

膨胀土柔性面层土钉支护结构设计研究<sup>\*</sup>赵勇<sup>1</sup>, 孟雄<sup>1</sup>, 凌时光<sup>2</sup>

(1. 昭通昭阳绕城高速公路投资开发有限公司, 云南 昭通 657000;

2. 长沙理工大学 交通运输工程学院, 湖南 长沙 410114)

**摘要:**介绍了一种具有抗侵蚀和生态性能的柔性面层土钉支护技术,通过向边坡内钻孔注浆打入土钉来保证边坡的整体稳定性,并在土体增湿膨胀时通过面层材料的隆起变形释放一定膨胀力来维持边坡的稳定;根据膨胀力和膨胀应变符合椭圆模型的分布规律,提出考虑膨胀土各向膨胀异性的柔性面层土钉支护结构设计计算方法,结合工程实例计算出当边坡土体膨胀应变达 6% 时,各层土钉的内部整体稳定安全系数均满足大于 1.3 的要求。

**关键词:**公路;膨胀土;土钉支护;柔性面层;结构设计

**中图分类号:**U416.1

**文献标志码:**A

**文章编号:**1671-2668(2023)01-0069-06

土钉支护技术在膨胀土地区虽有应用实例,但设计时对膨胀力的考虑多凭经验,限制了该技术在膨胀土地区的推广,计算参数易获取且可考虑膨胀力影响的膨胀土土钉支护结构设计计算方法有待研究<sup>[1-6]</sup>。喻晓今提出黏聚力和破裂角参数,推导了土与土钉支护的回归公式并用于土钉支护安全性预测<sup>[7]</sup>。张庆山等基于基坑水平位移和沉降监测数据,分析发现施工工艺、支护布置和周围条件是影响基坑工程支护变形的主要因素<sup>[8]</sup>。肖昔泽等通过土钉支护模型试验,发现土钉倾角对边墙变形和稳定性有显著影响<sup>[9]</sup>。贺若兰等采用界面单元模拟土钉的界面变形,建立了基坑土钉支护数值分析模型<sup>[10]</sup>。涂兵雄等应用剪力滞理论建立土钉内力传递计算模型,分析了土钉内力传递规律<sup>[11]</sup>。丁敏等应用改进遗传算法分析了土钉支护结构设计参数的敏感性<sup>[12]</sup>。Wu K. M. 等推导了土钉应力计算公式,并编写计算机程序应用强度折减法对膨胀土边坡土钉支护的稳定性进行了计算<sup>[13]</sup>。以土钉支护为主体的柔性面层土钉支护技术利用土工织物或特殊材料制成的柔性面层包裹膨胀土边坡,允许其产生一定变形,使边坡坡体急剧增加的膨胀力得以在其表面释放,从而有效降低土钉和锚杆承担的荷载,保障边坡的稳定性;同时可以植草绿化,具有生态环保的功能<sup>[14]</sup>。文献<sup>[15]</sup>认为柔性面层土压力远小于 Rankine 主动土压力,得出柔性面层土压力是

Coulomb 土压力的 50%。在柔性面层土压力设计值取值上,德国取为主动土压力的 85%,法国取为土钉轴力的 30%~40%,清华大学取为土钉设计轴力的 0.5 倍,面层土压力分布模式采用传统的三角形模式或由工程经验总结出的经验梯形模式,工程实践中一般采用上述计算得出的面层土压力乘以折减系数计算得到<sup>[18-20]</sup>。目前虽然在土钉支护研究方面取得了一定成果,但在膨胀土地区的研究还是理论落后于实际,更多的是依靠工程经验。本文综合考虑膨胀土边坡遇水膨胀而产生的膨胀力及膨胀变形对柔性面层土钉支护结构的影响,结合工程实例提出考虑膨胀各向异性的膨胀土边坡柔性面层土钉支护设计计算方法,为膨胀土边坡治理提供借鉴。

## 1 柔性面层土钉支护技术

柔性面层土钉支护技术通过柔性网面与土钉的共同作用来维持边坡的稳定,已成功应用于福建、河北、贵州等地陡坡防护工程。该技术通过向边坡内钻孔注浆并打入土钉来保证边坡的整体稳定性,相邻土钉间土体的局部稳定性主要依靠加筋麦克垫网面的抗冲压极限力来保证。其防护效果见图 1。

柔性面层主要由加筋麦克垫、钢丝绳、锚垫板等组成。加筋麦克垫和土钉端头采用锚垫板连接,外部张拉钢丝绳使其贴在坡体上,坡面采用 U 形钉锚固(见图 2)。其作用是保护边坡表层,防止土钉之

<sup>\*</sup> 基金项目:云南省交通运输厅科技创新示范项目(云交科教便(2021)48 号)



图1 边坡柔性面层土钉支护效果

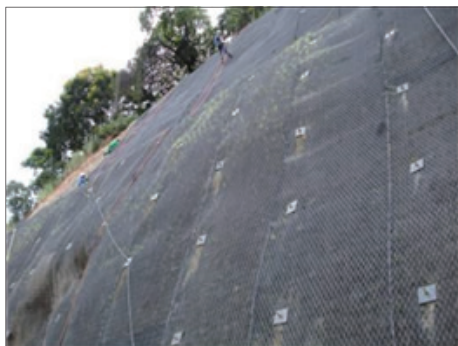


图2 柔性面层与土钉锚固

间碎屑流失,在土体发生位移时协同土钉一起工作。

加筋麦克垫是一种抗侵蚀性能优异的坡面防护产品,是通过抽丝热黏工艺将聚合物网丝与双绞合六边形钢丝网面复合而成的多空隙、高强度的土工材料,具有较好的网面强度和刚度(见图3)。加筋麦克垫不仅具有局部稳定作用,还具有保护雨滴和风对土壤的动力冲击、降低土壤表面水流速度、避免水土流失、促进种子发芽、加强植物根系、土体永久加筋等功能。

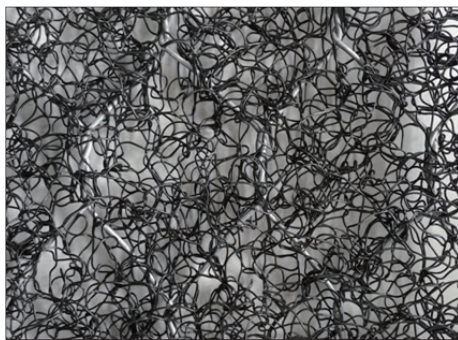


图3 加筋麦克垫

土质边坡经加筋麦克垫和土钉加固后,采用快速绿化方法进行植被恢复,将含种子的高性能生态基材喷播到加筋麦克垫的空隙中,实现边坡的绿化(见图4)。



图4 生态基材喷播

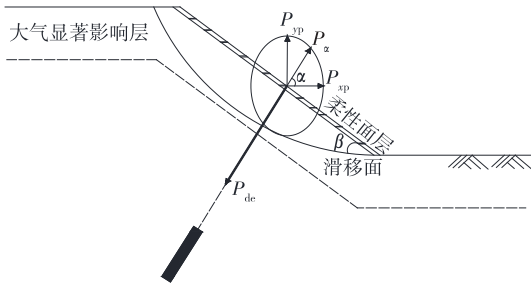
与传统的拱形骨架+锚杆支护、框架梁+锚杆支护、抗滑桩等刚性支护结构相比,柔性面层土钉支护技术的抗侵蚀和生态性能更好,整体性更强,且工序简便,成本较低,还能避免土工格栅加筋反包对膨胀土边坡造成的开挖扰动,是一种刚柔并济的生态处治技术。

## 2 边坡稳定性分析

### 2.1 膨胀土各向异性计算模型

膨胀土边坡与其他土质边坡最大的不同在于其支挡结构除受到上覆荷载引起的侧向土压力作用外,还受到膨胀土增湿过程中侧向膨胀受到约束而产生的侧向膨胀力作用,实测土压力往往大于静止或主动土压力,且不同深度的膨胀力作用效果不同,易造成支挡结构变形破坏。以往在膨胀土地区结构设计时常用竖向膨胀力进行折减代替侧向膨胀力,相关数值计算中也常把膨胀土视为各向同性材料进行简化处理。但研究发现,膨胀土竖向膨胀与侧向膨胀之间并不是简单的对等,存在膨胀各向异性,不能简单地通过竖向膨胀力折减获得侧向膨胀力。

文献[21]的研究表明,膨胀土竖向膨胀力和侧向膨胀力随深度大致呈抛物线分布,在大气显著影响层深度 $h_a$ (约2 m)处达到最大值,其后随深度增加,因渗水减少,膨胀力逐渐减小;达到大气影响层深度 $h_w$ (2.5~3.5 m)时,由于含水量不再变化,膨胀力为零。因此,宜在实测大气影响层上限(约3.5 m)范围内考虑膨胀土压力的作用。为工程应用方便,将膨胀土压力分布视为三角形分布,将大气显著影响层深度 $h_a$ 视为膨胀土压力达到最大值的深度。此外,某一深度处各方向膨胀力分布呈椭圆形(见图5)。因此,只需测得膨胀土的竖向和水平膨胀力,以此作为椭圆的长轴和短轴建立椭圆方程,便可按式(1)计算作用于边坡表面各方向的膨胀力。



$P_{yp}$  为竖直方向的膨胀力;  $P_{xp}$  为水平方向的膨胀力;

$P_\alpha$  为与水平方向夹角为  $\alpha$  的膨胀力

图 5 柔性面层所受膨胀力示意图

$$P_\alpha = \frac{P_{yp} P_{xp}}{\sqrt{(P_{yp} \cos \alpha)^2 + (P_{xp} \sin \alpha)^2}} \quad (1)$$

式中:  $P_{yp}$ 、 $P_{xp}$  分别为恒体积条件下竖向膨胀力和侧向膨胀力 (kPa), 由室内膨胀试验测得。

考虑到膨胀土初始湿密状态确定后, 其膨胀潜力已确定, 若不计摩擦损耗, 膨胀力和膨胀变形可自由转化, 恒体积条件下膨胀力和无荷膨胀率是两种极限状态。膨胀力  $P_e$  越大, 将其充分释放后所产生的膨胀应变  $\epsilon_{sa}$  也越大。

同样, 将无荷膨胀率考虑为椭圆模型, 有:

$$\epsilon_{sa} = \frac{\epsilon_{yp} \epsilon_{xp}}{\sqrt{(\epsilon_{yp} \cos \alpha)^2 + (\epsilon_{xp} \sin \alpha)^2}} \quad (2)$$

式中:  $\epsilon_{yp}$ 、 $\epsilon_{xp}$  分别为无荷条件下竖向膨胀应变和侧向膨胀应变 (%), 由室内膨胀试验测得。

## 2.2 稳定性分析方法

### 2.2.1 柔性面层释放的膨胀力计算

由于允许膨胀土边坡在增湿膨胀过程中对加筋麦克垫挤压, 在防止边坡表面土层掉落的同时释放部分膨胀力, 需获取垂直于柔性面层方向的膨胀力随膨胀应变的变化规律。借鉴文献[22]中膨胀力—膨胀变形拟合公式, 由膨胀应变计算膨胀力:

$$R_f = \frac{P_{ai}}{P_a} = \left(1 - \frac{\epsilon_{sai}}{\epsilon_{sa}}\right)^n \quad (3)$$

式中:  $R_f$  为与膨胀变形相关的膨胀力折减系数, 反映膨胀变形对膨胀力衰减的影响程度;  $P_{ai}$  为发生一定膨胀应变后的膨胀力 (kPa);  $\epsilon_{sai}$  为发生的一定膨胀应变 (%);  $n$  为拟合参数。

综上, 通过室内膨胀试验测得恒体积条件下两向膨胀力、无荷膨胀条件下两向膨胀率后, 由式(1)~(3)即可计算得到发生一定膨胀应变后作用于柔性面层的膨胀力。

### 2.2.2 土钉有效极限抗拔力计算

采用极限平衡法对土钉支护结构进行整体稳定

性分析时, 如何考虑土钉对潜在滑动体的抗力作用十分关键。土钉实际受力情况非常复杂, 一般情况下, 土钉起抗拉、抗剪及抗弯作用。目前基坑支护技术规范在计算土钉抗力对边坡稳定性影响时仅考虑土钉的抗拉作用, 忽略其他作用, 不仅大大简化了计算过程, 而且这种算法本身是偏于安全的, 可靠易行。因此, 本文仅计算土钉的有效极限抗拔力。

土钉发生极限破坏时, 除土钉沿锚孔界面发生拔出破坏外, 还有土钉周围土体发生剪切破坏、土钉钢筋达到抗拉屈服强度、土钉钉头发生极限破坏及土钉钢筋从浆体中拔出破坏等, 每种破坏形式对应一个极限抗拔力, 取其中极小值作为土钉对滑动体的有效极限抗拔力。由于实际工程中土钉钢筋达到抗拉屈服强度和土钉钢筋从浆体中拔出这两种破坏形式几乎不会出现, 只计算另外 3 种极限破坏形式的极限抗拔力。

(1) 土钉沿锚孔界面发生拔出破坏时, 由土钉外层固化浆体与土体界面的抗剪强度  $\tau_f$  按式(4)计算土钉的极限抗拔力  $T_T$ 。计算时, 参考文献[21], 土钉外层固化浆体与土体界面的摩擦角取综合内摩擦角的 50%。

$$T_T = \pi d L_a \tau_f \quad (4)$$

式中:  $d$  为土钉钻孔直径;  $L_a$  为破裂面外的土钉长度。

(2) 土钉周围土体发生剪切破坏, 即土钉连同周围土体一起被拔出时, 土体的极限抗剪强度  $\tau$  按式(5)计算, 土钉的极限抗拔力  $T_c$  按式(6)计算。

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad (5)$$

式中:  $c$ 、 $\varphi$  分别为土的凝聚力和内摩擦角;  $\sigma$  为该处土的竖向应力。

$$T_c = \pi d L_a \tau \quad (6)$$

(3) 土钉钉头发生极限破坏时, 由土钉端头的极限抗阻力  $T_{yb}$  按式(7)计算土钉的极限抗拔力  $T_D$ 。

$$T_D = \pi d (L - L_a) \tau_f + T_{yb} \quad (7)$$

式中:  $L$  为土钉长度。

### 2.2.3 内部整体稳定安全系数

土钉支护从上而下逐层施工, 相比建成后, 施工阶段更危险, 尤其是在某一层开挖完毕、土钉还没有安装时, 需验算施工期间不同开挖深度时边坡的内部整体稳定性。图 6 为计算示意图。

对于每种验算工况, 采用优化计算方法搜索确定最危险滑裂面, 即计算最小安全系数  $F_s$ 。  $F_s$  应满



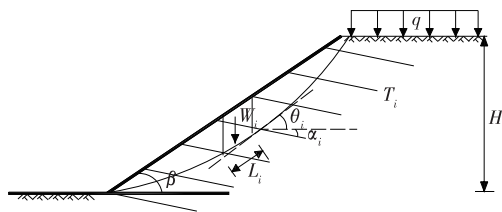


图6 内部整体稳定性计算示意图

足以下条件:

$$F_s \geq 1.3\delta\gamma_0 \quad (8)$$

式中: $\delta$ 为设计状态系数,根据SL 203—97《水工建筑物抗震设计规范》<sup>[23]</sup>,考虑自然地震作用时取0.85,其他情况(包括人工爆破产生的地震)下取1.0; $\gamma_0$ 为基坑边坡的重要性系数,安全等级为一级时取1.1,安全等级为二级时取1.0,安全等级为三级时取0.9。

内部整体稳定安全系数 $F_s$ 由下式计算:

$$F_s = \frac{R}{S} \quad (9)$$

式中: $R$ 为结构抗力函数,按式(10)计算; $S$ 为作用效应函数,按式(11)计算。

$$R = \sum \{ [c_i l_i + (W_i + Q_i) \cos \theta_i \tan \varphi_i] + T_j / D_j [\cos(\theta_i + \alpha_j) + \sin(\theta_i + \alpha_j) \tan \varphi_i] \} \quad (10)$$

$$S = \sum (W_i + Q_i) \cos \theta_i + P_{\theta_i} A \quad (11)$$

式中: $c_i$ 、 $\varphi_i$ 分别为第 $i$ 土条滑动面处土的黏聚力和内摩擦角; $l_i$ 、 $\theta_i$ 分别为第 $i$ 土条滑弧段长度和滑弧段中点的切线与水平面的夹角; $W_i$ 为土条质量,浸润线以上采用湿容重计算,浸润线与坡外水位之间采用饱和容重计算,坡外水位以下采用浮容重计算; $Q_i$ 为每个土条的上覆荷载; $T_j$ 、 $D_j$ 、 $\alpha_j$ 分别为第 $j$ 排土钉的有效极限抗拔力、水平间距及土钉与水平面的夹角; $A$ 为坡面单位长度的面积; $P_{\theta_i}$ 为第 $i$ 土条与侧向膨胀力成 $\theta$ 角方向的膨胀力。

### 3 实例分析

#### 3.1 工程概况

云南省昭阳西环高速公路右侧膨胀土路堑边坡K7+490—550段采用柔性面层土钉支护方案进行治理。边坡高度6 m,坡率为1:1.5。采用6 m长PSB785 $\phi$ 18土钉,土钉间距为2 m,与水平方向成15°倾角。柔性面层厚度为12 mm,钻孔直径为85 mm,孔内灌注纯水泥浆,采用42.5R硅酸盐水泥,

水灰比为0.4:1(见图7)。通过室内试验测得该段膨胀土的基本物理力学指标(见表1)。

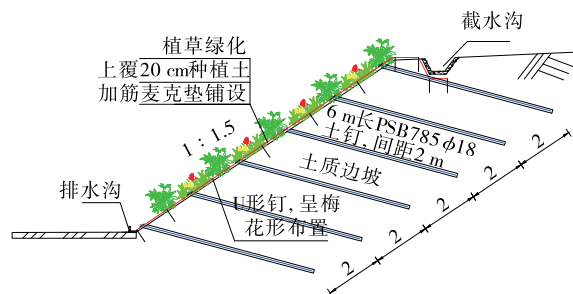


图7 柔性面层土钉支护方案设计(单位:m)

表1 边坡膨胀土基本物理和力学指标

项目	试验值	项目	试验值
塑限/%	34.2	标准吸湿含水率/%	4.81
液限/%	75.3	最大干密度/(g·cm <sup>-3</sup> )	1.58
自由膨胀率/%	85.0	有效黏聚力/kPa	25.0
最佳含水率/%	26.1	有效内摩擦角/(°)	10.0

#### 3.2 膨胀土边坡稳定性验算

采用上述膨胀土边坡柔性面层土钉支护设计计算方法对该膨胀土边坡进行稳定性验算。

##### 3.2.1 作用在柔性面层上的膨胀力

通过室内膨胀试验测得该路堑边坡膨胀土的竖向膨胀力 $P_{yp}$ 为300.0 kPa,侧向膨胀力 $P_{xp}$ 为180.0 kPa,对应竖向无荷膨胀率和侧向无荷膨胀率分别为13.24%、4.99%。由于缺少二维膨胀仪,在由室内膨胀试验获取侧向膨胀力随侧向变形的变化规律时,先通过击实得到击实样,再将其旋转90°由环刀压样切削得到环刀试件,最后放入常规固结仪中完成侧向膨胀试验。归一化后两向膨胀规律见图8。

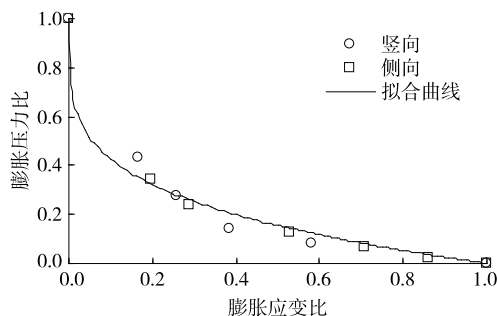


图8 归一化后两向膨胀规律

通过式(3)对图8所示规律进行拟合,得到拟合参数 $n=0.2429$ ,相关性系数 $R^2=0.9903$ 。由式(1)计算得垂直于边坡坡面且作用于柔性面层的膨胀力 $P_a$ 为241.2 kPa,由式(2)计算得该方向的无

荷膨胀率为 7.83%,此时边坡表面变形达到最大值,对应膨胀力消散为零。对最大膨胀率进行折减,按式(3)计算得到不同变形程度下柔性面层上的作用力(见表 2)。

表 2 不同膨胀率下膨胀力计算结果

折减系数	膨胀应	膨胀力/	折减系数	膨胀应	膨胀力/
$R_f$	变/%	kPa	$R_f$	变/%	kPa
0.0	0.00	241.2	0.6	4.70	36.8
0.1	0.78	126.8	0.7	5.48	26.3
0.2	1.57	98.0	0.8	6.27	16.8
0.3	2.35	77.9	0.9	7.05	8.1
0.4	3.13	61.9	1.0	7.83	0.0
0.5	3.92	48.5			

3.2.2 土钉的有效极限抗拔力

边坡从上至下共布置 6 排土钉,分别编号为 1~6。按式(4)、式(6)、式(7)分别计算每排土钉沿锚孔界面发生拔出破坏、土钉周围土体发生剪切破坏、土钉钉头发生极限破坏时土钉的有效极限抗拔力,结果见表 3。其中土钉端头的极限抗阻力  $T_{yb}$  取土钉抗拉强度的 70%。

表 3 不同破坏形式下土钉的极限抗拔力 单位: kN

土钉 编号	不同破坏形式下土钉的极限抗拔力		
	土钉沿锚孔 界面拔出	土钉周围土体 剪切破坏	土钉钉 头破坏
1	66.31	79.51	185.53
2	59.36	71.19	191.46
3	55.43	66.47	194.82
4	55.30	66.32	194.93
5	60.54	72.60	190.46
6	74.57	89.42	178.47

3.2.3 内部整体稳定安全系数

按表 3 中土钉沿锚孔界面拔出时土钉的极限抗拔力计算内部整体稳定安全系数。该高速公路右侧膨胀土路堑边坡支护安全等级为二级,工程重要性系数  $\gamma_0$  取 1.0。柔性面层后膨胀土发生不同膨胀应变时各排土钉的内部整体稳定安全系数见表 4。

由表 4 可知:随着柔性面层对膨胀力的释放,膨胀土膨胀应变增大,各排土钉内部整体稳定安全系数逐渐增大;膨胀应变达 6%时,各层土钉的内部整体稳定安全系数均满足大于 1.3 的要求。

4 结论

(1) 柔性面层土钉支护技术主要依靠土钉周围

表 4 内部整体稳定安全系数  $F_s$

土钉 编号	不同膨胀应变(%)下内部整体稳定安全系数						
	0.0	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0
1	0.37	0.67	0.83	1.01	1.22	1.47	1.79
2	0.35	0.62	0.77	0.92	1.09	1.28	1.53
3	0.47	0.81	0.98	1.15	1.34	1.55	1.79
4	0.32	0.60	0.76	0.94	1.15	1.42	1.78
5	0.30	0.59	0.77	0.98	1.26	1.65	2.24
6	0.29	0.59	0.79	1.04	1.40	1.96	2.33

浆体与土体界面的摩擦提供锚固力,土体增湿膨胀时通过加筋麦克垫的隆起变形释放一定膨胀力,维持边坡的稳定。

(2) 根据膨胀力和膨胀应变符合椭圆模型的分布规律,结合两者之间的函数关系,可计算出作用在柔性面层上的膨胀力,用于局部整体稳定性计算。

(3) 实例计算结果表明,膨胀应变达 6%时,各层土钉的内部整体稳定安全系数均满足大于 1.3 的要求。

参考文献:

[1] 李生林,秦素娟,薄遵昭,等.中国膨胀土工程地质研究[M].南京:江苏科学技术出版社,1992.

[2] 郑健龙.公路膨胀土工程理论与技术[M].北京:人民交通出版社,2013.

[3] 杨光华.土钉支护技术的应用与研究进展[J].岩土工程学报,2010,32(S1):9-16.

[4] 李冬,岳大昌,唐延贵,等.微型桩复合土钉墙在膨胀土基坑中的应用研究[J].地下空间与工程学报,2016,12(6):1645-1652.

[5] 曹国安,张鸿儒,张清.南昆线膨胀土土钉挡墙试验研究[J].北方交通大学学报,1997,21(4):395-398.

[6] 陈韧鸣.土钉墙支护技术在合肥膨胀土地区的应用[D].合肥:合肥工业大学,2007.

[7] 喻晓今.土钉支护强度比与类粘聚力关系试验研究[J].华东交通大学学报,2012,29(1):6-9.

[8] 张庆山,胡敏云,夏玲涛.复合土钉支护变形特性的实测分析[J].浙江工业大学学报,2009,37(6):689-693+698.

[9] 肖昔泽,张亚芳,刘浩,等.土钉倾角对基坑侧壁变形与稳定性能的影响[J].中山大学学报(自然科学版),2013,52(2):28-32.

[10] 贺若兰,张平,李宁.土钉支护加固机理的数值分析[J].湖南大学学报(自然科学版),2007,34(1):14-18.

[11] 涂兵雄,贾志刚,刘春晓,等.土钉支护机理的研究[J].河北工程大学学报(自然科学版),2008,25(4):33-36.

- [12] 丁敏,张永兴.基于改进遗传算法的土钉支护结构优化设计[J].土木工程学报,2011,44(S1):171-176.
- [13] WU K M,FANG J M.A study on the method of stability calculation of soil nailing expansive soil slope [J].IOP Conference Series:Earth and Environmental Science,2019,218:012028.
- [14] 宋鹏.柔性面层土钉墙支护体系研究[D].西安:西安建筑科技大学,2017.
- [15] 杨育文.土钉墙中土压力探究[J].地下空间与工程学报,2010,6(2):300-305.
- [16] 宋二祥,陈肇元,崔京浩,等.深基开挖的土钉支护技术(三):设计方法[J].地下空间,1996(2):64-75.
- [17] 杨茜,张明聚,孙铁成.复合土钉支护面层设计分析方法研究[J].岩石力学与工程学报,2005,24(7):1259-1266.
- [18] PAPAGIANNAKIS A T,BIN-SHAFIQUE S,LY-TTON R L.Retaining structures in expansive clays [J].Geotechnical and Geological Engineering,2014,32(6):1405-1414.
- [19] QI S C,VANAPALLI S K.Influence of swelling behavior on the stability of an infinite unsaturated expansive soil slope [J].Computers and Geotechnics,2016,76:154-169.
- [20] 陈永贵,雷俊,贾灵艳,等.圆饼状高压实膨润土膨胀力各向异性特征研究[J].土木工程学报,2019,52(1):99-107.
- [21] 张颖钧.挡墙后裂土膨胀压力分布与设计计算方法[J].铁道学报,1995,17(1):93-102.
- [22] 张锐,赵旭,郑健龙,等.膨胀土侧向膨胀力试验研究与应用[J].中国公路学报,2020,33(9):22-31.
- [23] 中国水利水电科学研究院.水工建筑物抗震设计规范:SL 203-97[S].北京:中国水利水电出版社,1997.
- 收稿日期:2022-02-21

\*\*\*\*\*

(上接第 63 页)

- [4] 陈鹏,邹玲,庄明,等.苯乙烯丁二烯苯乙炔嵌段共聚物改性沥青贮存稳定性评价方法[J].科学技术与工程,2021,21(31):13505-13509.
- [5] 冯德成,崔世彤,易军艳,等.EBBR 试验下沥青结合料低温性能评价指标[J].交通运输工程学报,2021,21(5):94-103.
- [6] 刘门阔.常祁高速公路胶粉/SBS 复合改性沥青混合料性能评价与应用[D].长沙:长沙理工大学,2021.
- [7] KÖK B V,ÇOLAK H.Laboratory comparison of the crumb-rubber and SBS modified bitumen and hot mix asphalt[J].Construction and Building Materials,2011,25(8):3204-3212.
- [8] 马庆伟,郭忠印,李文博,等.不同因素对橡胶复合改性沥青高温性能影响分析[J].中外公路,2022,42(3):225-230.
- [9] 杨光.季冻区工厂化废橡胶粉/SBS 复合改性沥青(CR/SBSCMA)及混合料性能研究[D].西安:长安大学,2016.
- [10] TUR RASOOL R,WANG S F,ZHANG Y,et al.Improving the aging resistance of SBS modified asphalt with the addition of highly reclaimed rubber[J].Construction and Building Materials,2017,145:126-134.
- [11] 董泽蛟,周涛,栾海,等.SBS/橡胶粉复合改性 SH 型混合生物沥青工艺及机理[J].中国公路学报,2019,32(4):215-225.
- [12] 孙禧亭.红外光谱多元分析理论、方法及应用研究[D].北京:北京化工大学,2020.
- 收稿日期:2022-08-16

\*\*\*\*\*

(上接第 68 页)

- [2] 欧孝夺,唐迎春,崔伟,等.h 型抗滑桩模型试验及数值模拟[J].岩石力学与工程学报,2012,31(9):1936-1943.
- [3] 王羽,赵波,王强,等.基于有限差分法的 h 型抗滑桩结构计算模型[J].防灾减灾工程学报,2015,35(4):464-470.
- [4] 柳治国.ANSYS 在 h 形抗滑桩设计中的应用[J].公路工程,2013,38(3):144-147+154.
- [5] 王晨涛,刘欣,张尧禹,等.h 型抗滑桩的分析方法及在滑坡治理工程中的应用[J].路基工程,2020(5):132-136.
- [6] 何志俊.基于数值模拟的 h 型抗滑桩优化设计研究[J].山西交通科技,2020(4):8-11.
- [7] 詹智麒,徐光黎.不同布桩方式对 h 型双排桩支护结构影响的数值模拟[J].安全与环境工程,2020,27(3):193-199.
- [8] 罗勇,姜波,李春峰,等.h 型抗滑桩滑坡治理中的变形特性及内力研究[J].地下空间与工程学报,2017,13(6):1702-1710.
- [9] 中华人民共和国建设部.岩土工程勘察规范:GB 50021-2001[S].北京:中国建筑工业出版社,2001.
- 收稿日期:2021-10-12