongnian<sup>1</sup>, SHI Wei<sup>1</sup>, SUN Zhenxing<sup>1</sup>,  
LING Xianzhang<sup>1,3</sup>, MENG Xiang<sup>1</sup>, ZHANG Zekai<sup>1</sup>

(1. Department of Civil Engineering, Qingdao University of Technology, Qingdao 266033;

2. Department of Civil Engineering, Harbin Institute of Technology, Harbin 150090)

**Abstract** Rubber is widely used in civil engineering as a material with high elasticity, low density and high durability. In this study, the shear stress-displacement response of the saturated rubber fiber reinforced soil with vertical stress of 50, 100, 200 and 400 kPa and rubber fiber content of 0%, 5%, 7%, 10% and 15% was studied. The test results show that: (1) rubber fiber reinforced expansive soil can significantly reduce the vertical displacement during soil consolidation. (2) ESR generally achieves peak shear strength at a shear displacement of 2 mm and converts from strain softening to strain hardening as the rubber fiber content increases. (3) Rubber fiber can significantly increase the cohesion of expansive soil, but the change of internal friction angle is not obvious. (4) The stress ratio  $R_{\text{ult}}$  parameter was introduced to describe the relationship between shear strength and fiber content and vertical stress, and it was found that fibers can improve the shear strength of reinforced soil.

**Key words** Direct Shear Tests; Expansive Soils; Rubber Fiber; Stress Ratio; Shear Strength

# 泥岩碎屑固化体的强度及水理特性试验研究

程树范<sup>1,2</sup>

(1. 湖北省路桥集团有限公司, 武汉 430056; 2. 武汉大学 土木建筑工程学院, 武汉 430072)

**摘要:**为实现岩石碎屑的资源化利用,对甘肃天水(A)和湖南长沙(B)采集的泥岩碎屑进行固化(包括水泥改性和压力固结处理),以无侧限抗压强度、膨胀变形和崩解量为指标分析水泥固化效果,并采用扫描电子显微镜(SEM)和核磁共振技术(NMR),对固化机理进行分析。研究表明:固化-固结处理可以提高黏土岩碎屑的强度和耐久性,但对黏土矿物含量较高的岩石碎屑,固化后强度增加比例较低。以水泥掺量为7%,养护7d的工况为例,A固化无侧限强度为同压实度未固化样品的155%,而黏土矿物含量较低的B固化体无侧限强度则同压实度未固化样品的5倍;固化后A、B样品遇水不再泥化,3h崩解量分别为18.3%和13.4%。相较于压力固结,水泥改性后的泥岩碎屑孔隙率和孔隙尺寸都更小,在水泥的胶结作用下大量黏土矿物由絮状堆积转化为块状的聚合物,有效改善了泥岩碎屑体的工程性质。

**关键词:**水泥改性;固化体;无侧限抗压强度;耐久性;核磁共振技术

**中图分类号:**TU457 **文献标识码:**B **文章编号:**1004-3152(2026)02-0344-05

扫描电子显微镜和核磁共振技术对水泥固化过程的细观机理、机制进行分析。

## 1 引言

泥岩碎屑物中含有大量膨胀矿物,遇水湿胀软化,失水后干缩开裂,难以有效再利用<sup>[1,2]</sup>。为合理地处理隧道开挖产生的大量泥岩碎屑体,减小资源浪费,需采取改性措施改良其工程性质<sup>[3-5]</sup>。

水泥改性固化在处理淤泥、膨胀土方面已取得了丰富的成果。吴新明等<sup>[6]</sup>通过室内不同水泥掺量比的系列试验,认为水泥改良后固化膨胀土的强度有显著增加,耐久性得到改善;王子帅等<sup>[7]</sup>则基于工业矿渣联合水泥的固化方案,认为固化后的淤泥可满足土工填料的要求。POR等<sup>[8]</sup>发现水泥可有效降低膨胀土收缩应变和竖向自由膨胀应变,并显著提升膨胀土强度和刚度。黄斌等<sup>[9]</sup>基于室内试验确定了水泥固化的最优掺量,认为水泥改性膨胀土具有应变软化和准脆性破坏特征。除强度的提升外,水泥固化技术还可以减小土壤的膨胀性,增加其耐久性。商拥辉等<sup>[10,11]</sup>以蒙华重载铁路项目为依托,认为水泥改性膨胀土可作为路基填料使用。

以甘肃和湖南在建隧道项目为依托,对开挖过程产生的泥岩碎屑进行水泥固化处理,分析水泥掺量和养护时间对固化碎屑体工程性能的影响。基于

## 2 固化方案及固化体力学特性

### 2.1 样品特性及固化方案

试验的泥岩样品A和B分别采自甘肃天水罗峪沟和湖南长沙学士路两处在建隧道,其中A样品天然状态下为黄棕色硬塑块状体,夹杂青灰色颗粒,天然密度 $21.5\text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$ ,含水率14.3%;B样品为红棕色,无夹杂,天然密度 $18.9\text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$ ,含水率11.5%。两类泥岩浸水均可完全崩解,矿物成分见表1。

表1 矿物成分百分含量表/%

样品	伊利石	绿泥石	高岭石	石英	白云石	其他
A	32.5	9.3	10.2	21.9	13.7	3.9
B	60.5	6.5	16.6	15.8	3.0	5.6

将原状泥岩干燥并粉碎为粒径小于2.0mm的碎屑体后,采用土工试验方法<sup>[12]</sup>测得A碎屑体的自由膨胀率为39%,最优含水率为17.2%,最大干密度 $1.78\text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$ ;B碎屑体的自由膨胀率为36%,最优含水率为16.8%,最大干密度为 $1.74\text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$ 。

所依托隧道项目均考虑将泥岩碎屑固化处理后

作为路基填料利用,根据现场经验,对泥岩碎屑体进行掺料质量比 0%、2%、3.5%、5%和 7%的固化-压实(压力固结)处理,掺料为海螺牌袋装普通硅酸盐水泥(P. O 42.5),相对密实度控制指标为 96%。

固化体制备前先将现场采集的泥岩进行机械粉碎、干燥,并过 2 mm 筛,然后参考最优含水率加纯水 17%,闷土 48 h。进而按预设的质量比加入水泥并充分拌合,最后利用 50 mm 的模具、环刀和垫块通过压样法<sup>[13]</sup>制备 50 mm×50 mm 和 61.8 mm×20 mm 两种尺寸的固化体试样。试样制备完成后用塑料膜包裹,常温条件下进行 1 d、3 d 和 7 d 自然养护。

### 2.2 无侧限压缩试验

不同水泥掺量和养护时间的 A、B 固化体无侧限抗压强度和割线模量见图 1。

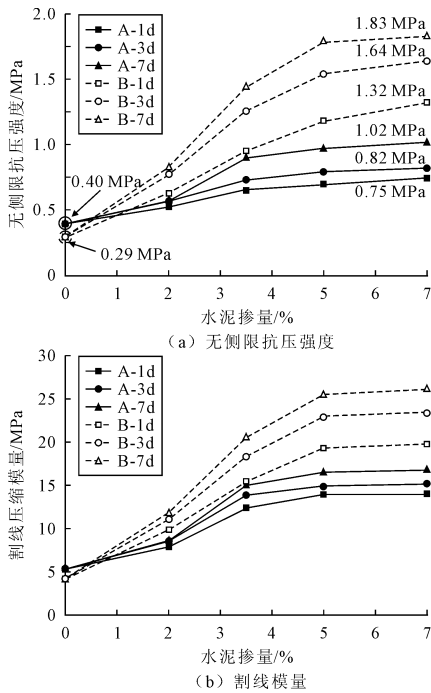


图 1 无侧限状态下泥岩碎屑固化体的力学特性

表 2 固化体的膨胀特性(样品 A/样品 B) \*

水泥掺量 / %	养护时间 T/d	塑限 $w_p$	液限 $w_L$	塑性指数 $I_p$	自由膨胀率 $\delta_{eq}/\%$	完全崩解后 体积增长率/%	侧限膨胀率/%	
							无荷载	50 kPa
0	—	19.2/18.7	50.5/46.7	31.3/28	38.9/36.1	67.3/53.7	24.5/22.3	18.3/15.1
	1	19.5/19.3	50.8/47.3	31.3//28	20.5/18.8	56.6/36.8	23.5/21.7	16.2/13.9
2	3	21.2/20.8	49.6/47.5	28.4/26.7	18.3/15.1	39.5/36.3	19.3/15.5	11.7/10.3
	7	22.5/21.9	50.3/47.8	27.8/26.2	16.9/13.7	38.5/35.6	18.5/15.3	11.2/9.8
3.5	1	20.3/20.0	50.6/48.1	30.3/28.1	20.3/18.5	38.9/35.3	18.3/14.6	8.8/6.3
	3	22.7/22.1	48.9/47.0	26.2/24.9	15.6/14.1	38.5/35.0	17.3/14.2	7.2/6.0
	7	24.3/23.5	49.6/47.1	25.3/23.6	14.1/12.0	38.2/34.6	16.6/13.9	6.9/5.1
	1	21.3/20.1	48.9/46.8	27.6/26.7	19.7/17.3	35.6/33.0	16.6/13.5	5.8/5.2
5	3	23.5/22.4	48.9/47.0	25.4/23.6	14.9/13.3	34.8/32.3	16.2/13.5	5.2/2.4
	7	25.1/24.1	50.4/47.5	25.3/23.4	12.5/10.3	33.7/31.9	15.9/13.3	3.2/0.0
7	1	22.0/19.7	49.3/47.0	27.3/27.3	18.8/16.9	32.2/30.3	16.2/13.2	2.5/1.2
	3	24.6/22.5	49.5/46.7	24.9/24.2	14.2/12.8	30.1/29.8	15.4/12.8	2.4/0.0
	7	25.6/24.6	49.7/46.6	24.1/22.0	12.2/10.3	27.2/27.1	15.1/12.7	2.1/0.0

注: \* 表中“/”前为样品 A 的试验数据,“/”后为样品 B 的试验数据

由图 1 可知,随着水泥掺量和养护时间的增加,两类碎屑固化体的无侧限抗压强度和割线模量都有明显的提升。具体地,当养护时间达到 7 d 后,A 固化体的无侧限抗压强度在水泥掺量 2%~5%区间内有较大幅度的提升,5%掺量的固化体无侧限抗压强度为 0.98 MPa,较仅固结试样,增加比例为 151%,而水泥掺量进一步提升到 7%后,无侧限抗压强度仅增加为 1.02 MPa。

B 样品固化后强度增幅较大,无侧限抗压强度的增加幅度较大,5%掺量时的 7 d 无侧限抗压强度约为仅固结试样的 6 倍。就割线模量而言,水泥固化可以有效提高碎屑体的刚度,7 d 养护后 5%和 7%掺量的 A 样品割线模量分别为 16.5 MPa 和 16.8 MPa,对应的增加比例为 210%和 217%;相同条件下,B 样品的增加比例则为 506%和 522%。

由图 1 还可知,在水泥掺量同为 5%(3.5%)时,A 样品的 1 d 和 3 d 养护对应的无侧限抗压强度分别为 7 d 养护时的 71%(73%)和 82%(82%);B 样品的对应指标则为 66%(66%)和 86%(88%)。

综上所述,黏土矿物含量较低的岩石碎屑,固化后的强度、刚度的增加比例更大,但固化速度(无侧限抗压强度增加速度)受水泥掺量的影响不大。

## 3 固化体水理特性

### 3.1 膨胀性

为保证测试样品的一致性,将压缩破坏后的碎屑固结体重新粉碎为粒径 2 mm 以下的碎屑,测定其塑限、液限和自由膨胀率。然后将重新制备块状固结体和固化体,分别测定完全崩解后的体积增长率和侧限膨胀率(无荷载和 50 kPa 压应力),试验结果见表 2。

由表 2 可知,随着水泥掺量增加,固化体碎屑的液限下降,而塑限变化不明显,塑性指数随水泥掺量的增加而减小,表明部分黏土矿物在固化后胶结为较大颗粒。水泥掺量对自由膨胀率的影响较大,且参数敏感性较高,水泥掺量为 2%且仅养护 1 d 时,A 和 B 样品自由膨胀率下降比例分别达到了 46.5%和 47.9%,均接近 50%。

固化体完全崩解后的体积增长率和侧限膨胀率随固化时间和水泥掺量的变化规律见图 2。

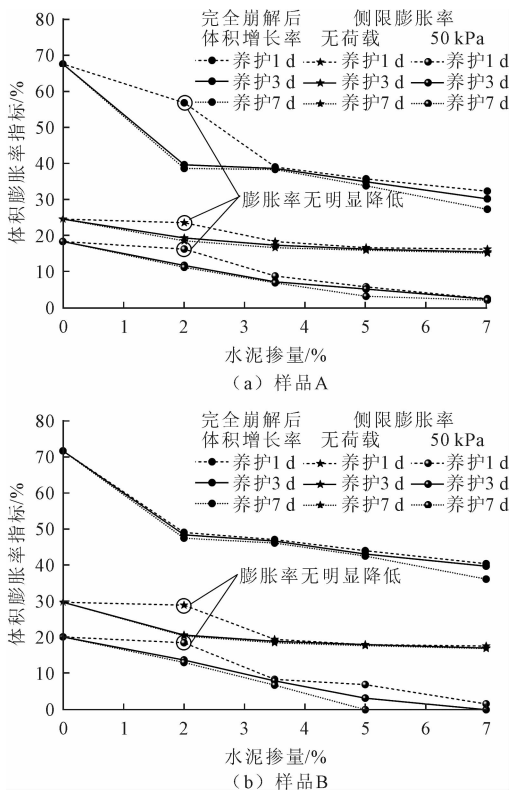


图 2 泥岩固化体的膨胀率

由图 2 可知,除 2%水泥掺量且仅养护 1 d 的 A 样品固化体外,其它工况固化体完全崩解后的体积增长率相比于仅压实的泥岩碎屑物都明显下降,当水泥掺量为 5%时,养护 3 d 的 A 样品固化体完全崩解后的体积增加率为 35.6%,下降比例为 47.1%。

侧限膨胀率与崩解后体积增长率的变化规律基本一致,水泥掺量为 5%,养护 3 d 的 A 样品无荷载侧限膨胀率和 50 kPa 侧限膨胀率分别下降了 32.2%和 68.3%,B 样品的对应指标则分别下降了 39.5%和 66.2%。

相较于粉碎后的固化体,块状固化体的膨胀变形受养护时间的影响较大,随着养护试件的增加,固化体的侧限膨胀率会进一步下降,其中 50 kPa 受荷载膨胀率的减小更加明显,经 7 d 养护后 5%水泥改性

的 A 样品 50 kPa 侧限膨胀率降至 3.2%,而该条件下 B 样品的 50 kPa 侧限膨胀率已接近 0。可见水泥改性在减小膨胀性方面的效果十分明显。

### 3.2 耐久性

除强度、刚度和膨胀性的改良外,固化体的耐久性也是评价固化效果的重要指标,本文进行了固化体的自然耐崩解试验,浸水最长历时为 6 h。碎屑体仅固结后遇水仍快速崩解,A、B 固结体完全崩解历时为 1.5 h 和 3 h。

虽然固化体浸水也会出现崩解,但崩解量远低于仅固结试样,按式(1)计算得到的崩解量,得到 1 h 和 3 h 崩解量  $I_1$  和  $I_3$  见图 3。

$$I(t) = 1 - \frac{G(t)}{G_0} \quad (1)$$

式中: $t$ 为浸水时间; $G_0$ 为浸水初始时刻的试样重量; $G(t)$ 为浸水时长为  $t$  时残余在筛网上试样的重量,已扣除了筛网的重量, $I(t)$ 为  $t$  时刻的崩解量。当  $t=1$  h 和 3 h 时,对应崩解量  $I$  记为  $I_1$  和  $I_3$ 。

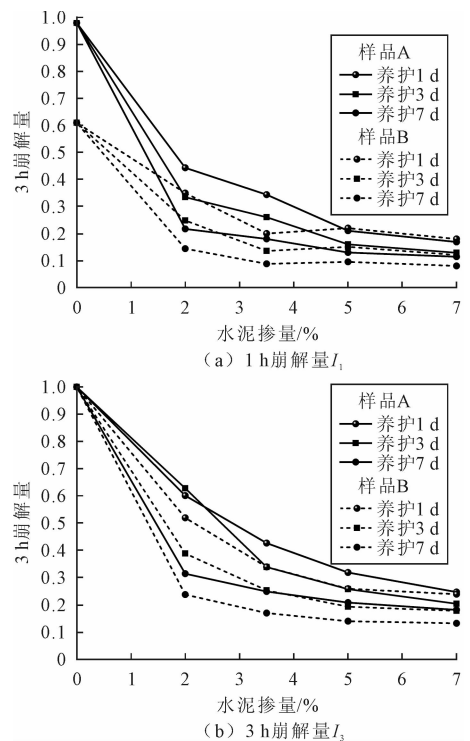


图 3 固化体的崩解量曲线

由图 3 可知,相同固化条件下的样品 A 固化体的耐久性优于样品 B,而随着水泥掺量和养护时间的增加,两固化体耐久性的差异不断减小。当水泥掺量为 7%,且养护时间为 7 d 时,A 样品固化体的 1 h 和 3 h 崩解量分别为 0.11 和 0.18;B 固化体的对应指标则分别为 0.08 和 0.13,那么当水泥掺量足够,且养护时间充足时水泥固化对两类泥岩碎屑

体的耐久性提高十分显著。

## 4 固化机理分析

根据岩石(碎屑)化学成分,固化体强度、膨胀性和耐久性的研究可知,两岩石碎屑的物理特性较为相似,但 B 样品的固化效果在强度、刚度和耐久性三方面均优于 A 样品。

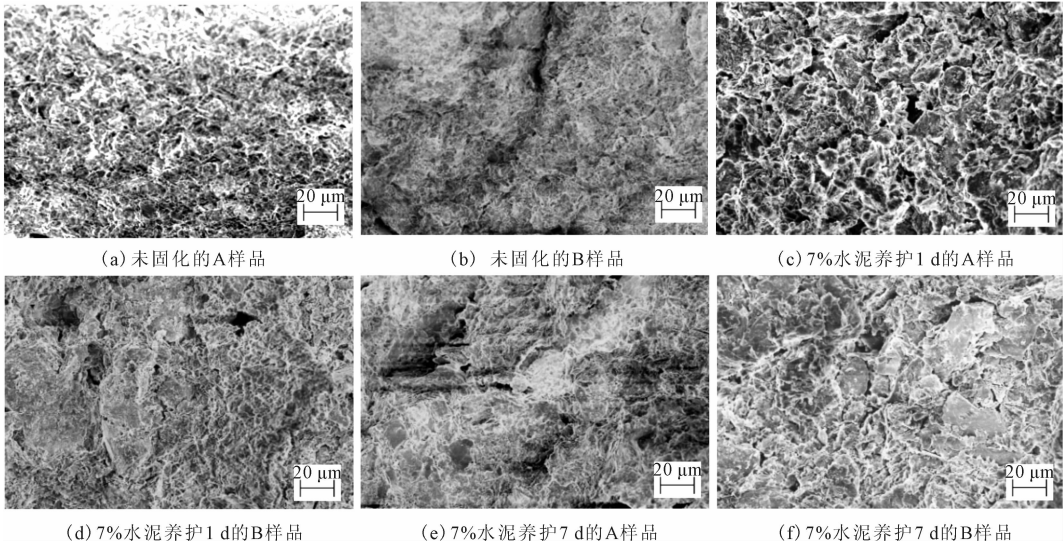


图 4 未固化试样及固化体 SEM 扫描图片

4(d)所示,1 d 养护后 B 样品固化体内块体颗粒较少,可见当养护时间较短时,A 样品的水泥固化效果较好。而随着养护时间的增加,如图 4(e)和(f)所示,A 样品固化体中的块体数量还有所增加,说明随着时间的增加,A 样品的固化效果会持续增强,而 B 样品中也出现块状的聚合物,可以推测,当养护试件较长时,B 样品也能够被较好地固化。

由图 4(e)和(f)还可以观察到,A 样品固化后的聚合物与周边黏土矿物的胶结较为紧密,孔隙尺寸较小,而在照片区域内 B 样品的固化体孔隙分布较多,且可观察到较大的裂纹。

为进一步分析固化体的孔隙特征,对为固化的碎屑体(压实)和 7% 掺量养护 7 d 的水泥固化体在有约束条件下进行强制保水,并对保水试样进行磁共振检测,得到的  $T_2$  谱见图 5。

由图 5 可知,固化后的 A、B 样品的  $T_2$  谱下的面积有明显减小,说明水泥固化有效地降低了泥岩碎屑体的孔隙率。而  $T_2$  谱峰值的位置变化较小,其中小孔所对应的峰值减小最为明显,说明固化后原本的小孔隙得到了有效密实,对比两类样品固化前后的  $T_2$  谱可知,固化后 B 样品的孔隙率降低更为明显。

为明确固化机理,对 1 d 和 7 d 养护的水泥掺量为 5% 的两类样品固化体进行了 SEM 扫描,得到的样品细观扫描照片见图 4。

如图 4(a)和(b)所示,未固化的 A、B 样品均为絮状结构,具有典型的黏土特征。而水泥固化后,如图 4(c)所示,1 d 养护的 A 样品固化体内出现了较多的块状固体颗粒,这是由水泥胶结黏土矿物形成的聚合物,其强度和耐久性均高于黏土颗粒,而如图

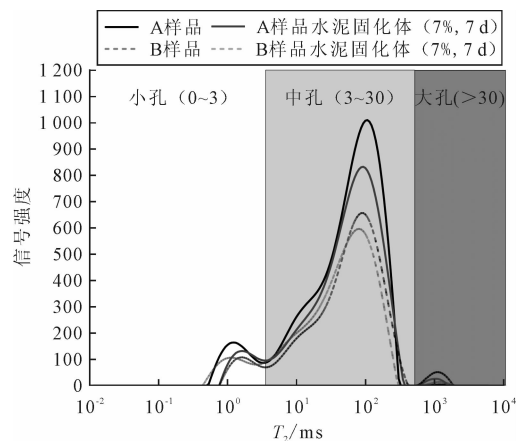


图 5 泥岩碎屑体固化前后的孔隙特征  $T_2$  谱

综上所述,水泥水化矿物促使松散黏土矿物聚合成团是水泥固化泥岩碎屑的主要原理。低黏土矿物含量的岩石碎屑更易固化,当黏土矿物含量越高时,固化所需水泥用量和养护时间也随之增加。

## 5 结论

以两类泥岩碎屑体为研究对象,从无侧限强度、膨胀性和耐久性等方面讨论了水泥固化效果,并利用 SEM 和 NRM 检测对固化机理进行了系统分析,

主要得到以下结论:

(1) 固化体的强度随水泥掺量的增加继续提高, 但增加幅度有明显的减小, 黏土矿物含量较多的 A 泥岩碎屑体水泥固化后强度增幅较小。当水泥掺量为 7%, 并养护 7 d 时, A、B 样品无侧限强度的增加比例分别为 155% 和 533%。

(2) 水泥固化后, 泥岩碎屑体的膨胀性指标随水泥掺量和养护时间的增加而降低, 较仅固结状态下有明显改善, 当水泥掺量达到 7%, 并养护 7 d 时, A 样品的无荷载和 50 kPa 侧限膨胀率分别为 15.1% 和 2.1%, B 样品的对应指标为 12.7% 和 0。

(3) 泥岩碎屑体固化后的耐久性较仅固结状态有明显的改善, 当水泥掺量达到 7%, 并养护 7 d 时, A 固结体的 1 h 和 3 h 崩解量分别降低为 11.5% 和 18.3%; B 固结体的 1 h 和 3 h 崩解量则分别降低为 8.1% 和 13.4%。

(4) 水泥固化过程中会形成块状的聚合物, 其强度和耐久性均高于黏土颗粒, 这是水泥固化的微观机制, 固化后孔隙率有明显的降低, 胶结也更加紧密, 因此低黏土矿物含量的岩石碎屑更易固化。

## 参 考 文 献

[1] 骆赵刚, 汪时机, 杨振北. 膨胀土湿干胀裂隙演化及其定量分

析[J]. 岩土力学, 2020, 41(7): 2313-2323.

- [2] LIU C, ZHANG Q, ZHAO C, et al. Assessment of strength development of soil stabilized with cement and nano SiO<sub>2</sub>[J]. Construction and Building Materials, 2023, 409: 133889.
- [3] 张婷婷, 陶 莉, 李建华, 等. 基坑开挖废弃土固化路用试验研究[J]. 土工基础, 2022, 36(6): 988-991.
- [4] 葛德星, 俞 骏, 徐 昆, 等. 固化废弃泥强度性状试验研究[J]. 土工基础, 2022, 36(5): 796-799.
- [5] 单华刚, 费伟全, 朱国华. 淤泥就地固化技术在公路路基中的应用实例[J]. 土工基础, 2021, 35(4): 456-458.
- [6] 吴新明, 巫锡勇, 周明波. 水泥改良膨胀土试验研究[J]. 路基工程, 2007, 131(2): 94-95.
- [7] 王子帅, 王东星. 工业废渣-水泥协同固化土抗硫酸盐侵蚀性能[J]. 岩土工程学报, 2022, 44(11): 2035-2042.
- [8] POR S, NISHIMURA S, LIKITLERSUANG S. Deformation characteristics and stress responses of cement-treated expansive clay under confined one-dimensional swelling[J]. Applied Clay Science, 2017, 146: 316-324.
- [9] 黄 斌, 聂 琼, 徐言勇, 等. 膨胀土水泥改性试验研究[J]. 长江科学院院报, 2009, 26(11): 27-30.
- [10] 商拥辉, 徐林荣, 蔡 雨, 等. 水泥改良膨胀土重载铁路路基填料的可靠性研究[J]. 铁道标准设计, 2019, 63(8): 10-15.
- [11] 商拥辉, 尹方芳, 徐林荣, 等. 重载铁路水泥改良膨胀土路基动力特性数值研究[J]. 铁道标准设计, 2020, 64(10): 18-23.
- [12] 膨胀土地区建筑技术规范(GB 50112-2013)[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2013.
- [13] 土工试验方法标准(GB/T 50123-2019)[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2019.

# Experimental Study on Strength and Hydraulic Properties of Solidified Claystone Debris Using Cement as Modification and Consolidation Agent

CHENG Shufan<sup>1,2</sup>

(1. Hubei Province Road and Bridge Co. Ltd., Wuhan 430056;

2. School of Civil Engineering, Wuhan University, Wuhan 430072)

**Abstract** To promote the reuse of the waste rock debris, two typical claystone (A and B samples are collected from Tianshui, Gansu Province, and Changsha, Hunan Province respectively) are solidified by using cement as the modification and consolidation agent. The unconfined compressive strength, expansion deformation, and slake ratio are used as indexes, and the effects of solidification are evaluated. Then, modified sample's mechanism was analyzed by scanning electron microscope (SEM) and nuclear magnetic resonance (NMR). The results show that cement modified and consolidation pretreatment could increase the strength and durability of claystone debris. However, the increase ratio of unconfined compress strength (UCS) is lower in the debris with high clay mineral content. When the mass fraction of cement is 7% and cured for 7 days, the UCS of A solidified body increases by 155%, and the UCS of B (whose claystone content is lower than A) solidified body increases more than 5 times. The Solidified A and B samples no longer completely disintegrate in water, and the 3h slake ratio decreased to 18.3% and 13.4%. Compared with only consolidation claystone debris, the porosity and pore size of the solidified debris are smaller. After the cement modification and consolidation, a large number of clay minerals are transformed from flocculent accumulation into massive polymers, which effectively improves the engineering properties of mudstone debris.

**Key words** Cement Modification; Solidification; Unconfined Compressive Strength; Durability; NMR

# 泥浆护壁灌注桩废弃泥浆改性循环利用研究

陈枝东, 谭晓东, 王凤梅, 魏鑫

(深圳宏业基岩土科技股份有限公司, 广东深圳 518057)

**摘要:** 灌注桩施工常常消耗大量的膨润土泥浆, 绝大部分废弃泥浆被弃置外运, 不仅造成环境污染, 而且其中的蒙脱石矿物也随之浪费。采取深圳地区两个桩基施工现场的废弃泥浆试样, 通过在泥浆试样中掺入一些外加剂(钙基膨润土、 $\text{Na}_2\text{CO}_3$ 、CMC等)开展“泥浆改性”的试验研究。研究发现, 在废弃泥浆中掺入单一外加剂无法达到泥浆性能改良的目的, 只有根据添加剂特性掺入不同的添加剂才能有效实现泥浆改性; 有效泥浆性能改良所需掺入钙基膨润土、 $\text{Na}_2\text{CO}_3$ 及CMC三种添加剂的最优配比为0.1% $\text{Na}_2\text{CO}_3$ 、0.1%CMC以及2.5%膨润土。废弃泥浆经性能改良后循环利用于桩基础施工, 依据后期灌注桩开挖结果显示, 较未改良性能的废弃泥浆相比功效显著。这对桩基础施工领域的废弃泥浆循环利用有重要意义。

**关键词:** 工程桩; 废弃泥浆; 泥浆改性; 添加剂; 配比试验

**中图分类号:** TU473 **文献标识码:** B **文章编号:** 1004-3152(2026)02-0349-06

## 1 引言

钻(冲)孔灌注桩施工过程中, 大量采用膨润土泥浆护壁工艺成孔<sup>[1]</sup>。这些使用后的泥浆由于蒙脱石矿物被大量消耗且混合有大量的非蒙脱石类粘粒、砂粒, 因此性能劣化严重。由此形成大量无法再次使用的废弃泥浆。据统计, 2019年仅南京地区产生的废弃泥浆量就达到1000多万 $\text{m}^3$ , 2020年宁波市排放的废弃泥浆已超过2000万 $\text{t}$ <sup>[2]</sup>, 我国每年产生的废弃泥浆还在以10%的速度递增<sup>[3]</sup>。随着建设工程项目的进一步增加, 废弃泥浆的处置已成为严峻的社会问题。传统的废弃泥浆处理措施是将泥浆在工地现场临时堆放, 经晾晒脱水或水泥拌和后外运弃置。由于废弃泥浆粘粒含量高, 含水量大, 外运弃置会造成严重的环境污染问题。即使采用水泥拌和硬化也存在固化成本较高的难题。上世纪50年代, 欧美等国家开始采用一系列无害化处理技术解决废弃泥浆带来的问题<sup>[4]</sup>。我国在上世纪80年代开始对废弃泥浆处理开展研究工作, 主要采用脱水处理或化学固化处理后弃置外运。脱水工艺主要分为蒸发脱水、絮凝脱水、离心脱水与过滤脱水<sup>[5]</sup>。李悦等<sup>[6]</sup>采用添加剂+机械脱水的方式对钻孔废弃泥浆进行泥水分离, 得出添加剂因素的影响程度。石明振等<sup>[7]</sup>研究化学固化废弃泥浆, 得出掺入比为

10%的CERSM泥浆固化剂II时, 性能最高。刘晶晶等<sup>[8]</sup>研究复合水泥浆, 得到碳酸钠最佳掺量为5%时, 综合效果最优。

考虑到废弃泥浆内仍含有一定的蒙脱石矿物可以再次利用, 近年来, 有学者提出对废弃泥浆加入外加剂后循环使用的技术方案。黄安宜等<sup>[9]</sup>采用醋酸(HAc)和聚合氯化铝(PAC)改良泥水盾构废弃泥浆, 得出醋酸(HAc)掺量为0.23%, 聚合氯化铝(PAC)的掺量为0.48%时, 废弃泥浆的改性效果最好。苗艳晖等<sup>[10]</sup>研究了碳酸钠用量、泥浆浓度以及分散剂对泥浆钠化效果及粘度的影响, 探讨了降低泥浆浓度和加分散剂的作用机理。王志强等<sup>[11]</sup>通过研究认为, 提高碳酸钠用量和反应温度可提高废弃泥浆的粘度, 羧甲基纤维素钠(CMC-Na)的加入相比聚丙烯酰胺能更显著提高粘度。

本文根据桩基工程施工现场泥浆使用情况, 研究了利用工地现场废弃泥浆配制低成本、方便施工的改性处理工艺, 这对于废弃泥浆的循环使用具有重大的工程意义。

## 2 试验内容

### 2.1 试验目的

本试验目的是针对施工现场的废弃泥浆, 找寻一种能够对泥浆性能改良的有效方法以便使得废弃

泥浆得以循环利用。由于泥浆的粘度、胶体率和泥皮厚度指标在桩基成孔护壁方面极其重要,本次主要以这三种指标衡量加入不同材料后废弃泥浆的性能变化规律。本次试验材料采用了绝大部分工地配制泥浆常用的钙基膨润土。

## 2.2 试验方案

由于大部分工地现场使用的泥浆含砂量均在3%以下,而废弃泥浆含砂量一般较高,因此要将采集的废弃泥浆进行除砂。首先测量两种废弃泥浆的含砂率,若大于2%,用筛网清除粒径大于0.075 mm以上的砂粒,这也是工地现场常用的分砂机的筛网孔径。工地所使用的泥浆指标一般粘度为18~25 s,胶体率不小于90%,泥皮厚度不大于3 mm。本次首先测定废浆的初始比重、PH值、粘度、胶体率、泥皮厚度等参数(表1)。

表1 废弃泥浆初始指标

泥浆编号	比重	PH值	粘度/s	胶体率/%	泥皮厚度/mm
NJ-01	1.15	10	17.53	77	10.5
NJ-02	1.135	9	16.77	78	11.5

为避免单一区域泥浆数据说服力不足,试验所用泥浆分别取自深圳市福田区和南山区两个工地。所采集的两种泥浆编号分别为NJ-01和NJ-02,总共54组,每种各27组,每组进行3个平行试验,数据取其平均值。测试向废弃泥浆依次掺入不同比例的钙基膨润土、 $\text{Na}_2\text{CO}_3$ 和CMC后的粘度、胶体率和泥皮厚度指标,粘度用粘度计进行测量,泥皮厚度在试验时采用失水仪进行测量,胶体率用量筒静置24 h进行测量。掺量配比见表2。

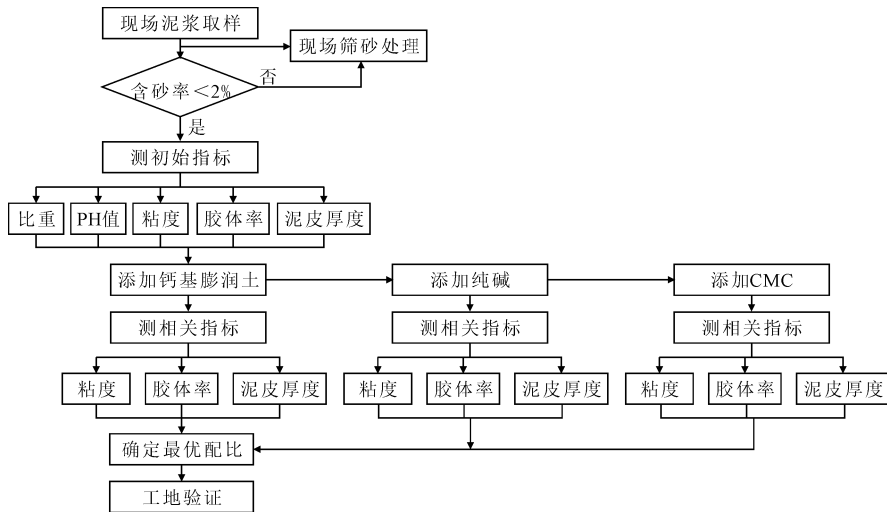


图1 泥浆改性试验流程图

## 3.2 泥浆改性试验

### (1) 添加膨润土

对NJ-01和NJ-02分别按照表2的掺量加入钙

表2 两种泥浆试验的不同材料掺量

泥浆编号	钙基膨润土 /%			纯碱 ( $\text{Na}_2\text{CO}_3$ ) /%			羧甲基纤维素 (CMC) /%		
	2.5/20	5/40	7.5/60	0.1	0.3	0.5	0.1	0.3	0.5
NJ-01	2.5/20	5/40	7.5/60	0.1	0.3	0.5	0.1	0.3	0.5
NJ-02	2.5/20	5/40	7.5/60	0.1	0.3	0.5	0.1	0.3	0.5

注:各材料掺量为废浆重量的百分比。

研究泥浆在分别加入钙基膨润土、 $\text{Na}_2\text{CO}_3$ 、CMC等材料的不同掺量下的性能变化,寻找将废弃泥浆改性为可循环利用泥浆的最优配合比。最后,按照该配合比对深圳某工地现场的废弃泥浆进行性能改良,并应用于现场旋挖成孔灌注桩施工,根据开挖后工程桩侧泥皮厚度检查结果,验证该废浆性能改良方案的实用效果。

## 3 试验分析对比

### 3.1 试验流程

对两种废弃泥浆按实验方案设计依次加入不同掺量的钙基膨润土、 $\text{Na}_2\text{CO}_3$ 和CMC。每添加一种材料,测量一次泥浆的粘度、胶体率、泥皮厚度指标。

每个工地采取的废弃泥浆按照每份800 g重量等份装入不同量杯。由于膨润土短时间内难以溶解,按照设计掺量将膨润土加入泥浆后,采用精准恒速型电动搅拌机,以 $750 \text{ r} \cdot \text{min}^{-1}$ 的转速搅拌5 min,然后在室温条件下静置24 h。加入 $\text{Na}_2\text{CO}_3$ 时,同样采用电动搅拌机搅拌均匀并静置24 h。由于CMC难以溶解,以10%的比例用85℃以上热水浸泡为水溶液,静置12 h后方可使用。每加入一种材料后,测试一次泥浆的指标,流程见图1。

基膨润土后,其粘度、胶体率和泥皮厚度变化规律见图2。

从图2可知,无论哪种泥浆,粘度和胶体率均随

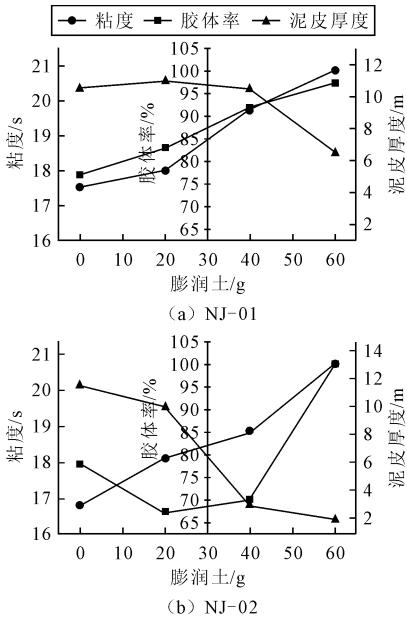


图 2 不同膨润土添加下泥浆性能变化情况

膨润土含量增加而增加,泥皮厚度随膨润土含量的增加而降低。粘度方面,两种泥浆都随着膨润土含

量增加而线性增加。胶体率方面,NJ-01 的胶体率随膨润土含量增加而线性增加,最终胶体率随着膨润土的添加达到了 99.5%,而 NJ-02 的胶体率却随膨润土的的增加呈现先减小后增加的趋势,最终胶体率达到 96.5%。NJ-01 的泥皮厚度整体下降较小,最终达到 6.5 mm,NJ-02 的泥皮厚度在掺合膨润土后下降较多,达到 5.8 mm,但都不满足要求。

可见,加入膨润土后,除粘度指标以外,在胶体率和泥皮厚度指标方面,低掺量的膨润土改善效果并不明显,较大掺量的膨润土才有较好的提升效果。而常规新鲜泥浆的膨润土/水的比例在 5%~7%左右,因此一味添加膨润土不仅造成膨润土的浪费,而且难以发挥膨润土的最大功效。因此,为了提高与改善泥浆性能,可加  $\text{Na}_2\text{CO}_3$  进行钠化改性,使钙基蒙脱石转变成钠基蒙脱石。

(2) 添加膨润土 +  $\text{Na}_2\text{CO}_3$

对添加膨润土后的泥浆进一步按表 2 掺量添加  $\text{Na}_2\text{CO}_3$  并搅拌均匀,测量其相关性能指标,结果见图 3。

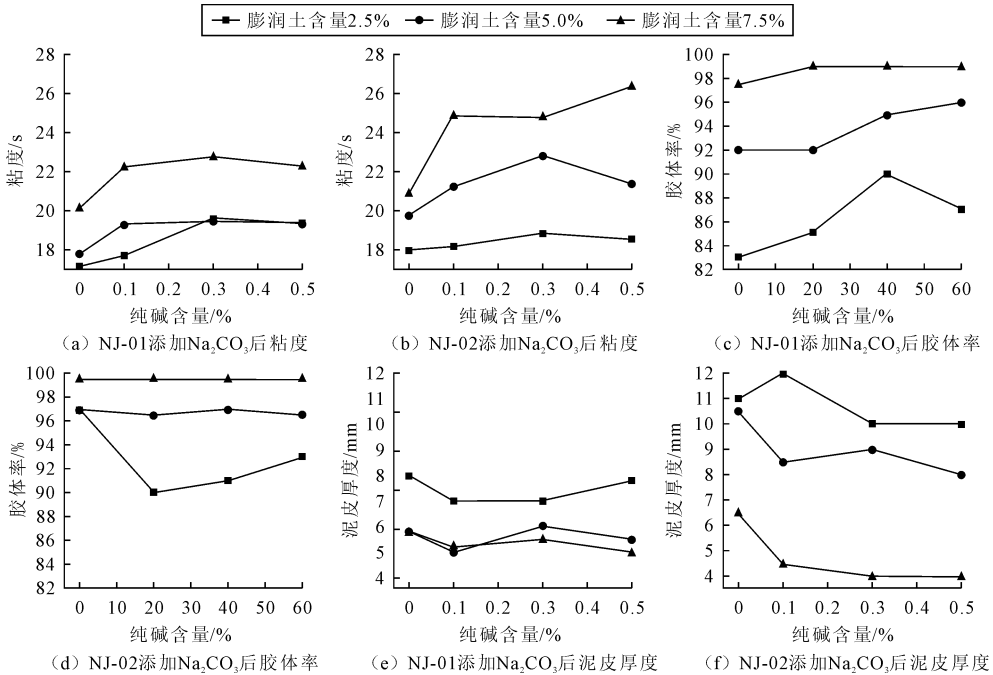


图 3 外加  $\text{Na}_2\text{CO}_3$  后的改性泥浆性能变化

从图 3 可知,在添加膨润土和  $\text{Na}_2\text{CO}_3$  的情况下,随着  $\text{Na}_2\text{CO}_3$  的添加,粘度和胶体率均呈现上升的趋势,泥皮厚度呈现减小的趋势。高含量膨润土废浆在添加  $\text{Na}_2\text{CO}_3$  后改性效果更好,倘若废浆中的膨润土含量足够,添加少部分  $\text{Na}_2\text{CO}_3$  即会造成性能参数的突变,而 NJ-02 泥浆随着  $\text{Na}_2\text{CO}_3$  含量的增加,胶体率会呈现突变曲线,这可能是由于 NJ-02 中的含有较多的蒙脱石。

$\text{Na}_2\text{CO}_3$  含量对试验结果的影响较小,这可能与  $\text{Na}_2\text{CO}_3$  掺量范围均较大有关。因此,建议  $\text{Na}_2\text{CO}_3$  的掺量不超过 0.1% 为宜。

(3) 添加膨润土 +  $\text{Na}_2\text{CO}_3$  + CMC

在废弃泥浆中添加膨润土及  $\text{Na}_2\text{CO}_3$  的基础上,继续添加 CMC,CMC 预先按表 2 拌制溶液均匀搅拌后加入泥浆,测定相关性能参数,性能变化曲线见图 4~图 6。

由图 4~图 6 可知,添加 CMC 后三种外加剂耦

总体来看,膨润土含量对试验结果影响较大,而

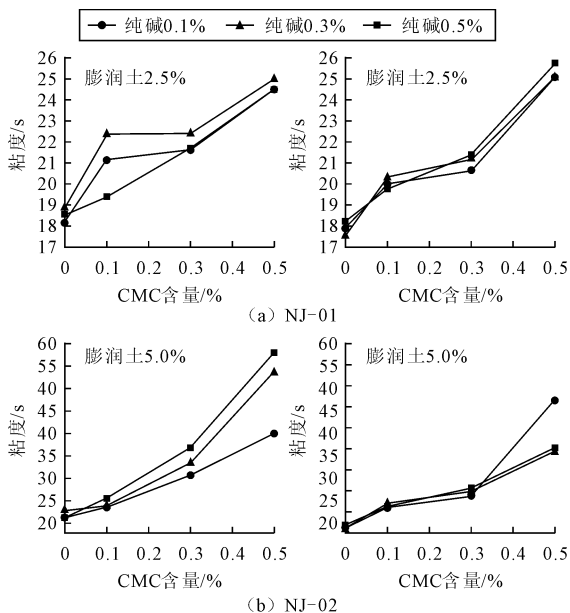


图4 外加不同含量 CMC 后黏度性能变化

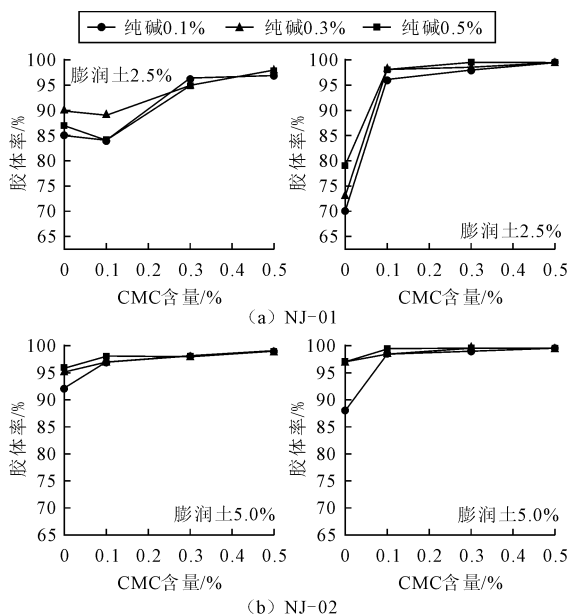


图5 外加不同含量 CMC 后胶体率性能变化

合作用于废弃泥浆。整体黏度和胶体率随 CMC 增加而增加,泥皮厚度随 CMC 的增加而减少。

当膨润土添加量为 2.5% 时, NJ-01 和 NJ-02 的粘度在不同  $\text{Na}_2\text{CO}_3$  含量下随 CMC 添加变化趋势接近,保持稳定增长,当膨润土添加量为 5.0% 时, NJ-01 和 NJ-02 的粘度仍随 CMC 的增加而增加。可以看出大掺量的膨润土对泥浆外加剂的改性效果较大,但此时粘度在 CMC 大于 0.1% 时已超标(18~25 s)。NJ-01 和 NJ-02 的胶体率均在 CMC 含量较低时,随着  $\text{Na}_2\text{CO}_3$  的变化而显著变化,当 CMC 含量增加到一定值,  $\text{Na}_2\text{CO}_3$  含量的变化对胶体率变化影响甚微。NJ-02 和 NJ-01 的总体变化规律相

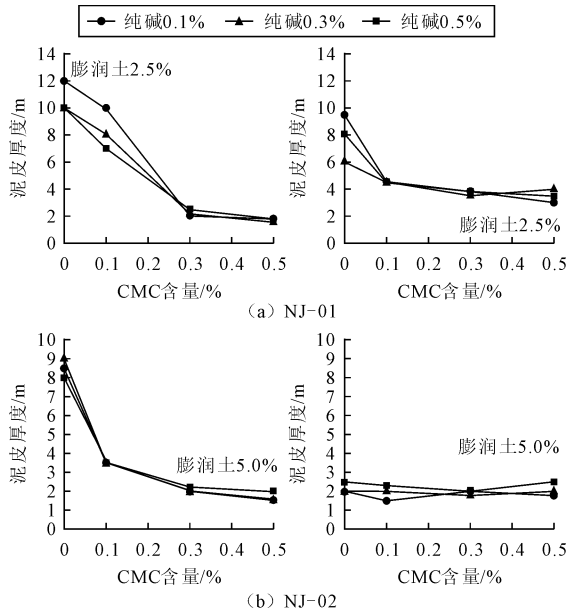


图6 外加不同含量 CMC 后泥皮厚度性能变化

近,高掺量和低掺量的膨润土性能变化稍有差异, NJ-02 在 CMC 添加量较少时,泥皮厚度迅速减小,这可能是因为 NJ-02 中含有更多的蒙脱石。

CMC 含量在提升粘度方面效果极佳,泥浆粘度随着 CMC 含量的增加而增加,而在降低泥皮厚度方面, CMC 含量在 0.1% 以下时影响较大,超过 0.1% 以后,对泥皮厚度影响逐渐减小。在胶体率方面, CMC 含量超过 0.1% 以后对其影响并不大。可见, CMC 含量超过 0.1% 后,除粘度外,对其他指标影响效果有限。

## 4 试验结果讨论

### 4.1 泥浆改性机理

泥浆的改性和增效,需通过外加剂来实现。通常加入不同类型、不同含量的外加剂,利用其吸附性能改变泥浆内粘土的表面性质来完成。本研究的添加  $\text{Na}_2\text{CO}_3$  对钙基膨润土进行改性属于化学吸附,添加 CMC 对其进行改性属于物理吸附。

泥浆中的黏土颗粒,在水中分散时,其层面和端部因带电性质的不同,分别形成带负电荷的扩散双电层和带正电荷的扩散双电层。在酸性和中性的粘土悬浮液中,粘土片端部的 Al-OH 和 Si-O 键的  $\text{OH}^-$  和  $\text{O}^{2-}$  因电离或断键而离去,于是粘土颗粒的端部便带正电荷,形成带正电荷的扩散双电层。因为正电荷与粘土层面所带的负电荷相比是较少的,故就整个粘土颗粒而言,所带的净电荷是负的。当 pH 值由酸性转为碱性且 pH 值不断升高时,带正电荷的端部也可转为带负电荷;而当 pH 值降低,溶液

的酸性增大时,粘土颗粒层面带的负电荷也可转为带正电荷。因此,为使粘土颗粒带稳定的负电荷,形成稳定的带负电荷扩散双电层,必须使粘土悬浮液处于碱性状态,即 pH 值必须大于 7,一般要求为 8.0~9.0,有时要求 pH 值高达 9~10 以上。

$\text{Na}_2\text{CO}_3$  是一种分散剂,它通过离子交换以低价离子取代粘土颗粒表面的高价离子,使粘土颗粒分散,电动电位升高,水化膜增厚,粘土分散,泥浆稳定。当泥浆受钙侵时, $\text{Ca}^{2+}$  浓度增大,扩散双电层中  $\text{Na}^+$  转为  $\text{Ca}^{2+}$ , $\zeta$  电位下降、扩散层变薄,粘土颗粒聚结,泥浆失去稳定性。因此在加入低价阳离子( $\text{Na}_2\text{CO}_3$ )电解质时,应严格控制处理剂的加量(过量起反作用),同时必须考虑阴离子的影响。

随着泥浆的循环使用,地层中的其他离子,如钙离子侵入泥浆,一方面使得泥浆颗粒开始聚集,另一方面由于其蒙脱石含量的大量消耗而减少,且含砂量的增加导致泥浆的性能变差,难以起到正常施工护壁作用。因此对废弃泥浆改性的核心思想是:通过添加膨润土增加废弃泥浆中的蒙脱石含量,同时增加钠离子提高碱性并促使土颗粒充分分散。

CMC 作为一种高分子无机聚合物,分子量,且往往由多个链节组成,有机处理剂因其分子量不同,它们与粘土颗粒相互作用的方式也就不同,对泥浆中的黏土颗粒进行物理吸附包裹作用,它会联结泥浆中的颗粒,且包裹泥浆中的非蒙脱石颗粒,使泥浆更具整体性。

#### 4.2 试验结果讨论

通过对两个不同区域的工地废弃泥浆进行性能改良试验,采用物理吸附和化学吸附,先对钙基膨润土进行钠化改性,后对其添加 CMC 进行吸附改良,最终完成对废弃泥浆的性能改良。

在单独添加膨润土后,NJ-01 和 NJ-02 的粘度胶体率都增加,泥皮厚度降低,这是由于添加了钙基膨润土后,蒙脱石含量增加,补充了循环使用过程中的蒙脱石消耗量。膨润土的含量是改性泥浆的基础,高掺量的膨润土能使外加剂的作用效果更好。

随着钙基膨润土添加,在  $\text{Ca}^{2+}$  浓度增大的过程中,需要对其进行钠化改性,提高碱性环境使土颗粒充分分散,梁埔源等<sup>[12]</sup>研究氯化钠溶液对宁明膨润土的性能影响,得到不同浓度的氯化钠溶液影响黏土颗粒间的双电层变化,进而影响黏土间的作用力来影响其性能。在加入  $\text{Na}_2\text{CO}_3$  后离子交换吸附, $\zeta$  电位升高,扩散层增厚、粘土分散,泥浆稳定。

因此改性后的泥浆性能更好,但由于废弃泥浆中原存的蒙脱石含量以及  $\text{Ca}^{2+}$  不同,在添加

$\text{Na}_2\text{CO}_3$  进行钠化改性的过程中,依据试验数据来看,纯碱对试验效果不明显,可能只是促使钙基膨润土钠化。在添加  $\text{Na}_2\text{CO}_3$  改性后,最后添加 CMC 对其进行物理吸附改性,此时泥浆改性对其黏土颗粒之间的非蒙脱石颗粒进行进行搭接或包裹。使泥浆的胶体率增加,相应的泥皮厚度减小,泥浆添加 CMC 后性能指标迅速变化,但随着 CMC 含量的增加,后续性能变化并不大,因此可以得知 CMC 对泥浆的改性效果极为明显,但大掺量的 CMC 对泥浆的提升空间有限。

通过前述试验结果及理论分析可知:在粘度、胶体率、泥皮厚度三者指标都满足要求的前提下,掺和钙基膨润土、 $\text{Na}_2\text{CO}_3$ 、CMC 三者耦合作用下的最优配比为 0.1%  $\text{Na}_2\text{CO}_3$ 、0.1% CMC 以及 2.5% 膨润土。

## 5 工程案例

通过试验得到用于现场废弃泥浆性能改良的最优配比后,依据此配比对工地现场的废弃泥浆进行了泥浆性能改良处理。

### 5.1 现场泥浆改性

项目现场应用:对现场废弃泥浆利用“黑旋风”(泥浆净化分离器)进行筛分除砂,待测其含砂率满足要求后,对其添加 0.1%  $\text{Na}_2\text{CO}_3$ 、0.1% CMC、2.5% 膨润土,添加后搅拌均匀,进行废弃泥浆性能改良后循环利用。现场相关施工照片见图 7。

### 5.2 施工案例效果分析

工程桩利用性能改良后的泥浆进行施工,后续开挖基坑,对相关的工程桩进行检测,现场实测开挖后使用改性泥浆进行施工的工程桩泥皮照片见图 8(a),废弃泥浆未经过改性施工的工程桩泥皮照片见图 8(b)。可见,废弃泥浆经过最优外加剂配比拌合后,性能改善,且实际施工效果良好。

## 6 结论

(1)废弃泥浆在性能改良时需要进行多种外加剂联合添加,仅靠单一外加剂实现性能改良不可取。废弃泥浆含砂量多,必须要除砂,降低含砂率。

(2)膨润土的含量是基础,对废弃泥浆性能改良提升明显,增加膨润土含量可以一定程度上提高泥浆的胶体率、粘度,会使泥皮厚度适量减小。

(3) $\text{Na}_2\text{CO}_3$  含量对泥浆的改性效果提升并不明显,可能  $\text{Na}_2\text{CO}_3$  的作用仅仅是促使钙基膨润土



(a) 黑旋风筛砂处理



(b) 现场泥浆搅拌调配

图7 现场调制泥浆实景



(a) 使用改性泥浆



(b) 使用未改性泥浆

图8 工程桩开挖后泥皮照片

钠化。

(4) CMC 含量的增加会使黏土颗粒联接或者包裹非黏土颗粒,这会使得泥浆的胶体率迅速上升, CMC 对泥浆的改性效果极为明显,但 CMC 含量超

过 0.1% 后对其影响并不大,说明 CMC 掺量存在阈值。

(5) 本研究通过不同废弃泥浆的试验数据对比分析,得出废弃泥浆性能改良的外加剂最优配比为: 0.1% 的  $\text{Na}_2\text{CO}_3$ 、0.1% 的 CMC、2.5% 的钙基膨润土,用于指导现场废弃泥浆改性施工措施可行。

## 参 考 文 献

- [1] 张钦喜,陶 韬,王晓杰,等. 钻孔灌注桩废弃泥浆处理的试验研究[J]. 水利学报,2015,46(S1):40-45.
- [2] 徐国栋. 工程废弃泥浆的絮凝试验研究[D]. 浙江理工大学,2021.
- [3] 徐佩佩. 建筑泥浆高效综合脱水技术研究[D]. 东南大学,2015.
- [4] 方春林. 工程建设废弃泥浆资源化利用试验研究[D]. 东南大学,2019.
- [5] 梁志豪,唐健娟. 工程废弃泥浆处理与再利用技术研究[J]. 科学技术创新,2020(27):124-125.
- [6] 李 悦,李俊才,汪效祖,等. 废弃钻孔泥浆快速泥水分离试验研究[J]. 科学技术与工程,2020,20(25):10366-10371.
- [7] 石振明,薛丹璇,彭 铭,等. 泥水盾构隧道废弃泥浆改性固化及强度特性试验[J]. 工程地质学报,2018,26(1):103-111.
- [8] 刘晶晶,王 伟,张迎春,等. 碳酸钠对复合水泥浆性能影响的试验研究[J]. 土工基础,2016,30(3):395-398.
- [9] 黄安宜,蔡宜洲,史庆涛,等. HAC-PAC 改性泥水盾构废弃泥浆絮凝脱水性能研究[J]. 三峡大学学报(自然科学版),2021,43(2):47-52.
- [10] 苗艳晖,赵云良,陈立才,等. 钙基膨润土钠化工艺过程及其对矿浆黏度影响研究[J]. 硅酸盐通报,2022,41(10):3525-3532.
- [11] 王志强,舒 锋,刘玉芹. 低品位膨润土矿制备土木工程泥浆土的研究[J]. 非金属矿,2010,33(4):34-36.
- [12] 梁埔源,刘玉坤,刘会强. NaCl 溶液对宁明膨胀土强度指标的影响[J]. 土工基础,2017,31(5):651-654.

(下转第 377 页)

# 铲状孔压测取饱和土固结系数试验研究

张占荣, 梁 伟, 彭俊伟, 翟天琦

(中铁第四勘察设计院集团有限公司, 武汉 430063)

**摘 要:** 固结系数是岩土参数评价的重要指标, 准确确定土的固结系数是计算固结排水速率和固结度大小及控制地基沉降精度的关键。结合铲状探头的结构和测试原理, 分析了铲状孔压的消散特性, 开展了与扁板侧胀试验(DMT)和圆锥孔压静力触探试验(CPTU)中消散结果的比较研究。采用时间因数修正法计算饱和土固结系数, 确定了铲状孔压消散试验结果中的修正时间因素  $T_{vs}$  为 1.13。铲状孔压探头在上海地区的工程应用结果表明, 铲状孔压消散理论模型可用于固结系数计算; 铲状孔压与圆锥孔压水平固结系数较一致, 室内试验固结系数与铲状孔压和圆锥孔压在黏土中相差 3~4 倍, 在松散地层相差一个数量级。研究成果为铲状孔压通过消散试验计算水平固结系数提供一种可靠的方法。

**关键词:** 铲状孔压; 水平固结系数; 孔压消散

**中图分类号:** TU411 **文献标识码:** B **文章编号:** 1004-3152(2026)02-0355-05

## 1 前言

在基础工程设计与基坑稳定性计算中, 土的固结系数是一项关键技术参数。工程实践表明, 固结系数的取值对于地基沉降计算、地基处理方法、工程质量提高、施工降低成本、工期缩短均非常关键。目前国内外的专家学者普遍采用圆锥孔压静力触探(CPTU)技术求解地基土的固结系数。

对于非圆锥形的扁铲 DMT 侧胀消散试验, 国内外学者也进行了探索研究。Robertson 等<sup>[1]</sup>对传统扁铲进行了改进, 可用于孔压测试, 并在砂土中进行了扁铲的孔压消散试验, 结果表明, 砂土水平有效应力可表示为接触压力与扁板孔压的差值, 但该研究并未给出求解固结系数方法。为了进一步完善扁铲孔压消散试验, 部分学者在扁铲顶端加装了孔压传感器, 其测试结果表明, 扁铲试验结果与超孔隙水压力和加载时间密切相关<sup>[2]</sup>。储团结<sup>[3]</sup>及涂启柱<sup>[4]</sup>利用无孔压测试功能的普通扁铲开展试验研究, 对 DMT 侧胀消散试验中膜片压力 A 值和 C 值求解水平固结系数的方法进行了研究。但是, 普通 DMT 侧胀试验中的 A 值和 C 值消散在软黏土中只是近似等于孔隙水压力, 在硬黏土和砂土中不适用, 因而可以认为是一种孔压替代法而非直测法。

针对上述问题, 铁四院近期成功研制出带孔压测试功能的有效应力铲, 其探头外形为扁平铲状, 与圆锥孔压探头的圆柱圆锥形不同。探头可同步精细化探测土的水平总应力和孔隙水压力两个动态参数, 为国内少有的可现场获取固结系数的测试技术, 为解决岩土工程参数测取问题, 提供了新的途径。因此, 有必要针对铲状孔压求解固结系数方法进行应用研究。

## 2 铲状孔压测试设备及消散试验原理

### 2.1 铲状孔压测试设备

试验设备包括铲状探头(矩形和圆形)、测试仪器以及孔压饱和工具等。铲状探头外形有矩形和圆形两种形式, 探头的一面设置有感应膜片, 用以测试土体水平应力, 其另一面居中位置为透水器, 用以测试孔隙水压力, 两项测试压力通过脱气硅油传递给相应的压力传感器<sup>[5]</sup>。硅油的脱气饱和一般在现场测试前完成。设备的数据采集装置为基于嵌入式单片机的数据自动采集仪, 铲状孔压探头与测试仪器实物图见图 1。

### 2.2 铲状孔压消散试验原理

铲状孔压探头在压入过程中, 受设备与土体的相互挤压作用影响, 探头内感应膜片将发生微小变



图1 铲状孔压探头和测试仪器实物图

形,并通过脱气硅油将水平总应力传递给微型土压力传感器,土体中的孔隙水则透过安装在铲状探头几何中心处的圆形透水器,作用于圆腔内脱气硅油,其产生的压力将传递给微型水压力传感器,由此,铲状探头便可同步测取土体原位状态下的水平总应力和孔隙水压力<sup>[5]</sup>。

铲状孔压消散试验与圆锥孔压 CPTU 相似,均采用静力触探设备压入地层预定深度后,停止贯入,测试仪器按照设定的时间采样频率,自动记录、存储并实时显示土的水平总应力、孔隙水压力随时间衰减过程值。当孔压消散达到固结度的 60%~70% 时或接近静水压力时,可终止消散试验。

### 3 饱和土铲状孔压消散特性试验研究

#### 3.1 铲状孔压消散特性分析

扁铲类孔压试验国内还没有尝试过,对其认知不足。Robertson 等<sup>[1]</sup>使用孔压扁铲进行了试验研究。通过与孔压静探 CPTU 的  $u_1$ 、 $u_2$ 、 $u_3$  孔压贯入曲线对比,罗伯逊等人发现 DMT 孔压与 CPTU 的  $u_2$ 、 $u_3$  孔压很相似,且接近于  $u_3$  孔压。其消散试验曲线见图 2。图中显示扁板接触压力  $P_0$ 。与扁板孔压  $u_1$  消散曲线在对数坐标中呈 S 形态,初始状态  $P_0$ 。大于  $u_1$ ,随着时间的增加, $P_0$  趋于稳定, $u_1$  接近于静水压力,土体有效应力出现增长趋势,说明板面周围土体产生固结现象<sup>[6]</sup>。

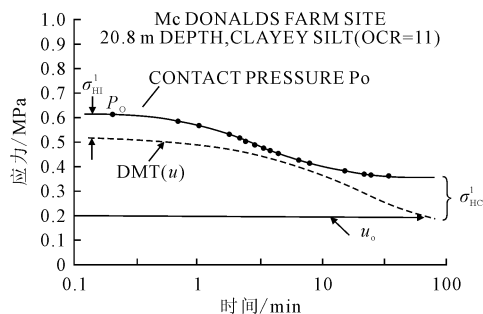


图2 Robertson et al. 孔压扁铲消散曲线

铲状孔压在饱和软黏土中,典型试验曲线见图 3,与  $u_2$  孔压消散度对比曲线见图 4。从曲线中可看出,铲状孔压试验曲线与 Robertson 等<sup>[1]</sup>采用带孔压功能的 DMT 试验曲线相类似,DMT 孔压和铲状孔压初始值均小于  $u_2$  孔压,且两者的消散历时均慢于  $u_2$  孔压。

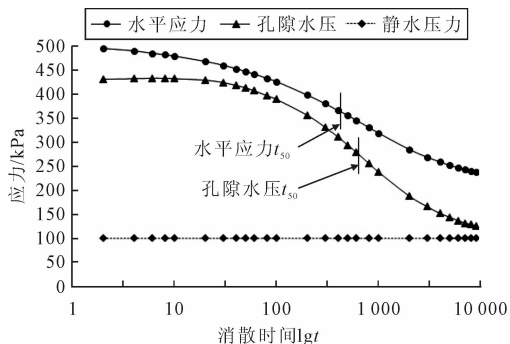


图3 铲状孔压探头消散典型曲线

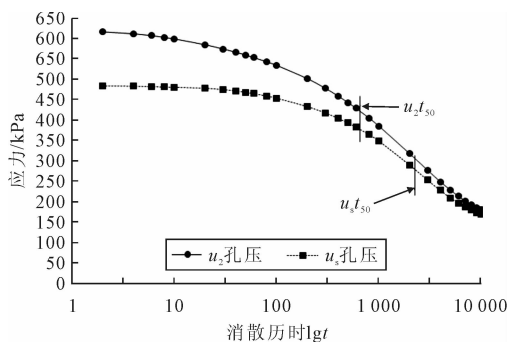


图4 铲状孔压  $u_s$  与  $u_2$  消散对比曲线

#### 3.2 铲状孔压消散与 CPTU 消散特性对比分析

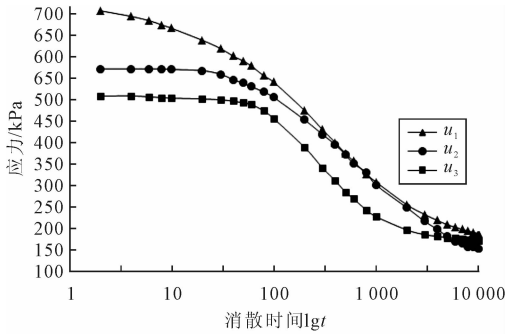
为了解扁铲类孔压消散试验的规律和特点,增加了过滤器位置在锥面、锥肩部位的孔压静探现场对比试验工作。按照国际通行标准锥面孔压为  $u_1$ 、锥肩孔压  $u_2$ 、铲状孔压为  $u_s$ 。根据现场实测结果给出了铲状孔压与 CPTU 孔压的对比图,见图 5。

通过对比分析可得出:

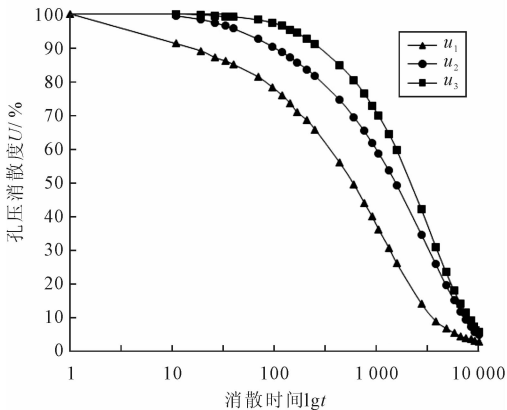
(1) 铲状孔压与 CPTU 孔压在消散曲线形态高度相似,相同深度内, $u_1 > u_2 > u_s$ ,说明锥面初始超孔压大于锥肩,锥肩孔压大于铲状孔压,与理论分析吻合。

2) 相同深度内达到  $t_{50}$  时间, $u_1 < u_2 < u_s$ ,这反映出应力水平高低和消散路径的差异。

3)  $u_s$  均位于  $u_1$  和  $u_2$  之外,反映出  $u_s$  初始超孔压应力水平、影响范围和消散路径以及消散速率均少于或慢于  $u_1$  及  $u_2$ ,也说明铲状孔压探头对土体的破坏扰动小于圆锥孔压。



(a) 铲状孔压 $u_s$ 与圆锥孔压 $u_i$ 消散



(b) 铲状孔压 $u_s$ 与圆锥孔压 $u_i$ 消散

图 5 铲状孔压  $u_s$  与圆锥孔压  $u_1$  和  $u_2$  消散对比图

### 4 铲状孔压消散试验测取饱和土固结系数研究

本次试验研究主要结合高铁、客运专线和轨道交通与  $u_1$  和  $u_2$  圆锥孔压静探、十字板剪切及室内试验等技术手段进行了对比试验。目前已完成浙江湖州、温州、台州、江苏连云港和福建宁德等国内多个地区的试验工作,涉及地层为正常固结或轻度超固结的流塑~软塑黏土、部分粉土及松散粉砂,均为工程重点关注的工后变形和沉降较大的软弱及松散地层。

采用现行《铁路工程地质原位测试规程》(TB10018-2018)<sup>[7]</sup>中推荐的运用铲状孔压  $u_s$  实测数据与理论曲线拟合法求解固结系数。选择 Houlsby 等<sup>[8]</sup>基于大应变有限元分析的应变路径法中修正时间因素  $T^*$  的理论值(表 1)与铲状孔压  $u_s$  实测数据进行曲线拟合(图 6)。

从图 6 可知,铲状孔压消散特性与圆锥孔压  $u_3$  及  $u_4$  相吻合。这一结果表明铲状孔压消散符合圆锥孔压消散理论,这已在多个试验场地的试验中得到证实,因此可以借鉴圆锥孔压消散理论模型,来建立铲状孔压消散试验计算水平固结系数的方法<sup>[9]</sup>。

根据 Houlsby 等<sup>[8]</sup>孔压消散理论,铲状孔压消

表 1 修正后的时间因数  $T^*$

固结度/%	过滤器位置			
	锥面 ( $u_1$ )	锥肩 ( $u_2$ )	距锥底 5 倍半径 ( $u_3$ )	距锥底 10 倍半径 ( $u_4$ )
20	0.014	0.038	0.293	0.378
30	0.032	0.078	0.503	0.662
40	0.063	0.142	0.756	0.995
50	0.118	0.245	1.11	1.458
60	0.226	0.439	1.65	2.139
70	0.463	0.804	2.43	3.238
80	1.04	1.60	4.10	5.24

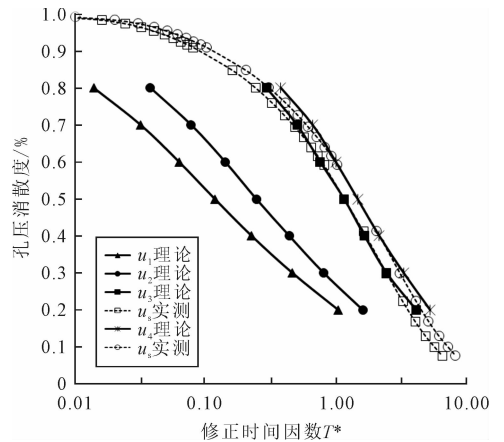


图 6 铲状孔压实测值与修正  $T^*$  理论值拟合曲线

散试验计算水平固结系数公式为:

$$C_h = \frac{R^2 (T_{u_s}^* / \sqrt{I_r})}{t_{50-u_s}} \quad (1)$$

式中: $t_{50-u_s}$  为  $u_s$  试验消散 50% 对应的时间;  $T_{u_s}^*$  为  $u_s$  试验对应的修正时间因数;  $I_r$  为土体刚度指数;  $R$  为探头等效半径,铲状探头竖向投影面积  $A=15 \text{ cm}^2, R^2=4.777 \text{ cm}^2$ 。

目前,  $u_3$  孔压工程实际应用较少,但对于同一地层其水平固结系数是唯一的。因此可利用铁四院圆锥  $u_2$  孔压与铲状孔压消散试验对比可获得铲状孔压修正时间因素  $T_{u_s}^*$  参数,具体方法如下:

$$C_h = \frac{R^2 (T_{u_s}^* / \sqrt{I_r})}{t_{50-u_s}} = \frac{r^2 (T_{u_2}^* / \sqrt{I_r})}{t_{50-u_2}} \quad (2)$$

整理式(2)可得:

$$T_{u_s}^* = \frac{r^2}{R^2} \cdot \frac{t_{50-u_s}}{t_{50-u_2}} \cdot T_{u_2}^* \quad (3)$$

式中: $r$  为圆锥孔压半径;  $t_{50-u_2}$  为  $u_2$  圆锥孔压消散 50% 对应的时间;  $T_{u_2}^*$  为  $u_2$  圆锥孔压对应的修正时间因数。

分析式(3)可知,圆锥孔压半径  $r$  和铲状孔压等效半径  $R$  以及圆锥孔压对应的修正时间因素  $T_{u_2}^*$  均已知。铲状孔压和圆锥孔压消散 50% 对应的时间  $t_{50-u_s}$  和  $t_{50-u_2}$  可通过现场试验获得。表 2 为各试验地区铲状孔压探头修正时间因素计算成果。

表 2 各试验地区铲状孔压时间因素  $T_{u_3-u_2}^*$  计算表

试验地区	$\frac{t_{50-u_3}}{t_{50-u_2}}$	$T_{u_3}^*$
湖州地区	8.38	1.37
温州地区	6.38	1.04
台州乐清	5.65	0.92
连云港地区	8.23	1.34
宁德地区	5.86	0.96
平均值	6.90	1.13

从表 2 可知,通过现场对比试验,铲状孔压修正时间因素  $T_{u_3}^*$  与 Houlsby 等<sup>[8]</sup> 推荐的  $u_3$  孔压修正  $T^*$  值相同,也与消散曲线拟合结果吻合。由此可确定铲状孔压修正时间因素  $T_{u_3}^*$  为 1.13,通过公式(1)计算水平固结系数。

## 5 工程实例应用

### 5.1 工程概况

选择沪通铁路工程地质勘察上海浦东地区,试验所涉及的地层为松散软弱的淤泥质土、粉土及粉砂。该区域水网发育,河、湖、沟渠星罗棋布,地下水位埋藏深度浅。沉积物以细颗粒为主,多为厚层黏性土夹粉土或粉细砂,分布广、层位稳定,天然状态下具有含水率高、孔隙比大、强度低、压缩性高、透水性低等特点<sup>[10]</sup>。试验场地安排  $u_2$  型圆锥孔压静探 CPTU、十字板剪切、铲状孔压和室内固结试验等技术手段进行对比试验。图 7 为试验地层 CPTU 典型曲线。

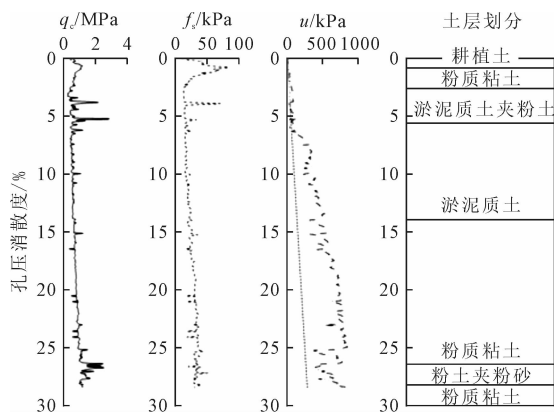


图 7 沪通铁路浦东地区 CPTU 试验地层典型曲线

### 5.2 固结系数计算

铲状孔压应用公式(1)计算水平固结系数首先需确定刚度指数  $I_r$ ,而  $I_r = G/S_u$ 。对于剪切模量  $G$ ,DANZIGER 等<sup>[11]</sup> 认为对于弹塑性土体, $G$  依赖于水平应变,应变大  $G$  值变小。建议应用三轴试验的  $S_u$  和割线模量在 50% 不排水下的  $G$  值。在缺乏三轴试验的条件下,可应用杨氏模量进行估算,即:

$$I_r = \frac{E_u}{2(1+\nu)S_u} \quad (4)$$

式中: $E_u$  为不排水杨氏模量; $\nu$  为不排水泊松比,可取  $\nu=0.49$ ; $S_u$  为不排水抗剪强度。

根据平板载荷试验与室内三轴试验对比,得出剪力水平达 50% 的割线模量  $E_u = 11.4P_s$  (MPa)。不排水抗剪强度  $S_u$  可采用现场十字板试验值,也可按照现行《铁路工程地质原位测试规程》(TB10018-2018)中推荐公式估算  $S_u = 0.04P_s + 2$  (kPa),其中, $P_s$  为比贯入阻力,适用于  $P_s \leq 1$  MPa 饱和黏性土。

资料显示,对于黏性土,国外  $I_r$  在 100~300 之间,国内  $I_r$  在 50~150 之间。通过计算本场地  $I_r$  在 60~80 之间。据此可应用铲状孔压现场消散试验数据采用式(1),求解水平固结系数。试验地区各技术手段固结系数随深度变化对比曲线见图 8。

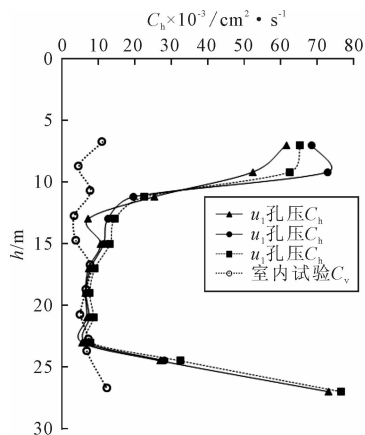


图 8 沪通铁路浦东地区固结系数曲线

从试验地区固结系数曲线可知,铲状孔压与圆锥孔压水平固结系数较一致。室内试验固结系数与铲状孔压和圆锥孔压在黏土中相差 3~4 倍,在淤泥质土和黏土夹砂松散地层相差一个数量级,除地层的各向异性外,主要是土样的采取、运输、制备和试验过程中存在较大扰动影响,也与国内许多学者现场试验结论相似<sup>[12-15]</sup>。

## 6 结论

(1) 铲状孔压与 CPTU 孔压在消散曲线形态高度相似,初始超孔压均小于圆锥孔压,反映出应力水平高低和消散路径的差异。

(2) 铲状孔压实测消散数据与 Houlsby 等<sup>[8]</sup> 的  $u_3$  和  $u_4$  孔压修正时间因数理论值  $T^*$  值拟合较好,据此获得修正时间因素  $T_{u_3}^*$  为 1.13,可应用该理论模型计算固结系数。

(3) 通过工程实践,铲状孔压与圆锥孔压水平固

结系数较一致。室内试验固结系数与铲状孔压和圆锥孔压在黏土中相差3~4倍,在松散地层相差一个数量级。

(4)研究成果为铲状孔压通过消散试验计算水平固结系数提供一种可靠的方法。

### 参 考 文 献

- [1] P. K. Robertson, R. G. Campanella & D. Gillespie. Excess pore pressures and the flat dilatometer test [M]. University of British Columbia, Civil Engineering Department, Vancouver, Canada. 1988(1):567-676.
- [2] 刘学彦,朱定华,袁大军.扁铲测振仪的改进及应用[J].岩土工程学报,2013,35(7):1375-1381.
- [3] 储团结. DMTA 消散试验获取水平固结系数研究[J].铁道工程学报,2012(11):11-17.
- [4] 涂启柱. DMTC 消散试验探求软黏土固结系数研究[J].岩土工程学报,2012,34(5):948-953.
- [5] 梁伟,熊大生.利用有效应力铲求解静止土压力系数研究[J].铁道工程学报,2017,34(7):5-9+35.
- [6] 彭俊伟.扁铲侧胀试验与应力铲试验关系研究[J].土工基础,2012,26(1):51-55.
- [7] 铁路工程地质原位测试规程(TB10018-2018)[S].
- [8] Houlby G. T. & Teh C. I. Analysis of the Piezocone in Clay [A]//Proceedings of International Symposium on Penetration Testing Rotterdam, 1988:777-7831.
- [9] 涂启柱. DMTC 消散试验计算水平固结系数模型研究[J].铁道工程学报,2017,34(7):10-16.
- [10] 陈玉良,姜培源,林梅.低路堤基底固化层对道路性能的影响[J].现代交通技术,2008,5(S2):1-5.
- [11] DANZIGER, F. A. B., M. S. S. Almeida, and G. C. Sills. The significance of the strain path analysis in the interpretation of piezocone dissipation data. [J] Geotechnique, 1997,47(5):901-914.
- [12] 蔡国军,童立元,刘松玉,等.孔压静力触探(CPTU)探求高速公路软基固结系数研究[J].公路交通科技,2007,24(3):30-34.
- [13] 孟高头,王四海,张德波.用孔压静力触探求固结系数的研究[J].地球科学,2001,26(1):93-98.
- [14] 皇富强.基于扁铲侧胀试验的软土水平固结系数计算方法研究[J].土工基础,2022,36(1):93-95.
- [15] 王建兰,李仁民.软土地基固结系数的确定方法探讨[J].山西建筑,2007,33(15):105-107.

## Experimental Study on Measuring the Consolidation Coefficient of Saturated Soil Using Spade Shaped Probe for Pore Pressure

ZHANG Zhanrong, LIANG Wei, PENG Junwei, ZHAI Tianqi

(China Railway Siyuan Survey and Design Group Co. Ltd., Wuhan 430063)

**Abstract** Consolidation coefficient is an important parameter for geotechnical evaluation, which can be used for soil consolidation analysis. Accurate determination of the consolidation coefficient is the key to estimate the consolidation drainage rate and degree of consolidation and control the accuracy of foundation settlement. Combined with the structure and test principle of the shovel-shaped probe, the dissipation characteristics of the shovel-shaped pore pressure are analyzed. The comparative study of the dissipation results with DMT and CPTU tests are performed. The time factor correction method is used to estimate the consolidation coefficient of saturated soil, and the correction time factor  $T^*_{us}$  in the spade shaped pore pressure dissipation test results is determined to be 1.13. The engineering application results in Shanghai area show that the theoretical model of spade-shaped pore pressure dissipation can be used to estimate the consolidation coefficient. The horizontal consolidation coefficient of spade pore pressure probe is consistent with that of cone pore pressure. The consolidation coefficient of laboratory test is 3-4 times different from that of spade pore pressure and cone pore pressure in clay, and one order of magnitude different in loose stratum. This research provides a reliable method for estimating the horizontal consolidation coefficient of spade pore pressure through dissipation test.

**Key words** Spade Shaped Pore Pressure Probe; Horizontal Consolidation Coefficient; Pore Pressure Dissipation

# 尤溪饱和花岗岩残积土剪切特性的试验研究

段文杰,冯兆圆,杨雪强,林希养

(广东工业大学土木与交通工程学院,广州 510000)

**摘要:**对福建尤溪地区的花岗岩残积土,制作出干密度为 1.73, 1.64, 1.56  $\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$  的重塑土样,分别开展围压为 100, 200, 300, 400 kPa 的 3 组 12 个常规三轴固结不排水剪切试验。试验表明:①不同干密度条件下的偏应力-轴向应变曲线均呈现应变硬化趋势,在干密度不变的情况下,偏应力随着围压和干密度的增大而增大,围压越大偏应力上升曲线越陡,其增加趋势随着后期应变增大而逐步减缓。②孔压随着轴向应变的增大先呈非线性增长,到达峰值后出现略微缓慢下降趋势或者保持稳定;在相同围压下,干密度越大,孔隙压力峰值越小。③在干密度相同的条件下,围压增加,应力比  $q/p'$  随之减小,且减小的幅度随围压的增大而逐渐下降,低围压下的最终应力比相较于高围压下的最终应力比稍高一些;在围压保持不变条件下,应力比  $q/p'$  随着干密度的增加而增加;在轴向应力达到 30% 左右,应力比基本达到稳定状态。④土体的抗剪强度与干密度密切相关,CU 下的内摩擦角和黏聚力随干密度的增加而上升,有效内摩擦角和有效黏聚力也随干密度的增加而增加;在干密度相同的条件下,有效黏聚力略大于 CU 下的黏聚力,有效内摩擦角略大于 CU 下的内摩擦角。

**关键词:**花岗岩残积土;常规三轴试验;固结不排水试验;抗剪强度

**中图分类号:** TU411 **文献标识码:** B **文章编号:** 1004-3152(2026)02-0360-06

## 1 引言

花岗岩残积土在我国各地区广泛分布<sup>[1]</sup>,尤其集中分布于福建、广东等华南一带,我国华南地区隶属于湿润-半湿润地带,受亚热带季风气候条件影响,该地区地表降雨频繁水分充足,风化作用强烈,其失水干缩和饱和软化崩解的特性十分显著,对工程上的影响颇大。花岗岩残积土在闽南地区土层表面厚度较大,作为绝大多数工程建设用地的重要组成部分,是发生地质灾害的主体构成,因此对花岗岩残积土抗剪强度的研究具有重要的现实意义<sup>[2]</sup>。

室内土工试验是确定土体抗剪强度指标的重要方法,常用的方法有直接剪切试验<sup>[3,4]</sup>和三轴剪切试验<sup>[5]</sup>。相比于直接剪切试验,三轴剪切试验可以严格控制排水条件、量测孔隙水压力以及破裂面在试样的最软弱处,有助于测定不同土质以及不同排水条件下土体的强度参数,因此三轴试验结果更接近事实。胡华等<sup>[6]</sup>采用三轴剪切渗透试验仪,通过渗流剪切试验研究了围压和渗流压对花岗岩残积土力学特性的影响。王志兵等<sup>[7]</sup>通过 CU 试验探究了

玄武岩纤维和纳米氧化铁的掺量对花岗岩残积土力学特性的影响。Kim 等<sup>[8]</sup>研究土体初始含水率对非饱和花岗岩残积土力学特征的影响规律。陈汪洋等<sup>[9]</sup>探讨了高液限花岗岩残积土在干湿循环作用下的力学特性。黎澄生等<sup>[10]</sup>通过 CT 扫描仪获取了花岗岩残积土在三轴剪切过程中不同加载阶段的图像,研究了花岗岩残积土在内部裂隙影响下的剪切变形破坏机理。吴国颖等<sup>[5]</sup>展开了一系列剪切试验揭示了福建某海上风电场的花岗岩残积土的力学参数特征。李东旭等<sup>[11]</sup>分别对花岗岩残积土的原状样和重塑样进行了 CU 试验和 CD 试验。Liu 等<sup>[12,13]</sup>用花岗岩残积土展开了一系列三轴压缩、拉伸、单剪和空心圆柱扭剪等试验。Shu 等<sup>[14]</sup>对原状花岗岩残积土进行了考虑不同平均有效应力变化规律的应力路径三轴试验。

本文针对福建尤溪地区的花岗岩残积土,通过制备不同密实条件下花岗岩残积土试样,开展 CU 固结不排水三轴剪切试验,研究了饱和状态下不同密实度对花岗岩残积土强度以及变形特性的影响,依据偏应力-轴向应变、孔压-轴向应变和应力比-轴向应变等曲线,得到了 CU 抗剪强度参数和有

收稿日期:2024-03-08 修回日期:2024-03-31

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51978177)

作者简介:段文杰(2000—),男,硕士生,研究方向为边坡稳定。

通讯作者:杨雪强(1966—),男,博士,教授,研究方向为土体本构关系及边坡稳定等。

效应力抗剪强度参数,有助于加深对花岗岩残积土工程特性的理解,这些参数可以为当地丘陵区域边坡工程的设计提供参考。

## 2 试验方法及方案

### 2.1 试验仪器

本次试验在 TFB-1 型非饱和土应力应变控制式三轴仪(图 1)的饱和部分完成。整个三轴仪主要装置可分为两个部分,一是应力应变主机,一是压力控制器。压力控制器用于控制压力室及试样的围压值、反压值及孔压值,同时也可测量土体体变和孔隙水压力。整个仪器通过气泵供压,仪器各部分采用单片机控制,并通过相关软件控制以方便采集数据。

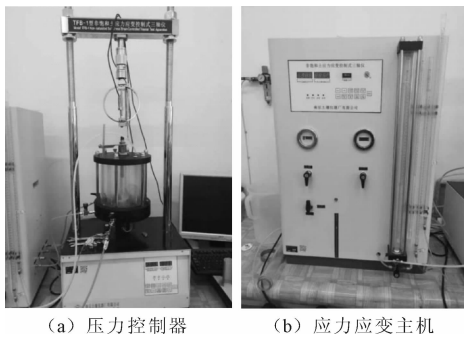


图 1 TFB-1 型非饱和土三轴仪

表 1 福建尤溪花岗岩残积土物理性质指标

天然密度/ $g \cdot cm^{-3}$	天然含水率/%	孔隙比	液限/%	塑限/%	塑性指数
1.618	17.64	0.73	45.6	31.9	13.7

表 2 福建尤溪花岗岩残积土不同粒径质量占比情况

粒径/mm	$\geq 2$	$1 \leq d < 2$	$0.5 \leq d < 1$	$0.25 \leq d < 0.5$	$0.1 \leq d < 0.25$	$0.075 \leq d < 0.1$	$0.005 \leq d < 0.075$	$< 0.005$
土质量百分比/%	8.1	9.4	5.8	7.7	10.2	15.6	20.3	22.9

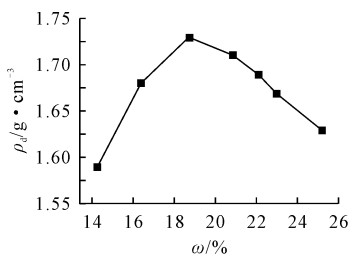


图 2 福建尤溪花岗岩残积土的击实曲线

### 2.3 试验方案及步骤

试验为固结不排水三轴试验,重塑三轴试样分别设置为 90%、95%、100% 的初始密实度,围压分别为 100 kPa, 200 kPa, 300 kPa, 400 kPa, 共进行了 3 组 12 个样的 CU 条件下不同密实度和不同围压下三轴剪切试验。剪切试验前,将各饱和土样进行等围压固结,待固结稳定后施加偏应力,剪切应变速率设置为  $0.03\% \cdot \min^{-1}$ ;当轴向应变达到 30%

### 2.2 试样制备

该花岗岩残积土的天然含水率为 17.64%, 塑限为 31.9%, 液限为 45.6%, 塑性指数为 13.7, 土体的物理性质指标见表 1。为使试验与实际工程土体保持契合,本次试验照原状土的颗粒级配制作重塑饱和黏土试样,花岗岩残积土的粒径分布见表 2。将破碎后的土样进行烘干、碾碎处理后,使用孔径为 2 mm 的筛对其进行筛分。将计算好的的水量喷洒到土样上不断搅拌致使其含水率均匀,稍后装入密封袋密封静置 24 h。土样密封完成后取出土样复测含水率,与试验所需含水率相差不得大于 1%, 如不符合要求,需重新制作土样。依据国家标准规程制备重塑土试样<sup>[15]</sup>,试样的尺寸为直径 39.1 mm、高度 80 mm,基于图 2 花岗岩残积土的击实曲线,制作出压实度为 100% (对应干密度为  $1.73 g \cdot cm^{-3}$ )、压实度为 95% (干密度为  $1.64 g \cdot cm^{-3}$ )、压实度为 90% (干密度为  $1.56 g \cdot cm^{-3}$ ) 的试样各 4 个,进行饱和土三轴固结不排水剪切试验。采用抽气饱和法对试样进行饱和处理,首先将制好的试样放入三瓣膜饱和器内,再将饱和器置于无水的抽气缸内抽气,抽气直至缸内气压接近真空状态;抽气完毕后往缸内缓缓注入清水,并保持气压稳定,待饱和器完全被水淹没后静置不少于 10 h。

时,结束试验。依照以上相同方法放置剩下的试样,并在不同固结围压作用下进行不排水剪切试验。

## 3 饱和土的三轴试验结果分析

### 3.1 偏应力与轴向应变关系分析

对重塑花岗岩残积土饱和土样采用固结不排水剪切,通过对数据进行整理,绘制出饱和花岗岩残积土不同干密度不同围压下的偏应力—轴向应变曲线,见图 3。其中土样的孔压为  $u$ ,有效球应力  $p'$ 、偏应力  $q$  及应力比  $\eta$  分别表达如下:

$$p' = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} - u \quad (1)$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (2)$$

$$\eta = \frac{q}{p'} \quad (3)$$

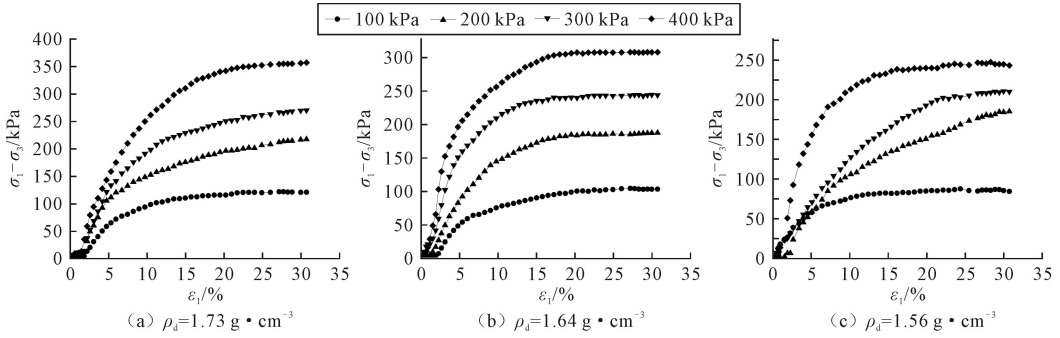


图 3 饱和条件下偏应力-轴向应变曲线

试样剪切破坏时的偏应力就是试样的峰值强度,从图 3 中可以看出峰值强度随着围压的增加而增大,所有试样均呈现应变硬化趋势;总体趋势是在密实度保持不变条件下,随围压的增大,曲线的初始斜率越大,其应变硬化特征愈趋于明显;随试样的轴向应变增加,偏应力也随之增加,且增加的幅度逐步变小。这说明增加围压会使土体颗粒与颗粒间的压应力增大,土样抗剪强度也随之提升,所以在实际工

程中,适当增加围压提升土体的抗剪强度。在保持围压相同的情况下,偏应力随轴向应变的递增而逐步增大,大多数试样在剪切轴向应变至 30% 时偏应力大致平稳。

### 3.2 孔压与轴向应变关系分析

通过对三轴固结不排水试验的孔隙压力数据进行整理,绘制出饱和和花岗岩残积土不同干密度不同围压下孔压与轴向应变的关系曲线,见图 4。

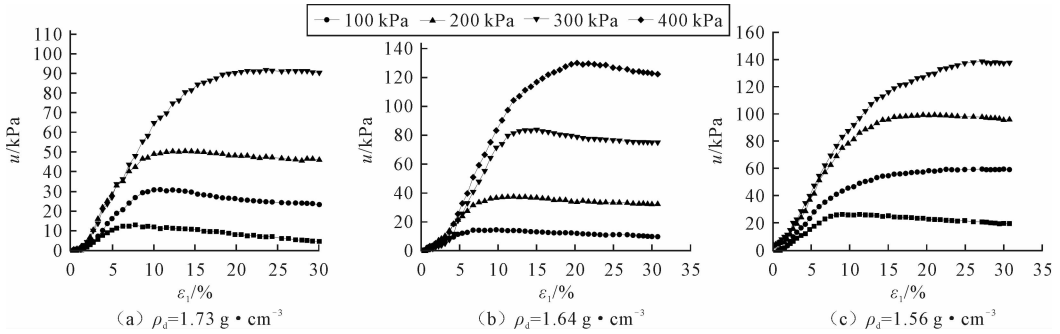


图 4 饱和条件下的孔压-轴向应变曲线

可以看出,所有土样的孔压随着轴向应变的增大先呈非线性增长,到达峰值后土样孔压出现略微缓慢下降趋势或者保持稳定。围压越大,孔压随轴向应变增长的曲线越陡,孔压的峰值越大;同时在相同围压下,干密度越大,孔隙压力峰值越小。孔压上

升达到峰值后,随着轴向应变的增大孔压又小幅度的逐步降低,这说明孔压峰值处对应着相变点的存在,在相变点之前土样剪缩,在相变点之后土样剪胀。正是相变点之后土样的弱剪胀,导致了图 3、图 5 应变硬化曲线的存在。

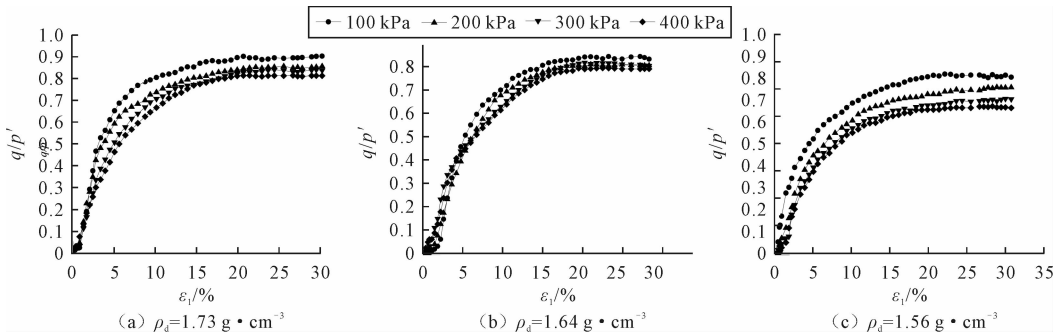


图 5 饱和条件下的应力比-轴向应变曲线

依据图 3、图 4 可看出,轴向应变至 30% 时土样并没有达到临界状态,这说明在 CU 下需要更大的

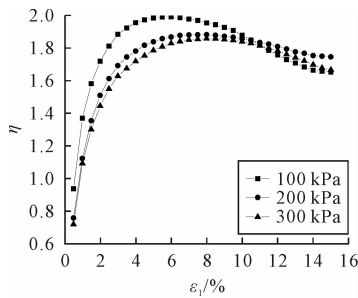
轴向应变才能达到土体的临界状态。

### 3.3 应力比与轴向应变关系分析

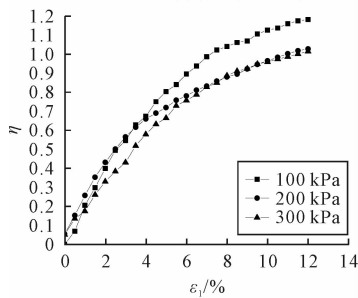
通过对三轴固结不排水试验的应力应变数据进行整理,绘制出饱和花岗岩残积土不同干密度不同围压下应力比与轴向应变的关系曲线,见图 5。

图 5 可看出,在围压相同的情况下,试样的应力比随着干密度的增加而增加,且其增加的趋势在围压越小的情况下越明显。干密度相同的条件,随着围压的增加,应力比  $\eta=q/p'$  逐渐降低;试样的  $q/p'$  随着轴向应变的增加而递增,且后期递增的趋势呈现逐步放缓的趋势;在轴向应变达到 30% 左右,应力比基本趋于稳定<sup>[16]</sup>。 $\rho_d=1.73\text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$  和  $\rho_d=1.64\text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$  对应的土样,其应力比均在 0.8 上下窄幅变化; $\rho_d=1.56\text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$  对应的土样其应力比在 0.7 上下窄幅变化;总体上讲,土样的应力比随干密度的增加而增加。在干密度相同的条件下,低围压下的终值应力比相较于高围压下的终值应力比稍高一些,这是因为我们观察到花岗岩残积土试样在剪切过程中颗粒容易破碎导致的。在较高围压下剪切,颗粒破碎量较大,最终对应的应力比较小;在较低围压下剪切,颗粒破碎量较小,最终对应的应力比较大。

对饱和花岗岩残积土,在固结排水情况下剪切,剪切诱发的颗粒破碎较为明显,Miura 等<sup>[17]</sup>和楚文泽<sup>[18]</sup>均测试出花岗岩残积土应力比  $\eta$  随围压增大而减小的试验结果,见图 6。



(a) Miura花岗岩残积土三轴试验



(b) b=0花岗岩残积土真三轴试验

图 6 不同花岗岩残积土在饱和固结排水下的应力比—轴向应变曲线

总的来说,在干密度相同的情况下,应力比  $q/p'$  随着围压的增加而减小,减小的幅度随着围压的

增大而逐渐下降;而在相同的围压条件下,随着干密度的增加,应力比  $q/p'$  随之增加。

### 3.4 土体强度参数分析

对试验数据进行处理,通过莫尔库伦强度准则绘制了不同密度下的 CU 强度包络线和有效应力强度包络线,见图 7;花岗岩残积土的抗剪强度参数见表 3。

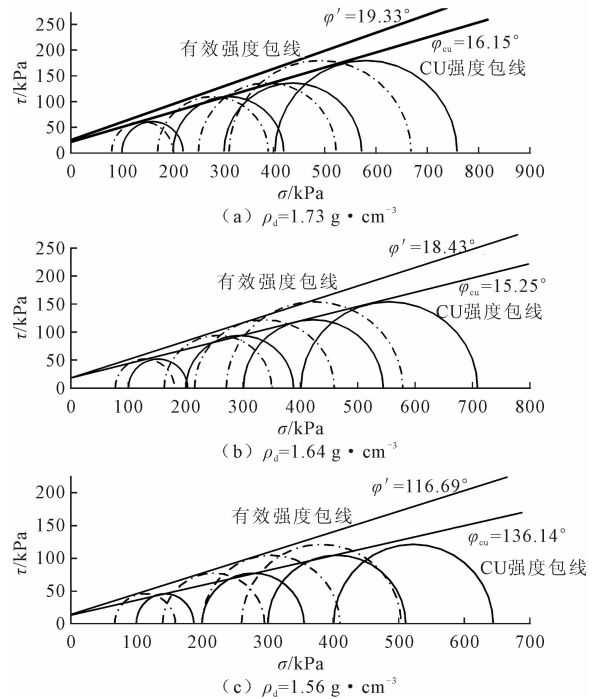


图 7 不同干密度下花岗岩残积土的抗剪强度包络线

表 3 饱和和不排水条件下各干密度对应的抗剪强度参数

干密度 $\rho_d$ / $\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$	黏聚力 $c_{cu}$ / $\text{kPa}$	内摩擦角 $\varphi_{cu}/(^{\circ})$	有效黏聚力 $c'/\text{kPa}$	有效内摩擦角 $\varphi'/(^{\circ})$
1.56	9.73	13.14	15.53	16.69
1.64	12.13	15.25	17.33	18.43
1.73	15.63	16.15	19.22	19.33

由图 7 及表 3 可以看出,土体的抗剪指标受干密度影响,CU 下的内摩擦角和黏聚力随干密度的增加而上升,有效内摩擦角和有效黏聚力也随干密度的增加而增加;在同一干密度条件下,有效黏聚力略大于 CU 下的黏聚力,有效内摩擦角略大于 CU 下的内摩擦角。

## 4 结语

针对重塑花岗岩残积土制取了 1.56、1.64 和 1.73  $\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$  三个不同干密度的三轴重塑土样,施加的围压分别为 100、200、300 和 400 kPa,做了 3 组 12 个饱和土样的三轴固结不排水试验。绘制了偏应力—轴向应变、应力比—轴向应变等关系曲线,分

析了花岗岩残积土的应力变形特征,得到如下结论:

(1)不同干密度条件下的偏应力-轴向应变曲线均呈现应变硬化趋势,在干密度不变的情况下,偏应力随着围压和干密度的增大而增大,围压越大偏应力上升曲线越陡;随试样轴向应变增加偏应力也随之增加,至应变后期偏应力增加的幅度逐步变小。

(2)土样的孔压随着轴向应变的增大先呈非线性增长,到达峰值后土样孔压出现略微缓慢下降趋势或者保持稳定;在相同围压下,干密度越大,孔隙压力峰值越小。

(3)在干密度相同的条件下,围压增加,最终应力比  $q/p'$  随之减小,且减小的幅度随围压的增大而逐渐下降;在围压保持不变条件下,最终应力比  $q/p'$  随着干密度的增加而增加。

(4)土体的抗剪指标受干密度影响,CU 下的内摩擦角和黏聚力随干密度的增加而上升,有效内摩擦角和有效黏聚力也随干密度的增加而增加;在干密度相同的条件下,有效粘聚力略大于 CU 下的黏聚力,有效内摩擦角略大于 CU 下的内摩擦角。

### 参 考 文 献

- [1] 黄俊光,范培彦,单毅,等.花岗岩残积土非饱和特性及其边坡稳定性研究[J].建筑结构,2022,52(24):138-143.
- [2] 王延宁,黄龙剑,陈前,等. MICP 加固花岗岩残积土的渗透特性[J].土木与环境工程学报(中英文),2023:1-10.
- [3] 姚腾浩,戚桂响,杨雪强,等.含水量变化对广州花岗岩残积土抗剪强度的影响[J].土工基础,2024,38(1):135-138+162.
- [4] 毛济民,吴颖怡,杨雪强,等.广州地区土体与混凝土表面摩擦特性的试验研究[J].广东工业大学学报,2023,40(5):117-122+132.
- [5] 吴国颖,潘生贵,郑伟军.不同试验条件下花岗岩残积土不排水抗剪强度指标研究[J].土工基础,2022,36(6):972-976.
- [6] 胡华,吴轩.围压和渗透压对花岗岩残积土抗剪强度影响的三轴试验研究[J].厦门大学学报(自然科学版),2021,60(4):762-766.
- [7] 王志兵,刘金明,顾翔.纤维和纳米材料改良花岗岩残积土的力学试验及机理研究[J].水资源与水工程学报,2022,33(4):185-191.
- [8] KIM C K, KIM T H. Behavior of unsaturated weathered residual granite soil with initial water contents[J/OL]. Engineering Geology, 2010,113(1-4):1-10.
- [9] 陈汪洋,刘伟明,胡林杰.干湿循环对高液限花岗岩残积土抗剪强度参数的影响[J].湖南交通科技,2023,49(3):22-25.
- [10] 黎澄生,孔令伟,舒荣军,等.花岗岩残积土剪切带上的微观结构损伤规律[J/OL].岩土力学,2023,44(11):3203-3212.
- [11] 李东旭.水库花岗岩残积土三轴剪切力学特征的试验研究[J].西北水电,2022(4):52-57.
- [12] LIU X, ZHANG X, KONG L, et. al. Shear Strength Anisotropy of Natural Granite Residual Soil[J/OL]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2022,148(1):04021168.
- [13] LIU X, ZHANG X, KONG L, et. al. Effect of inherent anisotropy on the strength of natural granite residual soil under generalized stress paths[J/OL]. Acta Geotechnica, 2021,16(12):3793-3812.
- [14] SHU R, KONG L, LIU B, et. al. Stress - Strain Strength Characteristics of Undisturbed Granite Residual Soil Considering Different Patterns of Variation of Mean Effective Stress[J/OL]. Applied Sciences, 2021,11(4):1874.
- [15] 刘学芹,张建根,刘梦琳.《土工试验方法标准》(GB/T 50123—2019)相关试验方法探析[J].天津建设科技,2020,30(5):1-4.
- [16] 刘攀,张劲文,陈凌伟,等.花岗岩残积土过渡力学行为的试验研究[J].地下空间与工程学报,2023,19(5):1497-1503+1514.
- [17] Miura N, Sukeo O. Particle-crushing of a decomposed granite soil under shear stresses[J]. Soils and foundations, 1979,19(3):1-14.
- [18] 楚文泽.不同级配花岗岩残积土的真三轴试验及离散元模拟[D].广州:广东工业大学,2023.

## Study on Shear Characteristics of Saturated Weathered Granite Residual Soil in Youxi Area

DUAN Wenjie, FENG Zhaoyuan, YANG Xueqiang, LIN Xiyang

(School of Civil and Transportation Engineering, Guangdong University of Technology, Guangzhou 510000)

**Abstract** For weathered granite residual soil obtained from Youxi county of Fujian Province, the remodeled soil samples with three dry densities of 1.73, 1.64 and 1.56 g/cm<sup>3</sup> were prepared separately. 12 conventional triaxial consolidated undrained shear tests were carried out in the 3 dry density groups with confining pressures of 100, 200, 300 and 400kPa, respectively. The results show that: 1) the deviatorial stress-axial strain curves under different dry density conditions show a strain hardening trend. When the dry density remains unchanged, the deviatorial stresses increase with the increasing of confining pressure and dry density. The greater the confining pressure is, the steeper the deviatorial stress rising presents as axial strain developing, and the deviatorial stress increasing trend gradually approaches stable as the axial strain further increasing. 2) Pore pressure increases non-linearly with the increase of axial strain at firstly, and then decreases slightly or remains stable after reaching the peak value; Under the same confining pressure level with the higher the dry density being, soil sample presents the smaller peak pore pressure. 3) Under the condition of the same dry density, as the confining pressure increases the stress ratio  $q/p$  of soil sample decreases, and the decreasing range gradually converges with the increasing of confining pressure. The final stress ratio under low confining pressure is slightly higher than that under high confining pressure level. The stress ratio  $q/p$ , increases with the increasing of dry density under constant confining pressure condition. When the axial strain reaches about 30%, the stress ratio basically reaches a stable state. 4) The shear strength of soil is closely related to dry density. The internal friction angle and cohesion of soil under CU condition increase with the increasing of dry density, and the effective internal friction angle and effective cohesion also increase with the increasing of dry density. Under the condition of the same dry density, the effective cohesion is slightly greater than the cohesion under CU status, and the effective internal friction angle is slightly greater than the internal friction under CU condition.

**Key words** Weathered Granite Residual Soil; Conventional Triaxial Test; Consolidated Undrained Test; Shearing Strength

# 桩帽对刚性桩复合地基土拱效应的影响分析

李金明<sup>1</sup>, 杨燕伟<sup>2</sup>, 余朝军<sup>3</sup>, 李亚军<sup>3</sup>

(1. 四川省水利科学研究院, 成都 610072; 2. 中国建筑第八工程局有限公司, 成都 610095;

3. 中国地质大学(北京)工程技术学院, 北京 100083)

**摘要:** 为研究不同类型桩帽对刚性桩复合地基土拱效应的影响, 以充分发挥刚性桩复合地基的力学性能, 提高复合地基的承载力和稳定性, 针对不同类型桩帽下刚性桩复合地基, 开展了室内模型试验研究, 结果表明: ①随着路堤填筑高度的增加, 桩帽顶部、桩间土土压力以及桩体荷载分担比均增大, 土拱效应导致有部分路堤荷载向桩体转移, 且随着桩帽散粒体压缩模量的增大, 土拱效应逐渐加强。②在同一路堤高度下, 桩帽顶部的土压力随着散粒体顶部边长的增大而减小, 散粒体顶部边长的增大会抑制土拱效应的发挥, 而改变桩帽的厚度对土拱效应影响较小。③带散粒体桩帽应用于刚性桩复合地基中对土拱效应的发挥有一定抑制作用。

**关键词:** 桩帽类型; 带散粒体桩帽; 刚性桩复合地基; 路堤荷载; 土拱效应

**中图分类号:** TU472 **文献标识码:** B **文章编号:** 1004-3152(2026)02-0366-06

## 1 引言

我国软土范围广, 软土路基的差异沉降问题突出, 刚性桩复合地基技术在道路软基处理方面具有稳定性好、承载力高和填筑速度快等优点, 被广泛应用于实际工程中。在刚性桩复合地基路堤工程中, 由于桩与土的刚度差异, 在路堤荷载下桩顶和桩间土表面会产生差异沉降, 进而在路堤填土中引起变形和应力重分布, 在此过程中一部分路堤柔性荷载会传递给桩顶, Terzaghi<sup>[1]</sup> 将这一荷载传递机制称为土拱效应。合理利用土拱效应可将部分上覆路堤荷载传递到刚性桩稳定受荷段, 同时桩间土也能发挥出应有的承载力, 从而最大限度地发挥刚性桩复合地基的力学性能, 可提高复合地基的承载力和稳定性<sup>[2]</sup>。在实际工程中, 桩帽被广泛应用于刚性桩上, 对于无桩帽的情况, 桩、桩间土差异沉降较大, 桩承担较小部分荷载, 土拱效应不显著; 对于有桩帽的情况, 桩帽的存在使上部荷载向桩顶转移, 桩体分担了绝大部分荷载, 可见桩帽在刚性桩复合地基工程中对土拱效应的发挥有较大影响<sup>[3]</sup>。

研究表明, 在刚性桩复合地基中, 未设置桩帽时, 在路堤荷载下桩间土发生较大沉降, 而桩顶沉降

较小, 桩顶易刺入垫层中, 而桩帽的存在, 可以很好地解决桩顶刺入问题, 同时桩间土承担荷载相对变小, 桩、土差异沉降减小<sup>[4]</sup>。桩顶设置一定厚度的褥垫层, 使桩间土承担一定的荷载, 从而提高整个复合地基的承载力<sup>[5]</sup>。而刚性桩设置桩帽, 通过土拱能使一部分路堤荷载传递给桩顶, 可有效避免桩顶位置的应力集中<sup>[6]</sup>, 可见这两种方式作用机理不同。

学者们对带帽刚性桩复合地基桩土应力比、桩身轴力、位移场及桩帽对刚性桩复合地基支承路堤稳定性影响等问题进行了相关研究<sup>[7-10]</sup>。其中, 对刚性桩复合地基工程中土拱效应的研究主要集中在力学行为和特性分析<sup>[11-13]</sup>, 带散粒体桩帽对刚性桩复合地基土拱效应的影响研究尚未见报道。在刚性桩复合地基工程中, 由于土拱效应, 上覆路堤荷载主要集中在桩体上, 而桩间土未能发挥其应有的承载力, 而在实际工程中需要在一定程度上抑制土拱效应的发挥, 使桩间土也能发挥出应有的承载力, 从而充分发挥刚性桩复合地基的整体承载力。因带散粒体桩帽具有一定压缩性, 在路堤填筑初期会抑制土拱效应的发挥, 可以起调整土拱效应的作用, 使得桩间土发挥出应有的承载能力。

本文通过室内模型试验对不同类型桩帽下刚性桩复合地基土拱效应的强弱及发挥时机进行研究,

收稿日期: 2024-02-07 修回日期: 2024-04-15

基金项目: 水利部重大科技项目(SKS-20222023); 四川省省级基本科研项目(2023-SKY-ZXKY-05)

作者简介: 李金明(1994—), 男, 硕士, 工程师, 研究方向为岩土工程和地基处理。

通讯作者: 杨燕伟(1981—), 男, 博士, 高级工程师, 研究方向为地基处理和岩土结构。

实现在工程应用中采用不同形式桩帽调整土拱效应,从而达到有效发挥桩间土地基承载潜力的目的,为刚性桩复合地基工程设计提供参考。

## 2 试验方案

为研究不同类型桩帽对土拱效应的发挥时机和强弱程度的影响,针对带散粒体桩帽复合地基中不同散粒体压缩模量、散粒体边长及其厚度对土拱效应的影响开展室内模型试验研究。

### 2.1 刚性桩复合地基及桩帽设置

刚性桩复合地基分为打穿软土层和未打穿软土层两种形式,本文模型试验仅考虑打穿软土层这种形式。图 1 是两种类型桩帽的刚性桩复合地基,分别为带散粒体桩帽刚性桩复合地基和常规桩帽刚性桩复合地基。其中,带散粒体桩帽由散粒体和桩帽两部分组成,散粒体通过特制的锥台模具填充于桩帽顶部,待填筑完成后静置一段时间再将模具抽出。散粒体底部作用在桩帽顶部,散粒体顶部和桩间土共同承担上部荷载,作为对比,本研究同时进行常规桩帽情况下的相关试验。常规桩帽与带散粒体桩帽底部的桩帽长、宽相等而厚度不同,桩帽顶部和桩间土共同承担上部荷载。这种带散粒体桩帽与常规桩帽的区别就在于桩帽设置有锥台形状的散粒体,桩帽类型的不同将影响土拱效应的发挥时机和强弱程度,亦是本文研究的重点。

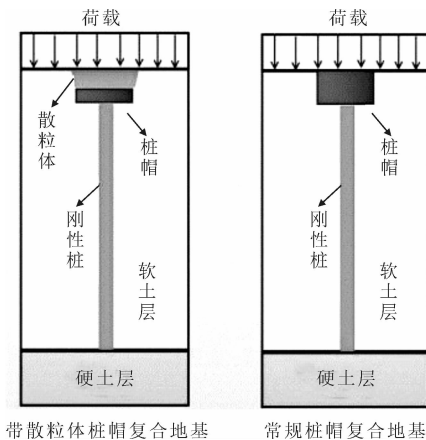


图 1 两种类型桩帽刚性桩复合地基

### 2.2 模型试验分组及参数

模型试验分组见表 1,其中  $b$  是散粒体顶部边长,散粒体分别采用压缩模量不同的细砂、淤泥质粘土、泡沫进行代替,其压缩模量分别为 28 MPa、0.8 MPa、0.1 MPa。

试验编号 1#、2#、3# 研究桩帽顶部散粒体的压缩模量对土拱效应的影响;试验编号 1#、4#、5

表 1 模型试验分组

编号	$b/cm$	桩帽类型	散粒体类型
1#	10	带散粒体桩帽	填泡沫
2#	10	带散粒体桩帽	填细砂
3#	10	带散粒体桩帽	填淤泥质粘土
4#	6	带散粒体桩帽	填泡沫
5#	20	带散粒体桩帽	填泡沫
6#	—	常规桩帽	—

# 研究桩帽顶部散粒体边长对土拱效应的影响;试验编号 1#、3#、6# 将带散粒体桩帽与常规桩帽对土拱效应的影响进行对比分析。

模型试验参数见表 2,桩径为 2 cm,桩间距为 30 cm,桩长 45 cm,带散粒体桩帽底部桩帽部分与常规桩帽的长、宽尺寸相等。布桩方式采用等间距方形布桩,桩帽散粒体底部边长与常规桩帽的边长相等,散粒体厚为 4 cm,两种类型桩帽的厚度与刚性桩桩长之和均为 50 cm。

表 2 模型试验参数

参数/桩帽类型	常规桩帽	带散粒体桩帽
桩径/cm	2	2
桩间/cm	30	30
桩长/cm	45	45
布桩形式	正方形	正方形
常规桩帽尺寸/cm (长×宽×厚)	6×6×5	/
散粒体底部桩帽/cm (长×宽×厚)	/	6×6×1
散粒体厚/cm	/	4

软弱地基采用淤泥质粘土进行填筑,相关参数见表 3,路堤填土采用细砂代替,通过颗粒分析试验测定<sup>[14]</sup>,细砂的不均匀系数和曲率系数分别为 1.34 和 1.19,其颗粒级配曲线图见图 2。

表 3 淤泥质黏土物理力学参数

$\gamma/kN \cdot m^{-3}$	$w/\%$	$c_u/kPa$	$e$	$E_{s1}/MPa$
16.7	48.7	15.8	1.38	0.8

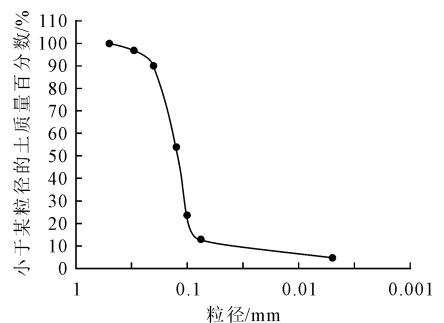


图 2 细砂的颗粒级配曲线图

考虑强度、变形特性相似、应变片黏贴等因素的影响,本试验采用圆木棒模拟刚性桩,用同材质的木板作为桩帽,测得其弹性模量 9.8 GPa。

表 1 中编号为 1#、4#、5# 所使用的泡沫颗粒

为聚苯乙烯材料,通过压缩试验测定,聚苯乙烯泡沫的压缩模量为 0.1 MPa,其压缩曲线见图 3。

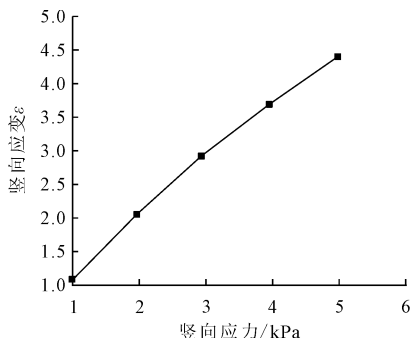


图 3 聚苯乙烯泡沫的压缩曲线

## 2.3 试验装置

本次模型试验装置由模型箱、测量仪器和数据采集系统组成,具体如下:

(1)模型箱。试验模型箱尺寸为 60 cm×60 cm×90 cm(长×宽×高),壁厚为 10 mm,其内壁光滑以减小对土体变形的影响,装置实物图见图 4。



图 4 试验装置实物图(以表 1 中编号 1# 为例)

(2)测量仪器。测量仪器采用南京丹陌电子科技有限公司的应变式土压力盒与位移计。土压力测量采用 DMTY 微型土压力盒,量程为 0~20 kPa;沉降位移值测量采用 DMWY-2 全桥埋入式位移传感器,量程为 0~10 mm。

(3)数据采集系统。数据采集系统由数据采集仪、传输电缆、笔记本电脑等组成。布置仪器时,桩顶布置土压力盒 T1,桩间土表面布置土压力盒 T2 和位移计 C1,试验装置示意图见图 5(以表 1 中编号 1# 为例)。

## 3 试验过程

试验过程以表 1 中的编号 1# 为例进行介绍,具体试验过程如下:

(1)软土地基填筑。把淤泥质粘土分层填筑在模型箱里,每层厚 5 cm,共填筑 9 层,以此来模拟软弱地基。填筑时压实度通过质量控制,保证每层填

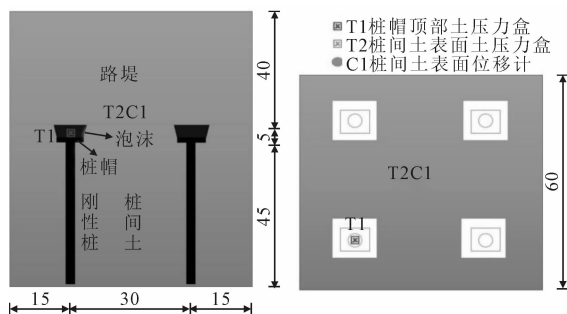


图 5 试验装置示意图(以表 1 中编号 1# 为例)

筑的淤泥质粘土质量都为 30.6 kg,密度为  $1.70 \text{ g} \cdot \text{cm}^{-3}$ ,所用填料含水率为 48.7%。

(2)桩体施工。待软土地基填筑完成后静置 12 h 再进行桩体施工,施工时桩端作用在模型箱底部,以模拟刚性桩复合地基打穿软土层的情况。桩体施工完毕后再填筑一层厚 5 cm 的淤泥质粘土,同时安装桩帽和散粒体。

(3)土压力盒和位移计的安装。在桩帽顶部安装土压力盒 T1,桩间土表面中心安装土压力盒 T2 和位移计 C1。为防止细砂填筑时混入淤泥质粘土中,待桩体和桩帽施工完成后仅在桩间土表面放置一张土工布(不考虑土工布的支承与加筋作用)。

(4)细砂填筑与数据采集。分层填筑干细砂,每层厚 5 cm,填料的压实度通过质量控制,每层填筑 29.3 kg 填料,密度为  $1.63 \text{ g} \cdot \text{cm}^{-3}$ ,以便将压实度控制在 97%。每一层填筑完成后静置 5~10 min,记录此时桩帽和桩间土处的土压力值以及桩间土沉降值。

(5)待完成一组试验后,将模型箱里的土体和细砂全部转移出来,清理设备,然后重复上述试验过程进行下一组试验。

## 4 数据分析

### 4.1 散粒体压缩模量对土拱效应的影响

图 6 为不同散粒体桩帽下桩帽顶部和桩间土压力的影响曲线。为了真实反应随着路堤填筑过程中桩帽顶部土压力的变化情况,土压力盒测量零值从路堤开始填筑时算起。

从图 6 中可以看出,随着路堤填筑高度的增加不同散粒体桩帽顶部土压力均增大,在路堤填筑高度较小时,桩帽顶部和桩间土表面土压力几乎相等,且呈线性增大;随着路堤填筑高度的增加,桩帽顶部和桩间土表面土压力出现差异,且桩帽顶部土压力大于桩间土土压力值,表明此时更多的路堤荷载向

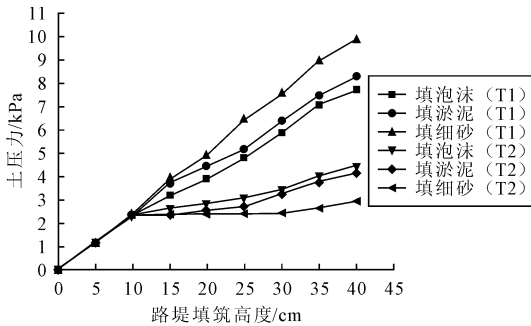


图 6 散粒体的压缩模量对土压力的影响

桩体转移,土拱效应开始发挥。在同一路堤高度下填细砂时桩帽顶部土压力最大,桩间土表面土压力最小,填淤泥质粘土时桩帽顶部土压力次之,填泡沫时最小,可以得出填泡沫时土拱效应发挥最弱。在三种工况下泡沫的压缩模量最小,淤泥质粘土次之,细砂的压缩模量最大,且细砂的压缩模量与淤泥质粘土和泡沫的压缩模量相差较大,由此可得随着桩帽散粒体压缩模量的增大刚性桩复合地基桩间土拱效应逐渐加强。

通常,桩体荷载分担比  $E_p$  定义为作用在单桩上的荷载与单桩承载范围内的总荷载的比值,桩体荷载分担比  $E_p$  可表示为:

$$E_p = \frac{a^2 p_{t1}}{a^2 p_{t1} + (s^2 - a^2) p_{t2}} \quad (1)$$

式中: $P_{t1}$ 、 $P_{t2}$ 分别是土压力盒 T1 和土压力 T2 所测数据; $a$ 是桩帽的边长; $s$ 是桩间距。

图 7 是路堤填筑时桩体荷载分担比的变化情况,从图中可以看出在路堤填筑高度较低时,三种工况下桩体的荷载分担比约为 4%,大致与桩帽和桩

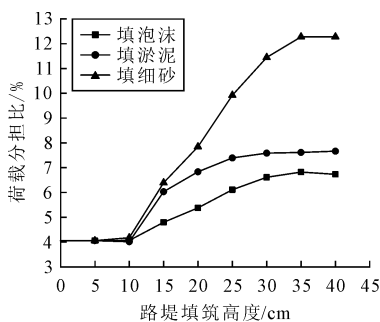


图 7 散粒体的压缩模量对桩体荷载分担比的影响

间土的面积比相等。当路堤填筑高度超过 10 cm 后,填细砂时桩体荷载分担比最大,填泡沫时最小;当路堤填筑高度超过 25 cm 后,填细砂的桩体荷载分担比与填淤泥质粘土和泡沫相比进一步增大,同样说明在桩承式路堤中,随着桩帽散粒体压缩模量的增大,土拱效应逐渐加强,更多的上覆荷载传递到了桩体。

因本文模型试验仅考虑打穿软土层的情况,桩体直接作用于模型箱底部,桩体沉降为零,桩间土的沉降与桩土差异沉降相等,其变化情况见图 8。从图中可知,填细砂时桩间土差异沉降最小,填淤泥质粘土时差异沉降次之,填泡沫时最大,其原因在于填细砂时土拱效应发挥程度较大,路堤荷载向桩帽顶部转移荷载较多,桩间土承担的路堤荷载较少而沉降最小。因此,从桩间土差异沉降的变化规律中也表明桩帽散粒体压缩模量的增大会促进刚性桩复合地基中的土拱效应的发挥。

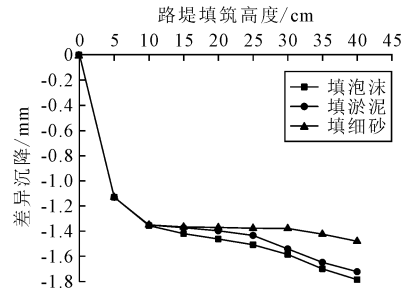


图 8 散粒体的压缩模量对桩间土差异沉降的影响

#### 4.2 散粒体边长对土拱效应的影响

图 9 是散粒体边长对桩帽顶部和桩间土土压力的影响曲线。从图中可知,桩帽顶部与桩间土土压力随着路堤填筑高度的增加而增大,在路堤填筑初期桩帽顶部和桩间土土压力值基本相同,此时还未产生土拱;当路堤填筑超过一定高度后,在同一路堤高度下桩帽顶部的土压力随着散粒体顶部边长的增大而减小,桩间土表面的土压力随着散粒体顶部边长的增大而增大。

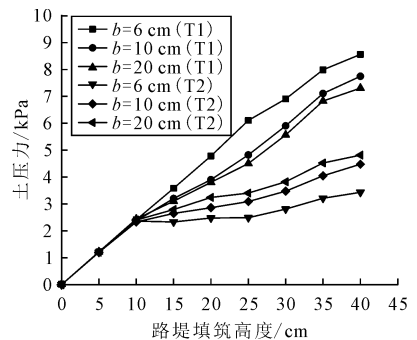


图 9 散粒体的边长对土压力的影响

图 10 为路堤填筑时散粒体的边长对桩体荷载分担比的变化情况,从图中可以看出,随着路堤填筑高度的增加桩体荷载分担比均呈增大趋势,在同一填筑高度下且散粒体边长越大荷载分担比越小,这一结果与桩帽顶部和桩间土表面的土压力变化情况相吻合。图 11 为散粒体顶部边长对桩间土差异沉降的影响曲线,分析发现桩土差异沉降值随散粒体顶部边长增大而增大,即散粒体顶部边长的增大会

抑制土拱效应的发挥反而使桩间土差异沉降越大。通过反复试验和数值计算发现当散粒体边长为 6 cm 时,其侧面未与桩间土形成锥面,散粒体桩帽不是锥台形状,而随着散粒体边长的增加,逐渐形成锥台后会土拱效应产生抑制作用,因为锥形桩帽能够通过倾斜的桩帽将其所承受的部分竖向荷载传递到桩周土体中,这一结果与文献[15]数值模拟结果一致。

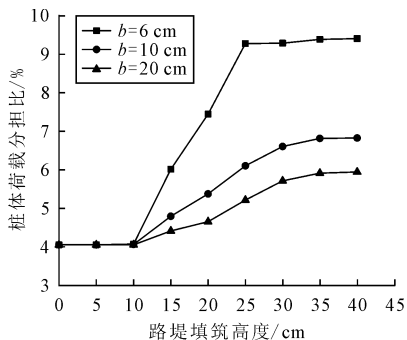


图 10 散粒体的边长对桩体荷载分担比的影响

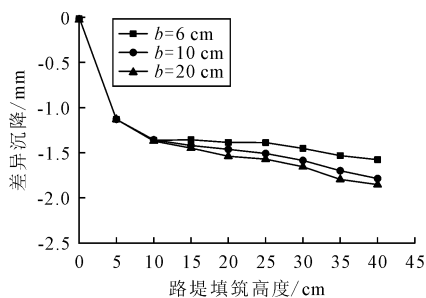


图 11 散粒体的边长对桩间土差异沉降的影响

### 4.3 两种类型桩帽对比分析

图 12 是路堤填筑时常规桩帽与带散粒体桩帽土压力的对比图。三种工况下桩帽顶部和桩间土表面土压力均随着路堤填筑高度的增加而增大,在同一路堤高度下,常规桩帽顶部的土压力最大,桩间土表面的土压力最小,说明带散粒体桩帽应用于刚性桩复合地基时,对土拱效应有一定的抑制作用。

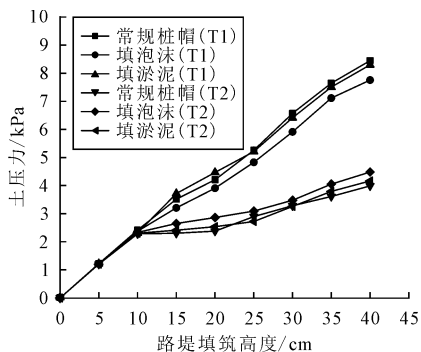


图 12 路堤填筑时两种类型桩帽土压力的对比图

同时从图 12 中可以发现,当散粒体为淤泥质粘

土时,两种桩帽都相当于常规桩帽,仅仅是厚度不同,此时两种桩帽顶部和桩间土表面土压力相差不大,由此可见改变桩帽的厚度对刚性桩复合地基的土拱效应影响较小。同样的,从图 13、图 14 中的桩体荷载分担比、桩间土差异沉降的对比分析亦能得到,锥台形散粒体桩帽对刚性桩复合地基的土拱效应有一定抑制作用。

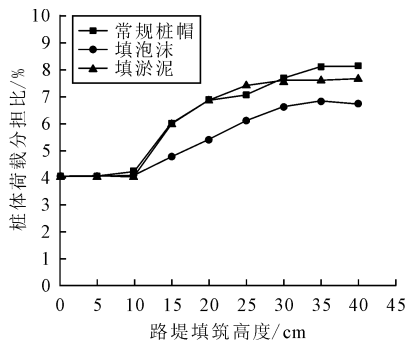


图 13 两种类型桩帽桩体荷载分担比的对比图

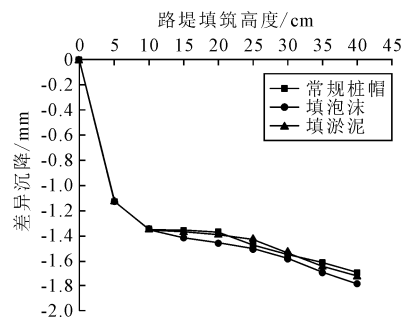


图 14 两种类型桩帽桩间土差异沉降的对比图

## 5 结论

本文通过室内模型试验研究了不同类型桩帽下刚性桩复合地基的土拱效应,并分析了带散粒体桩帽压缩模量、散粒体边长以及桩帽厚度对土拱效应的影响,得到以下结论:

(1)随着路堤填筑高度的增加桩帽顶部土压力、桩间土土压力以及桩体荷载分担比均增大,且桩帽顶部土压力大于桩间土土压力,表明土拱效应发挥作用,有更多的路堤荷载向桩体转移,而随着桩帽散粒体压缩模量的增大,刚性桩复合地基中的土拱效应逐渐加强。

(2)在同一路堤高度下,桩帽顶部的土压力随着散粒体顶部边长的增大而减小,散粒体顶部边长的增大会抑制土拱效应的发挥。锥台形散粒体桩帽对刚性桩复合地基的土拱效应有一定抑制作用,改变桩帽的厚度对刚性桩复合地基的土拱效应影响较小。

(3)通过对常规桩帽与带散粒体桩帽进行对比,在路堤填筑高度超过一定值后,常规桩帽顶部的土压力最大,桩间土表面的土压力最小,说明带散粒体桩帽应用于刚性桩复合地基中对土拱效应有一定抑制作用。

### 参 考 文 献

- [1] Terzaghi K. Theoretical Soil Mechanics [M]. Wiley: New York, 1943:66-76.
- [2] 龚悦,刘晓红,江思卿,等.刚性桩复合地基桩间土拱效应研究进展[J].科技与创新,2023(11):14-16+21.
- [3] 雷金波,陈从新.带帽刚性桩复合地基现场足尺试验研究[J].岩石力学与工程学报,2010,29(8):1713-1720.
- [4] 赵振勇,周志军.桩帽对刚性桩复合地基承载机理的影响[J].广东科技,2011,20(6):97-98.
- [5] 郑刚,刘双菊,伍止超.不同厚度褥垫层刚性桩复合地基工作特性研究[J].岩土力学,2006(8):1357-1360.
- [6] 辛公锋,周海祚,张文亮,等.桩帽对复合地基支承路堤稳定和渐进破坏影响分析[J].岩土工程学报,2022,44(S1):63-67.
- [7] 左威龙,王磊.路堤荷载下带桩帽刚性桩复合地基桩土应力比分析[J].防灾减灾工程学报,2009,29(3):295-299.
- [8] 雷金波,黄玲,刘芳泉,等.带帽刚性桩复合地基荷载传递特性研究[J].岩土力学,2007,28(8):1643-1649.
- [9] 雷金波,张少钦,雷呈凤,等.带帽刚性桩复合地基荷载传递特性研究[J].岩土力学,2006,27(8):1322-1326.
- [10] 何良德,陈志芳,徐泽中.带帽PTC单桩和复合地基承载特性试验研究[J].岩土力学,2006,27(3):435-440,444.
- [11] 汪凯,邓正宇,陈云,等.刚性桩复合地基桩土应力比计算方法研究[J].土工基础,2017,31(1):73-79.
- [12] 王勇.桩帽尺寸对桩网复合路基动力响应的影响分析[J].西部交通科技,2023(9):154-157.
- [13] 王伟,王士杰,朱常志,等.刚性桩复合地基沉降计算方法研究[J].土工基础,2008(1):36-39.
- [14] 中华人民共和国行业标准编写组.土工试验规程(SL237-1999)[S].北京:中国水利水电出版社,1999.
- [15] 赵明华,徐泽宇,张承富.带锥形桩帽复合地基桩土应力比计算及其数值模拟[J].湖南大学学报(自然科学版),2020,47(3):1-10.

## Influence of Pile Cap on the Soil Arching Effect of Rigid Pile Composite Foundation

LI Jinming<sup>1</sup>, YANG Yanwei<sup>2</sup>, YU Chaojun<sup>3</sup>, LI Yajun<sup>3</sup>

(1. Sichuan Academy of Water Conservancy, Chengdu 610072;

2. China Construction Eighth Engineering Division Corp. Ltd., Chengdu 610095;

3. School of Engineering and Technology, China University of Geosciences, Beijing 100083)

**Abstract** Laboratory model pile cap tests are performed. The objective of these tests are to investigate the influence of different types of pile caps on the soil arching effect of rigid pile composite foundation, to fully utilize the mechanical properties of rigid pile composite foundation and to improve the bearing capacity and stability of composite foundation. These laboratory model tests are focused on the rigid pile composite foundation under different types of pile caps. The mechanism of soil between piles, pile head pressure, pile load sharing ratio and soil settlement between piles are investigated. The following results are obtained: (1) With the increase of embankment filling height, the soil pressure at the top of pile cap, between piles and the load sharing ratio of pile body increase, and the soil arch effect causes some embankment loads to transfer to pile shaft, and the soil arch effect gradually strengthens with the increase of the compression modulus of the bulk particle of pile cap. (2) under the same embankment height, the soil pressure at the top of the pile cap decreases with the increase of the top side length of the bulk solid, and the increase of the top side length of the bulk solid will inhibit the soil arch effect, while the change of the thickness of the pile cap has a small effect on the soil arch effect. (3) The application of the pile cap with the bulk solid in the rigid pile composite foundation has a certain effect on the soil arch effect.

**Key words** Pile Cap Types; Pile Cap with Bulk Solid; Rigid Pile Composite Foundation Cap; Embankment Load; Soil Arching Effect

# 花岗岩残积土地层中的地铁线路 沉降变形监测分析

杨培

(上海理工大学 交通运输工程系, 上海 200093)

**摘要:** 我国多个城市在修建地铁时采用了盾构法,应用于复合地层的施工建设。花岗岩残积土具有强度较低,透水性较大,压缩性中等偏低等特性,多个地区在花岗岩残积土地层盾构法施工过程中遇到了许多难题。为了分析引起地表沉降的原因和地表沉降的规律,利用 Peck 公式对深圳地铁一号线续建工程高新园站至深大站区间的沉降进行预测与分析,对现场变形监测数据进行分析,整体研究了线路左线和右线线路的沉降情况,进一步分析引起地表沉降的原因并进行分析总结。指出隧道的埋置深度、线路上方的建筑物、施工地区的土质均会对线路的沉降情况造成影响。

**关键词:** 盾构施工;线路沉降变形;花岗岩残积土

**中图分类号:** TU413 **文献标识码:** B **文章编号:** 1004-3152(2026)02-0372-06

## 1 引言

随着地铁工程的不断修建,线路安全问题显得尤为突出。为了减少线路安全问题的发生,需要对盾构施工开挖过程中造成的地铁线路沉降变形进行分析。目前计算线路沉降的方法有很多,经验公式法的代表为 1969 年 Peck<sup>[1]</sup> 建立了 Peck 公式,并提出地表沉降的主要原因是地层损失。经过不断发展理论分析法运用也较为广泛,运用边界单元法模拟推出盾构推进时地面任意位置的竖向位移情况<sup>[2]</sup>,刀盘摩擦力对地表变形的影响<sup>[3]</sup>。借助三维有限元软件分析盾构施工对周围桥梁以及既有公路箱涵的影响<sup>[4,5]</sup>。采用模型实验法模型实验研究了盾构施工隧道的埋深位置、土体实际超挖量与地表沉降之间的关系<sup>[6]</sup>。采用随机介质理论推导出了降水引起地表沉降的公式<sup>[7]</sup>,分析盾构穿越富水砂卵石地层的扰动<sup>[8]</sup>。

花岗岩残积土遇水崩解,具有显著的微观缺陷,在施工过程中很难控制线路的变形。因此本文对花岗岩残积土地层中的地铁线路变形进行监测分析。

## 2 盾构施工地表的沉降特征

### 2.1 盾构施工原理

盾构法一种全机械化的施工方法,用盾构法修

建隧道已有 150 多年的历史。盾构施工的基本原理为运用盾构机进行地下隧道的开挖和土方回填,利用刀盘的旋转切割土体,并对未开挖的隧道进行临时支护,承担周围岩体以及地下水所产生的压力。它主要由切削系统、推进系统、排渣系统、衬砌系统等四大系统构成。

采用盾构法施工时,在盾构机掘进过程中液压马达会驱动着刀盘旋转,使得盾构机的油缸开始工作,进而使盾构机向着预先设置好的路线前进,伴随着油缸的推进,盾构机的刀盘会一直保持旋转,被削下的土被皮带运送到土箱中。当机器推送一定距离后会停止工作,在这时管片被电动车送到机器管片运输机,然后由管片运输机送到拼装区域,完成本阶段拼装之后会进入到下一个循环。

### 2.2 盾构施工对土体扰动的理论分析

土体扰动主要是由盾构机在掘进过程中切削土体和排出土体的过程引起的。主要包括地层损失以及孔隙水压力产生的土体扰动。在利用盾构机开挖隧道时会不可避免的引起地层损失,地层损失主要分为两个阶段:第一阶段为还未排水时所产生的地层损失;第二阶段为在盾构施工完成后由于土体受到扰动而产生长期固结沉降以及蠕变。

### 2.3 盾构施工造成地表沉降的原因

造成地面沉降的原因主要分为人为因素和地质

因素。自然因素主要包括三类:地面随岩层厚度变小而沉降,地质构造发生变化而产生地面凹陷,地震引发地面沉降。人为因素主要包括开采固体矿产、地下水等资源引起地表沉降。目前盾构施工造成地表沉降的原因包括水文地质因素、掘进过程中参数控制、土体状况、盾构机直径等。大致可以分为以下几种因素:

(1)所开挖土体的类型以及开挖过程中对土体的扰动。花岗岩残积土,强度较低,透水性较大,压缩性中等偏低等特性。所以在开挖过程中对土体的扰动更加明显。因此要关注在开挖过程中土体松动崩塌等现象,及时采取措施。

(2)隧道衬砌产生变形。为防止隧道变形会对隧道进行衬砌。在地下水的作用下隧道衬砌产生变形,进而引起地表沉降。

(3)开挖过程中线路的偏差。由于在开挖过程中线路产生偏差,造成地层损失,从而产生地表沉降。

### 3 盾构隧道开挖地表沉降计算

所选取的线路隧道左线均为单线单洞,隧道掘进段上部为砾砂,中部为粘土,下部为砾质粘性土。详细土层参数见表 1、表 2。

表 1 截面处土的岩土物理学指标

位置	岩土名称	成因年代	重度 /kN·m <sup>-3</sup>	粘聚力 /kPa	内摩擦角 /(^{\circ})
上层	砾砂	Q <sup>pl+al</sup>	19.9	18.8	24
中层	粘土	Q <sup>pl+al</sup>	19.1	20	18
下层	砾质粘性土	Q <sup>cl</sup>	18.6	30.4	24.5

表 2 地层损失率经验取值表<sup>[1]</sup>

土的性质	地层损失率/%
粘土	0.5~2.5
硬粘土(有裂隙)	1~2
无气压的冰渍土	2~2.5
有气压的冰渍土	1~1.5
粉质粘土	2~10
地下水位以上的无粘性土	2~5

利用 Peck 公式对深圳地铁一号线续建工程高新园站至深大站区间的沉降进行预测与分析。Peck 公式可以用以计算隧道上方地面的沉降,用 Peck 公式计算的结果符合正态分布。Peck 公式如下:

$$S(x) = S_{\max} \cdot \exp(-\frac{x^2}{2i^2}) \quad (1)$$

式中: $S(x)$ 为距离隧道断面中线处沉降值; $S_{\max}$ 为隧道断面中线上地面的最大沉降值; $i$ 为变曲点至隧道断面中线的距离。

$$i = \frac{Z}{\sqrt{2\pi} \tan(45^{\circ} - \frac{\varphi}{2})} \quad (2)$$

式中: $Z$ 为隧道的埋深; $\varphi$ 为暗挖土层的内摩擦角。

$$S_{\max} = \frac{AV_1}{\sqrt{2\pi i}} \quad (3)$$

式中: $V_1$ 为地层损失率; $A$ 为圆形隧道截面面积。

距隧道断面中线的距离取值为:-20 m、-15 m、-10 m、-5 m、-2.5 m、0 m、2.5 m、5 m、10 m、15 m、20 m。隧道半径为 3 m。选取三个断面进行计算,三个断面处隧道的埋置深度分别为:6.26 m、8.41 m、11.15 m。

根据上述公式,计算距离隧道断面中线  $x$  处的沉降值。在计算距离隧道断面中线  $x$  处的沉降值时,要输入相关参数,包括距离隧道断面中线的距离、暗挖土层的内摩擦角、圆形隧道截面面积、变曲点至隧道断面中线的距离。相关计算结果见图 1。

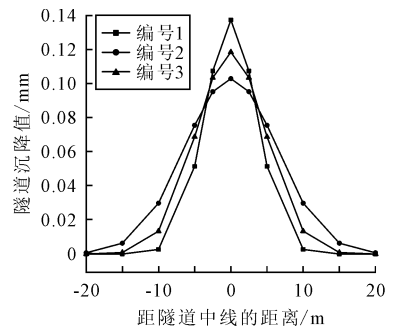


图 1 地表沉降曲线图

所选取的三个断面除施工深度外,其它参数大致相同。其中三个截面在隧道中线位置的沉降值最大,分别为 0.137 mm,0.119 mm,0.103 mm,沉降较小,盾构施工对地表的影响可以忽略不计。在距离隧道断面中线 0~10 m 的位置,地表受隧道施工的影响较大,线路沉降值较大。随着埋置深度的增大,其影响范围也逐渐增大,但其影响效果在逐渐减小。

从图 1 可以看出三条曲线均关于  $x=0$  对称,大致符合正态分布。随着埋置深度的增加,地表沉降值逐渐减小。因此可以在特殊路段适当加大埋深以减少线路沉降对地表建筑物以及交通产生的影响;也可以在建筑物较密集的区域对建筑物进行加固,防止建筑物受到破坏。

### 4 盾构隧道沉降实际监测结果分析

#### 4.1 监测结果介绍

深圳地铁 1 号线续建工程所经过的地区主要由

燕山期花岗岩、加里东期混合花岗岩以及震旦系变质岩构成。在世界之窗至深大北区间的地质是由燕山期花岗岩岩浆的侵入形成的。这些花岗岩在经过漫长的风化过程后形成了残留层即残积土。勘探报告表明隧道底板和边墙围岩均存在花岗岩残积土。在勘探过程中并未发现断层,但是下部基岩中特别是在中等风化岩和微风化岩中呈现出了较多的节理裂隙。深圳地铁1号线续建工程将穿越地势北高南低的地区,该区域仅存在海湾水系。从世界之窗至

白石洲区间未经河流穿越,而在白石洲至科技园区间则会横穿大沙河,该河从北向南注入深圳湾,河程短,汇流迅速,支流和沟渠众多,蜿蜒曲折。此次工程的所在地区为海冲积平原,地面上为修建好的道路和建筑物。

基于深圳地铁一号线续建工程首通段第二期水平位移量统计表内的数据,对盾构施工中的线路沉降进行分析。世界之窗至白石洲站左线和右线垂直位移曲线图见图2、图3。

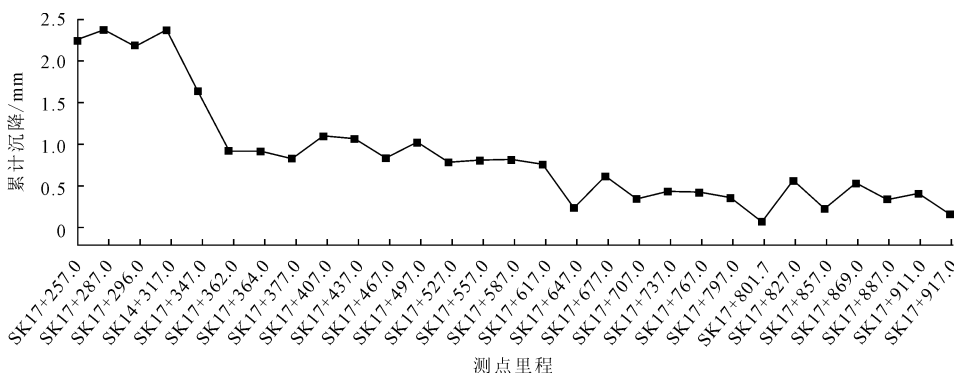


图2 世界之窗至白石洲站左线垂直位移曲线图

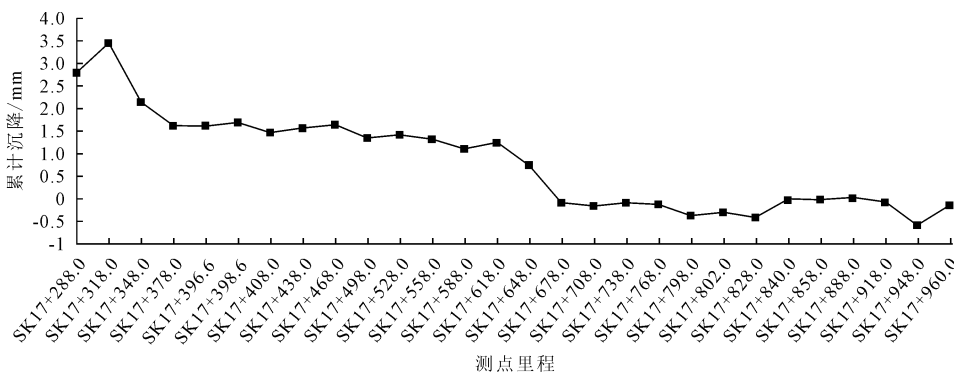


图3 世界之窗至白石洲站右线垂直位移曲线图

可以看出,世界之窗至白石洲站左右两线的沉降趋势大体相同。其中世界之窗至白石洲区间左线的最大沉降量是2.35 mm,最大地表抬升为0.42 mm;右线的最大沉降量是3.45 mm,最大地表抬升为0.59 mm。随着里程的不断增加,线路沉降值呈下降趋势。其原因可能为测量日期与施工完成日期的时间间隔不同,部分地区已经完成了回弹正在进行沉降。

世界之窗至白石洲站左线SK17+317处线路沉降为2.35 mm,SK14+377处的线路沉降为0.49 mm;右线SK17+318处的线路沉降为3.45 mm,SK17+378处的线路沉降为1.62 mm,在上述位置同一位置的左右线沉降大不相同。

在左线SK18+337至SK19+000,右线SK18+397.5至SK19+050线路上方建筑物较少,因此

线路沉降曲线图出现明显拐点。结合深圳市地图可以看到在此线路段建筑物突然增多,建筑物较为密集,因此线路沉降较多。白石洲至高新园左线和右线的垂直位移图见图4、图5。

从图4、图5中可以看出左线的最大沉降值为1.35 mm,最大地表抬升为0.07 mm;右线的最大沉降值为0.9 mm,最大地表抬升为0.63 mm。

白石洲至高新园站左右线的垂直位移有较大差别。左线SK18+011.4处的线路沉降为1.35 mm,而右线SK18+038处的沉降为-0.63 mm。根据深圳市的地图可以得知,在此处左线附近为商业建筑。而右线附近多为居民楼,建筑物较为密集,导致在此路段线路沉降较少。白石洲至高新园站在SK19+000至SK19+060处下穿立交桥,此处的线路沉降要大于周围其他线路段。高新园至深大站左

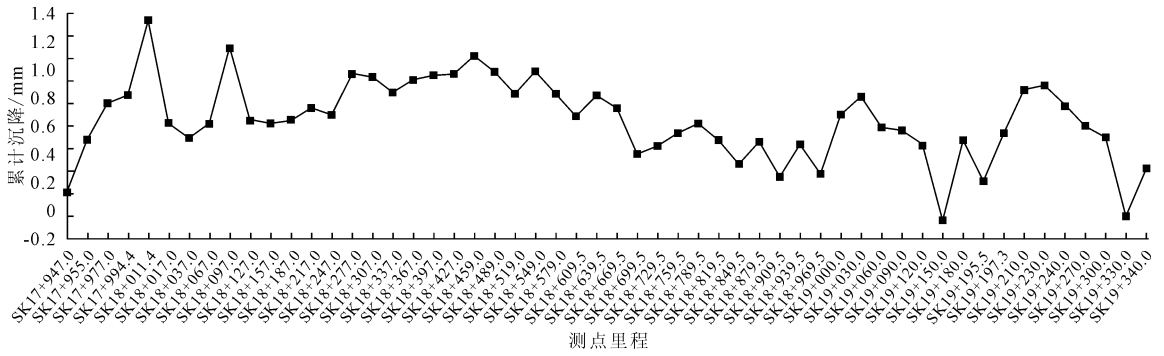


图 4 白石洲至高新园站左线垂直位移曲线图

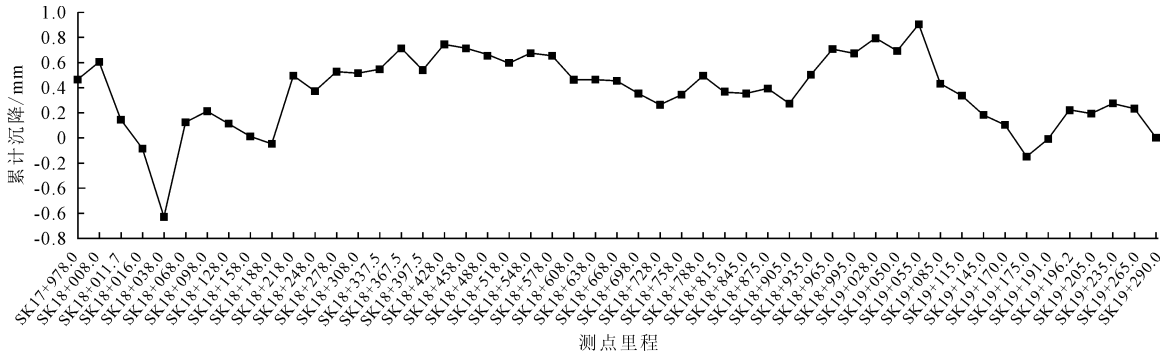


图 5 白石洲至高新园站右线垂直位移曲线图

线和右线垂直位移曲线图见图 6、图 7。

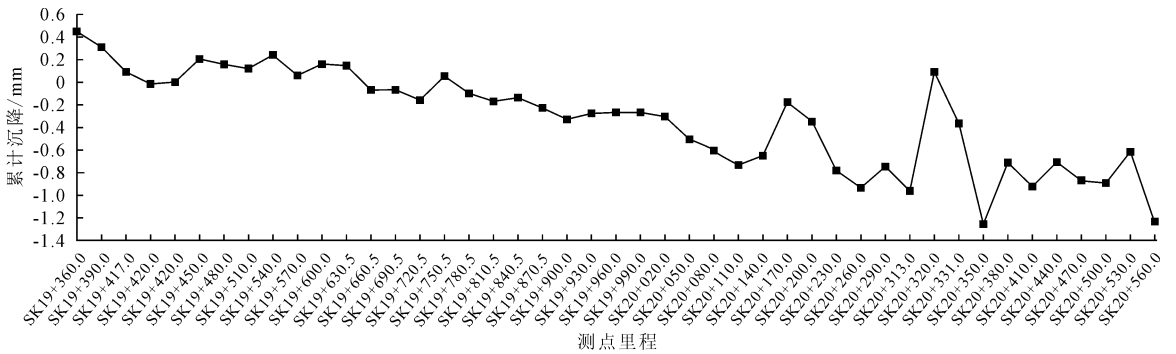


图 6 高新园至深大站左线垂直位移曲线图

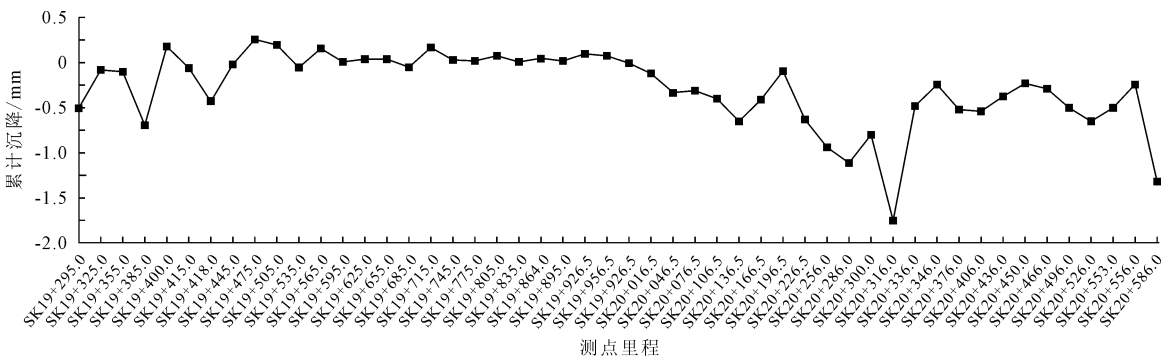


图 7 高新园至深大站右线垂直位移曲线图

从图 6、图 7 中可以看出左线的最大沉降值为 0.45 mm,最大地表抬升为 1.27 mm;右线的最大沉降值为 0.18 mm,最大地表抬升为 1.75 mm。

高新园至深大站线路绕过了深南科苑立交,但是在图中我们仍可以看出在 SK20+300 至 SK20+336 线路沉降明显,在图中出现了明显拐点。此路

段的建筑物较多,但是远远少于白石洲至高新园站线路段的建筑物,因此沉降量小于白石洲至高新园站的线路沉降量。

## 4.2 影响因素分析

对不同埋置深度对线路沉降的影响进行分析。世界之窗至白石洲区间的建筑物与地铁线路相距较远,对线路沉降影响较小。选取如下沉降量进行对比研究见表3、图8。为方便表述,对所选取的两组数据分别进行编号,编号为1、2、3。

表3 SK17+557至SK17+801.7段沉降统计表

里程	SK17+407	SK17+437	SK17+467	SK17+767	SK17+797	SK17+801.7
编号	1	2	3	1	2	3
地质情况	砾砂、粘土、砾质粘性土					
沉降量/mm	0.82	0.78	0.5	0.01	-0.07	-0.42

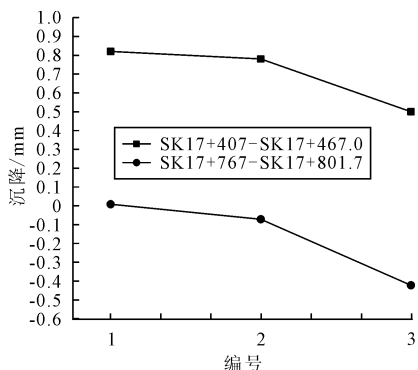


图8 世界之窗至白石洲不同路段沉降对比图

由图8可知选取的两端线路的沉降值逐渐减小。通过此区间的线路纵断面图可知,随着里程的增加,隧道的埋置深度逐渐增大。结合图4不难看出埋置深度越浅,沉降越多。

高新园至深大区间内建筑物较多,下面对白石洲至高新园站和高新园至深大站的线路沉降进行对比研究见图9。

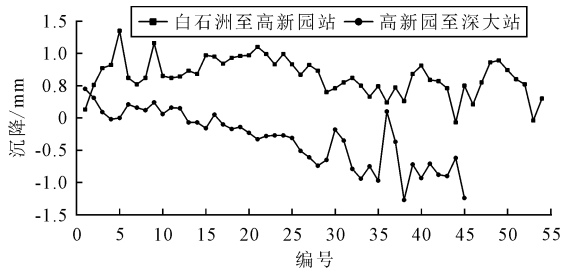


图9 建筑物对线路沉降影响对比图

通过图9可知,白石洲至高新园站的沉降曲线图为锯齿状,整个曲线图上下波动;高新园至深大站的线路沉降曲线图波动没有白石洲至高新园站的沉降曲线图明显,整体呈现先下降后上升的趋势。线路上方建筑物越多,线路沉降越明显。因此当条件

允许时地铁线路可以避免建筑物密集的地段,或者加大隧道埋深以减少线路沉降对地表建筑物产生的影响。

由Peck公式可知,土的内摩擦角等因素均会对线路的沉降产生影响。所以不同地质结构在其他各因素均相同的条件下,线路沉降也会不尽相同。其中影响线路沉降的主要参数包括暗挖土层内摩擦角,地层损失率等。各个参数如何影响线路沉降的大小以及速率还有待进一步研究。根据公式不难看出地层损失率与沉降值呈正相关。在施工过程中要控制挖出土的体积与实际建成隧道的体积之间的差值,以减小地层损失率,降低线路沉降量。

## 5 结论

(1)对三个地铁区间的垂直位移量进行统计分析,得到了三个区间垂直分布的情况,其中最大沉降量为3.45 mm,最小沉降量为-1.75 mm。

(2)在埋置深度和土体状况均相同的条件下,随着埋置深度的减小,线路沉降就越明显。随着埋置深度的增大,其影响范围也逐渐增大,但其影响效果在逐渐减小。因此在特殊路段可以加大隧道的埋深,以减少对地表建筑物或道路的影响。

(3)当位于线路上方的地面有建筑物存在时,也会对线路沉降造成一定的影响。因此当条件允许时地铁线路可以避免建筑物密集的地段,或者加大隧道埋深以减少线路沉降对地表建筑物产生的影响。

## 参 考 文 献

- [1] Peck, R. B. Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground [A]// Proceedings of the 7<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering [C], Mexico City: Proc Ic-smfe, 1969.
- [2] 廖少明,余炎,彭芳乐.盾构近距离穿越相邻隧道施工的数值解析[J].岩土力学,2004(S2):223-226.
- [3] 魏超,武崇福,徐双军.考虑刀盘结构形式影响的盾构施工引起的地表沉降分析[J].应用力学学报,2020,37(6):2446-2454+2698.
- [4] 金增选,汪晔欢,陈式轩.宁波地铁盾构施工对邻近高架桥梁基础的影响[J].土工基础,2024,38(2):281-286.
- [5] 付顺康,潘大荣.盾构下穿既有矩形箱涵变形规律及开裂因素研究[J].土工基础,2023,37(4):629-634.
- [6] 黄赵美,曹广勇,李秉坤,等.埋深对盾构超挖地表沉降影响的模型试验[J].安徽建筑大学学报,2019,27(4):13-16+58.
- [7] 姚文龙,熊习旺,杨果林,等.基于随机介质理论基坑降水引起

地表沉降计算[J]. 科学技术与工程, 2020, 20(6): 2417-2420.

水砂卵石地层扰动分析[J]. 湖南文理学院学报(自然科学版),

[8] 杨冰清, 傅鹤林, 席超波, 等. 基于随机介质理论的盾构穿越富

2022, 34(1): 85-89.

## Monitoring and Analysis of Settlement Deformation of Subway in Granite Residual Soils

YANG Pei

(Department of Transportation Engineering, University of Shanghai for Science and Technology, Shanghai 200093)

**Abstract** Shielded tunneling method is used in the construction of subways in many cities in China, which is applied to the construction of composite strata. The granite residual soil has the characteristics of low strength, high permeability and medium to low compressibility. In many areas, many problems have been encountered in the process of shield construction in granite residual soil stratum. To analyze the causes of surface subsidence and the pattern of surface subsidence, firstly, the Peck formula is used to predict and analyze the settlement between Gaoxinyuan Station and Shenda Station in the continuation project of Shenzhen Metro Line No. 1. Secondly, the on-site deformation monitoring data are analyzed, and the settlement of the left and right lines of the line is analyzed as a whole. Then, the causes of surface settlement are further analyzed and summarized. The analysis concluded that the depth of the tunnel, the buildings above the line, and the soil quality in the construction area all influence the settlement conditions of the line.

**Key words** Shielded Tunneling; Alignment Settlement Deformation; Granite Residual Soil

(上接第 354 页)

## Modification and Recycling of Waste Slurry in the Cast-in-Place Piles as Borehole Stability

CHEN Zhidong, TAN Xiaodong, WANG Fengmei, WEI Xin

(Shenzhen Hongyeji Geotechnical Technology Co. Ltd., Shenzhen 518057)

**Abstract** Cast-in-place concrete piles constructed using the slurry wall protection process often consume large quantities of bentonite slurry. The used slurry has a greatly reduced montmorillonite mineral content and is mixed with a large number of clay and sand particles to form a waste slurry with deteriorated performance. Most of the waste slurries were disposed of for transportation, which not only caused environmental pollution, but also wasted the montmorillonite minerals. In this study, the waste mud samples from two pile foundation construction sites in Shenzhen area were taken separately, and some additives (e. g. calcium bentonite,  $\text{Na}_2\text{CO}_3$ , CMC, etc.) were mixed into the slurry samples to carry out the experimental study of "mud modification". It was found that a single admixture in the waste slurry cannot achieve the purpose of slurry modification, only according to the characteristics of the additives mixed with different additives to effectively realize the slurry modification; and in the study to improve the performance of the effective slurry required to be mixed with calcium bentonite,  $\text{Na}_2\text{CO}_3$  and CMC additives in the optimal ratio of 0.1%  $\text{Na}_2\text{CO}_3$ , 0.1% CMC, and 2.5% Bentonite. The waste slurry was recycled for pile foundation construction after the performance improvement, and the results of the later excavation of grouted piles showed that it was significantly more effective than the waste slurry without improved performance. This is of great significance for the recycling of waste slurry in the field of pile foundation construction.

**Key words** Engineering Piles; Waste Slurry; Slurry Performance Improvement; Additives; Proportioning Test

# 强风化泥岩桩基承载力折减系数试验研究

陈涛<sup>1</sup>, 陶文俊<sup>1</sup>, 崔晓<sup>1</sup>, 丁亚<sup>2</sup>, 李梁缘<sup>2</sup>, 蔡成喜<sup>2</sup>, 曹威<sup>3</sup>

(1. 江苏华美建设投资集团有限公司, 江苏徐州 221000; 2. 徐州长城基础工程有限公司, 江苏徐州 221000;

3. 中国矿业大学, 江苏徐州 221000)

**摘要:** 为分析泥岩桩基承载力折减系数的相关理论和实际应用, 进而得到准确的强风化泥岩桩基承载力, 以徐州鼓楼区北站东地块桩基工程为实际背景, 通过室内试验的方法, 制备了泥岩重塑样进行泥岩力学特性试验, 研究了泥岩重塑样在不同试验条件下承载力的折减系数。研究表明, 泥岩重塑样单轴抗压强度折减系数的合理取值范围在 0.75~0.85 之间。三轴压缩强度折减系数的合理取值范围是 0.4~0.6 之间。侧限静压强度折减系数的合理取值范围是 0.7~0.9 之间。鉴于桩基工程中实际承载力存在不准确的问题, 对泥岩预制桩的承载力公式进行了修正, 旨在引起专业技术人员对桩基承载力可能不准确问题的关注。

**关键词:** 泥岩重塑样; 室内试验; 桩基承载力; 折减系数

**中图分类号:** TU473 **文献标识码:** B **文章编号:** 1004-3152(2026)02-0378-05

## 1 引言

我国华东地区如江苏、安徽、江西等地普遍发育着以碎屑岩沉积为主的泥质软岩(泥岩、泥质粉砂岩等), 徐州位于江苏北部, 强风化泥岩分布较为广泛<sup>[1-2]</sup>。泥岩可塑性较弱, 在干燥时脆性高、易开裂, 遇水就会出现膨胀、崩解、变软, 强度大幅下降<sup>[3-5]</sup>。强风化泥岩难以取到完整试样, 由于过于碎裂无法进行室内强度试验研究<sup>[6-8]</sup>。泥岩重塑样制备成本较低, 通过人工配比和压实工艺, 可精确控制颗粒级配、含水率及孔隙结构, 从而优化其强度和压缩性。有学者研究了泥岩地基承载力的变化规律, 得出泥岩地基承载力的修正系数<sup>[9]</sup>; 对中风化泥岩地基承载力开展原位试验研究, 得出承载力比规范值大 2.0 倍以上, 应该进行合理修正<sup>[10]</sup>; 对中风化泥岩地基承载力特征值是否修正及如何修正进行了旁压试验, 得出了试验参数的深度效应<sup>[11]</sup>; 还有学者对泥岩地基螺杆桩的承载性能进行了试验研究, 对泥岩螺杆桩极限承载力的公式进行了修正<sup>[12]</sup>; 其他学者对成都地区中风化泥岩地基承载力取值试验研究, 发现地基承载力的取值偏低, 需要在一定条件下折减<sup>[13]</sup>。综上, 现有研究未能考虑泥岩桩基承载力的折减问题, 导致计算结果与实际承载力存在较大偏差。

本文结合桩基工程中实际承载力不准确的问题, 研究折减系数取值范围得到准确的强风化泥岩桩基承载力, 为设计施工提供有益参考。

## 2 工程背景及试样制备

### 2.1 工程背景

以北站东地块为背景, 该场地位于徐州市鼓楼区物资市场西北侧一带, 场地空旷较平整, 高程为 35.16~36.88 m, 地表相对高差 1.72 m, 表层覆盖 1~2 m 建筑垃圾, 局部灌木丛生, 为黄泛冲洪积地貌。场地内强风化泥岩为土黄色, 强风化, 泥质结构, 中厚层状构造, 节理裂隙较发育, 呈块状、碎块状, 局部出现岩体破碎现象, 岩芯采取率 50% 左右,  $RQD=0$ , 岩体破碎, 为极软岩, 岩体基本质量等级 V 级。经统计, 在勘察的 240 个勘探点中, 强风化泥岩钻孔达 78 个, 累计钻探进尺 2 385.82 m, 穿越累计厚度超过 305 m。有 11 个钻孔强风化泥岩厚度小于 5.0 m, 38 个钻孔厚度大于 5.0 m, 其余 29 个钻孔未能穿透该层, 其中最大厚度达 10.1 m。强风化泥岩的强度较低, 稳定性和耐久性较差, 场地原状泥岩风化严重, 难以被加工成符合标准尺寸和形状的试样, 完整取样困难, 也很难构建精确模拟实际地质条件的模型地基。

基于以上困难, 特在现场地层获取松散破碎泥

岩配置泥岩重塑样模拟强风化泥岩的性质,泥岩重塑样相较于强风化泥岩具有制备周期短、参数精准可控,能消除强风化造成的复杂裂隙网络和结构破坏的影响。

## 2.2 试样制备

采用人工开挖法取样,按照《土工试验方法标准》(GB/T-50123-2019),经过锤击粉碎后过 2 mm 粗筛并用粉碎机研磨后使用 0.5 mm 标准筛进行筛分,仿照重塑土样的制备方法,进行泥岩重塑样物理试验并测定参数,泥岩重塑样基本物理参数见表 1。

表 1 泥岩重塑样基本物理参数

土粒比重 $G_s$	含水率 $w$ /%	液限含水率 $w_L$ /%	塑限含水率 $w_p$ /%	塑性指数 $I_p$
2.35	9.3	32.6	18.1	14.5

泥岩重塑样制备时,将风干原状泥岩碾碎,利用手工击实制样仪制备试样,将泥岩粉末与水混合后倒入模具铺填,泥岩重塑样共分为 3 层,各层所用的泥岩质量相等,分层厚度控制在 3 mm 左右,沿垂向施加静压力,每层锤击数为 25 击,使泥岩中的矿物定向排列,沉积一定时间形成薄层,每层压实后刮平表面,确保层间结合但结构不破坏,形成层理界面清晰的层状结构。泥岩重塑样达到设定含水率后,放入液压式固结仪中,逐级施加垂向荷载,从 10 kPa → 20 kPa → 40 kPa → 80 kPa……,每级荷载维持 24 h 以上,直至排水固结,固结过程中保持垂向应力主导,避免侧向扰动,以维持层状排列。完成的试样见图 1,单轴压缩试验需要规格  $\Phi 50 \times 100$  mm 泥岩重塑样试样 5 个;三轴压缩试验需要规格  $\Phi 50 \times 100$  mm 泥岩重塑样试样 3 个,侧限静压试验需要规格  $\Phi 50 \times 100$  mm 泥岩重塑样试样 2 个,共 10 个试样。

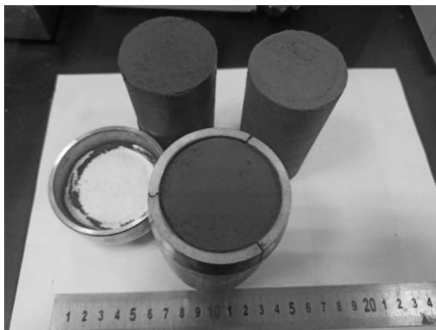


图 1 泥岩重塑样试样制备

## 3 试验结果及分析

### 3.1 泥岩重塑样单轴压缩试验破坏分析

在单轴压缩试验过程中,5 个泥岩重塑样的质量几乎一致,整体破坏趋势一致,不同破坏阶段与质

量的关系不大,应力-时间曲线有微小的差别,人工制备过程中可能存在密度梯度或颗粒分布不均的问题,用一条综合曲线能进一步弱化这些人为误差,强化对泥岩本构关系的理解。

弹性阶段(a~b):应力逐渐增长,试样内部微小裂隙开始响应,但未达到塑性变形阈值。顶部出现细微裂缝网络,裂隙缓慢扩展并连接,伴随少量碎屑剥落。裂隙发展阶段(b~c):应力持续增加,微破裂活动加剧,试样刚度降低。达到承载力极限 2.13 MPa 时发生宏观破坏,应力迅速下降。竖向裂缝数量增多、宽度加大,泥岩重塑样在分层交界处出现颗粒鼓胀变形,碎屑剥落增多。挤密阶段(c):应力持续增加,颗粒重排和挤密使应力曲线趋于平缓。试样软硬区域差异导致能量积聚,高应力下产生挤密效应,限制横向变形并促使微观结构重排。破坏后阶段(d):试样经历局部二次破坏,微破裂在高应力下扩展。应力达到第二峰值 1.95 MPa 后再次下降,出现大块体剥落和脆性破坏,同时伴随延性破坏(塑性流动与体积膨胀)。强度、刚度等力学性能显著下降,内部结构严重损伤。试样的应力-时间曲线和破坏过程见图 2 和图 3。综上,泥岩重塑样的损伤破坏具有阶段性的特点。

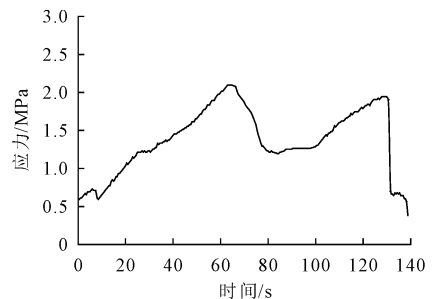


图 2 单轴压缩试验泥岩重塑样应力-时间曲线

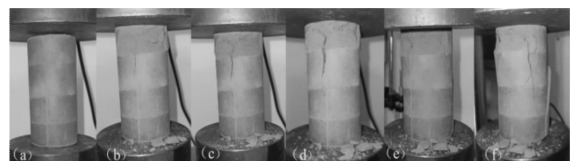


图 3 单轴压缩试验泥岩重塑样破坏过程

由于泥岩重塑样的强度比强风化泥岩的规范值要高,为了更好体现强风化泥岩强度,采用折减系数  $\gamma_u$  来直观的体现单轴压缩试验泥岩重塑样强度的折减, $\gamma_u$  的表达式如下。

$$\gamma_u = \frac{P_{u1}}{P_{u2}} \quad (1)$$

式中: $P_{u1}$  为破坏后阶段的试件极限承载力/MPa; $P_{u2}$  为弹性阶段极限承载力/MPa。

基于 5 组试样的试验数据,并通过式(1)计算分

析得到泥岩单轴压缩试验折减系数  $\gamma_u$  取值在 0.75~0.85 之间。

### 3.2 泥岩重塑样三轴试验破坏后阶段力学特性分析

本次三轴试验的围压结合现场桩周泥岩受力状态设置为 1.0 MPa, 采用 3 个标准试样进行 1 组试验, 部分试样三轴破坏见图 4, 轴向、侧向破坏严重。

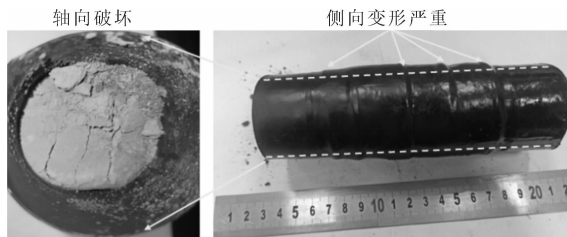


图 4 三轴试验泥岩试样破坏情况

根据试验结果将泥岩重塑样应力-应变曲线分为 4 个阶段见图 5。第一阶段, 压实阶段应力应变曲线接近线性关系, 试样内孔隙、裂隙随应力增加而逐渐被挤密; 第二阶段表现为弹性变形阶段, 此阶段应变不断增大, 应力也随之增大; 第三阶段, 裂隙扩张阶段, 存在显著的单峰值点, 峰值应力为 698.5 kPa, 呈应变软化型, 曲线呈上凸型, 达到峰值后应力骤降, 试样发生破坏; 第四阶段, 破坏后阶段, 应力强度为 443.8 kPa, 随着应变增加, 应力变化很小, 此后残余应力值不断降低, 降低到一定程度残余应力逐渐平稳, 试样力学特性下降, 破坏后阶段的塑性流动较为明显。

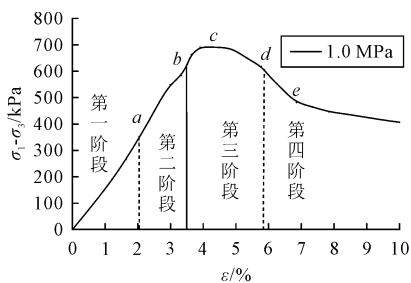


图 5 泥岩重塑样三轴试验应力-应变分段图

由于泥岩重塑样的强度比强风化泥岩的规范值要高, 为了更好体现强风化泥岩强度, 采用折减系数  $\gamma_s$  来直观的体现三轴压缩试验泥岩重塑样强度的折减,  $\gamma_s$  的表达式如下。

$$\gamma_s = \frac{\sigma_{s1}}{\sigma_{s2}} \quad (2)$$

式中:  $\sigma_{s1}$  为破坏后阶段的试件极限应力/kPa;  $\sigma_{s2}$  为弹性阶段极限应力/kPa。

通过本组 3 个试样三轴试验结果的对比, 尝试得到一个比较合理的折减系数, 通过式(2)计算分析

得泥岩三轴压缩强度折减系数  $\gamma_s$  取值在 0.4~0.6 之间。

### 3.3 泥岩重塑样侧限静压试验承载特性分析

泥岩重塑样侧限静压破坏试验见图 6。图 6(a) 为泥岩重塑样 JY-1, 所用模型桩为尖头桩; 图 6(b) 为泥岩重塑样 JY-2, 所用模型桩为平底桩。模拟 2 种不同桩型静压过程中试样力学特性随时间变化情况。根据试样的试验力-时间曲线(见图 7), 可知 JY-1 前期试验力缓慢增长, 至 62 s 试验力发生骤降, 随后处于一个试验力稳定状态, 沉桩深度达 50 mm 时停止试验, 其静压沉桩试验力极限值为 3.02 kN, 残余极限值为 2.65 kN。JY-2 前期试验力随时间变化增长, 至 69 s 试验力发生骤降, 随后下降至试验力稳定, 沉桩深度达 50 mm 时停止试验, 其静压沉桩试验力极限值为 3.92 kN, 残余极限值为 3.28 kN。泥岩重塑样静压前期, 存在一定的强度和力学特性, 但静压沉桩后, 出现大量裂隙导致试样力学特性降低, 致使其破坏后试验力极限值降低。

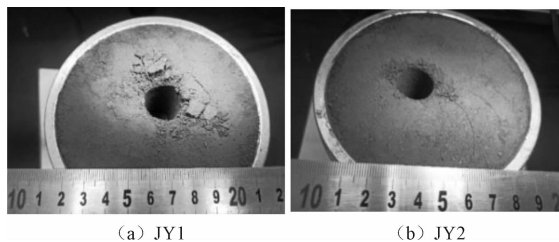


图 6 泥岩重塑样侧限静压破坏后情况

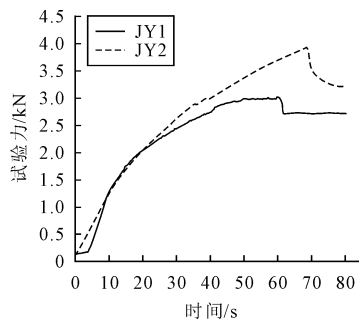


图 7 泥岩重塑样侧限静压破坏试验力-时间曲线

由于泥岩重塑样的强度比强风化泥岩的规范值要高, 为了更好体现强风化泥岩强度, 采用折减系数  $\gamma_j$  来直观的体现侧限静压试验泥岩重塑样强度的折减,  $\gamma_j$  的表达式如下。

$$\gamma_j = \frac{F_{j1}}{F_{j2}} \quad (3)$$

式中:  $F_{j1}$  为破坏后阶段的试件极限试验力/kN;  $F_{j2}$  为弹性阶段极限试验力/kN。

通过本组 2 个试样侧限静压试验结果的对比, 尝试得到一个比较合理的折减系数, 通过式(3)计算

分析得到侧限静压试验折减系数  $\gamma_j$  取值在 0.7~0.9 之间。

## 4 泥岩静压预制桩承载力公式修正

在本研究中,静压预制桩为预应力混凝土实心方桩,属于试桩。强风化泥岩的力学特性决定了泥岩预制桩的承载特性,目前泥岩静压预制桩的承载力计算值与承载性状不符。根据图纸中的设计参数,试验桩单桩竖向极限承载力为 5 280 kN,试验桩单桩竖向抗压最大加载量为 6 600 kN,本节将基于图纸数据、静载试验、室内力学特性试验结果,选择合理的折减系数,修正泥岩静压预制桩竖向承载力计算公式,验证其可行性。

静压桩的几何尺寸和现场试桩试验结果见图 8。现场试桩静载试验采用分级加载的方式,分级荷载为预估极限承载力的 1/10,首级加倍,逐级加载,维持荷载,当沉降达到相对稳定后加下一级荷载。逐级卸载,每级卸载量为加载分级荷载的 2 倍,每级加载后按第 5、15、30、45、60 min 各测读一次,以后每隔 30 min 测读一次,直至相对稳定。卸载时,分别按第 15、30、60 min 各测读一次后,即可卸下一级,每小时的沉降增量不超过 0.1 mm,并连续出现 2 次(由 1.5 h 内连续 3 次观测值计算),当最大加载量达到设计试桩承载力最大加载值,或在终止荷载级作用下,桩顶总沉降量大于 40 mm 且  $Q-s$  曲线出现陡降,终止加载。当发现检测数据异常时,查找原因,重新检测。

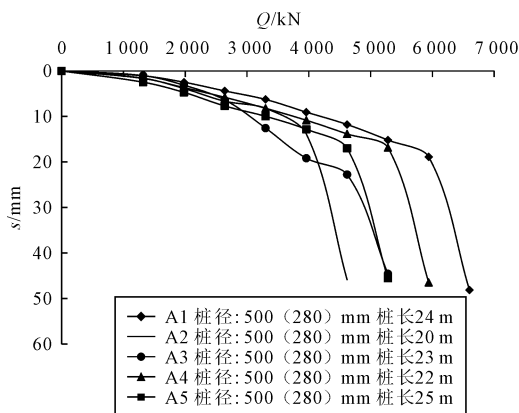


图 8 现场试桩荷载试验  $Q-s$  曲线

### (1) 折减系数选取

根据一系列泥岩力学特性试验,得到 3 个泥岩桩基承载力折减系数合理取值范围见表 2。运用原始计算公式(4)计算 3 号楼单桩竖向极限承载力(表 3、图 9),发现原始公式计算出桩的竖向承载力与静

载试验得出的数据不符,原始计算公式得出的数据可能存在问题,需要进行公式修正,要折减后才能得到真正的承载力,运用修正公式(5)计算单桩竖向极限承载力,折减系数在 0.784~0.838 之间,发现静载试验和修正公式的数据相差不大,与表 2 中单轴压缩试验折减系数  $\gamma_u$  的范围契合度最高,因此选择单轴压缩试验折减系数  $\gamma_u$  作为泥岩静压预制桩承载力计算的折减系数。

表 2 各试验折减系数统计

折减系数	单轴压缩试验折减系数 $\gamma_u$	侧限静压试验折减系数 $\gamma_j$	三轴压缩试验折减系数 $\gamma_s$
取值范围	0.75~0.85	0.7~0.9	0.4~0.6

表 3 不同条件下单桩竖向承载力统计表(3 号楼)

桩号	原始公式单桩竖向极限承载力/kN	现场静载试验单桩竖向极限承载力/kN	修正公式单桩竖向极限承载力/kN	折减系数
A1	7 926	6 600	6 545	0.826
A2	5 753	4 620	4 510	0.784
A3	6 353	5 280	5 195	0.818
A4	6 988	5 940	5 837	0.835
A5	6 160	5 280	5 162	0.838

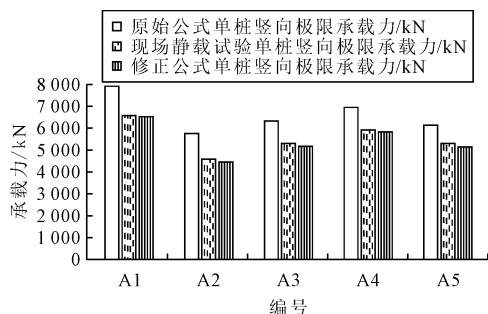


图 9 不同条件下单桩竖向承载力柱状图(3 号楼)

### (2) 泥岩预制桩承载力原始公式及修正公式 预应力混凝土实心方桩承载力计算公式,见式(4)。

$$Q_{uk} = u \sum q_{sik} l_i + q_{pk} A_p \quad (4)$$

式中: $q_{sik}$ 为第  $i$  层土的极限侧摩阻力; $u$ 为桩周长; $l_i$ 为第  $i$  层土厚度; $q_{pk}$ 为极限端阻力标准值; $A_p$ 为桩端面积。

选择单轴压缩试验折减系数  $\gamma_u$  作为泥岩静压预制桩承载力计算的折减系数,预应力混凝土实心方桩采用式(5)进行计算。

$$Q_{uk} = \gamma_u (u \sum q_{sik} l_i + q_{pk} A_p) \quad (5)$$

式中: $\gamma_u$ 为泥岩静压预制桩承载力折减系数。其余符号意义同前。

## 5 结语

本文对强风化泥岩的特性进行了研究,通过制备泥岩重塑样模拟强风化泥岩的强度,在不同试验

中得出了折减系数的取值范围。

通过单轴试验,提出了泥岩重塑样单轴抗压强度折减系数的合理取值范围为 0.75~0.85;通过三轴试验,确定了泥岩三轴压缩强度折减系数的合理取值范围是 0.4~0.6;通过侧限静压试验,得出了泥岩侧限静压强度折减系数的合理取值范围分别是 0.7~0.9。通过原始公式、静载试验、修正公式分别得出桩的极限承载力值,求出不同试验桩的折减系数,对比分析发现选择单轴压缩试验折减系数  $\gamma_0$  作为强风化泥岩桩基承载力折减系数最为合适,这些研究为理解泥岩重塑样的力学特性和折减系数提供了重要依据。

这些试验分析结果可在一定程度上反应强风化泥岩的物理力学性质,无法真实准确反映泥岩在实际工程项目的力学性能,折减过程中要结合其他勘察方法(如测井、地球物理探测等)充分考虑泥岩中裂隙、层理或软弱夹层等结构面的影响。

### 参 考 文 献

- [1] 刘松玉,季鹏,韦杰.大直径泥质软岩嵌岩灌注桩的荷载传递性状[J].岩土工程学报,1998(4):61-62+64.  
[2] 徐晓琴,高峰,周国庆,等.徐州地区二叠纪孢粉组合特征

- [J].中国煤田地质,2004(2):11-13+74-75.  
[3] 银吉超,白晓宇,张亚妹,等.一种模拟原状泥岩动力打桩与静载试验装置的研制及应用[J].岩土力学,2023,44(S1):698-710.  
[4] 杜玉会,刘洋,徐创霞,等.多元固废协同固化红层泥岩的力学特性试验研究[J].四川建材,2025,51(1):17-19.  
[5] 王伟,崔宏环,尹文峰,等.基于正交设计的泥岩膨胀试验及其影响因素研究[J].森林工程,2024,40(5):172-180.  
[6] 喻成,何昌荣,雷茂鑫,等.强风化泥岩颗粒破碎对其渗透系数的影响[J].四川建筑,2011,31(1):97-98+160.  
[7] 李世文,邵羽,韦超俊,等.平陆运河工程堆存场粉砂质泥岩特性及抗滑稳定性分析与研究[J].广西大学学报(自然科学版),2024,49(6):1177-1189.  
[8] 罗琼.干湿循环对强风化泥岩崩解与强度特性的影响[J].硅酸盐通报,2020,39(4):1248-1253+1271.  
[9] 凌潇.基于改进岩基载荷试验及位移反分析的泥岩承载力研究[D].成都理工大学,2016.  
[10] 陈继彬,李雪梅,罗益斌,等.侏罗系中等风化泥岩地基承载力试验研究[J].水文地质工程地质,2023,50(2):103-111.  
[11] 杨双乐.对中风化泥岩旁压试验的几点思考[J].土工基础,2023,37(3):528-530.  
[12] 谭方,吴帅.泥岩地基螺杆桩竖向承载性能试验分析[J].土工基础,2013,27(1):69-71.  
[13] 郑立宁,陈继彬,周其健,等.成都地区中等风化泥岩地基承载力取值试验研究[J].岩土工程学报,2021,43(5):926-932.

## Experimental Study on Axial Capacity Reduction Factor of Pile in Strongly Weathered Mudstone

CHEN Tao<sup>1</sup>, TAO Wenjun<sup>1</sup>, CUI Xiao<sup>1</sup>, DING Ya<sup>2</sup>, LI Liangyuan<sup>2</sup>, CAI Chengxi<sup>2</sup>, CAO Wei<sup>3</sup>

(1. Jiangsu Huamei Construction Investment Group Co. Ltd., Xuzhou 221000;

2. Xuzhou Great Wall Foundation Engineering Co. Ltd., Xuzhou 221000;

3. University of Mining and Technology, Xuzhou 221000)

**Abstract** This study explores and analyzes the relevant theories and practical applications of the reduction factor for the axial capacity of pile in mudstone. The range of the reduction factor and the accurate axial capacity of piles in strongly weathered mudstone formation are investigated. This paper presents pile project case history of the east block of North Railway Station in Gulou District, Xuzhou City. The mudstone properties are tested through remolded mudstone samples, and the reduction coefficient of the axial capacity of piles in mudstone reshaping samples under different test conditions is also investigated. The results show that the reasonable value range of the uniaxial compressive strength reduction coefficient of mudstone reshaped samples is between 0.75 and 0.85. The reasonable value range of the triaxial compression strength reduction coefficient is between 0.4 and 0.6. The reasonable range of the reduction coefficient of lateral static pressure strength is between 0.7 and 0.9. The large variation of axial capacity of precast prestressed reinforced concrete pile in mudstone in the practice is also modified based on the investigation results.

**Key words** Remolded Mudstone Samples; Laboratory Tests; Axial Capacity of Pile; Reduction Factor

# 饱和尾粉砂动力特性试验研究

王俊甫

(上海市岩土地质研究院有限公司, 上海 200072)

**摘要:** 开展不同固结应力条件下饱和尾粉砂的动三轴试验,研究了饱和尾粉砂在循环荷载作用下的动应力-应变关系及动剪切模量特性。研究表明:该饱和尾粉砂的动应力-应变关系可采用双曲线模型来较好的描述,表现出显著的非线性特征。初始动剪切模量受固结围压、固结应力比和孔隙比等多因素的共同影响,其随着固结围压和固结应力比的增加而增大,随着孔隙比的增大而减小。进一步分析表明,起始动剪切模量  $G_0$  与  $\sigma_{vc} K_c$  之间存在幂函数关系,基于该关系可以对不同固结应力状态下的饱和尾粉砂起始动剪切模量进行归一化描述,且受孔隙比的影响很小。研究结果可对同类型尾矿坝在地震等动力荷载作用下的稳定性分析与评价提供参考。

**关键词:** 尾粉砂;动三轴试验;动剪切模量

**中图分类号:** TU411 **文献标识码:** B **文章编号:** 1004-3152(2026)02-0383-04

## 1 引言

尾矿作为金属和非金属矿石精选后的废渣,多以泥浆形式外排,被储存于尾矿库中。尾矿库是一种在谷口筑坝拦截或围地构成的重要设施,其筑坝方式主要包括上游法、下游法及中线法。其中,上游法虽施工方便、适应性强,在实际应用中占比超过80%,但其堆体均匀性较差,易引发沉积密度不均、渗透性高等问题,常被视为潜在的地质灾害源<sup>[1-3]</sup>。一旦溃坝,将对国家经济和生命安全带来严重后果。由于,地震作为影响高烈度地区尾矿坝稳定性的重要因素,常常会引起尾矿库的液化、破坏性变形,甚至会引起溃坝。所以,开展尾矿料动力特性的试验研究对于经济社会都有重要意义。

尾矿料由于其矿物成分和颗粒组成等与天然土料有所不同,在动力特性方面会表现出其特有的性质。相比天然土料,国内对于尾矿料的动力特性研究起步较晚,主要始于上世纪90年代,近年来陆续有很多学者对不同的尾矿料进行动力特性试验研究,取得了一些成果<sup>[4-14]</sup>。但是,相比天然土料的研究成果,还远远不够,可供查阅的文献也不多,特别是我国矿石种类繁多,造成研究成果有很大差异,甚至截然相反,这势必给尾矿料的动力特性研究增加了一定难度。这就需要对更多的尾矿料进行试验研究,给工程带来更多依据和参考。尾矿库中的尾矿

料大多位于水位以下,呈饱和状态,在地震作用下极易发生液化及破坏,应重点关注饱和尾矿料的动力特性。

本文对新疆某铅锌矿的饱和尾粉砂进行不同固结应力状态下的动三轴试验,研究饱和尾粉砂的动应力-应变关系及动剪切模量特性,以为同类型尾矿坝设计及运行时进行动力稳定性分析提供参考和依据。

## 2 试验的基本情况

### 2.1 试验用土

试验所用尾矿料取自新疆某铅锌矿尾矿库,该尾矿库中的尾矿料大都位于水下,处于饱和状态,本文只对饱和尾粉砂的动力特性进行试验研究。本次试验的尾矿料物理性质指标见表1,根据颗粒分析结果定名为尾粉砂。根据现场测试不同位置和埋深的原状尾粉砂的干密度平均值,通过静压法制备重塑试样,分别控制干密度为  $1.55 \text{ g} \cdot \text{cm}^{-3}$  ( $e=0.71$ )、 $1.65 \text{ g} \cdot \text{cm}^{-3}$  ( $e=0.61$ )和  $1.75 \text{ g} \cdot \text{cm}^{-3}$  ( $e=0.51$ )。三轴试样规格尺寸为直径  $3.91 \text{ cm}$ ,高  $8 \text{ cm}$ 。用抽气饱和法对试样进行饱和,经验证试样饱和度均高于95%。

表1 尾矿料物理性质指标

颗粒组成/%				$C_u$	$C_c$	$d_{50}$ /mm	$G$
2~ 0.5 mm	0.5~ 0.25 mm	0.25~ 0.075 mm	< 0.075 mm				
5.2	25.5	44.0	25.3	4.82	0.78	0.15	2.82

## 2.2 试验方案及方法

试验仪器采用多功能三轴仪,采用计算机控制并采集试验过程中数据。试验时采用的振动波形为正弦波,振动频率为 1 Hz。考虑固结应力比变化的试验时,对于干密度为  $1.65 \text{ g} \cdot \text{cm}^{-3}$  ( $e=0.61$ ) 的试样,固结应力比  $K_c$  分别取 1.0、1.5、2.0,其他情况固结应力比均取  $K_c=1.0、2.0$ ,再对每一个固结应力比取 3 个固结围压  $\sigma_{3c}=200、400、600 \text{ kPa}$  进行试验,具体试验控制条件见表 2。试验方法为饱和固结不排水动三轴试验,试样在均压或偏压下完成固结后,关闭排水开关,再对每个试样分级施加逐级增长的动应力,每级振动 5 次。具体试验操作及数据处理依照《土工试验方法标准》<sup>[15]</sup> 进行。

表 2 试验方案

干密度 $\rho_d/\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$	孔隙比 $e$	固结围压 $\sigma_{3c}/\text{kPa}$	固结应力比 $K_c$
1.55	0.71	200	1.0、2.0
1.65	0.61	400	1.0、1.5、2.0
1.75	0.51	600	1.0、2.0

## 3 试验成果及分析

### 3.1 饱和尾粉砂的动应力-应变关系特性

饱和尾粉砂在不同固结围压、不同固结应力比下的动应力-动应变关系曲线见图 1,从图中可以看出所有曲线均呈现应变硬化特性,且随着固结围压和固结应力比的增大,曲线整体上移,这说明不同的固结应力状态对饱和尾粉砂的动应力-动应变关系影响比较显著。

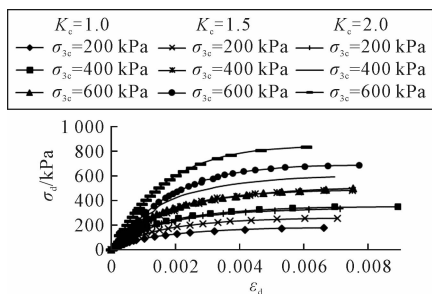


图 1  $\rho_d=1.65 \text{ g} \cdot \text{cm}^{-3}$  饱和尾粉砂动应力-应变关系曲线

从尾粉砂的动压缩模量倒数  $1/E_d$  与动轴向应变  $\epsilon_d$  之间的典型关系(图 2)可以看出,  $1/E_d-\epsilon_d$  关系均符合直线关系,则表明动应力与应变之间符合双曲线关系,故可用 Hardin 等效粘弹性模型来表达<sup>[16]</sup>,与文献[9]结论一致:

$$\sigma_d = \frac{\epsilon_d}{a + b\epsilon_d} = \frac{\epsilon_d}{\frac{1}{E_0} + \frac{\epsilon_d}{\sigma_y}} \quad (1)$$

式中:  $1/E_d-\epsilon_d$  关系直线的截距和斜率分别用

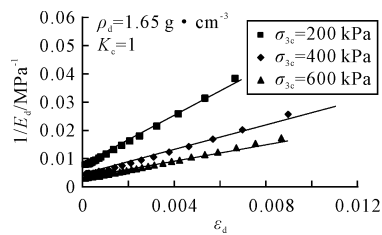


图 2  $\rho_d=1.65 \text{ g} \cdot \text{cm}^{-3}$  饱和尾粉砂的  $1/E_d$  与  $\epsilon_d$  关系

$a、b$  表示,值为常数;  $E_0$  为起始动模量,  $\sigma_y$  为最大动应力,其中  $E_0=1/a, \sigma_y=1/b$ 。

### 3.2 动模量特性

初始剪切模量  $G_0$  是评价土动力特性的关键参数之一,如何准确快速的确定出  $G_0$  自然成了研究的热点。一般来讲,对于无粘性土的砂土来说,初始剪切模量  $G_0$  主要受固结围压、固结应力比及孔隙比的影响。在实际工程中,土体的应力状态是十分复杂的,其固结应力比和孔隙比是随土体的位置而变化的。

#### (1) 固结压力的影响

无论用平均主应力  $\sigma_m = (\sigma_{1c} + 2\sigma_{3c})/3$  或者固结围压  $\sigma_{3c}$  来表示,  $G_0$  都随固结压力的增加而增大。如图 3,在双对数坐标中,初始剪切模量  $G_0$  与固结围压  $\sigma_{3c}$  之间成直线关系,目前学者常用如下公式来反映压力效应:

$$G_0 = KP_a \left( \frac{\sigma_{3c}}{P_a} \right)^n \quad (2)$$

式中:  $P_a$  为大气压力/kPa;  $K, n$  为动剪切模量系数,由试验确定。

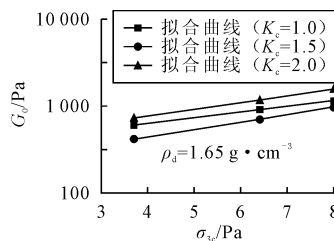


图 3  $\rho_d=1.65 \text{ g} \cdot \text{cm}^{-3}$  饱和尾粉砂的  $G_0$  与  $\sigma_{3c}$  关系

#### (2) 固结应力比 $K_c$ 的影响

在实际岩土工程中,土体大都处于非均等固结应力状态( $K_c \neq 1$ ),这种情况下的试样,受到一定的初始剪应力使得土样更密实,土骨架结构更加稳定,初始剪切模量  $G_0$  随  $K_c$  的增加而增加。为了反映  $K_c$  的影响,学者们常常用  $\sigma_m$  来表示。从图 4 可以看出,对于同一孔隙比、不同固结应力比下的  $G_0 \sim \sigma_m$  在双对数坐标中无法用同一条直线表示,这说明不能只用  $\sigma_m$  来反映  $K_c$  的影响。这与文献[12]中的研究结果相一致。

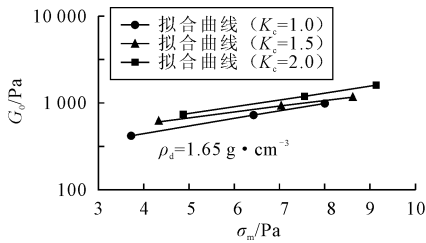


图 4  $\rho_d = 1.65 \text{ g} \cdot \text{cm}^{-3}$  饱和尾粉砂的  $G_0$  与  $\sigma_m$  关系

当采用文献[9]中的研究成果,用  $\sigma_{3c} K_c$  来反映固结应力状态的影响,即将  $G_0 \sim \sigma_{3c} K_c$  关系绘制在双对数坐标中,从图 5 中可以看出,对于同一孔隙比下的饱和尾粉砂,不同固结应力状态下的试验数据点分布在较窄的范围内,这种关系可以用一条直线来拟合,这说明文献[9]中的研究成果同样适用于该饱和尾粉砂,具有可推广性。将式(2)改写为如下表达式:

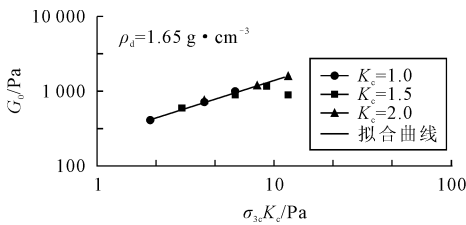


图 5  $\rho_d = 1.65 \text{ g} \cdot \text{cm}^{-3}$  饱和尾粉砂的  $G_0$  与  $\sigma_{3c} K_c$  关系

$$G_0 = K P_a \left( \frac{\sigma_{3c} K_c}{P_a} \right)^n \quad (3)$$

式中:试验系数  $K, n$  只需在某一固结应力状态下进行试验确定。当  $K_c = 1$  时,式(3)与(2)式形式完全一致。

### (3) 孔隙比 $e$ 的影响

实际工程中,不用位置的土体空隙比  $e$  会在一定范围内变化,为了考虑孔隙比变化对饱和尾粉砂动初始剪切模量  $G_0$  的影响,见图 6,以孔隙比  $e$  为横坐标,初始剪切模量  $G_0$  为纵坐标得到  $G_0 \sim e$  的关系曲线。从图中可以看出,初始剪切模量  $G_0$  受孔隙比  $e$  的影响,初始剪切模量  $G_0$  随着孔隙比  $e$  的增大而减小,并在一定范围内(0.51~0.71)呈线型减小趋势。

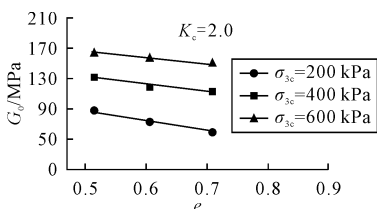


图 6 饱和尾粉砂的  $G_0$  与  $e$  关系

当将饱和尾粉砂的试验结果绘制在  $G_0 \sim \sigma_{3c} K_c$  关系图中(图 7),不同空隙比  $e$  的饱和尾粉砂的试

验点分布在较窄的范围内,说明孔隙比  $e$  对  $G_0 \sim \sigma_{3c} K_c$  关系影响较小,为了简便起见,对于因堆积过程中尾矿料密实度(孔隙比)一定范围的差异,可近似的归一为同一条直线,采用式(3)表达。对于本试验的尾粉砂,确定出  $K = 250, n = 0.75$ 。

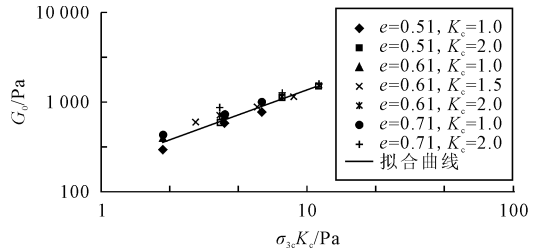


图 7 不同孔隙比饱和尾粉砂的  $G_0$  与  $\sigma_{3c} K_c$  关系

## 4 结论

(1)饱和尾粉砂的动应力应变关系可用 Hardin 等效黏弹性模型描述,初始动剪切弹性模量  $G_0$  随固结围压  $\sigma_{3c}$  和固结应力比  $K_c$  的增大而增大,随孔隙比  $e$  的增大而降低。

(2)初始动剪切弹性模量  $G_0$  可用其与  $\sigma_{3c} K_c$  间的幂函数关系来统一描述固结应力比  $K_c$  和固结围压  $\sigma_{3c}$  对  $G_0$  的影响,不同固结应力条件下  $G_0$  与  $\sigma_{3c} K_c$  的关系可以较好归一,且不同空隙比  $e$  的饱和尾粉砂的  $G_0 \sim \sigma_{3c} K_c$  在一定范围内受空隙比的影响较小,可近似归一。

## 参 考 文 献

- [1] 门永生,柴建设.我国尾矿库安全现状及事故防治措施[J].中国安全生产科学技术,2009,5(1):48-52.
- [2] 周丹,曹纪刚.复杂条件下四周筑坝型尾矿坝渗流场分析[J].土工基础,2018,32(6):625-628+641.
- [3] 张力霆.尾矿库溃坝研究综述[J].水利学报,2013,44(5):594-600.
- [4] 张建隆.周期荷载下尾矿砂动力特性初探[J].西北水资源与水利工程,1995(1):66-72.
- [5] 许旭堂,简文彬.高速列车荷载下尾矿动力特性及坝体稳定性分析[J].土工基础,2014,28(4):106-110.
- [6] 于浩,徐牧明,陈洪全.尾矿料的动强度特性试验研究[J].土工基础,2014,28(2):145-149.
- [7] 阎金安,王武林.尾矿砂的动力特性研究[J].岩土力学,1990(4):69-74.
- [8] 辛鸿博,王余庆.大石河尾矿粘性土的动力变形和强度特征[J].水利学报,1995(11):56-62.
- [9] 陈存礼,何军芳,胡再强,等.尾矿砂的动力变形及动强度特性研究[J].水利学报,2007(3):365-370.
- [10] 陈存礼,何军芳,胡再强,等.动荷作用下饱和尾矿砂的孔压和

- 残余应变演化特性[J]. 岩石力学与工程学报, 2006(S2): 4034-4039.
- [11] 阮元成, 郭 新. 饱和尾矿料静、动强度特性的试验研究[J]. 水利学报, 2004(1): 67-73.
- [12] 阮元成, 郭 新. 饱和尾矿料动力变形特性的试验研究[J]. 水利学报, 2003(4): 24-29.
- [13] 张 超, 杨春和, 白世伟. 尾矿料的动力特性试验研究[J]. 岩土力学, 2006(1): 35-40.
- [14] 陈敬松, 张家生, 孙希望. 饱和尾矿砂动强度特性试验结果与分析[J]. 水利学报, 2006(5): 603-607.
- [15] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 土工试验方法标准(GB/T 50123-2019)[S]. 中国计划出版社, 2019.
- [16] 谢定义. 土动力学[M]. 西安: 西安交通大学出版社, 1988.
- [17] 李 铮, 李宏恩, 范光亚. 饱和黄土静、动力特性试验研究[J]. 防灾减灾工程学报, 2013, 33(S1): 111-116+122.

## Experimental Study on Dynamic Properties of a Saturated Tailings Silt

WANG Junfu

(Shanghai Geotechnical Engineering & Geology Institute Co. Ltd., Shanghai 200072)

**Abstract** This paper presents experimental studies on the dynamic stress-strain relationship and the dynamic shear modulus properties of a tailing silt through a series triaxial tests under various consolidation stress conditions. The results indicate that dynamic stress-strain behavior can be effectively described by a hyperbolic model that demonstrates significant nonlinear characteristics. The initial dynamic shear modulus is influenced by multiple factors, including confining pressure, consolidation stress ratio, and void ratio. Specifically, it increases with higher confining pressure and consolidation stress ratio but decreases as the void ratio increases. Further analysis reveals a power-function relationship between the initial dynamic shear modulus  $G_0$  and the parameter  $\sigma_{3cKc}$ . This relationship allows for the normalization of  $G_0$  under different consolidation stress states, with minimal influence from the void ratio. The findings offer valuable insights for assessing the dynamic stability of similar tailings dams under seismic and other dynamic loading conditions.

**Key words** Tailings Silt; Dynamic Triaxial Test; Dynamic Shear Modulus