

# 含水率和应力比对路基红砂土回弹模量及累积塑性应变的影响研究

丁继承

(长沙理工大公路工程试验检测中心, 湖南 长沙 410076)

**摘要:** 针对路基红砂土, 开展不同应力比和含水率下动三轴试验, 探讨应力比、含水率对路基红砂土回弹模量和累积塑性应变的影响, 建立考虑含水率变化的红砂土累积塑性应变预测模型。结果表明, 相同含水率时, 随着围压的增加, 红砂土的回弹模量递增, 相对于动应力, 围压对回弹模量的影响更明显, 干燥条件下红砂土回弹模量比湿润条件下红砂土回弹模量高 94%; 压实红砂土具有较高的抵抗累积塑性应变的能力, 根据 Shakedown 理论, 各组试验土的动力行为都处于塑性安定状态(A 区), 循环 50 000 次后土体的内部结构基本稳定; Monismith 修正模型可较好地描述红砂土累积塑性应变的增长规律, 同时反映动应力比和含水率的影响, 可为公路砂性土路基沉降预测提供理论依据。

**关键词:** 公路; 路基; 红砂土; 累积塑性应变; 回弹模量; 应力比; 含水率

中图分类号: U416.1

文献标志码: A

文章编号: 1671-2668(2021)06-0074-06

红砂土是红砂岩崩解后的产物, 在穿越红砂土地区普通公路路基填筑中, 若能充分利用沿线红砂土, 可大大节约工程成本。采用红砂土进行路基填筑, 首先需考虑回弹模量问题, 因回弹模量不足会导致路面弯沉过大, 造成路面过早破坏。文献[3-7]研究了含水率、应力路径、应力状态、压实度、冻融循环等因素对路基土回弹模量的影响。此外, 路基的累积沉降(累积塑性变形)是由交通荷载作用所引起, 其可作为公路性能劣化的指标。文献[8]发现土的累积塑性变形随围压的增大而减小, 因为土颗粒在高围压下更难发生相对移动; 文献[9]研究了循环交通荷载作用下软黏土的循环累积变形特性; 文献[10]提出了含动应力幅值、固结围压、静偏应力和循环周次等影响因素的累积塑性应变拟合模型。含水率也是显著影响土体累积塑性变形的重要因素。路基土含水率的变化可能发生在施工压实过程中或压实完成后, 前者由施工中翻晒、碾压、养护所造成, 后者取决于雨水入渗、蒸发及地下水水位上升。文献[11]通过动三轴试验分析路基土累积塑性应变随含水率的变化, 结果表明土体的动力稳定性随含水率的减小而增加。路基回弹模量与累积塑性变形之间也存在关联性, 如回弹模量不足会引起应力集中现象, 路基累积塑性变形更易增长。以往对黄土、膨胀土、红黏土、盐渍土等特殊土填筑路基的研究开展较多, 但针对红砂土开展的动力性能研究较少。该

文针对某普通公路路基红砂土开展室内动三轴试验, 研究应力比和含水率对压实红砂土回弹模量和累积塑性应变的影响, 从动力性能及安定理论角度探讨红砂土作为公路路基填料的可行性, 同时建立考虑含水率变化的红砂土累积塑性应变预测模型, 为红砂土路基的沉降预测提供理论依据。

## 1 试验设计

### 1.1 试验材料及试样制备

红砂土具有良好的透水性, 尝试将其应用于某普通公路的路基填筑。对从现场取回的土样进行击实试验, 得到土的最优含水率  $\omega_{opt} = 11.8\%$ , 最大干重度  $\gamma_{dmax} = 19.96 \text{ kN/m}^3$ , 粒径大于 2 mm 的土颗粒质量比为 57%, 最大粒径约 4.8 mm。

主要研究应力比和含水率对红砂土动力性能的影响。该路基所在地区属于半干旱气候, 选取  $\omega_{opt} - 1.5\%$ 、 $\omega_{opt}$  和  $\omega_{opt} + 1.5\%$  3 个含水率, 原因是这 3 种含水率能反映路基现场红砂土的湿度状态, 即使是  $\omega_{opt} + 1.5\%$  的含水率, 土体也远未达到饱和 ( $S_r = 76\%$ )。散状土通过 5 次分层击实得到  $h 80 \text{ mm} \times \phi 40 \text{ mm}$  圆柱形试样, 压实度统一为 93%, 随后将压实土试样放入恒温恒湿箱中进行养护。选取循环半正弦波模拟交通荷载, 循环频率  $f = 1 \text{ Hz}$ 。

### 1.2 回弹模量试验方案

采用 GDS 动三轴仪进行动力试验。参照 JTG

D30—2015《公路路基设计规范》,采用表1中测试应力和荷载作用次数进行土体回弹模量试验。

表1 测试应力和荷载作用次数

序列号	围压 $\sigma_3$ /kPa	动应力 $\sigma_d$ /kPa	荷载作用次数/次
0	103.4	103.4	1 000
1	20.7	20.7	100
2	20.7	41.4	100
3	20.7	62.1	100
4	34.5	34.5	100
5	34.5	68.9	100
6	34.5	103.4	100
7	68.9	68.9	100
8	68.9	137.9	100
9	68.9	206.8	100
10	103.4	68.9	100
11	103.4	103.4	100
12	103.4	206.8	100
13	137.9	103.4	100
14	137.9	137.9	100
15	137.9	275.8	100

1.3 累积塑性变形试验方案

累积塑性变形试验加载见图1。定义应力比  $\delta = \sigma_d / \sigma_3$ ,为探究不同量级交通荷载对路基土累积塑性变形的影响,选取0.5、1.0、1.5和2.0 4个应力比水平进行试验。

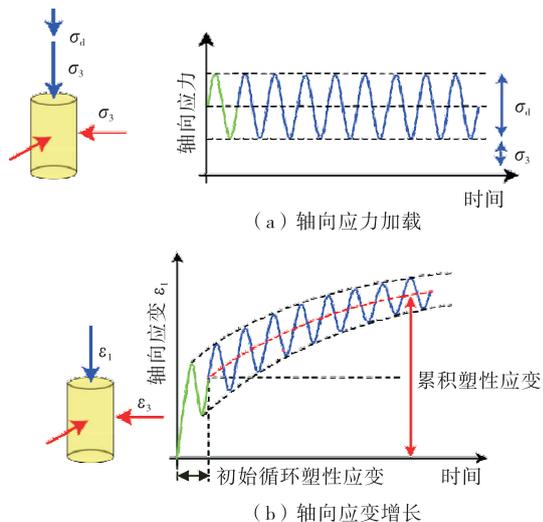


图1 累积塑性变形试验加载

在  $0 \leq$  循环加载次数  $N \leq 50\ 000$  次时数据点采集较密,累积塑性变形递增较快,最大循环加载次数为300 000次。累积塑性变形试验方案见表2,每种试验条件下配置3组平行试样。

表2 累积塑性变形试验方案

试验组号	含水率 $w$ / %	应力比	动应力 $\sigma_d$ / kPa	围压 $\sigma_3$ / kPa	动应力比 $\delta$
T1	$w_{opt} - 1.5$	SP1	35	70	0.5
T2	$w_{opt}$	SP1	35	70	0.5
T3	$w_{opt} + 1.5$	SP1	35	70	0.5
T4	$w_{opt} - 1.5$	SP2	70	70	1.0
T5	$w_{opt}$	SP2	70	70	1.0
T6	$w_{opt} + 1.5$	SP2	70	70	1.0
T7	$w_{opt} - 1.5$	SP3	105	70	1.5
T8	$w_{opt}$	SP3	105	70	1.5
T9	$w_{opt} + 1.5$	SP3	105	70	1.5
T10	$w_{opt} - 1.5$	SP4	140	70	2.0
T11	$w_{opt}$	SP4	140	70	2.0
T12	$w_{opt} + 1.5$	SP4	140	70	2.0

2 试验结果分析

2.1 回弹模量结果分析

式(1)~(4)分别为动应力模型、围压模型、Pezzo模型和 AASHTO 模型(分别为模型1~4)。采用这4个回弹模量预估模型对试验数据进行拟合,用  $R^2$  评价各模型的相关程度,  $R^2$  值最高的模型可较好地描述回弹模量、动应力和围压之间的关系,拟合结果见表3。由表3可知:模型1和2的拟合效果很差,不适合作为红砂土回弹模量预估模型;模型3的  $R^2$  值最高,其次为模型4,说明综合考虑动应力和围压模型的  $R^2$  值较高。

$$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \tag{1}$$

$$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \tag{2}$$

$$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \tag{3}$$

表3 回弹模量模型的系数

模型	$w$ /%	$k_1$	$k_2$	$k_3$	$R^2$
模型1	$w_{opt} - 1.5$	80.475	0.321	NA	0.14
模型1	$w_{opt}$	56.653	0.428	NA	0.17
模型1	$w_{opt} + 1.5$	35.894	0.028	NA	0.11
模型2	$w_{opt} - 1.5$	89.654	0.052	NA	0.40
模型2	$w_{opt}$	45.028	0.154	NA	0.36
模型2	$w_{opt} + 1.5$	20.251	0.589	NA	0.29
模型3	$w_{opt} - 1.5$	27.184	0.679	-0.111	0.97
模型3	$w_{opt}$	10.210	0.785	-0.106	0.98
模型3	$w_{opt} + 1.5$	5.051	0.901	-0.097	0.97
模型4	$w_{opt} - 1.5$	52.625	0.253	-0.852	0.87
模型4	$w_{opt}$	74.324	0.738	-0.637	0.81
模型4	$w_{opt} + 1.5$	26.451	0.899	-0.255	0.93

注:NA表示不适用。

$$M_R = k_1 \cdot p_a \left( \frac{\theta}{p_a} \right)^{k_2} \cdot \left[ \left( \frac{\tau_{oct}}{p_a} \right) + 1 \right]^{k_3} \quad (4)$$

式中:  $M_R$  为回弹模量;  $k_1$ 、 $k_2$  和  $k_3$  为常数;  $\sigma_d$  为动应力;  $\sigma_3$  为围压;  $p_a$  为大气压;  $\theta$  为体应力;  $\tau_{oct}$  为八面体剪切应力。

式(5)~(7)为采用 Pezo 模型时在 3 种含水率条件下的模型表达式。利用式(5)~(7)计算不同含水率和应力状态下红砂土的回弹模量,结果见图 2。围压分别为 13.8、27.6 和 41.4 kPa。由图 2 可知:相同含水率下,随着动应力的增加,红砂土的回弹模量递减,但递减幅度较小;相同含水率下,随着围压的增加,红砂土的回弹模量递增,相对于动应力,围压对回弹模量的影响更明显。

$$M_R = 27.184 \sigma_3^{0.679} \cdot \sigma_d^{-0.111} \quad (5)$$

$$M_R = 10.210 \sigma_3^{0.785} \cdot \sigma_d^{-0.106} \quad (6)$$

$$M_R = 5.051 \sigma_3^{0.901} \cdot \sigma_d^{-0.097} \quad (7)$$

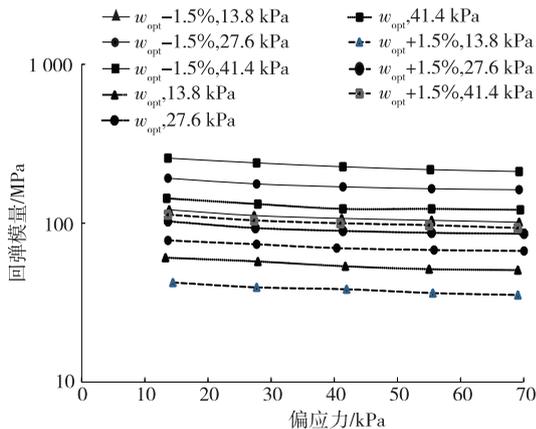


图 2 回弹模量随动偏应力的变化

红砂土回弹模量、干重度(轻型压实)与压实含水率的关系见图 3。由图 3 可知:干重度随着含水率的增加先增后减,土体较干燥时,在压实含水率由  $w_{opt} - 1.5\%$  增加到  $w_{opt}$  ( $w \approx 11.8\%$ ) 的过程中,干重度增加 40.6%;土体较湿润时,在压实含水率由  $w_{opt}$  增加到  $w_{opt} + 1.5\%$  的过程中,干重度降低 13.4%。可见,并非干重度越大回弹模量越高。干燥条件下( $w = w_{opt} - 1.5\%$ )红砂土回弹模量比潮湿条件下( $w = w_{opt} + 1.5\%$ )红砂土回弹模量高 94%,说明含水率对回弹模量的影响非常显著。同样可看出干燥红砂土含水率变化对干重度的影响大于潮湿红砂土。

该公路路基路面结构见图 4。为获取红砂土路基顶面的应力状态,采用标准轴载并通过线性弹性分析计算,得到路基顶面附近  $\sigma_d = 180$  kPa、 $\sigma_3 = 71$

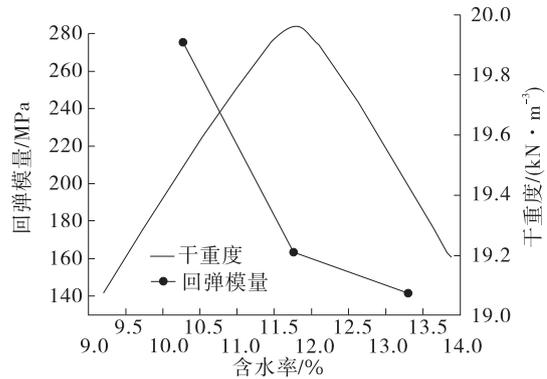


图 3 回弹模量和干密度随含水率的变化

kPa。按式(6)计算,在最优含水率压实完成后路基顶面附近的回弹模量约为 164.1 MPa。在该路基施工中,红砂土在含水率为  $w_{opt} - 1.5\% \sim w_{opt}$  的条件下进行击实,土体的回弹模量较高,应在压实后完善防排水措施,使含水率在较小范围内变化,保障路基的长期性能。

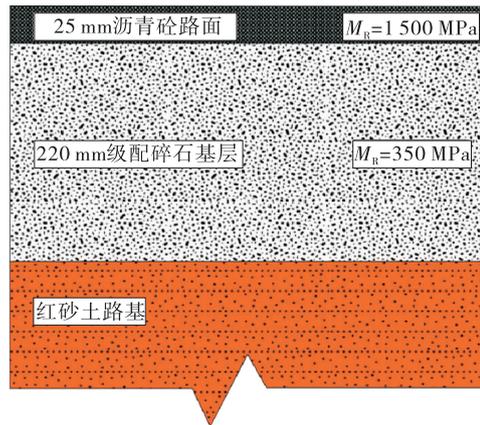


图 4 公路路基路面结构

## 2.2 累积塑性变形结果分析

累积塑性变形试验结果见表 4。由表 4 可知:随着动应力比的增加,初始循环的塑性应变  $\epsilon_1$  显著增加,循环次数达到 50 000 次时累积塑性应变  $\epsilon_{50\ 000}$  基本趋于稳定。即使红砂土的含水率高于最优含水率,  $\epsilon_{50\ 000}$  也非常低,最大值为 0.21% ( $T12: \sigma_d = 140$  kPa,  $\sigma_3 = 70$  kPa),表明压实红砂土具有较高的抵抗累积塑性应变的能力。

图 5 为 50 000 次循环后累积塑性应变  $\epsilon_{50\ 000}$  占总累积塑性应变  $\epsilon_t$  的百分比。由图 5 可知:循环次数达到 50 000 次时,累积塑性应变已占总累积塑性应变的 90% 以上,说明红砂土在循环 50 000 次后土体内部结构基本稳定,循环次数再增加不会引起累积塑性应变显著增加。

表4 累积塑性变形试验的条件和结果

试验组号	$\tau/\%$	$\delta$	$\epsilon_1/\%$	$\epsilon_{50\,000}/\%$	$\epsilon_t/\%$
T1	$\tau_{opt}-1.5$	0.5	0.001 8	0.046 8	0.053 2
T2	$\tau_{opt}$	0.5	0.001 4	0.054 3	0.057 5
T3	$\tau_{opt}+1.5$	0.5	0.001 8	0.066 6	0.070 5
T4	$\tau_{opt}-1.5$	1.0	0.003 7	0.084 9	0.085 4
T5	$\tau_{opt}$	1.0	0.003 0	0.105 6	0.115 5
T6	$\tau_{opt}+1.5$	1.0	0.002 7	0.123 0	0.125 5
T7	$\tau_{opt}-1.5$	1.5	0.002 8	0.111 2	0.122 1
T8	$\tau_{opt}$	1.5	0.010 4	0.123 9	0.135 7
T9	$\tau_{opt}+1.5$	1.5	0.004 0	0.132 8	0.145 4
T10	$\tau_{opt}-1.5$	2.0	0.003 9	0.172 4	0.177 4
T11	$\tau_{opt}$	2.0	0.009 6	0.190 5	0.201 1
T12	$\tau_{opt}+1.5$	2.0	0.006 3	0.209 9	0.218 9

注： $\epsilon_t$ 为总累积塑性应变(N=300 000次)。

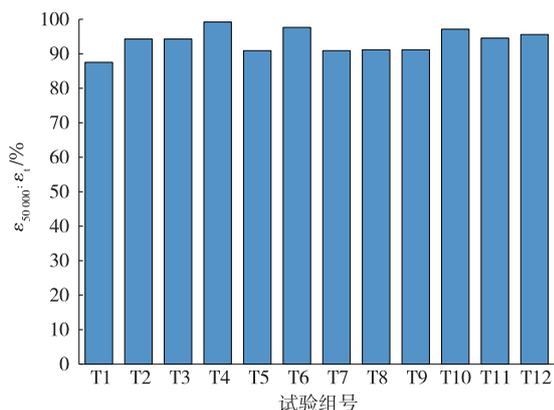


图5 50 000次循环时累积塑性应变的占比

不同动应力比下,3种含水率红砂土的累积塑性应变随循环次数的增加有着相似的规律,以 $\tau = \tau_{opt} - 1.5\%$ 条件为例进行说明。图6为不同动应力比下累积塑性应变与循环加载次数的关系。由图6可知:累积塑性应变随着动应力比的增加而增大。

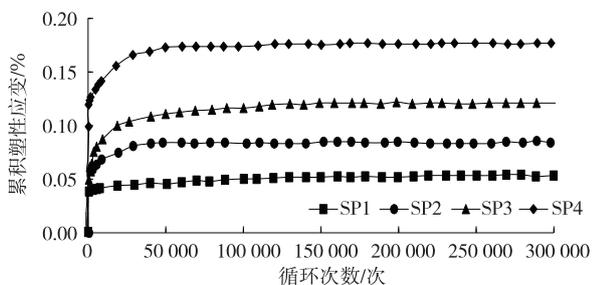


图6 累积塑性应变试验结果( $\tau = \tau_{opt} - 1.5\%$ ,  $\sigma_d = 70$  kPa)

图7为含水率、动应力比与总累积塑性应变 $\epsilon_t$ 的关系。由图7可知:随着含水率的增加, $\epsilon_t$ 增大。计算累积塑性应变的平均变化率与试验条件的平均变化率,得到应力比每增加1%则塑性应变增加

0.75%,含水率每增加1%则塑性应变增加1.03%,含水率变化对 $\epsilon_t$ 的影响高于应力比变化的影响。但在该路基工程中,路基含水率的变化较小,变化幅值远小于应力比的变化幅值。

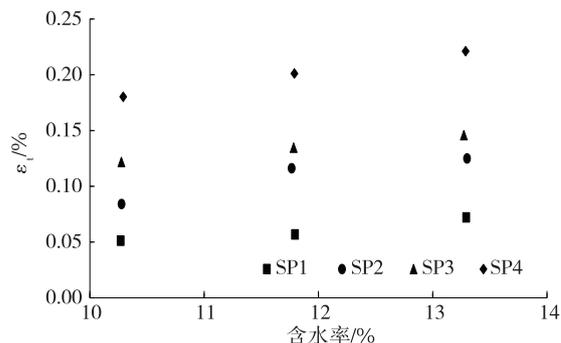


图7  $\epsilon_t$ 与含水率和应力比的关系

Shakedown理论可用于描述材料在循环荷载下的行为,其原理为材料在某一特定反复荷载作用下所产生的塑性变形会在有限的荷载次数后稳定下来,且在安全界限之内,结构体并不会产生破坏。文献[15]对粒状材料进行大量不同应力路径下室内重复荷载三轴试验,得到粒状材料存在塑性安定(A区)、塑性蠕变(B区)、增量破坏(C区)3种动力变形行为类型(见图8)。若路基土处于A区,则路基结构安定,变形可接受;若处于B区,则路基短期内变形不大,但需考虑其长期使用性能;若处于C区,则路基不安全,易发生快速破坏,需重新设计路基结构。文献[16]认为粒状材料塑性蠕变状态的累积塑性变形增长率不一定保持定值,可利用变形速率与变形的关系判断粒状材料处于何种动力行为状态。

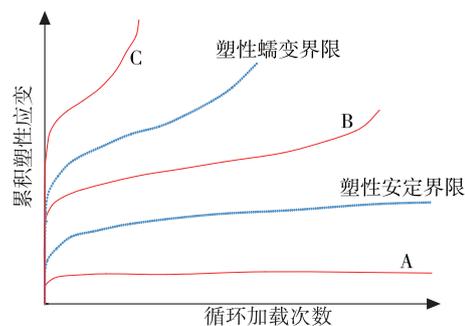


图8 累积塑性应变行为的安定理论解释

图9为各组试验累积塑性变形速率与累积塑性变形的关系。由图9可知:所有土的动力行为都处于塑性安定状态(A区),A区的数据点曲线近似平行于y轴;对于应力比和含水率较高的试样,如T12( $\tau = \tau_{opt} + 1.5\%$ ,  $\sigma_d/\sigma_3 = 2.0$ ),随着累积塑性

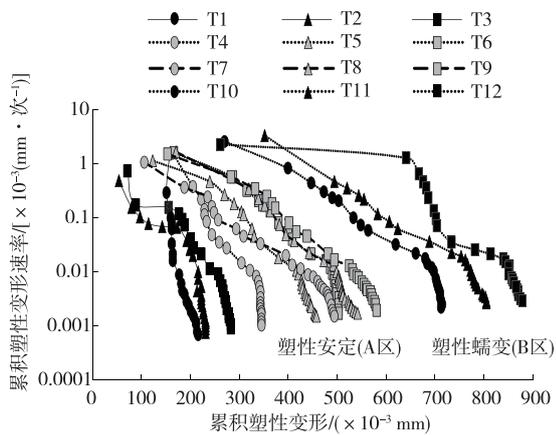


图9 红砂土变形速率与变形的关系

变形的增加,数据点曲线与y轴的偏离越来越大,

向B区过渡,若应力比继续增加,红砂土可能达到B区或C区。该公路路基所在地相对干旱,只要减少车辆超载等不利情况,路基永久变形即可得到有效控制。

### 2.3 塑性应变修正模型

文献[17]通过总结大量动三轴试验结果,提出如下土体循环荷载作用下累积塑性应变模型:

$$\epsilon_p = AN^B \quad (8)$$

式中: $\epsilon_p$ 为土体的累积塑性应变; $A$ 、 $B$ 为与土的应力状态、土的类型及其物理性质有关的参数。

利用该模型对动三轴试验数据进行拟合,土体在2种荷载作用下累积塑性应变模型的相关参数见表5。

表5 Monismith模型参数

试验组号	A		B		$R^2$	
	N=300 000次	N=50 000次	N=300 000次	N=50 000次	N=300 000次	N=50 000次
T1	0.083 3	0.090 6	0.076 0	0.068 0	0.90	0.95
T2	0.102 8	0.087 5	0.066 4	0.084 1	0.61	0.66
T3	0.110 0	0.086 9	0.076 8	0.101 9	0.72	0.88
T4	0.171 0	0.108 7	0.057 6	0.102 9	0.67	0.91
T5	0.167 2	0.138 6	0.082 3	0.101 8	0.86	0.97
T6	0.240 6	0.170 2	0.061 0	0.096 2	0.67	0.95
T7	0.126 1	0.078 8	0.111 5	0.158 7	0.84	0.97
T8	0.209 1	0.168 5	0.076 0	0.098 1	0.90	0.96
T9	0.197 0	0.158 7	0.088 6	0.110 6	0.87	0.99
T10	0.335 8	0.235 2	0.061 9	0.097 7	0.76	0.95
T11	0.344 7	0.258 6	0.069 4	0.098 3	0.87	0.96
T12	0.429 2	0.357 3	0.058 1	0.076 8	0.76	0.90

由表5可知:荷载循环次数300 000次时,58%试验中 $R^2$ 值低于0.85,表明Monismith模型不能精确地描述300 000次循环次数下红砂土累积塑性应变的增长趋势;荷载循环次数50 000次时,绝大多数试验(除T2外)的 $R^2$ 值高于0.85,Monismith模型能较准确地描述50 000次循环次数以内红砂土累积塑性应变的增长趋势。根据前述研究,循环次数为50 000次时,累积塑性应变已占总塑性应变的90%以上。因此,采用Monismith模型预测压实红砂土的累积塑性应变可行。

Monismith模型没有考虑应力比 $\sigma_d/\sigma_3$ 和含水率 $w$ 的影响,而这2个参数对于土体累积塑性应变的增长有更重要的意义。根据土体动三轴试验结果,采用如下Monismith修正模型对累积塑性应变进行描述:

$$\epsilon_p = \alpha \cdot N^{\alpha_1} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\sigma_3}\right)^{\alpha_2} \cdot w^{\alpha_3} \quad (9)$$

式中: $\alpha$ 、 $\alpha_1$ 、 $\alpha_2$ 和 $\alpha_3$ 为模型参数。

利用修正模型得到的相关系数 $R^2$ 为0.97。模型常数如下: $\alpha=0.007 0$ (标准差 $SE=0.016 8$ ); $\alpha_1=0.076 9$ ( $SE=3.44 \times 10^{-3}$ ); $\alpha_2=0.880 6$ ( $SE=0.006 0$ ); $\alpha_3=1.004 2$ ( $SE=0.002 8$ )。图10为Monismith修正模型及Monismith模型的预估效果对比。

从图10可看出:修正模型的曲线更接近各组数据点,式(9)可较好地描述红砂土累积塑性应变的增长规律,同时体现了动应力比和含水率的影响。模型常数中, $\alpha_3$ 略大于 $\alpha_2$ ,表明含水率对累积塑性应变的影响大于动应力比的影响,与试验结果一致。利用该修正模型,可在分层沉降算法的基础上预

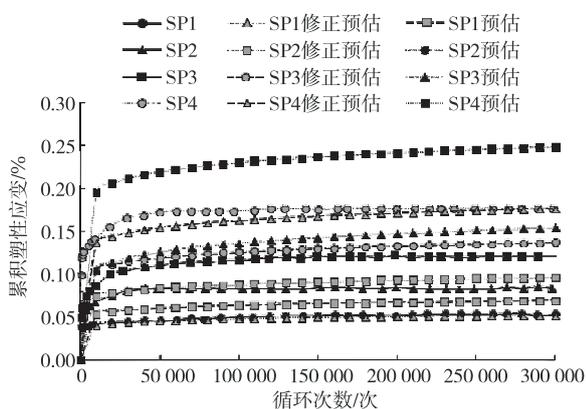


图10 Monismith修正模型及Monismith模型的预估效果对比

测路基的永久沉降变形。

### 3 结论

(1) 相同含水率下,随着动应力的增加,红砂土的回弹模量值递减,但递减幅度较小;相同含水率下,随着围压的增加,红砂土的回弹模量值递增,相对于动应力,围压对回弹模量的影响更明显。

(2) 干燥条件下红砂土回弹模量比湿润条件下红砂土回弹模量高94%,含水率对回弹模量的影响显著。干红砂土含水率变化对回弹模量的影响大于湿红砂土。

(3) 压实红砂土具有较高的抵抗累积塑性应变的能力,各组试验土的动力行为都处于塑性安定状态(A区),荷载循环50000次后土体的内部结构基本稳定。

(4) Monismith修正模型可较好地描述红砂土累积塑性应变的增长规律,同时体现了动应力比和含水率的影响。该模型表明含水率对累积塑性应变的影响大于动应力比的影响,与试验结果一致。

(5) 压实红砂土在干燥状态下具有较高的回弹模量,且永久沉降变形较小,在公路路基中可尝试利用。但应做好防排水措施,减少车辆超载等情况,保障路基的长期性能。

### 参考文献:

[1] 崔宏环,王志阳.冲积扇粉质黏土路基在交通荷载作用下的沉降变形影响因素分析[J].中外公路,2018,38(5):1-6.  
 [2] 朱玉.交通荷载作用下草甸土路基沉降有限元数值分析[J].公路交通科技(应用技术版),2016(1):23-30.  
 [3] 冉武平,陈慧敏.冻融循环下粗粒土路基动回弹模量衰

变规律研究[J].大连理工大学学报,2021,61(2):180-187.  
 [4] 冉武平,李玲,张脩,等.重塑黄土动态回弹模量依赖性分析及预估模型[J].湖南大学学报(自然科学版),2018,45(9):130-137.  
 [5] 钱劲松,李嘉洋,周定,等.考虑吸力效应的非饱和黏土回弹模量预估模型[J].岩土力学,2018,39(1):123-128.  
 [6] 陈声凯,凌建明,张世洲.路基土动态回弹模量室内试验加载序列的确定[J].公路,2006(11):148-152.  
 [7] 宋金华,李博楠,王亮,等.冻融循环作用下石灰改良土路基填料的动力特性研究[J].重庆交通大学学报(自然科学版),2018,37(2):47-54.  
 [8] ASEFZADEH A, HASHEMIAN L, BAYAT A. Characterization of permanent deformation behavior of silty sand subgrade soil under repeated load triaxial tests [J]. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 2017, 26(41): 103-110.  
 [9] 吕玺琳,方航,张甲峰.循环交通荷载下软土路基长期沉降理论解[J].岩土力学,2016,37(增刊1):435-440.  
 [10] 张勇,孔令伟,郭爱国,等.循环荷载下饱和软黏土的累积塑性应变试验研究[J].岩土力学,2009,30(6):1542-1548.  
 [11] 冷伍明,翟斌,徐方,等.基于大型动三轴试验的粗粒土累积塑性应变概率模型研究[J].振动与冲击,2020,39(15):56-60.  
 [12] 中交第二公路勘察设计研究院有限公司.公路路基设计规范:JTG/T D30-2015[S].北京:人民交通出版社股份有限公司,2015.  
 [13] PEZO R F, CLAROS G, HUDSON W R, et al. Development of a reliable resilient modulus test for subgrade and non-granular subbase materials for use in routine pavement design[R]. Austin USA Texas Department of Transportation, 1992.  
 [14] American Association of State Highway and Transportation Officials. Guide for the design of new and rehabilitated pavement structures: AASHTO NCHRP Project 1-37A[S]. American Association of State Highway and Transportation Officials, 2002.  
 [15] WERKMEISTER S, DAWSON A, WELLNER E. Pavement design model for unbound granular materials[J]. Journal of Transportation Engineering, 2004, 130(5):665-674.  
 [16] CERNI G, CARDONE F, VIRGILI A, et al. Character-

的危险滑动面及开挖过程中坡体的变形特征采取相应预防措施,做到边开挖边支护,降低边坡滑移风险,保证施工过程安全。

该文重点分析了开挖与降雨时序作用下边坡的应力与稳定性演化规律,但未考虑开挖与降雨作用下坡体岩土力学参数的劣化。

参考文献:

[1] 陈祖煜,弥宏亮,汪小刚.边坡稳定三维分析的极限平衡方法[J].岩土工程学报,2001,23(5):524-529.

[2] 李晶岩,付丽.边坡稳定性分析方法[J].山西建筑,2011,37(4):65-67.

[3] 周荣先.碎石土边坡现场直剪试验及稳定性分析[J].公路交通科技(应用技术版),2018(8):101-103.

[4] 邵江.开挖边坡的渐进性破坏分析及桩锚预加固措施研究[D].成都:西南交通大学,2007.

[5] 任永胜,刘盼.降雨对公路边坡稳定性影响分析[J].公路交通科技(应用技术版),2015(2):64-66.

[6] 熊勇林,朱合华,叶冠林,等.降雨入渗引起非饱和土边坡破坏的水-土-气三相渗流-变形耦合有限元分析

[J].岩土力学,2017,38(1):284-290.

[7] 唐正光,徐则民,鲁婷,等.亚热带多雨地区路基上边坡病害机理研究[J].公路交通科技(应用技术版),2018(2):33-36.

[8] 张理平,杨小明,张鸿,等.降雨和开挖对滑坡力学性能影响的试验分析[J].四川建筑科学研究,2016,42(2):47-50.

[9] 刘新喜,张平,邓宗伟.炭质泥岩软岩基座路堑边坡开挖过程稳定性分析[J].中外公路,2016,36(6):14-16.

[10] 薛海斌,党发宁,尹小涛,等.边坡强度参数非等比例相关联折减法研究[J].岩石力学与工程学报,2015,34(增刊2):4005-4012.

[11] 陈勇,杨贝贝.基于 ABAQUS 的非饱和边坡流-固耦合分析[J].地下空间与工程学报,2016,12(4):938-945.

[12] 张伟.渗流场及其与应力场的耦合分析和工程应用[D].武汉:武汉大学,2004.

[13] 赵欣桐.短时强降雨作用下土质边坡稳定性分析[J].公路与汽运,2020(5):58-60.

收稿日期:2021-01-29

\*\*\*\*\*

(上接第 79 页)

rization of permanent deformation behaviour of unbound granular materials under repeated triaxial loading[J].Construction and Building Materials,2012,28:79-87.

[17] 聂如松,李亚峰,冷伍明,等.列车间歇荷载作用下路基细粒土填料的塑性变形行为及临界动应力研究[J].岩石力学与工程学报,2021,40(4):828-840.

收稿日期:2021-05-27

\*\*\*\*\*

(上接第 82 页)

MPa 的设计要求。

表 5 现场测定回弹模量值

试验点	位置	回弹模量/MPa
HT1#	K2+050 右 7 m	43.89
HT2#	K2+080 中线	46.35
HT3#	K2+140 左 8 m	47.88

4 结论

(1) 试验段范围内高真空击密法地基处理效果显著,处理后 0~6 m 深度范围内静力触探  $P_s$  值提高约 23.5%,处理过程中平均沉降约 24 cm,处理后承载力达到 120 kPa、回弹模量达到 30 MPa,满足设计要求。

(2) 通过对周边建(构)筑物采取开挖隔震沟、裂隙监测、加固土体等措施,高真空击密施工对周边

建(构)筑物未造成不利影响。

(3) 高真空击密法地基处理直接费用较低,使用期维护费用少,工程造价较低,具有良好的经济效益和适用性。

参考文献:

[1] 王连文,郑少河.高真空击密法加固饱和软土地基的试验研究[J].岩土工程学报,2010,32(增刊2):521-524.

[2] 徐士龙,楼晓明.高真空击密法加固吹填粉煤灰地基的实例[J].粉煤灰,2004,16(6):19-21.

[3] 汪国贤,苏银强,杨倩.真空预压加固深厚软土效果的影响因素分析[J].公路与汽运,2021(5):86-90+94.

[4] 武亚军,张孟喜,徐士龙.高真空击密法吹填土地基处理试验研究[J].港工技术,2007(1):43-46.

收稿日期:2021-04-21