

文章编号: 1000-7598-(2005)01-0063-04

传递系数法的模型试验验证

胡修文, 唐辉明, 刘佑荣

(中国地质大学 工程学院, 湖北 武汉, 430074)

摘 要: 基于强度储备法和超载法的两种传递系数法已被广泛用于评价岩质滑坡的稳定性, 目前对该方法的验证都是用极限平衡法和有限元等数值分析方法进行相互分析比较。以三峡库区巴东赵树岭滑坡原型为背景, 采用岩石相似材料模型试验方法对这两种方法的可靠性进行了验证。研究结果表明: 这两种方法计算的稳定系数都偏于保守。基于超载法的理论稳定系数较接近试验情况, 并且其条块间允许有拉应力的假设符合模型破坏特征, 而基于强度储备法的稳定性系数与试验情况相差较大; 在实际工程中, 采用基于超载法的传递系数法是可靠的。

关 键 词: 相似材料模型; 传递系数法; 稳定性; 试验验证

中图分类号: P 642.22

文献标识码: A

Verification of Transfer Coefficient Method Applied to Landslide Stability Analysis by physical model test

HU Xiu-wen, TANG Hui-ming, LIU You-rong

(Engineering Faculty, China University of Geosciences, Wuhan 430074, China)

Abstract: Two transfer coefficient methods, based on over-loading method and strength reserve method, which are commonly applied to evaluate rock landslide stability, are validated at present through analyzing the results between limit equilibrium and finite element method. In this paper, the reliability of the two methods is validated through rock similar material modeling test on the background of Zhaoshuling landslide of Badong in the Three Gorges Reservoir area. Research result shows that the stability factor values calculated with these two methods are lower than that from modeling tests, and the value from over-loading method is preferable, of which the assumption of the existence of tensile strength between blocks accords with the failure character of the model is given. However, the stability coefficient on the basis of the strength reserve method is far from that from testing. The transfer coefficient method based on the over-loading method is realialde when used in practical engineering.

Key words: similar material model; transfer coefficient method; landslide stability; verification

1 前 言

滑坡稳定性分析评价是滑坡研究的核心问题, 它为选择滑坡的合理加固处理方案提供定量指标。针对折线型滑坡, 我国广泛采用的滑坡稳定性传递系数法有两种^[1]: 一种是基于强度储备法^[2], 考虑分块和整体平衡, 假定各条块的稳定系数与整体稳定系数相等, 不允许条块间出现拉应力, 滑动面剪切强度参数 c 和 ϕ 具有一定的安全储备, 计算时将其除以稳定系数; 另一种方法是基于超载法^[3,4], 仅考虑整体平衡, 允许条块间出现拉应力, 滑动面剪切强度参数 c 和 ϕ 不变, 计算时将滑动力乘以滑坡

体的稳定系数。显然, 这两种方法的可靠程度将直接影响对滑坡稳定性的评价以及抗滑工程的投资和安全可靠性。目前, 对该方法的验证都是采用极限平衡法和有限元等数值分析方法进行相互分析比较, 显然其可比性有限。因此, 有必要采用试验手段加以验证。地质力学模型试验技术于 20 世纪 60 年代中后期由意大利结构及模型试验研究所提出, 它用来定性和定量地研究岩体的变形、破坏机理和稳定性, 能够对相关理论和设计计算进行较好的验证^[5]。本文以三峡库区巴东赵树岭滑坡原型为背景, 采用大块体平面应力模型对传递系数法进行了试验验证。

收稿日期: 2003-09-19

修改稿收到日期: 2003-12-15

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(40072085)

作者简介: 胡修文, 男, 1968 年生, 博士, 讲师, 主要从事岩土工程教学和滑坡地质灾害物理模拟研究。E-mail: goodhwxw@yahoo.com.cn

2 模型试验

2.1 滑坡模型形态特征及其物理力学参数

滑坡模型形态特征和几何尺寸如图 1 所示: 模型长 300 cm, 高 118.75 cm, 厚 20 cm; 滑体表面总体呈阶梯状, 存在两级缓坡平台; 滑动面呈折线型, 滑动面倾角变化较大, 并与滑体表面形态基本一致, 缓坡平台之下滑带平缓, 滑带前部反翘。

试验所用模型材料及其物理力学参数如表 1 所示。

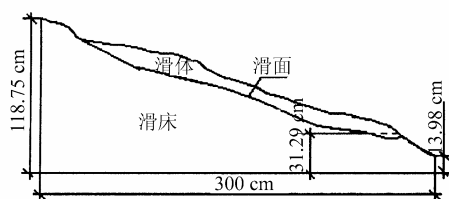


图 1 滑坡模型剖面示意图
Fig.1 Sketch of landslide model



图 2 滑坡模型
Fig.2 Landslide model

2.2 模型制作

经过混合材料的称量、搅拌和碾磨, 块体夯实成型和切割, 模型砌筑以及滑动面构成等环节。模型基本块体是由 20 cm×30 cm×10 cm 的模具制成。滑坡模型和模型的基座底板如图 2 所示, 基座底板由钢板制成, 通过葫芦吊提升装置来实现模型滑动面倾角的改变。

表 1 模型材料组成及其配合比和物理力学参数

Table 1 model material parameters

模型部位	材料组成及其配合比	变形模量 /MPa	抗压强度 /MPa	重度 /kN·m ⁻³	内摩擦角 /(°)	粘聚力 /kPa
滑体	31.29 cm 以上 重晶石粉: 细砂: 碳酸锰=100: 1: 2.5, 水 1%, 机油 9 %	82	0.135	28.3	-----	-----
	31.29 cm 以下 碳酸锰: 细砂: 石膏 = 1.5: 1: 0.5, 机油 10 %	35	0.1	17.0	-----	-----
滑动面	31.29 cm 以上 4 层聚乙烯薄膜, 其中中间 2 层光面对光面	-----	-----	-----	19	0
	31.29 cm 以下 4 层聚乙烯薄膜, 中间两层夹 2 条聚四氟乙烯薄膜	-----	-----	-----	14	0
滑床	重晶石粉: 细砂: 碳酸锰 =60: 1: 2.5, 机油 9 %	44	0.062	26.8	---	---

2.3 位移观测

滑坡模型的位移观测采用百分表观测系统、直角坐标网和近景摄影测量系统 3 种方法 (图 2)。由于本次试验中, 近景摄影测量方法精度较低, 因此, 这里不予讨论。直角坐标网布置在模型两侧面, 分别由平行和垂直于模型底板的直线构成, 用来对滑坡模型的稳定状态进行宏观定性观测。百分表测量系统布置在模型前面, 用于对模型进行定量观测, 精确地确定滑坡模型的稳定状态。百分表测量系统由 17 个测点构成, 1 号测点布置在滑坡剪出口附近的滑床上, 其余测点均被布置在滑体上。每个测点布置一个探头平行于模型底板的百分表 (以下简称水平百分表) 和一个探头垂直于模型底板的百分表 (以下简称垂直百分表), 所获得的位移分别称为水平位移和垂直位移。

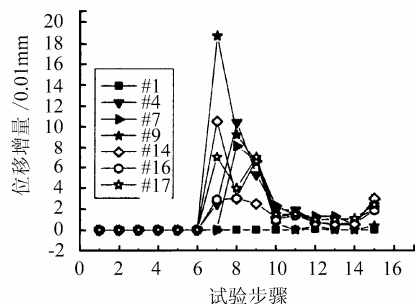
2.4 加载试验

试验过程中, 采用分级逐渐加载的方法, 每次加载完成后, 让模型加载系统稳定 5~10 min, 然后读数。第 0 步在距离模型底板 31.29 cm 以上的滑体表面上施加 5 g/cm² 的均布荷载, 荷载由重晶石粉: 石膏=50: 1 (重量比) 的混合材料制成。从第 1 步开始, 通过葫芦吊加载系统缓慢均匀地提升模型底板, 逐渐增加滑面的倾角, 靠滑体自重来增加下滑力、减小抗滑力, 直到滑体开始产生变形、位移时停止加载, 并保证加载系统的稳定。在施加自重荷载的过程中, 模型底板每提升 5~10 mm 读一次百分表, 并且一边施加荷载一边观察百分表的指针变化状态。滑体开始产生变形时, 停止加载, 然后, 每隔 5 min 或 10 min 读一次表。与此同时, 观察滑面处直角坐标网的变化情况, 以及滑体中的裂纹产生、发展及其分布状况。

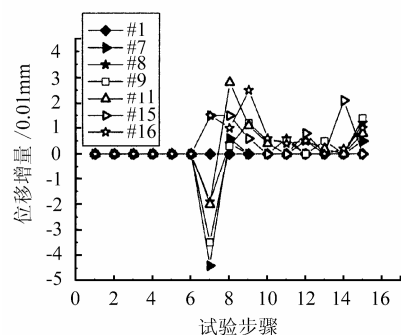
模型试验从第 0 步到第 7 步, 各步时底板累积提升的角度 (即滑动面累积增加的角度) 分别为 0°, 0.323 5°, 0.733 2°, 1.146 3°, 1.521 0°, 1.913 6°, 2.291 7° 和 2.656 8°。第 7 步以后停止加载。

3 滑坡模型极限平衡状态的确定

从测点位移增量曲线 (图 3) 和测点位移曲线 (图 4) 可见: 第 0 步至第 6 步测点未发生变形和位移, 滑体保持稳定; 第 7 步, #9 测点水平百分表变化最明显, 其位移增量为 0.187 mm, 随后依次是 #14、#17、#16、#4 等测点, 位移增量分别为 0.105 mm, 0.07 mm, 0.029 mm 和 0.024 mm 等; 而垂直向百分表指针变化缓慢, #7, #9, #11, #8, #15 和 #16 测点垂直位移增量分别为 -0.044 mm, -0.035



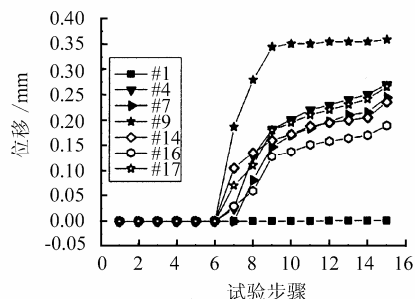
(a) 测点(水平百分表)位移增量与试验步骤的关系



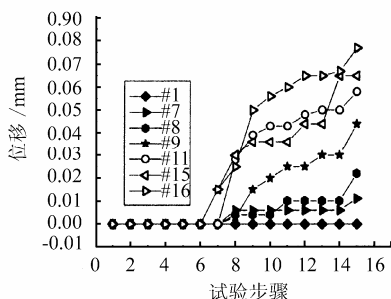
(b) 测点(垂直百分表)位移增量与试验步骤的关系

图3 测点位移增量曲线

Fig.3 Curves of displacement increment of observing points



(a) 测点(水平百分表)位移增量与试验步骤的关系



(b) 测点(垂直百分表)位移增量与试验步骤的关系

图4 测点位移曲线

Fig.4 Displacement curves of observing points

mm, -0.02 mm, -0.019 mm, 0.015 mm 和 0.015 mm

等;第10步起滑体上所有测点都发生水平位移,绝大多数测点发生垂直位移,而滑床测点不产生位移。显然,滑体的水平向变形、位移变化超前于其垂直向。现场观察表明:第7步荷载施加期间,水平百分表指针逐渐稳定地发生变化,停止加载时,大部分水平百分表指针变化明显,而垂直百分表变化不太明显。另外,第6步和第7步时,网格线仍未发生明显错断现象。因此,可以断定第6步和第7步时,滑坡模型已处于极限平衡状态。而此时,对应的滑动面倾角增量分别为 2.2917° 和 2.6568° 。



a 整体



b 局部(后部)



c 局部(前部)

图5 滑坡模型破坏特征

Fig.5 Failure characteristic of landslide model

滑坡模型的破坏特征如图5:滑体上的裂隙以横向拉张裂隙为主,滑体前端出现少量的剪切裂隙。因此,滑体自身是以张拉破坏为主,前端局部发生剪切破坏。

4 滑坡模型不同状态下的稳定性计算

基于强度储备法和超载法的这两种传递系数法计算斜坡稳定性时,其稳定系数表达式形式相同^[1],如下:

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} [R_i \prod_{j=i}^{n-1} \psi_j] + R_n}{\sum_{i=1}^{n-1} [T_i \prod_{j=i}^{n-1} \psi_j] + T_n} \quad (1)$$

其中 $\prod_{j=i}^{n-1} \psi_j = \psi_i \psi_{i+1} \psi_{i+2} \cdots \psi_{n-1}$

$$R_i = W_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i + C_i L_i$$

$$T_i = W_i \sin \alpha_i$$

但是它们的传递系数表达式略有不同: 强度储备法的传递系数为

$$\psi_i = \cos(\alpha_{i-1} - \alpha_i) - \sin(\alpha_{i-1} - \alpha_i) \tan \varphi_i / F_S,$$

而超载法的传递系数为

$$\psi_i = \cos(\alpha_{i-1} - \alpha_i) - \sin(\alpha_{i-1} - \alpha_i) \tan \varphi_i$$

式(1)中, F_S 为稳定系数; W_i 为第 i 条块滑体所受的重力(kN); φ_i 为第 i 条块滑面的内摩擦角($^\circ$); C_i 为第 i 条块滑面的粘聚力(kPa); L_i 为第 i 条块滑动面长度(m); R_i 为作用于 i 条块的抗滑力(kN); T_i 为作用于第 i 条块滑动面上的下滑力(kN); ψ_i 为第 $i-1$ 条块剩余下滑力传递至第 i 块段时的传递系数; α_{i-1} 和 α_i 分别为第 $i-1$ 条块和第 i 条块的滑动面与水平面的夹角。

另外, 强度储备法不允许条块间出现拉应力, 当上一条块的剩余下滑力为负值时, 则令其为 0; 而超载法允许条块间拉应力的存在。

分别采用强度储备法和超载法对各种状态下滑坡模型的稳定性进行验算, 得到如图 6 所示的滑坡稳定系数与滑动面倾角的关系曲线。

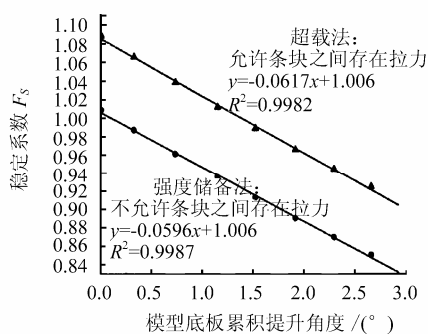


图 6 稳定系数与滑动面倾角累积增量的关系曲线

Fig.6 Relation between stability factor and accumulated angle increment of sliding plane

5 结果分析比较

从图 6 中可知: (1) 采用超载法计算, 当滑动面倾角增加值小于 $1.521\ 0^\circ$ 时, 模型仍是稳定的, 而达到该值后, 滑坡模型将处于极限平衡稳状态。

(2) 采用强度储备法计算, 模型未提升加载就处于极限平衡状态, 如果增加滑动面倾角, 模型就会失

稳。(3) 当滑动面倾角增量为 $2.291\ 7^\circ$ 和 $2.656\ 8^\circ$ 时, 采用强度储备法计算求得稳定系数分别为 $0.869\ 9$ 和 $0.850\ 6$, 而采用超载法时, 对应的稳定系数分别为 $0.944\ 4$ 和 $0.924\ 6$, 前者的计算结果比后者小 0.074 。

(4) 滑坡稳定系数和滑动面倾角之间有很好的线性关系, 并且两种方法获得的稳定系数曲线近于平行, 其截距相差 0.079 左右。

试验研究表明, 滑动面倾角增量为 $2.291\ 7^\circ \sim 2.656\ 8^\circ$ 时, 滑坡模型处于极限平衡状态。而采用超载法和强度储备法计算时, 滑动面倾角增量分别等于 $1.521\ 0^\circ$ 和 $0.323\ 5^\circ$ 时, 模型已处于极限平衡状态。显然, 这两种方法的计算结果都偏于保守, 而强度储备法比试验结果小 13% 左右, 超载法比试验结果小 $5.6\% \sim 7.6\%$ 左右, 与试验结果较接近。从滑坡模型破坏特征可以看出, 滑坡体的破坏主要以张拉破坏为主, 滑坡体在出现张拉裂隙之前, 条块之间能承受拉力, 所以考虑条块间拉应力的超载法更趋于模型试验的实际情况。

6 结论

通过滑坡模型试验与传递系数法的理论计算分析比较, 可以得出如下的结论:

(1) 基于强度储备法和超载法这两种传递系数法所得到的稳定系数都偏于安全保守。

(2) 超载法的计算结果较接近试验结果, 而强度储备法偏差较大。原因是前者考虑了条块间存在的拉应力, 这符合试验情况, 而后者假设条块间不存在拉应力。因此, 实际工程中, 对于滑动面为折线型的滑坡, 采用基于超载法的传递系数法来计算稳定系数更合理可靠。

参考文献

- [1] 苏爱军, 冯明权. 滑坡稳定性传递系数计算法的改进[J]. 地质灾害与环境保护, 2002, 13(3): 51—55.
- [2] 张友良, 冯夏庭, 范建海等. 抗滑桩与滑坡体相互作用的研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(6): 839—842.
- [3] GB50021-2001, 岩土工程勘察规范[S].
- [4] 徐邦栋 编著. 滑坡分析与防治[M]. 北京: 中国铁道出版社, 2001.
- [5] 龚召熊主编. 岩石力学模型试验及其在三峡工程中的应用与发展[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 1996.