

文章编号: 1000-7598 (2010) 08-2453-06

土石混合体填筑路堤中的非线性蠕变模型探析

刘新荣¹, 黄 明^{1,2}, 祝云华¹, 钟祖良¹, 裴 丽¹

(1.重庆大学 土木工程学院, 重庆 400045; 2.福州大学 土木工程学院, 福州 350108)

摘 要: 针对土石混合体填筑路堤工后沉降的非线性蠕变特性, 提出了一种能考虑材料非线性黏弹性变形的蠕变模型。基于目前对土石混合体蠕变机理研究, 将路堤工后的蠕变沉降部分考虑为非线性的衰减蠕变过程, 建立了修正的 Kelvin 模型、广义修正模型, 且得到了模型参数的识别方法; 通过对修正模型分析表明, 非线性常数取值对蠕变曲线变化有较大影响, 修正模型的蠕变长期应变值比 Kelvin 模型要小; 结合相关文献中对土石体填料的蠕变试验研究资料, 用修正 Kelvin 模型对试验结果进行拟合, 并对参数进行了反演, 反演效果良好。修正模型的建立可为编制非线性黏弹性数值计算软件提供理论基础。

关 键 词: 路堤; 非线性; 蠕变模型; 土石混合体

中图分类号: 034

文献标识码: A

Study of nonlinear creep model of earth-rock aggregate embankment

LIU Xin-rong¹, HUANG Ming^{1,2}, ZHU Yun-hua¹, ZHONG Zu-liang¹, PEI Li¹

(1.College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China;

2.College of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou 350108, China)

Abstract: According to the nonlinear creep properties of earth-rock aggregate embankment after construction, a modified Kelvin model that can express nonlinear viscoelastic deformation of material is presented. Based on the current research results of the creep mechanism of earth-rock aggregate embankment, the creep settlement after construction is considered to be an attenuation creep process; and the modified Kelvin model, generalized modified model and recognition method of model parameters are presented. Through analyzing the modified Kelvin model, the results show that: the nonlinear constant is an important influencing factor to the model; and long-term strain of the modified Kelvin model is smaller than that of Kelvin model. Based on the creep test data in the related literatures, parameters of modified Kelvin model are fitted; and the fitting effect is well. The modified Kelvin model will distribute theoretical basis for the numerical calculation program of nonlinear viscoelasticity.

Key words: embankment; nonlinearity; creep model; earth-rock aggregate

1 引 言

随着我国交通设施建设的快速发展, 公路、铁路不断向山区延伸, 线路要途经较多的山垄沟壑, 受地形条件限制, 大量高填方路堤不断涌现。在山区填筑路堤, 取材一直是施工需要关注的问题, 考虑到经济实用、就地取材的土石混合体作为路堤填料已经越来越普遍。高度超过 30 m 的填筑体在恒定的自重应力作用下的沉降需要经历较长的时间才能达到基本稳定^[1-2]。因此, 只有考虑其材料的黏弹性质, 计算得到的沉降才比较符合实际状况,

否则仅考虑材料的弹性特征, 计算得到的沉降量小于实测值。此外, 相关文献中利用线性黏弹性本构模型编制数值程序计算填方体的工后蠕变沉降结果比实测值都偏大^[3-4], 说明简单将填筑体变形考虑成线性的黏弹性是不够准确的。对一些常见岩土体的蠕变试验曲线分析表明^[5], 在某一恒定应力作用下, 应变随时间延续趋近某一稳定极限值, 此极限值与作用应力大小有关, 且在应变值趋于极限时, 与作用应力成非线性关系。由于土石混合体组成结构的复杂性及组分材料自身复杂的力学特性, 应该考虑到其中的非线性蠕变特性。

收稿日期: 2009-02-10

基金项目: 重庆市委自然科学基金计划资助项目 (CSTC,2009BB6350); 重庆大学研究生科技创新基金(No. 200811A1A0090298); 国家自然科学基金李晓红创新群体项目(No. 50621403)。

第一作者简介: 刘新荣, 男, 1969 年生, 博士, 教授, 主要从事岩土工程、地下空间与工程等领域的教学与科研工作。E-mail:lxrr@sohu.com

通常,建立岩土体非线性流变模型的方法有如下 2 种^[6-7]: ①用非线性流变元件代替常规的线性流变元件(如弹性体、塑性体和黏性体等)来建立岩土体流变模型; ②采用新的理论(如内时理论、断裂及损伤力学理论等)来建立岩土体流变模型。这 2 种方法建立的流变模型均能较好地描述岩土体的非线性关系。

目前针对土石混合体的蠕变特性研究多以经验模型或线性组合模型为主,韩世莲、周虎鑫等^[8]通过 6 种不同成分土和碎石混合料的蠕变试验,基于广义 Kelvin 模型,运用回归搜索迭代方法反演得到模型的各项参数,但没有考虑土石混合体蠕变的非线性特性;孟莉敏等^[9]通过对贵阳龙洞堡机场高填方地基的加载过程进行有侧限条件下的相似模型压缩流变试验,采用经验蠕变方程式对试验的应变-时间关系进行了拟合,但没有从模型理论上研究填方地基蠕变的非线性特性。本文将应用模型理论提出一种新的能够反映土石混合体非线性关系的蠕变模型,并将通过相关文献的试验结果对模型进行验证。

2 土石混合体非线性模型建立

2.1 本构关系

在路堤的变形计算时,除了根据已有经验数据进行预测以外,大多是通过对其本构模型进行研究,并在此基础上运用有限元等方法进行分析,得到其工后蠕变沉降值,从而指导设计与施工。因此,蠕变本构模型的研究是土石混合体填筑路堤工后变形研究的基础。

路堤填筑体在恒定的自重应力作用下的沉降包括 2 个部分^[3,8]: 一部分是填筑完成时的瞬时沉降;另一部分是填筑完成后很长一段时间里的工后沉降,这部分的沉降是由填筑体材料的黏弹性蠕变变形引起的。组合模型理论中^[10],由于 Maxwell 模型及 Burgers 模型中蠕变随时间的增加而增大,直至无穷大,故它们是液体模型,并不符合土石混合体路堤变形的实际状况,因而不能采用。将填方路堤工后沉降考虑成瞬间沉降和蠕变沉降之和,则能反映填筑体两阶段沉降的模型只有广义 Kelvin 模型合适,本文只针对路堤的工后长期沉降问题进行讨论,仅探讨蠕变沉降部分,因此,可采用 Kelvin 模型(简称 K 体)进行适当修正来分析土石混合体的非线性蠕变特性。

常规 K 体的本构方程为

$$\sigma = E\varepsilon + \eta\dot{\varepsilon} \quad (1)$$

考虑到土石混合体粘弹性变形中弹性变形的非线性问题,将 K 体弹性部分修正为 $\sigma_H = Ef(\varepsilon)$, 则修正 K 体的本构模型为

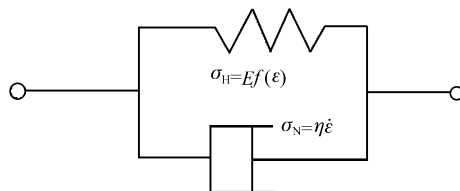


图1 修正 Kelvin 模型
Fig.1 Modified Kelvin model

$$\sigma_m = \sigma_H + \sigma_N = Ef(\varepsilon) + \eta\dot{\varepsilon} \quad (2)$$

式(2)中对于 $\sigma_H = Ef(\varepsilon)$, 可以是双曲线函数、指数函数,或者引入损伤因子 D 变成 $\sigma_H = E(1-D)\varepsilon$, 本文参考文献[11]的研究思路,针对土石混合体的变形特性,提出非线性弹性关系式 $\sigma_H = E(\varepsilon + \alpha\varepsilon^2)$, 则修正的 K 体本构模型为

$$\sigma_m = E(\varepsilon + \alpha\varepsilon^2) + \eta\dot{\varepsilon} \quad (3)$$

式中: E 、 η 、 α 为材料常数,其中 α 为表征材料非线性的正常数,当 $\alpha = 0$ 时式(3)即为常规 K 体的流变本构模型。

2.2 修正 K 体的蠕变方程

由式(3)可知,代入边界条件: 应力条件, $\sigma_m = \sigma_0$; 初始条件, $t = 0$, $\varepsilon = 0$, 通过求解可得修正 K 体的蠕变方程:

$$\varepsilon(t) = \frac{B}{2\alpha} - \frac{2AB}{B + (2+B)\exp((B+1)Et/\eta)} \quad (4)$$

式中: $A = \sqrt{\frac{\sigma_0}{\alpha E} + \frac{1}{4\alpha^2}}$; $B = 2\alpha A - 1$ 。

当 $t = 0$ 时蠕变应变为 0; 当 $t \rightarrow \infty$ 时, $\varepsilon_\infty = B/2\alpha$, 与常规 K 体蠕变长期应变值 σ_0/E 相比有较大差异, ε_∞ 与 σ_0 是非线性的指数函数关系; 假定 $\alpha = \frac{E}{\sigma_0}$, 那么当 $t \rightarrow \infty$ 时,

$$\varepsilon_\infty = \frac{(\sqrt{5}-1)\sigma_0}{2E} = 0.618 \frac{\sigma_0}{E}$$

说明该情况下长期蠕变变形是常规 K 体的 0.618 倍。为了证明修正 K 体蠕变长期应变总小于常规 K 体,可假定非线性模型的长期蠕变变形大于常规 K 体,则存在判据:

$\frac{B}{2\alpha} > \frac{\sigma_0}{E} \Rightarrow \frac{\sigma_0}{E} < 0$, 但判据明显不可能成立, 因此, 修正 K 模型的长期变形值始终小于常规 K 体的解。文献[4]中利用常规 K 体模型编制数值程序计算填筑体的蠕变沉降结果比实测值都偏大, 间接说明了若用修正 K 体编制沉降计算程序, 预测结果能够与实测值更加吻合。

为了对比不同非线性系数情况下模型在稳定阶段的长期蠕变值大小, 令 $t \rightarrow \infty$ 则 $\varepsilon_\infty = B/2\alpha$, 利用数学方法对 α 分别求一次和二次偏导后易得 $\frac{\partial \varepsilon_\infty}{\partial \alpha} < 0$, $\frac{\partial^2 \varepsilon_\infty}{\partial \alpha^2} > 0$, 由函数增减判据可知 ε_∞ 为 α 的减函数, α 取值越大则蠕变长期应变越小。图 2 为分别取不同大小的非线性系数 $\alpha_1 < \alpha_2 < \alpha_3$ (其中 $\alpha_1 = 0$), 由图可知, 非线性常数 α 取值不同的蠕变曲线是一曲线族, α 取值不同表现为模型达到稳定蠕变所需时间不同, 模型中其他参数不变情况下 α 值越大, 曲线达到稳定蠕变段所需时间越短, 蠕变长期应变值越小。

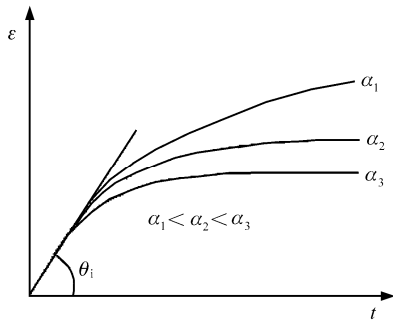


图 2 不同非线性常数修正 K 体的蠕变曲线
Fig.2 Creep curve of modified K with different parameters

此外, 将 n 个修正 K 体串联便可得到修正广义 K 体蠕变方程:

$$\varepsilon(t) = \sum_{i=1}^n \frac{B_i}{2\alpha_i} - \sum_{i=1}^n \frac{2A_i B_i}{B_i + (2+B_i) \exp((B_i+1)E_i t / \eta_i)} \quad (5)$$

式中 n 表示有 n 个单元串联。

2.3 蠕变模型参数识别方法

一般情况下, 当应变或位移曲线具有明显的黏弹性变形或稳定蠕变变形特征时, 可根据实际情况进行黏弹性模型参数辨识, 对于单轴试验结果, 通常由试验曲线蠕变初始时间的应变速率结果及稳定蠕变长期应变结果来确定。对于式 (4), 由于形式

比较复杂, 采用常规 K 体的参数识别方法将无法进行, 因此, 需要采取更为可靠的识别方法, 以下介绍两种识别方法。

方法 1: 如图 2 所示, 在试验中得到蠕变全过程曲线情况下, 可得到联立方程式 (6)

$$\begin{cases} \varepsilon_\infty = \frac{B}{2\alpha} = f_1(\alpha, E) \\ \dot{\varepsilon}_{(t=0)} = \frac{AE(1+2\alpha A)}{2} = f_2(\alpha, E) = \tan \theta_i \end{cases} \quad (6)$$

由式 (6) 求解可得非线性系数 α 及变形模量 E 的数值大小, 将 α 和 E 的值再代入式 (4) 并对其作适当变换后即可通过最小二乘法求解得到黏滞系数 η 的大小。

方法 2: 将式 (4) 进行适当的变换可得如下形式

$$\varepsilon(t) = \frac{A_1 - A_2}{1 + \exp((t - t_0)/d)} + A_2 \quad (7)$$

式 (7) 为标准的 Boltzmann 函数, 式中 A_1, A_2, t_0, d 分别为函数的相关参数。因此, 可通过试验结果采用 Origin 软件中的非线性函数拟合模块 (也可采用 Matlab 语言编写程序) 直接求得参数 A_1, A_2, t_0, d , 从而可得到 α, E, η 的结果。

2.4 修正 K 体松弛效应

应变条件: 令 $\varepsilon = \varepsilon_0 = \text{常数}$, $\dot{\varepsilon} = 0$ 。

初始条件: $t = 0$, $\sigma_m = \sigma_0$, 则由式 (3) 可得: $\sigma_m = E(\varepsilon_0 + \alpha \varepsilon_0^2)$, 说明修正 K 体也是一种非松弛体, 应力不随时间变化, 保持恒量。

2.5 修正 K 体弹性后效

模型加载至 t_0 时卸载可得到下面两种情况:

(1) 当 $t = t_0^-$ 时, $\sigma_m = \text{常数}$, 则:

$$\varepsilon_0 = \frac{B}{2\alpha} - \frac{2AB}{B + (2+B) \exp((B+1)Et_0/\eta)} \quad (8)$$

(2) 当 $t > t_0$ 时, $\sigma_m = 0$, 应变不能立即恢复。

由本构方程式 (3) 得, $E(\varepsilon + \alpha \varepsilon^2) + \eta \dot{\varepsilon} = 0$, 求解可得:

$$\varepsilon = \frac{1}{\left(\alpha + \frac{1}{\varepsilon_0}\right) \exp(E(t - t_0)/\eta) - \alpha} \quad (9)$$

式中: 变形衰减与时间有关, 当 $t = t_0$ 时, $\varepsilon = \varepsilon_0$; 当 $t \rightarrow \infty$ 时, $\varepsilon = 0$, 变形随时间恢复到 0, 说明修正 K 体同样存在弹性后效, 而无黏流。如图 3 所示,

修正 K 体卸载之后的应变-时间曲线与常规 K 体是不同的。

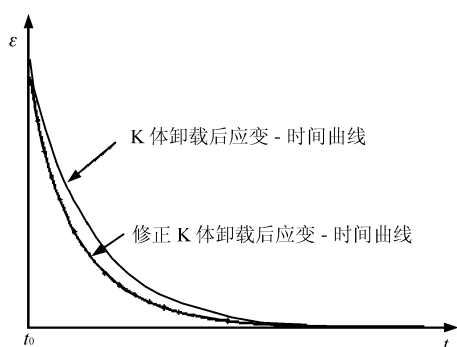


图3 修正 K 体与 K 体的弹性后效

Fig.3 Residual elasticity of modified K and K model

3 土石混合体非线性蠕变试验研究

下文将结合文献[8]的蠕变试验用修正 K 体对试验结果进行处理,同时反演出模型的各项参数,以验证本文所建立非线性模型的可用性。

文献[8]中对不同土石比的土石混合体试件进行了详细的室内试验,将土石比分别为 30:70 和 70:30、密实度分别为 96%,92%,87%的机场 6 种道床填筑料进行了近 6 个月的蠕变试验,试验结果见表 1,表中所得数据均为试件加载 28 d 后仅由蠕变变形所产生的不同时刻应变值。由于时间有限,试验并未得到试件的蠕变最终稳定结果,若采用方法 1 进行模型参数反演将不可行,因此,宜采用方法 2。根据时间 t 与应变值 ε 的映射关系,计算得到非线性蠕变模型各参数值,见表 2 所示,其中时间 t 为第 28 d 起算;对不同土石比例及不同密实度的土石混合体试验结果采用非线性蠕变模型进行拟合可得图 4、5 所示结果。

分析试验数据拟合结果表明,用修正 K 体来拟合试验结果效果良好,对于不同土石配合比的试件,其非线性常数 α 及黏弹性模型弹性模量 E 、黏滞系数 η 值大不相同,但拟合曲线的总体趋势相同;随着土石混合体的密实度减小,常数 E 、 η 有下降趋势,但与土石比的改变没有对应的变化趋势。土石比 70:30,密实度 92%的试件非线性常数 α 值达到 12.2,较其他试件有一个突变,且弹性模量比相同土石比、密实度为 87%的试件还要小,按常理考虑这种情况是不应该出现的,原因可能是试件制备存在缺陷,导致试验产生较大误差,同时也有可能

是土石体材料自身材质存在缺陷所致。

在路堤填筑过程中,对于土石比较大、密实度较小的填筑体要特别注意其工后的蠕变效应。此外,通过试验分析说明对于土石比低的填筑体,随着密实度的减小其蠕变应变值越大,蠕变效应越明显,因此,对于高填方的填石路堤,如果填筑高度太大也要注意其工后的蠕变沉降,在施工过程中也要注意填石体的压实效果。

表 1 蠕变试验结果^[9]
Table 1 Creep test results

加载 时间/d	蠕变应变 $\varepsilon / \times 10^{-4}$					
	土:石=30:70			石:土=70:30		
	163.81	96.83	70.04	119.26	61.88	52.21
	/kPa	/kPa	/kPa	/kPa	/kPa	/kPa
	96 %	92 %	87 %	96 %	92 %	87 %
28	0	0	0	0	0	0
31	0.7	9.6	9.3	2.0	2.7	12.1
38	18.3	35.8	45.4	16.1	17.1	26.1
45	23.2	45.7	71.4	35.7	38.8	41.2
52	58.7	75.7	141.7	80.7	66.5	58.4
60	85.4	94.2	151.2	99.8	68.5	73.8
75	101.0	153.8	207.6	149.6	104.5	82.4
90	124.5	178.9	228.2	170.8	128.6	98.9
105	138.2	199.0	249.0	181.1	145.0	110.2
120	144.3	223.7	269.9	190.4	151.4	119.5
135	164.5	250.0	273.9	198.7	158.3	125.8
150	169.5	257.9	294.2	218.6	169.5	132.9
165	175.8	260.1	306.9	220.1	174.5	136.5
180	176.1	268.6	311.5	227.6	175.8	136.5

由表 2 中对试件长期蠕变应变预测值可知,考虑试件的非线性黏弹性效应的修正 K 体计算结果比常规 K 体的预测结果普遍偏小,这是因为修正 K 体考虑了试件内部裂隙的进一步闭合,内部有效应力随着材料在恒定荷载下进一步压实而应变速率减小的实际情况,用修正 K 体蠕变模型表征填方路堤长期蠕变变形更能反映其现状。

4 结 论

岩土体的流变基本上都是非线性的^[12],仅用常规的线性元件来描述不能反映实际,为了描述非线性流变,许多学者采用了其他非线性粘弹塑性理论或纯粹的经验公式。本文针对土石混合体的蠕变变形特性,采用非线性弹簧元件和黏壶元件建立了修正的 Kelvin 模型,并得到以下结论:

(1) 修正 K 体与常规 K 体有较多相似特性,但由于修正 K 体考虑了土石体的非线性特征能较好反映其实际蠕变过程,非线性常数 α 的取值对蠕变

曲线变化影响较大， α 值越大，则初始蠕变段经历 σ_0 的情况下， α 值越大则蠕变长期应变越小。较短时间就可达到稳定，且模型有相同参数 E 、 η 、

表 2 修正 K 体的参数反演及长期蠕变应变预测结果
Table 2 Inversion parameters and long-term strain of the modified K model

土石比例	密实度 /%	模型参数拟合结果			修正 K 体拟合方程	相关系数	修正 K 体长期蠕变 应变预测值/ $\times 10^{-3}$	常规 K 体长期蠕变 应变预测值/ $\times 10^{-3}$
		α	E /MPa	η /MPa·d				
30: 70	96	1.3	8.21	542.00	$\varepsilon = 0.019\,46 - \frac{0.019\,94}{0.024\,67 + \exp(0.015\,90t)}$	0.990\,71	19.46	19.8
	92	1.5	3.11	218.98	$\varepsilon = 0.029\,71 - \frac{0.03098}{0.042\,67 + \exp(0.015\,52t)}$	0.997\,13	29.80	30.27
	87	0.9	2.11	111.87	$\varepsilon = 0.032\,26 - \frac{0.033\,17}{0.028\,21 + \exp(0.019\,96t)}$	0.992\,35	32.26	34.33
70: 30	96	1.4	4.78	278.91	$\varepsilon = 0.024\,13 - \frac{0.024\,92}{0.032\,68 + \exp(0.018\,30t)}$	0.990\,34	24.13	24.10
	92	12.2	2.61	210.03	$\varepsilon = 0.019\,21 - \frac{0.022\,85}{0.189\,85 + \exp(0.018\,25t)}$	0.996\,02	19.21	20.38
	87	1.7	3.51	186.55	$\varepsilon = 0.014\,52 - \frac{0.014\,87}{0.024\,08 + \exp(0.019\,74t)}$	0.996\,46	14.52	14.74

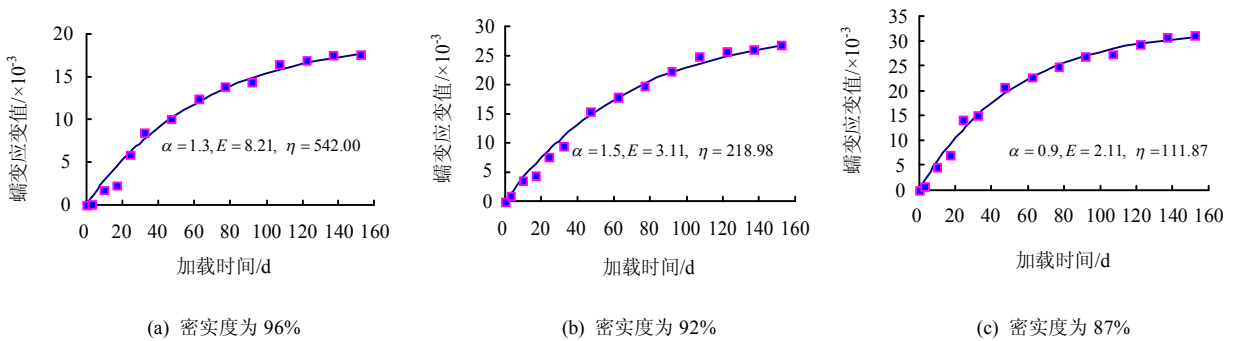


图 4 土石比 30:70，密实度分别为 96 %、92 %、87 % 的蠕变试验拟合曲线
Fig.4 Fitting curves of creep tests with soil-rock ratio 30:70, compactnesses are 96 %、92 %、87 % separately

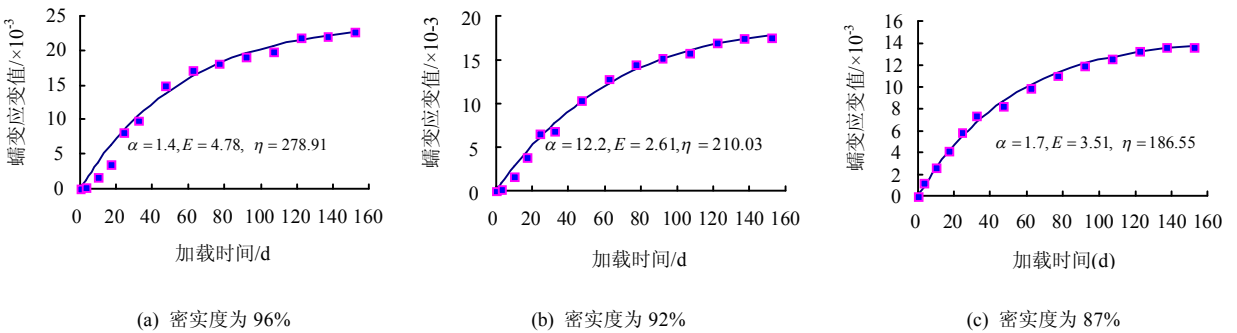


图 5 土石比 70:30，密实度分别为 96 %、92 %、87 % 的蠕变试验拟合曲线
Fig.5 Fitting curves of creep tests with soil-rock ratio 70:30, compactnesses are 96 %、92 %、87 % separately

(2) 结合相关文献试验结果对修正 K 体蠕变模型进行了拟合并得到了模型参数,拟合效果良好,通过分析表明,对于土石比较大、密实度较小的填筑体一定要特别注意其工后的蠕变效应;而对于土石比小的高填方填石路堤,密实度越低,其工后非线性蠕变沉降效应越明显,因此,对于填筑太高的路堤也要注意其工后的蠕变沉降,在施工过程中也要注意填石体的压实效果。

(3) 对于本文提出的非线性模型,可编制相关数值计算软件模拟实际的填方路堤工后沉降,这对准确预测路堤工后沉降稳定所需时间及最大沉降量有较大意义。

参考文献

- [1] 叶阳升. 论铁路路基填料分类[J]. 中国铁道科学, 2004, 25(2): 35—41
YE Yang-sheng. Railway subgrade filling material Classification[J]. **China Railway Science**, 2004, 25(2): 35—41
- [2] 曹文贵, 李鹏, 程晔. 高填石路堤蠕变本构模型及其参数反演分析与应用[J]. 岩土力学, 2006, 27(8): 1329—1304
CAO Wen-gui, LI Peng, CHENG Ye. Study on constitutive model and its parameter's back analysis of creep deformation for the high rockfill embankment and their application[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2006, 27(8): 1329—1304
- [3] 吕庆, 尚岳全, 陈允法, 侯利国. 高填方路堤粘弹性参数反演与工后沉降预测分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(7): 1231—1235.
LU Qing, SHANG Yue-quan, CHEN Yun-fa, et al. Back-Analysis of visco-elastic parameters of filling materials and settlement prediction or high-filled Embankment[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2005, 24(7): 1231—1235.
- [4] 赵 隼, 韩世莲, 陈荣生. 考虑材料粘弹性机场高填方道床沉降分析[J]. 中国公路学报, 1999, 12(增): 25—30
ZHAO Min, HAN Shi-lian, CHEN Rong-sheng. Settlement analysis for airport high fill concerning material visco-elasticity[J]. **China Journal of Highway and Transport**, 1999, 12(supp): 25—30.
- [5] 范广勤. 岩土工程流变力学[M]. 北京: 煤炭工业出版社, 1992(9).
- [6] 孙 钧. 岩土材料流变及其工程应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999.
- [7] 杨圣奇, 倪红梅, 于世海. 一种岩石非线性流变模型[J]. 河海大学学报(自然科学版), 2007, 35(4): 388—392.
YANG Heng-qi, Hong-mei, YU Shi-ha. A kind of nonlinear rheological model for rocks[J]. **Journal of Hohai University (Natural Science)**, 2007, 35(4): 388—392.
- [8] 韩世莲, 周虎鑫, 陈荣生. 土和碎石混合料的蠕变试验研究[J]. 岩土工程学报, 1999, 21(2): 196—199.
HAN Shi-lian, ZHOU Hu-xi, CHEN Rong-shen. The creep tests of soil and crushed stone mixture[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 1999, 21(2): 196—199.
- [9] 孟莉敏. 岩溶山区高填方碎石土压实变形模拟与稳定性分析 [硕士学位论文 D]. 贵阳: 贵州大学, 2007.
- [10] HINCHBERGER S D, ROWE R K. Evaluation of the predictive ability of two elastic-viscoplastic constitutive models[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 2005, 42(6): 1675—1694.
- [11] 蒋斌松, 蔡美峰, 贺永年, 等. 深部岩体非线性 Kelvin 蠕变变形的混沌行为[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(9): 1862—1867.
JIANG Bin-song, CAI Mei-feng, HE Yong-nian, et al. Chaotic behavior of nonlinear kelvin creep of rock mass in deep ground [J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2006, 25(9): 1862—1867,
- [12] 刘俊新, 谢强, 文江泉, 等. 红层填料蠕变特性及工程应用研究[J]. 岩土力学, 2008, 29(5): 1295—1298.
LIU Jun-xing, XIE Qiang, WEN Jiang-quan, et al. Research on creep characteristics of red beds stuffing and engineering application[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2008, 29(5): 1295—1298.
- [11] 饶梟宇. 预应力岩锚内锚固段锚固性能及荷载传递机理研究[博士学位论文D]. 重庆: 重庆大学, 2007.
- [12] 张永兴, 卢黎, 饶梟宇, 等. 压力型锚杆力学性能模型试验研究[J]. 岩土力学, 2010, 37(7): 2045—2050.
ZHANG Yong-xing, LU Li, RAO Xiao-yu Model test research on mechanical behavior of compression type rock bolt[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2010, 37(7): 2045—2050.
- [13] 夏元友, 范卫琴, 芮瑞, 等. 压力分散型锚索作用效果的数值模拟分析[J]. 岩土力学, 2008, 29(11): 3144—3148.
- [14] 张有, 吕建国, 赵付朝. 压力型和压力分散型抗浮锚杆的现场试验研究[J]. 中国煤田地质, 2007, 19(4): 54—57
ZHANG You, LU Jian-guo, Zhao Fu-cha In-situ test research of compression and compression-dispersive Anti-float anchor[J]. **Coal Geology of China**, 2007, 19(4): 54—57.

上接第 2440 页