

基于地质力学模型试验综合法的顺层岩质高边坡稳定性研究

杨金旺^{1,2}, 陈媛^{1,2}, 张林^{1,2}, 杨宝全^{1,2}, 李美蓉^{1,2}

(1. 四川大学 水力学与山区河流开发保护国家重点实验室, 四川 成都 610065; 2. 四川大学 水利水电学院, 四川 成都 610065)

摘要: 针对顺层岩质高边坡稳定性问题, 提出降强法与倾斜抬升超载法相结合的地质力学模型综合的试验方法, 推导该方法下边坡稳定综合法安全系数表达式, 将其应用到白鹤滩左岸顺层岩质高边坡工程实例中, 并与 FLAC^{3D} 强度折减法数值计算结果进行对比。研究表明: 2 种方法得到的边坡变形破坏特征、破坏模式、安全系数均较为接近, 说明所提的试验方法和安全系数表达式是合理的; 白鹤滩左岸边坡的地质力学模型试验综合法安全系数 $K_{sc} = 1.526 \sim 1.575$, 数值计算得到的稳定安全系数 $K_{ss} = 1.45 \sim 1.52$; 边坡稳定安全的控制性结构面为层间错动带 C_{3-1} 及其上盘岩体内的软弱结构面, 层内错动带 LS_{337} 上的加固措施是有效的。研究成果对顺层岩质高边坡安全稳定具有重要的工程意义和实用价值。

关键词: 边坡工程; 顺层岩质高边坡; 倾斜抬升超载法; 地质力学模型综合法试验; 安全系数; FLAC^{3D}

中图分类号: P 642

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 6915(2018)01 - 0131 - 10

Stability of high bedding slope of rock based on comprehensive geo-mechanical model test

YANG Jinwang^{1,2}, CHEN Yuan^{1,2}, ZHANG Lin^{1,2}, YANG Baoquan^{1,2}, LI Meirong^{1,2}

(1. State Key Laboratory of Hydraulics and Mountain River Development and Protection, Sichuan University, Chengdu, Sichuan 610065, China; 2. College of Water Resource and Hydropower, Sichuan University, Chengdu, Sichuan 610065, China)

Abstract: The geo-mechanical modelling experiment combining the reduction method with the overloading method by oblique lifting frame is proposed in order to investigate the stability of high bedding slope of rock. The expression of the comprehensive safety factor in the proposed method is deduced. This method is applied to the high bedding slope of rock on the left bank of Baihetan hydropower station and is compared with the result calculated from the numerical simulation with FLAC^{3D}. The deformation characteristics, the failure mode and the safety factor of the slope calculated with two methods agree well. Therefore, the safety factor expression deduced in this paper is reasonable and the method proposed is feasible. The comprehensive safety factor $K_{sc} = 1.526 - 1.575$ from the test and the safety factor $K_{ss} = 1.45 - 1.52$ from numerical calculation. The controlling factors of the slope are the bedding plane C_{3-1} and dipping weak structural surfaces above C_{3-1} . The reinforcement measures taken on LS_{337} are effective.

Key words: slope engineering; high rock bedding slope; overloading method by obliquely lifting frame; comprehensive geo-mechanical model test; safety factor; FLAC^{3D}

收稿日期: 2017 - 07 - 04; **修回日期:** 2017 - 09 - 19

基金项目: 国家重点研发计划(2016YFC0401908)

Supported by the National Key Research and Development Project of China(Grant No. 2016YFC0401908)

作者简介: 杨金旺(1991 -), 男, 2015 年毕业于四川大学水利水电学院, 现为硕士研究生, 主要从事水工结构及其基础工程方面的研究工作。E-mail: 1574891843@qq.com。通讯作者: 陈媛(1973 -), 女, 博士, 现任教授。E-mail: chenyan8899@163.com

DOI: 10.13722/j.cnki.jrme.2017.0816

1 引言

随着“一带一路”国家战略的实施，我国的水电站、矿山、公路、铁路等工程建设将迎来新的高潮，这些工程建设将不可避免地面临高陡边坡问题。高边坡具有规模大、地质条件复杂、易受周边环境干扰而破坏失稳的特点，其稳定性是制约工程建设的关键。顺层边坡作为岩质边坡中常见的一类边坡，受层理结构或层间软弱夹层的影响，使得边坡的稳定问题更加复杂和突出，有必要对顺层岩质高边坡的稳定性进行深入研究^[1-2]。

地质力学模型能够较准确模拟构造复杂的地质结构，有效体现出岩土体的非均匀性、多裂隙、非弹性及非连续等基本力学特征，是研究复杂岩质高边坡稳定性问题的有效手段之一，得到了许多学者的青睐，如周维垣等^[3]提出一种整体转动边坡模型试验方法来研究边坡的稳定安全性；沈泰等^[4]采用二维平面地质力学模型试验研究船闸边坡稳定性；李明等^[5]开发了一种离心机运转过程的边坡模型开挖模拟技术，并进行了土坡开挖的离心模型试验，得到了边坡的破坏过程和破坏机制；马时强和刘斌^[6]通过千斤顶在边坡上部模拟岩体自重，对千斤顶进行超载，实现边坡的破坏失稳；肖旦期等^[7]通过底摩擦试验模拟边坡的变形破坏演变过程，分析边坡变形破坏机制。这些试验研究主要通过离心机离心作用、钢架转动、千斤顶加载等方式来增加边坡容重或改变边坡岩体下滑力，进行超载破坏模型试验。而在这些超载方法中，钢架倾斜抬升超载方法由于具有超载方便、装置简单、受力明确等特点^[8]，应用较普遍，但各研究者提出的超载安全系数表达式不统一、评价方法有一定差异^[3, 9]。除此之外，超载法仅考虑了超载因素，没有考虑实际工程中边坡在降雨、地下水等因素的作用下，岩体软弱结构

面力学参数的降低对边坡稳定性的不利影响^[3-7]。

基于此，本文利用变温相似材料来模拟岩体软弱结构面力学参数的降低，同时结合钢架倾斜超载方法，提出了边坡稳定地质力学模型综合法试验方法，并建立了顺层岩质高边坡综合法安全系数的表达式，综合考虑超载与降强对边坡稳定的影响。将提出的试验方法和安全系数计算式运用于白鹤滩水电站左岸顺层高边坡工程稳定性研究，通过与基于强度折减法的 FLAC^{3D} 三维快速拉格朗日程序数值计算结果进行对比，论证了所提出试验方法的合理性。

2 地质力学模型综合法安全系数

本文中相关系数的定义及含义见表 1。

2.1 超载法试验安全系数

本文采用倾斜抬升方法来实现边坡的超载，随着模型钢架的倾斜抬升，边坡底滑面倾角逐步增大，岩体下滑力则不断增加，直到边坡失稳破坏，由此得到边坡超载安全系数 K_{SP} 。图 1 给出了顺层岩质边坡中含缓倾底滑面及陡倾后缘面的结构及边坡荷载示意图。

当边坡处于自然稳定状态时，块体的阻滑力 R 和下滑力 T 可分别表示为

$$R = f'W_y + c'A \tag{1}$$

$$T = W_x \tag{2}$$

式中： f' 为底滑面抗剪断摩擦因数； c' 为底滑面抗剪断黏聚力； W_x 和 W_y 分别为块体自重顺边坡和垂直边坡的分力，其中， $W_x = W\sin\theta$ ， $W_y = W\cos\theta$ ， θ 为底滑面倾角， W 为块体自重； A 为块体底滑面的单宽接触面积。

边坡稳定安全系数 K 可表示为阻滑力 R 和下滑力 T 之比：

表 1 参数说明
Table 1 Parameter specification

类型	K_{SP}	K'_p	K_{SP}	K_{SI}	K'_s	K_{SS}	K_{CI}	K_{SC}
名称	超载系数	边坡破坏时的超载系数	边坡超载法安全系数	降强系数	边坡破坏时的降强系数	边坡强度储备法安全系数	综合法系数	边坡综合法试验安全系数
含义	表征了超载法中第 i 试验步下边坡的超载程度	数值上与边坡超载安全系数相等	表征了边坡抵抗超载破坏的能力	降强法中第 i 试验步下边坡内结构面抗剪断强度降低的倍数	数值上与边坡强度储备安全系数相等	表征了边坡稳定安全的强度储备能力	综合法试验中第 i 试验步下超载和降强作用综合对边坡的影响程度	在超载和降强综合作用下，边坡的稳定安全性

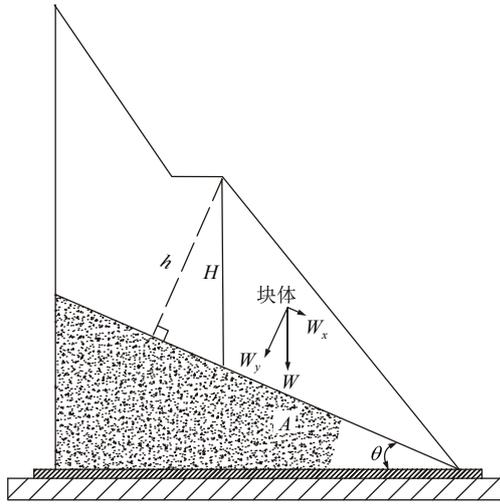


图 1 边坡荷载示意图

Fig.1 Diagram of loads on the slope

$$K = \frac{R}{T} = \frac{f'W\cos\theta + c'A}{W\sin\theta} \quad (3)$$

图 2 为在边坡倾斜抬升超载过程中，钢架倾斜抬 ϕ 角后的边坡示意图，此时阻滑力 R' 和下滑力 T' 可分别表示为

$$R' = f'W'_y + c'A \quad (4)$$

$$T' = W'_x \quad (5)$$

式中： W'_x 和 W'_y 分别为块体在倾斜角度为 $\phi + \theta$ 时顺边坡和垂直边坡的分力，其中 $W'_x = W\sin(\phi + \theta)$ ， $W'_y = W\cos(\phi + \theta)$ ， ϕ 为边坡超载倾角。

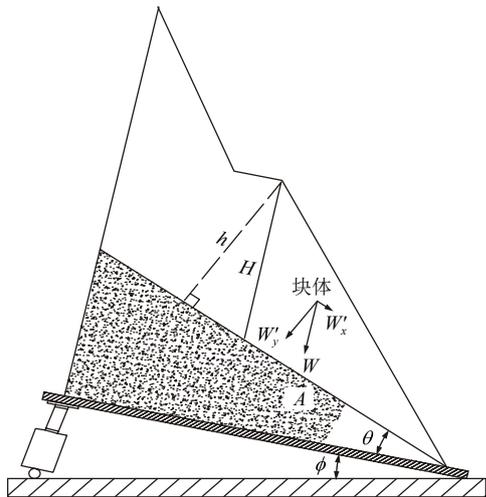


图 2 边坡超载法试验示意图

Fig.2 Diagram of slope overloading method

假设当边坡倾斜抬升至角 ϕ 时，边坡达到失稳临界状态，此时边坡的安全系数 K' 为

$$K' = \frac{R'}{T'} = \frac{f'W\cos(\theta + \phi) + c'A}{W\sin(\theta + \phi)} = 1 \quad (6)$$

将式(3)除以式(6)，有

$$K_{SP} = K = \frac{K}{K'} = \frac{f'W\cos\theta + c'A}{W\sin\theta} \frac{W\sin(\theta + \phi)}{f'W\cos(\theta + \phi) + c'A} = \frac{\cos\theta + \frac{c'}{f'\sigma}}{\cos(\theta + \phi) + \frac{c'}{f'\sigma}} \frac{\sin(\theta + \phi)}{\sin\theta} \quad (7)$$

式中： $\sigma = W/A$ ，为常量。刘才华和陈从新^[2]研究表明，软弱结构面的黏聚力 c' 为 0.005~0.150 MPa，国内模型试验的相似比尺 C_L 往往为 150~300，换算到模型中黏聚力值为 0.000 016 7~0.01 MPa。参照刘才华等^[2, 13-16]，本文认为软弱结构面模型材料的黏聚力非常小，可近乎为 0。故 $c'/f'\sigma \approx 0$ ，则式(7)可简化为

$$K_{SP} = \frac{\tan(\theta + \phi)}{\tan\theta} \quad (8)$$

由此可知，边坡倾斜抬升超载法中的超载安全系数 K_{SP} 与边坡底滑面的初始角度 θ 和破坏时的抬升角度 ϕ 有关。

为了描述边坡抬升过程中不同试验步下的超载程度，将式(8)推广到边坡失稳破坏前的每一个试验步，即第 i 试验步下，边坡抬升角度为 ϕ_i ，所对应的边坡超载系数 K_{Pi} 为

$$K_{Pi} = \frac{\tan(\theta + \phi_i)}{\tan\theta} \quad (9)$$

当 $\phi_i = \phi$ 时，边坡失稳破坏，记此时的超载系数为 K'_p ，则有

$$K'_p = K_{SP} = \frac{\tan(\theta + \phi)}{\tan\theta} \quad (10)$$

2.2 地质力学模型试验综合法试验安全系数

在地质力学模型试验综合法试验中，采用上文提到的超载法和降强法相结合的试验方法，其中降强法通过变温相似材料模拟软弱结构面实现，该材料为四川大学自主研发的新型材料，其抗剪断强度随着温度的升高而降低。将边坡处于临界状态时抗剪断强度参数降低的倍数(即降强系数) K'_s 定义为边坡降强法安全系数 K_{SS} ，即 $K_{SS} = K'_s$ ^[10]。

试验过程为：经升温降低模型材料强度参数后，再通过钢架倾斜抬升进行超载，直至边坡失稳破坏，由此得到边坡综合法安全系数 K_{sc} 。

假定边坡在结构面力学参数 f' 和 c' 降低 K'_s 倍后，再抬升 ϕ 角时，边坡达到失稳临界状态，此时

边坡的安全系数 K' 表达式为

$$K' = \frac{(f' / K'_S)W \cos(\theta + \phi) + (c' / K'_S)A}{W \sin(\theta + \phi)} = \frac{1}{K'_S} \cdot \frac{f'W \cos(\theta + \phi) + c'A}{W \sin(\theta + \phi)} = 1 \quad (11)$$

将式(3)除以式(11):

$$K_{SC} = \frac{K}{K'} = \frac{\frac{f'W \cos \theta + c'A}{W \sin \theta}}{\frac{1}{K'_S} \frac{f'W \cos(\theta + \phi) + c'A}{W \sin(\theta + \phi)}} \approx K'_S \frac{\tan(\theta + \phi)}{\tan \theta} = K'_S K'_p \quad (12)$$

由此可知, 边坡稳定综合安全系数表达式就是边坡失稳破坏时的降强系数 K'_S 和超载系数 K'_p 的乘积, 包含了结构面强度降低和下滑力增大两方面的影响, 可以综合反映降强和超载对边坡稳定的不利影响, 使得边坡模型破坏试验更符合工程实际。

同理, 将式(12)推广到综合法试验中边坡失稳前的每一个试验步, 即第 i 试验步下, 边坡综合法系数 $K_{Ci} = K_{Si} K_{Pi}$, 其中, K_{Si} 表示每个试验步下的降强系数。

需要说明的是, 在实际顺层岩质高边坡中, 潜在底滑面的倾角并非完全一致, 此时建议 θ 取底滑面较大的倾角值计算边坡整体稳定安全系数, 这样得到的安全系数对工程偏安全。

3 白鹤滩水电站左岸边坡地质力学模型试验

3.1 模型设计与试验方案

白鹤滩水电工程位于金沙江下游, 其坝址区左岸边坡是典型的顺层岩质边坡, 自然边坡高度达 300~400 m, 边坡内发育有缓倾的层间层内错动带 C_{3-1} , LS_{337} 与陡倾的断层 f_{101} 、卸荷裂隙 J_{110} , J_{136} , J_{108} , 相互组合形成多个潜在滑移块体, 边坡稳定问题突出, 选取工程地质缺陷集中反映的 I_5 剖面作为本次地质力学模型试验所要模拟的剖面, 见图 3。为了确保边坡的稳定性, 在层内错动带 LS_{337} 上布置有 3 个混凝土置换洞, 尺寸分别为 6 m×8 m, 5 m×3 m, 5 m×3 m。根据《金沙江白鹤滩水电站可行性研究——坝区左岸强卸荷发育区边坡稳定性专题研究报告》中提供的有关物理力学参数建议值, 确定坝址区各类岩体、置换洞和结构面参数取值。坡内

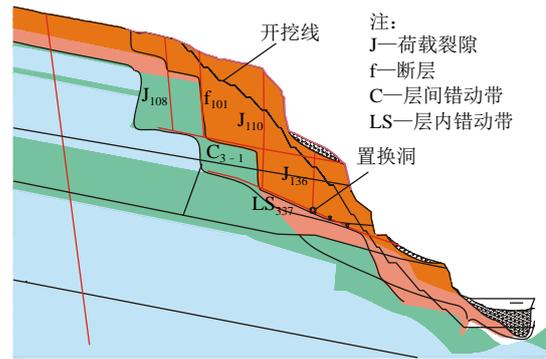


图 3 边坡典型剖面地质图

Fig.3 Typical geological profile of slope

潜在的底滑面为 LS_{337} 和 C_{3-1} , 其中 LS_{337} 的倾角较大, 因此本次试验取 LS_{337} 的倾角作为计算边坡整体稳定综合安全系数的初始角度 θ 。

模型几何比尺 $C_L = 200$, 模拟范围为: 横向 530 m, 竖向 400 m, 定出模型尺寸为 2.0 m×2.65 m (竖向×横向), 宽度为 0.3 m。

模型材料的研制是地质力学模型试验的关键技术, 只有当模型材料与原型材料的力学参数值满足相似要求, 地质力学模型试验才能较真实地反映工程实际。模型相似材料的研制需根据原型材料的物理力学参数, 按相似关系换算得到模型材料的物理力学参数理论值, 并从力学相似的角度开展大量的材料试验, 从而研制出与原型材料相似的模型材料^[10, 17], 研制过程中, 要求配制的相似材料力学参数值与模型试验材料理论参数值相对误差控制在 5% 以内。

根据相似理论, 由弹塑性体相似判据及其破坏阶段相似判据来确定相似常数关系。为方便满足力学相似, 取重度相似比 $C_\gamma = 1$, 根据相似判据^[10]可得: 应变相似比 $C_\epsilon = 1$, 摩擦因数相似比 $C_f = 1$, 泊松比相似比 $C_\mu = 1$, 变形模量相似比 $C_E = C_L = 200$, 应力相似比 $C_\sigma = C_\tau = C_E C_\epsilon = 200$, 黏聚力相似比 $C_c = C_\sigma = 200$, 经换算得到的模型材料参数与原型材料参数见表 2~4。

表 2 岩体力学参数

Table 2 Mechanical parameters of rock masses

岩体类别	容重		变形模量		f'		c'		μ
	原型/ ($kN \cdot m^{-3}$)	模型/ ($kN \cdot m^{-3}$)	原型/ GPa	模型/ MPa	原型	模型	原型/ MPa	模型/ kPa	
II	28	28	15	75	1.30	1.30	1.40	7.00	0.22
III ₁	27	27	10	50	1.10	1.10	1.10	5.50	0.24
III ₂	26	26	8	40	0.90	0.90	0.75	3.75	0.27
IV	25	25	4	20	0.55	0.55	0.40	2.00	0.32

表 3 结构面力学参数

Table 3 Mechanical parameters of structural planes

结构面名称	产状	厚度/cm		变形模量		f'		c'	
		原型	模型	原型/GPa	模型/MPa	原型	模型	原型/MPa	模型/KPa
C ₃₋₁	N44°~55°E, SE∠13°~17°	10~40	0.130	0.2	1.00	0.35	0.35	0.04	0.20
LS ₃₃₇	N20°~45°E, SE∠18°~30°	20~50	0.180	0.2	1.00	0.38	0.38	0.07	0.35
f ₁₀₁	N20°~25°W, NE∠85°~90°	0.3~0.5	0.002	0.1	0.50	0.25	0.25	0	0
J ₁₀₈	(N10°W~N5°E)近⊥	10~30	0.100	-	-	0.10	0.10	0	0
J ₁₁₀	N30°W, SW∠88°	5~10	0.040	-	-	0.10	0.10	0	0
J ₁₃₆	SN, E∠80°~85°	5~10	0.040	-	-	0.10	0.10	0	0

表 4 混凝土置换洞力学参数

Table 4 Mechanical parameters of concrete replacement plug

标号	容重/(kN·m ⁻³)		弹性模量		轴心抗压强度/MPa		轴心抗拉强度/MPa	
	原型	模型	原型/GPa	模型/MPa	原型	模型	原型	模型
C ₃₀	24	24	30	150	20	0.1	2	0.01

岩体材料以重晶石粉、高标号机油、掺和剂(水泥、石膏粉和石蜡)为主，根据不同的岩类，掺加一定量的添加剂，按照不同的配合比，制成混合料，经 BY-100 半自动压模机压制不同尺寸块体备用。

岩体中的断层、卸荷裂隙、层间层内错动带等结构弱面材料主要依据抗剪断强度的相似关系进行选配，经大量材料试验，以重晶石粉、机油、高分子材料为主配制成相应的软料，再配合使用不同材料的薄膜，来实现结构弱面抗剪断强度相似。

根据试验任务，本次试验需要对底滑面 LS₃₃₇ 和 C₃₋₁ 降强，为此需要配制出相应的变温相似材料。变温相似材料是将传统的地质力学模型材料与可溶性高分子材料结合起来新型模型材料，在配置于模型中温控系统的升温作用下，其内部的可溶性高分子逐步熔化，进而达到材料抗剪断强度逐步降低的效果^[10]。首先依据常温状态下抗剪断强度的相似关系进行选配，确定重晶石粉、机油、可溶性高分子材料的配合比，研制出变温相似材料，然后进行变温过程的剪切试验，得出变温相似材料的温度 T 与抗剪断强度 τ 的关系曲线，见图 4。

如图 5 所示，本次试验在结构面坡表出露处、潜在在块体附近共布置了 19 个双向变位测点，其中位移计安装在固定于地面的钢架上，测得的位移值基准点是试验前各测点所在的不动点，并在底滑面 LS₃₃₇ 和 C₃₋₁ 上布置了温控系统，包括电升温调控

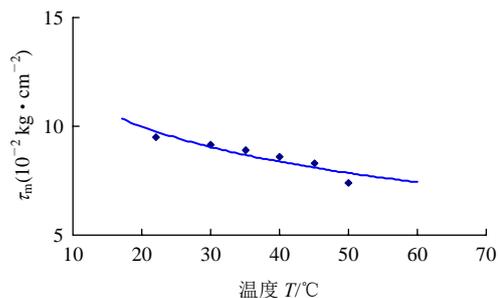


图 4 变温相似材料抗剪断强度 τ_m 与温度 T 关系曲线
Fig.4 τ_m - T curve of material with temperature similarity

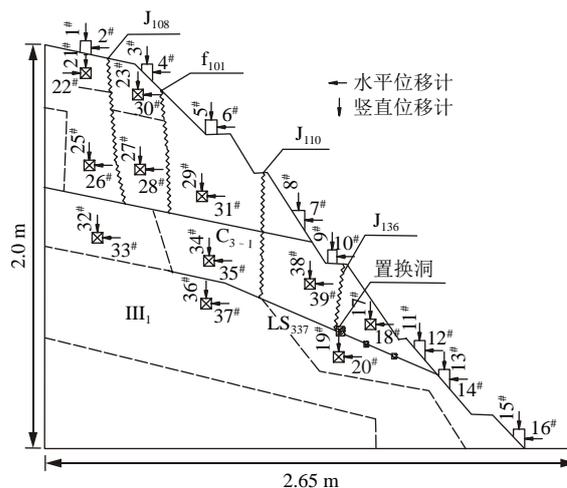


图 5 模型量测系统布置图

Fig.5 Locations of measuring system in model test

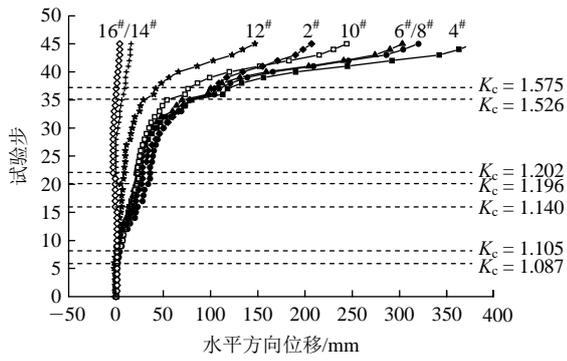
及温度数值监测两部分，共同确保升温降强过程的可控性。

试验程序为：首先进行降强试验，对影响边坡稳定的底滑面 C₃₋₁ 和 LS₃₃₇ 进行升温降强，升温过程分为 21 个试验步，通过查询底滑面变温相似材料的温度 T 与抗剪断强度 τ 关系曲线，确定每个试验步下底滑面的抗剪断强度所对应的温度，通过温控系统达到和保持既定温度，待各测点的变位值稳定后，调整温控系统达到下一个试验步所对应的温度值，如此达到底滑面变温相似材料抗剪断强度随着试验步的增加而逐步降低的目的，底滑面抗剪断强度最终降低约 1.2 倍；在保持降低后的强度参数条件下，再进行超载阶段试验，通过抬升钢架改变边坡底滑面的倾角，逐步增加岩体下滑力，每级超载步钢架倾斜抬升约 0.5°，直至边坡出现整体失稳趋势为止。

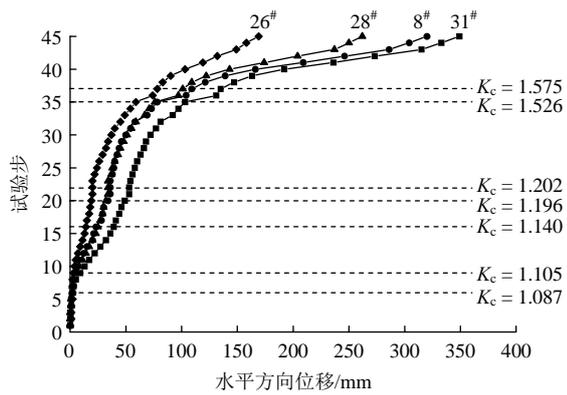
3.2 试验成果及分析

(1) 变形特征

图 6 给出了边坡测点水平位移与试验步及综合



(a) 坡表监测点水平变位关系曲线



(b) C₃₋₁上盘监测点水平变位关系曲线

图6 边坡模型监测点变位与试验步/综合法系数关系曲线
Fig.6 Curves of displacement of monitoring points in slope model vs. experimental steps/synthesis method coefficients

法系数关系曲线。从图中可以发现：坡表 4[#]，6[#]，8[#]测点的变位相对于其他测点较大，说明边坡变位较大的区域主要位于 C₃₋₁ 上盘与 f₁₀₁ 组合的岩体区域。靠近坡表的 31[#]，8[#]测点的变位值大于位于坡内的 28[#]，26[#]的变位值，说明靠近坡表岩体的变位比坡内岩体的变位大；12[#]，14[#]测点变位较小，说明加固区域的变位小于非加固区域，加固效果较为明显。

边坡测点变位曲线的发展过程为：试验步 2~6($K_c = 1.05 \sim 1.087$)，变位曲线基本呈线性微小增长；试验步 8~16($K_c = 1.105 \sim 1.14$)，部分曲线开始发生转折，变位逐步增大；试验步 20~22($K_c = 1.196 \sim 1.202$)，即完成降强试验进入超载试验，变位稳步继续增长；试验步 35~37($K_c = 1.526 \sim 1.575$)，大部分变位曲线发生转折、出现拐点，变位曲线斜率明显减小，变位值增幅明显加大；其后随着变位不断增长，最终边坡整体失稳。

(2) 边坡破坏过程

图7给出了不同试验步下边坡裂隙的发展规律和失稳过程。



(a) 试验步 2~6($K_c = 1.050 \sim 1.087$)模型破坏形态



(b) 试验步 8~16($K_c = 1.105 \sim 1.173$)模型破坏形态



(c) 试验步 17~26($K_c = 1.181 \sim 1.313$)模型破坏形态



(d) 试验步 30~37($K_c = 1.406 \sim 1.575$)模型破坏形态



(e) 最终模型破坏形态

注：图中黑线代表裂缝。

图7 不同试验步(综合法系数)下模型破坏形态
Fig.7 Failure pattern of model in different experimental steps(synthesis method coefficients)

从图 7 可以看出，试验步 2~6($K_C = 1.050 \sim 1.087$)，底滑面 C_{3-1} 与 LS_{337} 相继在坡表出露处产生裂隙，并沿着结构面向坡内发展；试验步 8~16 ($K_C = 1.105 \sim 1.173$)， J_{110} ， f_{101} ， J_{136} 相继在坡表出露处起裂，裂隙沿着结构面向下发展，试验步 16($K_C = 1.173$)， J_{110} 与 C_{3-1} 裂缝贯通且 J_{110} 继续向下发展， LS_{337} 也继续向坡内发展；试验步 17~26($K_C = 1.181 \sim 1.313$)， J_{108} 在坡表出露处起裂，并向下部发展， f_{101} 与 C_{3-1} 贯通， J_{136} 与 LS_{337} 贯通。试验步 30~37($K_C = 1.406 \sim 1.575$)， J_{108} 与 C_{3-1} 贯通， J_{110} 与 LS_{337} 贯通，至此所有裂隙交汇贯通。最后，贯通性裂缝开裂明显，边坡前缘有崩塌的趋势，测点数据出现不稳定，边坡整体失稳，最终破坏形态如图 7(e)所示。

(3) 边坡稳定安全系数

图 6 和 7 表明，边坡在第 35~37 步($K_C = 1.526 \sim 1.575$)，变位曲线出现拐点，变位显著增大，所有裂隙交汇贯通，认为边坡出现整体失稳趋势，可得边坡稳定综合法试验安全系数 $K_{SC} = 1.526 \sim 1.575$ 。

4 数值模拟

4.1 模型建立

数值计算采用 $FLAC^{3D}$ 软件， $FLAC^{3D}$ 采用了适合于模拟大变形问题的拉格朗日算法，可以较好地模拟岩土材料的屈服、塑性流动、软化、大变形等力学行为，因此在求解边坡失稳破坏问题上具有较大的优势。

对边坡原型建立了数值模型，如图 8 所示，整体采用六面体单元，局部采用四面体单元，边界约束条件为：底面三向约束，前后缘和左右侧边界为

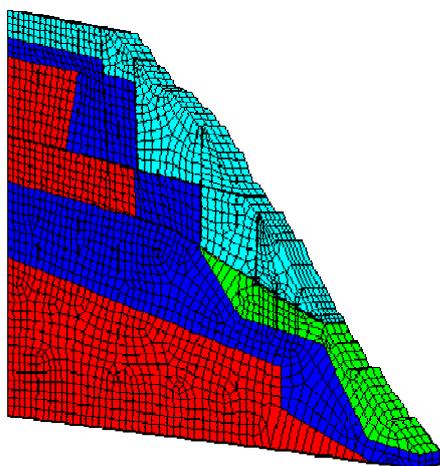


图 8 数值计算模型

Fig.8 Meshes of slope for numerical analysis

法向约束，计算采用 Mohr-Coulomb 准则，数值模型模拟范围与地质力学模型一致，材料参数取值如表 2~4 所示，采用强度折减法进行分析^[11]，首先将计算的自重应力场作为初始应力场，在此基础上对底滑面 C_{3-1} 和 LS_{337} 进行强度折减，直至边坡出现破坏。

4.2 计算成果分析

(1) 边坡变形特征

图 9 为边坡水平位移云图，结果分析如下：边坡整体上变形较大的区域位于 C_{3-1} 上盘和 f_{101} 组合形成的块体区域，且靠近坡表的变位大于坡内的变位，其他部位的测点变位相对较小，表明 LS_{337} 上加固措施是有效的。

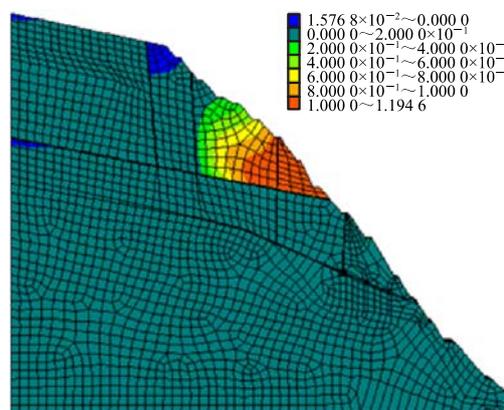
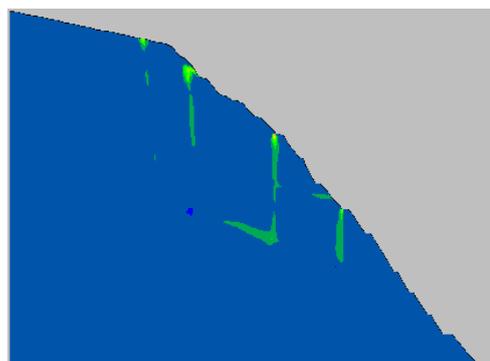


图 9 边坡水平位移云图(单位: m)

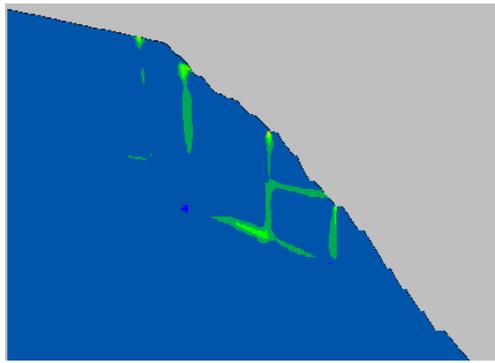
Fig.9 Contour of horizontal displacement of slope(unit: m)

(2) 边坡破坏过程

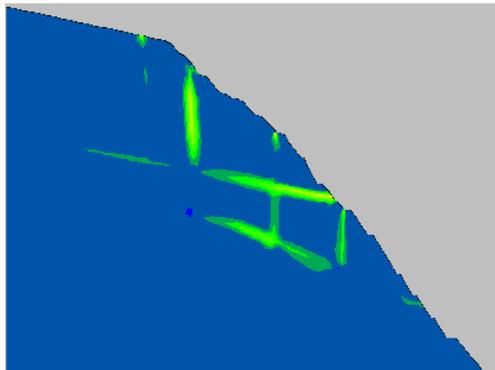
岩土体滑动失稳是沿着剪切应变增量最大的部位发生的^[12]，故可以通过数值模型中最大剪应变增量云图找到坡内的薄弱部位及破坏发展过程。图 10 给出了不同折减系数下边坡剪应变增量云图，由图中可以看出：自重情况下， C_{3-1} 出露处和陡倾结构面处存在局部破坏区，但剪应变增量幅值较小；当 $K_S = 1.2 \sim 1.45$ ， C_{3-1} 底滑面破坏区沿底滑面向坡内



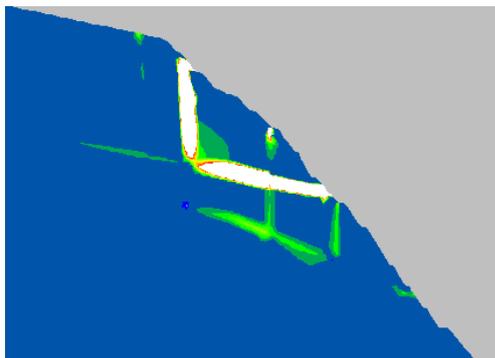
(a) 自重状况剪应变增量云图



(b) 折减 1.2 倍剪应变增量云图



(c) 折减 1.45 倍剪应变增量云图



(d) 折减 1.52 倍剪应变增量云图

图 10 不同折减系数下边坡剪应变增量云图

Fig.10 Contours of shear strain increment of slope under different reduction coefficients

发展，且剪应变增量幅值增大， f_{101} 和 LS_{337} 非加固区域的剪应变增量的幅值也有一定的增长， f_{101} 与 C_{3-1} 破坏区有贯通之势。直至 $K_s = 1.52$ ， f_{101} 与 C_{3-1} 破坏区基本贯通，滑动块体形成，边坡失去稳定，计算上表现为不再收敛。

(3) 边坡稳定安全系数

从图 11 可得出，典型测点变位曲线发展过程表现为：在 $K_s = 1.45$ 之前，监测点变位基本呈线性增长，当 $K_s = 1.45$ ，结构面 C_{3-1} ， J_{110} 和 f_{101} 在坡表出露处 $30^\#$ ， $32^\#$ ， $38^\#$ 监测点变位关系曲线出现拐点，

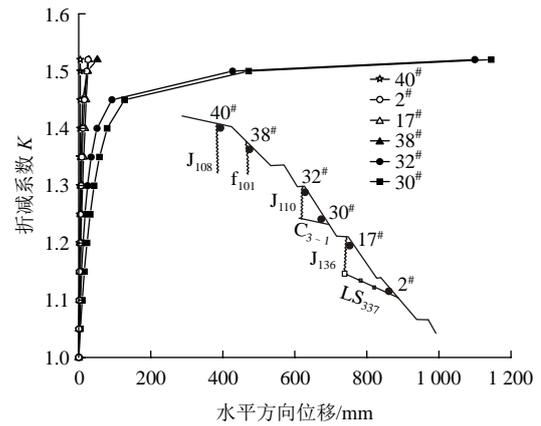


图 11 典型监测点水平变位关系曲线

Fig.11 Relation curves of displacements at typical monitoring points in the slope vs. reduction coefficient

变位迅速增大，随着强度继续降低，变位值急剧增加，直至边坡失去稳定。

综合边坡监测点变位曲线拐点，增长幅度特征、剪应变增量发展云图、计算的收敛性，可以得出边坡的稳定安全系数 $K_{ss} = 1.45 \sim 1.52$ 。

5 两种方法结果对比分析

5.1 边坡变位特征对比分析

对比模型试验和数值计算结果可以发现，变形较大的区域均主要位于 C_{3-1} 上盘与 f_{101} 组合形成的块体区域，且表现出从坡表向坡内变位减小的规律，而加固区域变位值较小，说明加固效果是有效的；边坡即将破坏前变位数据大小基本相当，如 C_{3-1} 在坡表出露处测点，模型试验中，当 $K_c = 1.502$ 时，水平变位是 73 mm，数值计算中，当 $K_s = 1.4$ 时，水平变位是 78.32 mm，表明地质力学模型试验综合法与数值模拟结果具有很好的吻合度，本文所提的地质力学模型试验综合法能很好地反映顺层岩质高边坡失稳变形特征。

5.2 边坡破坏过程及模式对比分析

2 种方法中边坡破坏过程均表现出相同的规律，即剪切破坏区沿底滑面 C_{3-1} 从坡表出露处不断向坡内发展，拉裂破坏区域沿陡倾裂隙从上往下发展，剪切破坏区域与拉裂破坏区域相互交汇贯通，形成滑块。最终破坏时，模型试验中 LS_{337} 加固区域虽然出现了剪切裂缝，但加固区域块体表现为岩体的挤压破碎开裂，并没有沿底滑面 LS_{337} 向外滑出；数值计算中 LS_{337} 加固区域没有出现剪切破坏区域，这些均表明了加固措施的有效性。2 种方法的破坏过程

均揭示了边坡的破坏模式是滑移 - 拉裂破坏, 模型试验成果更直观、形象。

5.3 边坡稳定安全系数对比分析

地质力学模型试验综合法安全系数为 $K_{SC} = 1.526 \sim 1.575$, 数值计算得到的降强安全系数 $K_{SS} = 1.45 \sim 1.52$ 。综合法试验安全系数略大于强度折减法数值计算的安全系数。

综上所述, 边坡地质力学模型试验获得的整体变位特征、破坏模式、稳定安全系数与数值计算结果基本一致。说明本文提出的倾斜抬升超载与升温降强相结合的地质力学模型试验综合法是可行的, 所推导的地质力学模型试验综合法安全系数表达式是合理的, 可用于开展顺层岩质边坡稳定性地质力学模型试验的研究。

6 讨 论

在工程实践中, 坡面开挖作业一方面改变坡体外形, 形成或扩大临空面, 当切露坡体稳定的控制性结构面时, 边坡失去支撑, 发生大变形或者破坏。另一方面开挖引起地应力释放, 边坡在一定范围内形成二次应力场, 产生卸荷回弹、岩体松弛的现象, 使得岩体内部产生新裂面或原有裂面扩张, 从而削弱岩体强度和整体性。这些因素都将对边坡的稳定性产生一定影响。本文主要基于降强法与倾斜抬升超载法, 建立了顺层岩质边坡稳定综合法安全系数表达式, 结合地质力学模型试验和强度折减法研究了白鹤滩水电站左岸边坡的稳定性。为方便研究, 模型试验和数值模拟只考虑了自重应力, 所得破坏模式与实际情况有一定差异。在下一步研究中, 将基于本文研究成果, 将开挖卸荷及地应力这 2 个因素对边坡稳定性的影响考虑到模型试验和数值模拟中, 以求能最大程度地模拟工程实际。

7 结 论

将升温降强与倾斜超载相结合, 提出了地质力学模型试验综合法来研究顺层岩质高边坡的稳定性, 推导了该方法下的安全系数表达式。利用地质力学模型试验综合法与数值模拟法, 对白鹤滩左岸顺层岩质高边坡稳定性进行了研究, 并经过对比, 验证了本文所提的地质力学模型试验综合法的合理性。主要得到以下结论:

(1) 倾斜抬升超载法试验中顺层岩质高边坡地

质力学模型的超载法安全系数表达式为 $K_{SP} = \tan(\theta + \phi) / \tan\theta$, 其中, K_{SP} 与边坡底滑面初始倾角 θ 和破坏时的抬升角度 ϕ 有关。综合法是超载法和降强法的结合, 其安全表达式为 $K_{SC} = K'_S K'_P$ 。

(2) 结合白鹤滩左岸顺层岩质高边坡工程开展研究, 地质力学模型综合法试验与数值计算得到的边坡整体变位规律及变形破坏特征、破坏模式、稳定安全系数基本一致, 说明降强与超载相结合的综合法模型试验用于研究顺层岩质高边坡的稳定性是可行的, 建立的综合法安全系数表达式是合理的, 可综合考虑超载和降强对边坡稳定的影响。

(3) 缓倾底滑面 C_{3-1} 及其上盘岩体内的陡倾裂隙是影响白鹤滩左岸边坡稳定的控制性因素, 边坡失稳破坏模式为滑移 - 拉裂破坏, 表现为控制性结构面相互切割、组合形成滑移块体, 并沿底滑面向临空面滑动失稳。在边坡前缘及底滑面出露处附近布置混凝土置换洞, 对顺层岩质边坡的稳定性有明显的加固效果。

(4) 对于复杂地质条件的顺层岩质高边坡, 建议结合模型试验和数值计算, 采用多种手段和不同方法从不同角度探索边坡失稳破坏机制, 揭示边坡工程中的薄弱环节, 全面分析和评价其稳定性问题, 起到相互补充的良好效果。

参考文献(References):

- [1] 郑颖人, 陈祖煜, 王恭先, 等. 边坡与滑坡工程治理[M]. 北京: 人民交通出版社, 2007: 3 - 4.(ZHENG Yingren, CHEN Zuyu, WANG Gongxian, et.al. Engineering treatment of slope and landslide[M]. Beijing: China Communications Press, 2007: 3 - 4.(in Chinese))
- [2] 刘才华, 陈从新. 层状岩质边坡稳定性[M]. 北京: 科学出版社, 2012: 1 - 2.(LIU Caihua, CHEN Congxin. Layered rock slope stability[M]. Beijing: Science Press, 2012: 1 - 2.(in Chinese))
- [3] 周维垣, 林 鹏, 杨 强, 等. 锦屏高边坡稳定三维地质力学模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(5): 893 - 901.(ZHOU wei Yuan, LIN Peng, YANG Qiang, et al. Experimental research on stability of Jinping high slope with three-dimensional geo-mechanical model[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(5): 893 - 901.(in Chinese))
- [4] 沈 泰, 岳登明, 郭春茂. 三峡船闸地质力学模型结构稳定研究[J]. 长江科学院院报, 1991, 8(2): 68 - 72.(SHEN Tai, YUE Dengming, GUO Chunmao, et al. Stability of ship lock of Three Gorges project by means of geo-mechanical modal[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 1991, 8(2): 68 - 72.(in Chinese))
- [5] 李 明, 张 喙, 李焯芬, 等. 开挖对边坡变形影响的离心模型试

- 验研究[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(4): 667 - 672.(LI Ming, ZHANG Ga, LI Chaofen. et al. Centrifugal model tests on excavation-induced deformation of slopes[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(4): 667 - 672.(in Chinese))
- [6] 马时强, 刘 斌. 锦屏高边坡稳定地质力学模型试验研究[J]. 西华大学学报: 自然科学版, 2008, 27(4): 101 - 105.(MA Shiqiang, LIU Bin. Experimental study on Geo-mechanical model for stability analysis of Jinping high slope[J]. Journal of Xihua University: Natural Science, 2008, 27(4): 101 - 105.(in Chinese))
- [7] 肖旦期, 胡 华, 董 云. 边坡变形破坏机制的底摩擦试验模拟[J]. 交通科学与工程, 2004, (1): 16 - 18.(XIAO Danqi, HU Hua, DONG Yun. Floor-friction for deformation and failure of slope[J]. Technology and Economy in Areas of Communications, 2004, (1): 16 - 18.(in Chinese))
- [8] 吴 剑, 张振华, 王辛林, 等. 边坡物理模型倾斜加载方式的研究[J]. 岩土力学, 2012, 33(3): 713 - 718.(WU Jian, ZHANG Zhenhua, WANG Xinlin, et al Study of inclined loading mode on slope in physical model test[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33(3): 713 - 718.(in Chinese))
- [9] 肖诗荣, 刘德福, 姜福兴, 等. 三峡库区千将坪滑坡地质力学模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(5): 1 023 - 1 030.(XIAO Shirong, LIU Defu, JIANG Fuxing, et al Geo-mechanical model experiment on Qianjiangping landslide in Three Gorges Reservoir area[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(5): 1 023 - 1 030.(in Chinese))
- [10] 张 林, 陈 媛, 陈建叶, 等. 水工大坝与地基模型试验及工程应用[M]. 北京: 科学出版社, 2015: 79.(ZHANG Lin, CHEN Yuan, CHEN Jianye, et al Application of model test of dam and foundation to engineering[M]. Beijing: Science Press, 2015: 79.(in Chinese))
- [11] 郑颖人, 赵尚毅. 有限元强度折减法在土坡与岩坡中的应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(19): 3 381 - 3 388.(ZHENG Yingren, ZHAO Shangyi. Application of strength reduction FEM in soil and rock slope[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(19): 3 381 - 3 388.(in Chinese))
- [12] 李 剑, 陈善雄, 余 飞. 基于最大剪应变增量的边坡潜在滑动面搜索[J]. 岩土力学, 2013, 34(增 1): 371 - 378.(LI Jian, CHEN Shanxiong, YU Fei. A method for searching potential failure surface of slope based on maximum shear strain increment[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(Supp.1): 371 - 378.(in Chinese))
- [13] 陈从新, 黄平路, 卢增木. 岩层倾角影响顺层岩石边坡稳定性的模型试验研究[J]. 岩土力学, 2007, 28(3): 476 - 486.(CHEN Congxin, HUANG Pinglu, LU Zengmu. Study on correlation between stability of consequent rock slope and obliquity of rock layer by simulation experiment[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, 28(3): 476 - 486.(in Chinese))
- [14] 董建华, 谢和平, 张 林, 等. 大岗山双曲拱坝整体稳定三维地质力学模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(10): 2 027 - 2 033.(DONG Jianhua, XIE Heping, ZHANG Lin, et al. Experimental study of 3D Geo-mechanical model on global stability of Dagangshan double curvature arc dam[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(10): 2 027 - 2 033.(in Chinese))
- [15] 高大水, 郭春茂. 地质力学模型试验在高边坡研究中的应用[J]. 长江科学院院报, 1992, 9(3): 65 - 71.(GAO Dashui, GUO Chunmao. Application of Geo-mechanical model tests to the study of high slopes[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 1992, 9(3): 65 - 71.(in Chinese))
- [16] 卢增木. 顺层岩石高边坡的稳定性研究[硕士学位论文][D]. 武汉: 中国科学院武汉岩土力学研究所, 2005.(LU Zengmu. Study on stability of high rock bedding slopes[M. S. Thesis][D]. Wuhan: Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, 2005.(in Chinese))
- [17] 董建华, 张 林, 陈建叶, 等. 地质力学模型试验技术研究及工程应用[J]. 长江科学院院报, 2012, 29(12): 78 - 82.(DONG Jianhua, ZHANG Lin, CHEN Jianye, et al. Techniques of geo-mechanical model test and engineering application[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2012, 29(12): 78 - 82.(in Chinese))