

# 反包式土工织物治理覆盖型 岩溶路基塌陷的模型 试验研究

李 晓<sup>1</sup>, 吴 迪<sup>1</sup>, 赵 阳<sup>1</sup>, 吴建建<sup>2</sup>

<sup>1</sup>桂林电子科技大学建筑与交通工程学院, 广西 桂林

<sup>2</sup>中国核工业二三建设有限公司, 广东 深圳

Email: 631990824@qq.com

收稿日期: 2021年3月15日; 录用日期: 2021年5月4日; 发布日期: 2021年5月11日

## 摘 要

结合岩溶路基塌陷工程实例, 设计了室内缩尺模型试验, 建立四种不同工况, 从土压力分布及塌陷区上方填土位移两个方面, 研究了土工织物自由端采用反包与不反包方式时对岩溶路基塌陷治理的影响。模型试验结果表明, 相比不加筋, 采用土工织物治理岩溶路基塌陷能有效减小塌陷沉降, 增强路基稳定性, 具有良好的效果; 基于本次模型试验, 相比不反包, 采用反包方式能够更好的将土工织物锚固在填土中, 提高土工织物的锚固力, 减小治理铺设范围。

## 关键词

土工织物, 岩溶路基塌陷, 加筋反包, 模型试验

# Model Test on the Treatment of Covered Karst Subgrade Collapse by Wrapping-Back Geotextile

Xiao Li<sup>1</sup>, Di Wu<sup>1</sup>, Yang Zhao<sup>1</sup>, Jianjian Wu<sup>2</sup>

<sup>1</sup>School of Architecture and Transportation Engineering, Guilin University of Electronic Technology, Guilin Guangxi

<sup>2</sup>China Nuclear Industry 23rd Construction Co., Ltd., Shenzhen Guangdong

Email: 631990824@qq.com

文章引用: 李晓, 吴迪, 赵阳, 吴建建. 反包式土工织物治理覆盖型岩溶路基塌陷的模型试验研究[J]. 交通技术, 2021, 10(3): 141-153. DOI: 10.12677/ojtt.2021.103016

## Abstract

Combined with the karst subgrade collapse engineering example, the indoor scale model test was designed, and four different working conditions were established. From the two aspects of the earth pressure distribution and the displacement of the fill above the subsidence area, the use of turn-up and non-turn-up of the free end of the geotextile was studied. The model test results show that, compared with no reinforcement, the use of geotextiles to treat the karst subgrade subsidence can effectively reduce the subsidence and settlement, enhance the stability of the subgrade, and has a good effect; based on this model test, compared with no reverse wrapping, using reverse wrapping method can better anchor geotextile in the fill, improve the anchoring force of geotextile, and reduce the treatment laying range.

## Keywords

Geotextile, Subgrade Collapse, Wrapped-Back Reinforcement, Scale Model Test

Copyright © 2021 by author(s) and Hans Publishers Inc.

This work is licensed under the Creative Commons Attribution International License (CC BY 4.0).

<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>



Open Access

## 1. 引言

资料表明,我国岩溶面积约占国土面积的三分之一以上,是世界上岩溶最为发育的国家之一[1]。覆盖型岩溶是指被第四纪松散堆积层所覆盖的岩溶,其分布最为广泛,国内许多城市均有发育[2],其发生周期较短、隐蔽性高、塌陷过程迅速,大大影响了国民经济发展和人员安全,具有明显的危害性[3]。采用土工织物治理岩溶区路基塌陷,利用其加筋作用,实现加筋土体整体的稳定性,还可以通过其反滤作用阻止细小土颗粒的通过,起到保土作用防止二次塌陷,有效避免传统治理首段容易出现的弊端,例如成本高、施工量大、容易造成二次塌、具有复发性[4]等问题。

目前关于土工合成材料治理岩溶路基塌陷的问题,国内外专家学者已开展了大量研究,理论方面,付宏渊等[5]针对水平加筋体的受力与传力特性,推导出岩溶路基水平加筋体应力与应变的解算方法。陈福全等[6]推导了土体竖向应力计算方法,并提出了抗土洞塌陷的低填方加筋路基与路堤填方高度的设计方法。Villard等[7]认为目前关于加筋路基的设计方法,塌陷区两侧加筋材料没有水平位移是不合理的,因此提出了一种考虑加筋材料与土体之间相对滑动位移及塌陷边缘处加筋体应力增大的设计方法。试验方面,贺炜等[8][9]设计了大比例室内模型试验,研究了塌陷过程中多层土工合成材料加筋垫层应力-应变及变形量。Huckert等[10]通过考虑加筋材料,荷载传递和路基路面变形等因素,改进了设计方法,建立了物理试验模型。数值模拟方面,Lawsonh等[11]通过FLAC软件建立模型研究了填土高度,塌陷尺寸,加筋材料与正常使用极限状态的联系。戴自航等[12]采用ABAQUS软件对室内模型试验进行了数值模拟,分析了填土高度,溶洞位置,溶洞充填状况,溶洞顶板厚度对路基及溶洞顶板的稳定性影响。为了使筋材自由端提供更大的锚固力,有效减少筋材铺设范围,英国BS8006规范[13]推荐了两种筋材自由端铺设方法:边沟反包法以及石笼网反包法。如图1、图2所示。

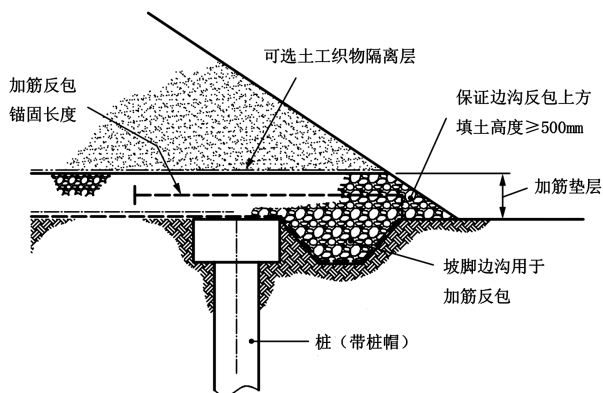


Figure 1. Side ditch wrapped-back method  
图 1. 边沟反包法

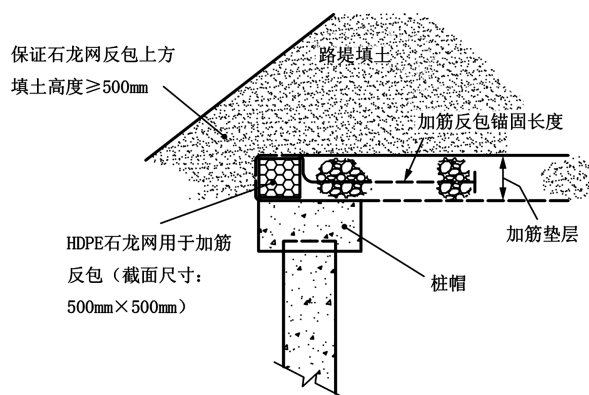


Figure 2. Gabion wrapped-back method  
图 2. 石笼网反包法

目前关于筋材自由端采用反包方式的研究工作与工程应用，一般集中于边坡、加筋挡土墙中、桩承式加筋路堤中，并且加筋材料主要以土工格栅为主，对于反包式土工织物治理岩溶路基塌陷还很少见。土工织物治理岩溶路基塌陷自由端反包示意如图 3 所示。本文结合实际工程进行室内缩尺模型试验，对土工织物反包与不反包时对岩溶路基塌陷治理的影响进行研究。

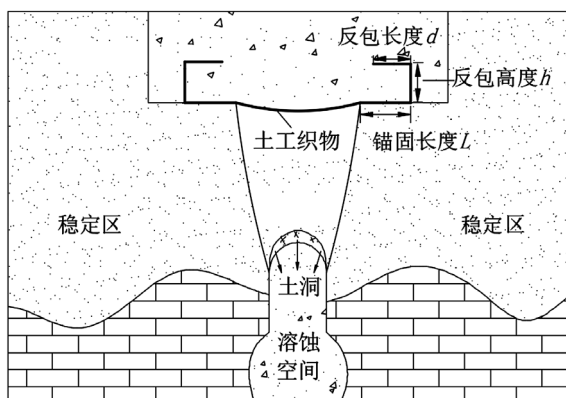


Figure 3. Schematic diagram of free end wrapped-back of geotextile treatment of karst collapse  
图 3. 土工织物治理岩溶塌陷自由端反包示意图

## 2. 模型试验

### 2.1. 塌陷工程实例

本次模型试验设计参考的工程实例为河池市西环路路基塌陷治理工程，该工程位于河池市金城江区西环路老街桥与动物园之间的路段，路基塌陷导致路中间形成一个宽度约为 1.5 m、长度约为 1 m、深度约为 4 m 的坑洞，经现场勘查，塌陷是由于地下溶洞水流长期侵蚀路基，导致路基土大量流失从而产生塌陷。治理措施为先挖除塌陷坑洞周边不稳定土体并继续向下挖至土体坚硬处，之后用砂石对塌陷坑洞回填。

### 2.2. 模型试验装置

试验用模型箱主体框架结构由槽钢焊接而成，长 1500 mm，宽 600 mm，高 1500 mm，如图 4 所示，其正面是一层 25 mm 厚的钢化玻璃，两侧面及背面是 8 mm 厚的刚性钢板，可以较好的约束侧向变形。模型箱下部分由槽钢焊接分为稳定区和塌陷区，在钢化玻璃上贴有刻度标识，用来指导土体填筑以及压实，在试验过程中可以通过钢化玻璃观察模型土工织物的变形发展，并且使用粒子图像测速设备(PIV)对土体的变形进行观测与后期处理。



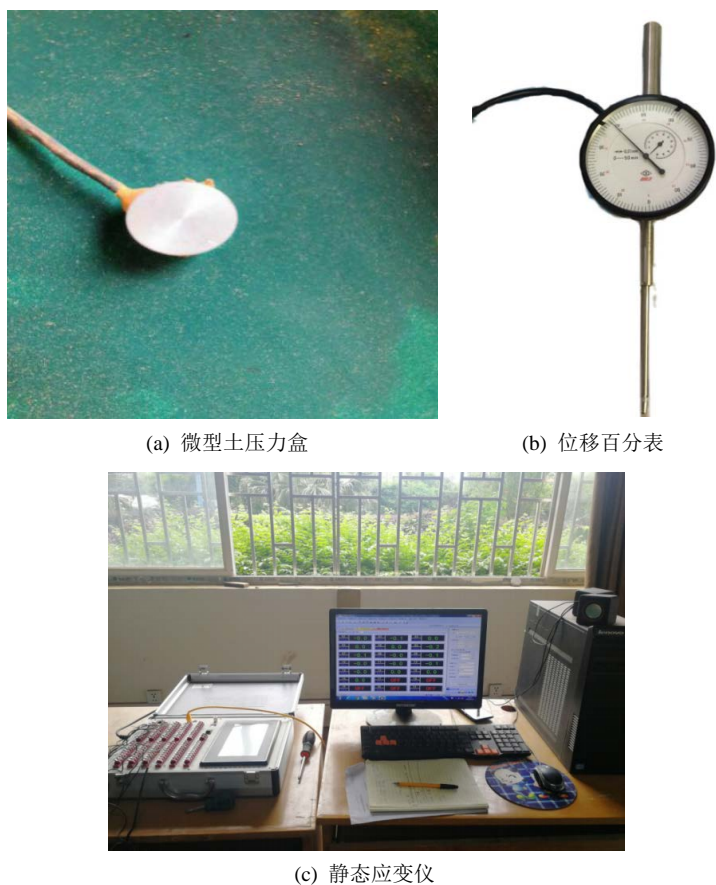
Figure 4. Model test chamber

图 4. 模型试验箱

实验过程中通过可精确控制的升降机沉降来模拟路基塌陷，升降机上部通过定制加工并配以螺栓连接来固定活动板，下降高度由固定在升降机底部位移计测定，最大沉降可达 60 mm。

### 2.3. 采集量测设备

采用直径 20 mm，厚度 18 mm 的微型土压力盒(量程 0~40 kPa)测取土压力分布。在活动板底部指定位置安装位移传感器采集活动底板的形变，位移传感器使用机电百分表，量程 0~50 mm，灵敏度为 0.01 mm。采集设备为 uT7800 动静态应变采集系统，采集频率 1~5120 Hz，该系统最多可同时对 64 个通道信号进行监测。微型土压力盒、位移百分表、uT7800 动静态应变采集系统见图 5。



**Figure 5.** Acquisition and measurement equipment  
**图 5.** 采集量测设备

土体变形使用 PIV 系统进行观测(图 6), PIV (Particle Image Velocimetry)技术,即粒子图像测速技术,是一种基于流场图像互相关分析的非接触式二维流场测量技术。该技术的特点是能够在短时间内将空间面的一个平面中的粒子变动速率及变动方向通过图形表现出来。本次模型试验中使用 PIV 技术观测发生塌陷时模型箱中的土颗粒的运动方向和运动速率,借以辅助判断土工织物对治理路基塌陷的加筋作用及自由端反包时的锚固作用。



**Figure 6.** Particle image velocimetry  
**图 6.** PIV 技术

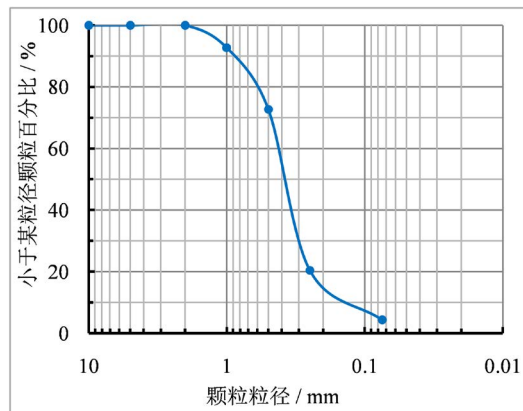
### 2.4. 试验用材料

根据室内常规土工试验,测得试验所用砂土含水率  $w = 0.936\%$ , 内摩擦角  $\varphi = 32.8^\circ$ , 粘聚力  $c = 0.2$ , 密度为  $1.68 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$ , 根据颗粒筛分试验测得砂土不均匀系数  $C_u = 2.9$ , 曲率系数  $C_c = 2.1$ , 有效粒径  $d_{10} = 0.08 \text{ mm}$ , 中值粒径  $d_{30} = 0.13 \text{ mm}$ , 限制粒径  $d_{60} = 0.22 \text{ mm}$ , 砂土的颗粒级配参数见表 1, 级配曲线图如图 7 所示。

**Table 1.** Gradation of sand

**表 1.** 砂土的颗粒级配

粒径范围/mm	≤0.08	0.08~0.25	0.25~0.50	0.50~1.0	1.0~2.0
颗粒组成/%	10.19	61.75	20.59	7.02	0.54



**Figure 7.** Gradation curve of sand particle size

**图 7.** 砂土颗粒粒径级配曲线图

根据查阅的文献,之前已有研究者使用医用纱布作为加筋材料进行土工织物模型试验[13],因此本次模型试验采用医用纱布来模拟土工织物作为加筋材料,使用万能试验机对医用纱布进行两组拉伸试验,测得其性能参数见表 2。医用纱布如图 8 所示。

**Table 2.** Performance parameters of medical gauze

**表 2.** 医用纱布性能参数

网格尺寸 /mm × mm	厚度 /mm	单位面积质量/ $\text{g}\cdot\text{m}^{-2}$	抗拉强度 / $\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}$	拉伸模量 / $\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}$
1 × 1	0.16	60	3.22	48



**Figure 8.** Medical gauze

**图 8.** 医用纱布

## 2.5. 试验步骤

试验步骤具体如下：

1) 先进行土压力盒的埋设，稳定区 4 个，塌陷区 2 个，变间距布设(图 9)。在土压力盒上部铺一层砂土将土压力盒覆盖，之后布置模型土工织物。

2) 在模型槽内除钢化玻璃面外的三个箱体内壁均采用润滑油和双层聚四氟乙烯薄膜处理，用来减少箱体侧壁与填土间摩阻力，以保证箱体四周土体满足边界条件。

3) 进行填筑与压实，试验填土高度  $H = 1000 \text{ mm}$ ，分层填入，每层  $200 \text{ mm}$ ，用手持电动平板压实机压实后填入下一层，直至预定高度。

4) 安装粒子图像测速设备(PIV)，之后将所有量测设备连接到 PC 端进行调试，清零后开始试验，设置沉降装置连接的底板以  $2 \text{ mm/min}$  的速率沉降，沉降  $300 \text{ mm}$  后停止。

5) 试验结束后，将砂土挖出，取出模型土工织物，将活动底板上升至原始位置，换一块模型土工织物，重复以上步骤，完成全部试验。

C 组铺设方式为筋材自由端反包，锚固长度  $L = 1500 \text{ mm}$ ，反包高度  $h = 100 \text{ mm}$ ，反包长度  $d = 150 \text{ mm}$ ，铺设模型土工织物时，先将土工织物平铺，继续将砂土填至土工织物平面以上  $100 \text{ mm}$  的位置，然后两边分别向内翻折  $150 \text{ mm}$ ，继续分层填土至箱满。三组试验均设置最大沉降量为  $300 \text{ mm}$ ，沉降过程缓慢而匀速。

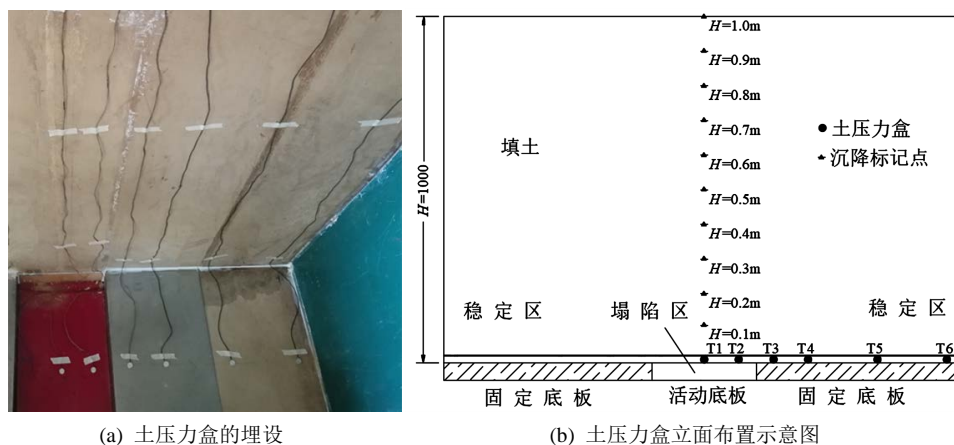


Figure 9. The burying of earth pressure box  
图 9. 土压力盒的埋设

## 2.6. 试验工况

本次模型试验主要研究不加筋、单层加筋、土工织物自由端反包时土压力分布、塌陷区填土位移的变化规律，重点在于研究土工织物自由端反包时对治理岩溶路基塌陷的影响。具体试验工况见表 3。

Table 3. Test conditions  
表 3. 试验工况

试验分组	加筋类型	铺设方式	锚固长度 $L/\text{mm}$	反包高度 $h/\text{mm}$	反包长度 $d/\text{mm}$
A	不加筋	-	0	0	0
B	加筋	平铺	150	0	0
C	加筋	平铺	300	0	0
D	加筋	反包	150	100	100

### 3. 试验结果与分析

#### 3.1. 土压力数据分析

图 10 给出了塌陷区 T1 土压力随活动底板沉降的变化曲线关系图, 由图可见, A、B、C、D 各组 T1 土压力随沉降量的变化趋势基本接近, 沉降初期, 沉降量约为 0~1 mm 时, 塌陷区土压力迅速减小, 不加筋组(A) T1 土压力从 16.5 kPa 降至 7.35 kPa, 加筋组(B、C)与加筋反包组(D) T1 土压力从 16.5 kPa 分别降至 2.15 kPa、0.7 kPa、1.15 kPa, 此时沉降较小, 土工织物没有产生明显的变形, 土工织物拉膜效应未完全发挥; 随着沉降量的进一步增加, 塌陷区土压力逐渐趋于稳定, 不加筋组(A) T1 土压力降至 6.56 kPa, 加筋组(B、C)与加筋反包组(D) T1 土压力值均降低至 0 kPa, 此时土工织物变形较大, 土工织物拉膜效应得到了充分的发挥。

由图 10 可知, 随着塌陷区沉降量的不断增大, 不加筋组(A) T1 土压力在沉降结束时为 6.56 kPa, 此时活动底板仍承载部分上覆土压力, 加筋组(B、C)与加筋反包组(D) T1 土压力先迅速减小后逐渐趋于稳定并最终降低至 0 kPa, 是因为沉降结束时, 土工织物与活动底板分离, 活动底板不再承受上部土压力, 土工织物拉膜效应得到充分发挥, 表明土工织物起到了防止塌陷的作用, 在沉降结束时, 土工织物充分的发挥了拉膜效应, 将塌陷区荷载部分传递至四周稳定区。由图还可以看到, 相同锚固长度下, 加筋反包组(D)比不反包组(B)先趋于稳定, 加筋反包组(D) T1 土压力降低至 0 kPa 时对应的沉降量介于加筋组 B、C 之间, 表明筋材自由端采用反包方式效果明显。

图 11 给出了塌陷区 T2 土压力随活动底板沉降的变化关系曲线, 由图可见, A、B、C、D 各组 T2 土压力随着活动板的沉降而逐渐减低, 在沉降初始阶段, 各组 T1 土压力下降迅速, 随后逐渐趋于稳定。加筋组(B、C、D) T2 土压力降至 0 kPa 时的沉降量均小于同组 T2 土压力降至 0 kPa 时对应的沉降量。对于不加筋组(A), T2 土压力从初始的 16.5 kPa 降至 3.82 kPa, 远低于 T2 稳定后的土压力值, 可能是因为塌陷区域边缘处的填土受到稳定区土体的约束, 使得边缘处土体应力发生偏转, 另外由于塌陷区竖向荷载与塌陷边界产生摩擦, 因此导致边界处土压力在塌陷时降低更多。

图 12、图 13 给出了稳定区 T3、T4 土压力随着活动底板的沉降的变化曲线, 由图 12 可知, 沉降初始阶段(沉降量约为 0~5 mm), A、B、C、D 各组 T3 土压力随着活动底板的沉降而迅速增大, 加筋组(B、C)与加筋反包组(D) T3 土压力均大于不加筋组(A), 随着活动底板的进一步沉降, 各加筋组(B、C、D) T3 土压力逐渐降低至稳定, 沉降结束时 B 组土压力为 22.85 kPa, C、D 组土压力分别为 21.27 kPa、21.78 kPa, 不加筋组(A)土压力稳定值为 25.4 kPa。

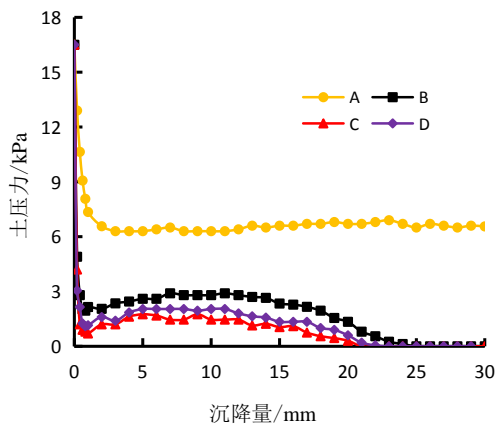


Figure 10. T1 earth pressure change curve with settlement

图 10. T1 土压力随沉降量变化曲线



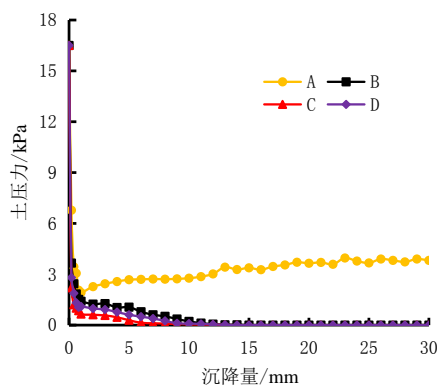


Figure 11. T2 earth pressure change curve with settlement  
图 11. T2 土压力随沉降量变化曲线

由图 13 可知，各组试验 T4 土压力随着活动底板的下降而先上升随后逐渐趋于稳定，沉降结束时，A、B、C、D 各组 T4 土压力从初始土压力分别增至 21.52 kPa、23.97 kPa、25.81 kPa、25.48 kPa，锚固长度越长土压力增长越多，加筋组 C、D 土压力较为接近，相同锚固长度下(B、D 组)，采用反包铺设方式土压力增加更多。结合图 12、图 13 可以看出，T3 组土压力有一定的减小，而 T4 组土压力则有所增加，可能是因为随着活动底板的不断沉降，土工织物变形逐渐增大，土工织物拉膜效应得到充分发挥，此时塌陷区边界上覆荷载由于拉膜效应的影响而传递至四周稳定区。

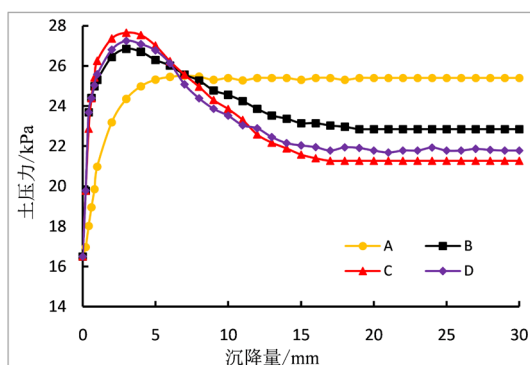


Figure 12. T3 earth pressure change curve with settlement  
图 12. T3 土压力随沉降量变化曲线

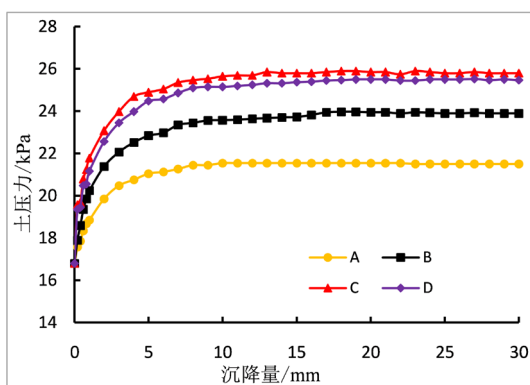


Figure 13. T4 earth pressure change curve with settlement  
图 13. T4 土压力随沉降量变化曲线

图 14 所示为沉降结束时(沉降量 30 mm) T1-T6 土压力在水平位置的分布曲线, T1-T6 分别位于水平位置的 0 m、0.1 m、0.2 m、0.3 m、0.5 m、0.7 m。由图可知, 塌陷区不加筋组(A) T1、T2 土压力在沉降结束时从初始土压力 16.5 kPa 分别降至 6.56 kPa、3.82 kPa, 此时活动底板仍承受一定的上覆土压力。而加筋组(B、C、D) T1、T2 土压力在沉降结束时均为 0 kPa, 是因为土工织物的铺设起到了兜提塌陷区上方填土的作用, 此时活动底板与土工织物分离, 沉降结束时活动底板不再承受土压力。T3-T5 土压力在沉降结束时均高于初始土压力, 稳定区加筋组(B、C、D) T4、T5 土压力较不加筋组(A)增加更多, 而 T6 土压力增幅较小, 几乎可忽略。

综上所述, 不加筋组仅靠土拱效应将塌陷区上覆荷载传递至稳定区, 传递区域较小, 基本集中在塌陷区与稳定区交界处。加筋组由于土拱效应和筋材拉膜效应的共同作用将土压力由塌陷区传递至四周稳定区, 导致塌陷区土压力减小, 四周稳定区土压力增大, 锚固长度越长, 土压力较初始土压力增加越多。稳定区土压力的增加使得土颗粒之间的咬合力更大, 填土与土工织物之间的摩擦力更大, 因而产生更大的锚固力。相同锚固长度下, 加筋反包组(D)比加筋不反包组(B) T4、T5 土压力增大的更多, 增大幅度介于 B、C 组之间, 表明土工织物自由端采用反包方式可以增强筋土之间相互作用, 提高筋材锚固力, 减小铺设范围。

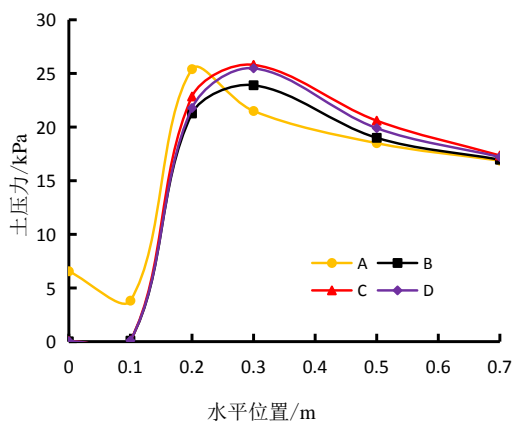


Figure 14. T1 earth pressure level distribution curve  
图 14. T1 土压力水平分布曲线

### 3.2. 土体变形分析

图 15 所示为沉降结束时, 试验 A 组通过 PIV 处理所得填土竖向位移云图。由图可知, 填土位移云图呈“拱”形, 稳定区填土无明显位移, 靠近塌陷区域有少量的位移。塌陷区靠近活动底板位置填土沉降量最大, 越往上沉降量越小。选取塌陷区中心上方  $H = 0\text{ m}$ 、 $H = 0.1\text{ m}$ 、 $H = 0.2\text{ m}$ 、 $H = 0.3\text{ m}$ …… $H = 1.0\text{ m}$  共 11 个点作为填土位移数据提取点, 用于数据分析及对比。

图 16 为  $H = 0.1\text{ m}$  处的填土竖向位移与活动底板沉降量的关系曲线。由图可知, 随着活动底板的不断沉降, 该位置填土竖向位移大致呈线性增长, 不加筋组 A 斜率约为 1, 沉降结束时, 该点竖向位移为 29.76 mm, 表明不加筋时, 该处土体与活动底板基本保持同步沉降。加筋反包组 D 与加筋组 C 斜率较为接近, 且变化趋势基本一致, 加筋组 C、D 在沉降结束时的竖向位移分别为 4.01 mm、5.23 mm, 加筋组 B 在沉降结束时的竖向位移量为 10.58 mm, 相同平铺长度下,  $H = 0.1\text{ m}$  处土工织物自由端反包时的竖向位移远低于不反包时的竖向位移。由此可见, 土工织物的加入可以很好地减小填土竖向位移, 控制填土的塌陷, 锚固长度越长, 填土沉降量越小。

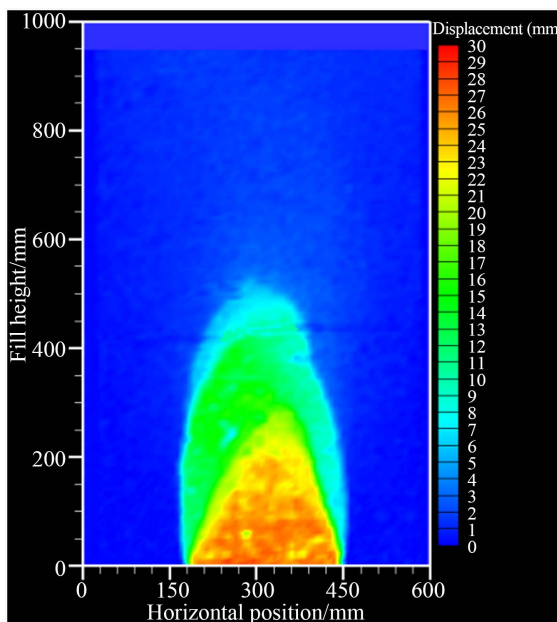


Figure 15. Displacement cloud map of group A  
图 15. A 组填土位移云图

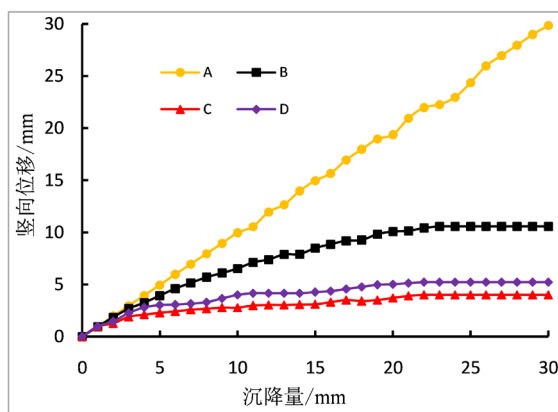


Figure 16. Change curve of vertical displacement and settlement at  $H = 0.1$  m  
图 16.  $H = 0.1$  m 处竖向位移与沉降量变化曲线

图 17 所示为沉降结束时(沉降量为 30 mm)各试验组塌陷区中心位置上不同填土高度处的竖向位移曲线。由图可见,越靠近活动底板的填土竖向位移量越大,离活动底板越远,竖向位移越小,相同填土高度处,加筋组(B、C、D)填土竖向位移均小于不加筋组 A。沉降结束时,  $H = 0.3$  m 处加筋组 C 竖向位移最小,为 0.28 mm,加筋组 B、D 分别为 1.97 mm, 0.58 mm,不加筋组 A 竖向位移最大,为 13.81 mm。随着填土高度的增加,各试验组竖向位移逐渐减小,在达到一定高度后竖向位移约为 0,此时该高度上部土体不再产生位移,不加筋组 A 竖向位移为 0 时相对应的填土高度约为 0.89 m,说明活动底板的沉降对填土的整体稳定性造成了较大的影响。加筋组 B 竖向位移为 0 时的填土高度约为 0.45 m,加筋组 C 和加筋反包组 D 竖向位移为 0 时相对应的填土高度均小于 3.5 m,相比不反包,自由端采用反包方式对于塌陷的影响高度降低了 40.63%,说明土工织物可以很好的控制上部填土的竖向位移,维持塌陷区上部土体的稳定性且采用反包方式效果明显。

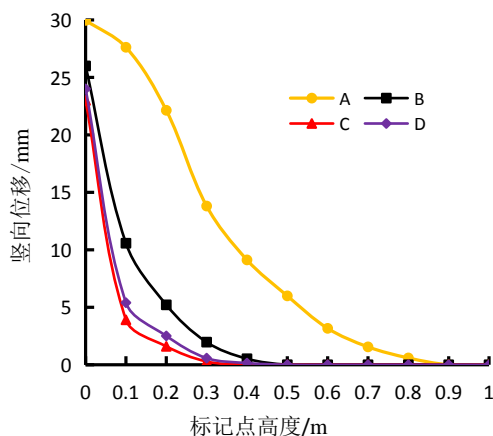


Figure 17. Vertical displacement curve at different fill heights  
图 17. 不同填土高度处竖向位移变化曲线

综上所述，土工织物治理岩溶路基塌陷时，土拱效应与拉膜效应的共同作用使塌陷区上覆荷载部分传递至四周稳定区，导致塌陷区土压力减小，四周稳定区土压力增大。由于稳定区土工织物与填土的相互作用提供了土工织物的锚固力，另外由塌陷区传递至稳定区的荷载使得稳定区土工织物的锚固力增加，锚固力越大，土工织物越难被拉动，因此锚固力限制了塌陷区土工织物的进一步变形，从而减小塌陷区填土位移，阻止塌陷区上方土体向上扩大，防止塌陷进一步扩展。此外，相同锚固长度下(锚固长度  $L = 150$  mm)，土工织物自由端采取反包方式，较不反包时有着更好的填土位移控制能力。自由端反包相当于将土工织物跟更好的锚固在填土中，使其与土颗粒之间接触面积更大，与填土产生更大的摩擦力与咬合力，从而使土工织物提供更大的锚固力，所以土工织物在治理岩溶塌陷时，相同平铺长度下，筋材自由端采用反包方式较不反包有着更强的治理能力和更好的治理效果。

#### 4. 结论

- 1) 土工织物治理岩溶路基塌陷具有良好的效果。土拱效应与拉膜效应相互协作将塌陷区上覆荷载部分传递至四周稳定区，使得四周稳定区土工织物的锚固作用增强。
- 2) 土工织物自由端采用反包方式能够更好的将土工织物锚固在填土中，增大筋材的锚固力，有效减小治理铺设范围。
- 3) 根据本次模型试验，锚固长度  $L$  相同的情况下，自由端采用反包方式对于塌陷的影响高度较不反包降低了 40.63%。土工织物自由端采用反包方式具有更强的约束填土位移的能力和更好的治理塌陷效果。

#### 基金项目

国家自然科学基金项目(No. 42067044)；广西自然科学基金项目(2018GXNSFAA294130)；中国地质调查局岩溶塌陷防治重点实验室开放研究基金项目(No. 2019673)。

#### 参考文献

- [1] 李瑞敏, 王萍, 王佚, 等. 中国主要环境地质问题[M]. 北京: 地质出版社, 2007.
- [2] 罗小杰, 沈建. 我国岩溶地面塌陷研究进展与展望[J]. 中国岩溶, 2018, 37(1): 101-111.
- [3] 高培德, 王林峰. 覆盖型岩溶塌陷的塌陷机制分析[J]. 中国岩溶, 2017, 36(6): 770-776.
- [4] 胡聿涵, 白玉川, 徐海珏. 近 10 年中国城市道路塌陷原因及防治对策分析[J]. 公路, 2016, 61(9): 130-135.

- 
- [5] 付宏渊, 殷苗苗, 贺炜. 防治公路岩溶塌陷的土工合成材料设计理论研究[J]. 岩土力学, 2011, 32(10): 2983-2988.
- [6] 陈福全, 赖丰文. 抗土洞塌陷的低填方加筋路基荷载传递机制及设计方法[J]. 岩土工程学报, 2018, 40(7): 1180-1189.
- [7] Villard, P. and Briançon, L. (2008) Design of Geosynthetic Reinforcements for Platforms Subjected to Localized Sinkholes. *Canadian Geotechnical Journal*, **45**, 196-209. <https://doi.org/10.1139/T07-083>
- [8] 贺炜, 李昆, 王芳洪. 防岩溶塌陷加筋垫层大比例模型试验及设计理论研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, 35(5): 980-988.
- [9] 贺炜, 李昆, 王芳洪, 等. 路基岩溶塌陷上方多层加筋垫层荷载分布性状的大比例模型实验研究[J]. 水文地质工程地质, 2016, 43(1): 79-84.
- [10] Huckert, A., Briançon, L., Villard, P., *et al.* (2016) Load Transfer Mechanisms in Geotextile-Reinforced Embankments Overlying Voids: Experimental and Analytical Approaches. *Geotextiles and Geomembranes*, **44**, 442-456. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2015.06.005>
- [11] Lawson, C.R. and Yee, T.W. (2011) Serviceability Limits for Basal Reinforced Embankments Spanning Voids. *Proceedings of the Geo-Frontiers 2011: Advances in Geotechnical Engineering*, Dallas, 13-16 March 2011, 3276-3285. [https://doi.org/10.1061/41165\(397\)335](https://doi.org/10.1061/41165(397)335)
- [12] 戴自航, 范夏玲, 卢才金. 岩溶区高速公路路堤及溶洞顶板稳定性数值分析[J]. 岩土力学, 2014, 35(S1): 382-390.
- [13] 张嘎, 罗方悦, 刘扬, 等. 水位骤降环境土工织物加固土坡的离心模型试验[J]. 清华大学学报(自然科学版), 2017, 57(7): 728-731+737.