

# 基于强度折减概念的滑坡稳定性三维分析方法(I): 滑带土抗剪强度参数反演分析

邓建辉, 魏进兵, 闵 弘

(中国科学院武汉岩土力学研究所 岩土力学重点实验室, 湖北 武汉 430071)

**摘 要:** 滑带土抗剪强度是滑坡稳定性分析和防治工程设计中十分重要而又难于确定的参数之一。因此, 基于临界状态假定的二维反分析方法得到了广泛应用。但是, 自然界发生的滑坡基本上呈三维形态, 其主滑方向有时变化也较大, 使得有必要研究一种滑带土抗剪强度的三维反分析方法和滑坡稳定性的三维评价方法。笔者建议了一种基于强度折减概念的滑带土抗剪强度反分析方法, 即通过逐步折减滑动面的强度参数, 使滑动面的塑性区完全贯通, 此时, 塌滑体处于极限状态, 所用强度参数即为滑带土的平均抗剪强度参数。从洪家渡水电站 1#塌滑体计算成果来看, 反演的滑带土摩擦角较二维反演值低  $4.1^\circ$ , 反映了滑坡体的三维效应, 验证了所建议方法的可行性。

**关 键 词:** 滑坡; 滑带土; 抗剪强度; 反分析; 强度折减法

**中图分类号:** TU 457      **文献标识码:** A

## 3D stability analysis of landslides based on strength reduction (I): Back analysis for the shear strength of slip soils

DENG Jian-hui, WEI Jin-bin, MIN Hong

(Key Laboratory of Rock and Soil Mechanics, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China)

**Abstract:** The shear strength of slip soils is one of the prominent, but hard to be determined parameter in the stability analysis and control design of landslides, so 2-dimensional back analysis method is extensively used, which is based on the critical state assumption of slides. However, basically all the landslides are 3 dimensional in shape, and their major sliding direction changes drastically in some cases, thus making it necessary to develop a method for the 3D back analysis of slip soil strength and for the 3D stability analysis of the slide. A back analysis method, which is based on the strength reduction technique, is proposed. That is, the shear strength is obtained by gradually reducing the strength parameters to make the whole slip surface into plastic state (critical state). A case history, the No.1 landslide of Hongjiadu Hydroelectric Project, is examined by the method, with back-analyzed friction angle  $4.1^\circ$  lower than that from 2D analysis. 3D effect of the landslide is demonstrated and the method is thus proved feasible.

**Key words:** landslide; slip soil; shear strength; back analysis; strength reduction technique

### 1 前 言

滑带土的抗剪强度是滑坡稳定性分析和防治工程设计中十分重要而又难于确定的参数之一, 其取值方法大致有三类<sup>[1]</sup>: 一是根据现场及室内试验资料, 结合滑带土的地质条件和物理特征选取; 二是根据滑带土强度参数和物理性质的经验关系进行估算; 三是假定滑坡体的状态, 利用极限平衡法进行

抗剪强度反演。滑带土一般为碎石土, 即使是取原状样进行室内直剪或三轴剪切试验, 由于试样尺寸较小, 试验结果也不具代表性。较为可靠的方法是直接使用现场大型直剪试验成果<sup>[2]</sup>。但应指出, 直剪试验也存在受力不均匀, 难以测量剪切面的孔隙水压力变化过程, 现场加载过程无法进行伺服控制, 试验经费较高等缺陷, 以致大量的勘察报告没有提供这类试验成果, 或者试验成果的离散性较大, 从

收稿日期: 2002-04-25

基金项目: 国家自然科学基金项目(编号: 50279051), 国家重点基础研究发展规划项目(编号: 2002CB412702)和中科院武汉岩土力学研究所领域前沿基金项目(编号: Q110215)资助。

作者简介: 邓建辉, 男, 1965 年生, 博士, 研究员, 现主要从事滑坡灾害机制及其预测控制技术研究工作。

而，无法直接使用。目前，滑坡稳定性分析和防治工程设计中使用的滑带土抗剪强度参数主要是根据相关实验资料，结合地质条件给出，或假定滑坡体处于极限平衡状态，利用二维极限平衡法进行反演计算求得。三维极限平衡法近年来也逐步得到推广应用<sup>[3]</sup>，但是目前尚没有用于反演分析的报道。

自然界发生的滑坡基本上呈三维形态，二维分析成果只是对滑坡体行为的一种简化或逼近模拟。部分滑坡体的三维效应极为明显，二维分析成果误差较大，不能够反映滑坡体的真实状态或行为。若主滑方向都是变动的，如洪家渡水电站 1<sup>#</sup>塌滑体，则直接使用现有的三维极限平衡分析方案存在困难。对这类滑坡的滑带土强度参数反演和整体稳定评价需要探讨新的方法。

近年来，基于强度折减概念的有限元法或快速拉格朗日分析方法在边坡工程中逐步得到了应用<sup>[4-14]</sup>，为这一问题的解决提供了契机。二维分析成果表明，使用上述方法获得的安全系数与传统的极限平衡法基本一致。由于不像极限平衡法一样需要引入定解假定，同时，可以模拟边坡的变形与破坏行为、滑动面位置以及加固效应，这类方法的优势十分明显。结合乌江洪家渡水电站 1<sup>#</sup>塌滑体加固设计工程，本文探讨了基于强度折减概念的滑带土抗剪强度参数的反演分析方法，即假定塌滑体处于极限状态，通过逐步折减滑动面的强度参数使滑动面的塑性区不断扩展。当滑动面塑性区完全贯通时，

塌滑体处于极限状态，此时，所用强度参数即为滑带土的平均抗剪强度参数。从计算成果来看，反演强度参数较为合理，低于二维反演强度参数，反映了滑坡体的三维效应。

笔者将另文阐述加固安全系数计算以及工程布置优化等内容。

## 2 1<sup>#</sup>塌滑体简述<sup>[15,16]</sup>

1<sup>#</sup>塌滑体为崩塌堆积体，位于坝轴线下游。下部主要建筑物为厂房及尾水渠，对岸为 1<sup>#</sup>；2<sup>#</sup>导流洞出口；上部上游侧（西侧）为卡拉寨石料场，下游侧（东侧）为 2<sup>#</sup>塌滑体。1<sup>#</sup>塌滑体沿斜坡地带分布，形状呈三角形（图 1），高程 1 290~967 m，边坡倾向 NW10°左右，与河床交角约 45°（斜向上游），岸边宽约 220 m，往岸坡方向逐渐变窄，至 1 290 m 高程闭合，从岸边至 1 290 m 高程，长约 580 m，分布面积约 0.066 km<sup>2</sup>，总方量 9.81×10<sup>5</sup> m<sup>3</sup>。地形 1 110~1 290 m 高程坡度为 33°；1 080~1 110 m 高程约为 18°，1 040~1 080 m 高程由于塌滑体产生二次塌滑，形成一小陡坎，1 040 m 高程以下整体坡度约 40°（图 2）。

基于稳定性分析和治理设计的需要，对 1<sup>#</sup>塌滑体进行了详细的地质勘查工作，包括 25 个钻孔，8 个平硐等。勘探资料分析表明，塌滑体的物质成份为块石、碎石与粘土混合体，局部有后期石灰华胶结。碎石、粘土主要分布于地表和塌滑体底部，块

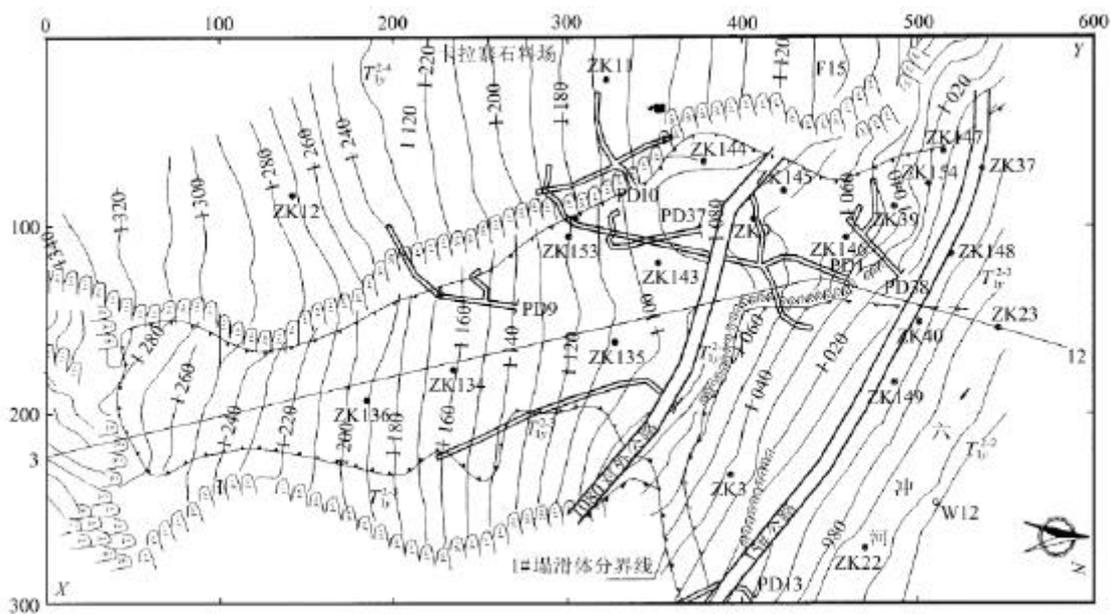


图 1 洪家渡水电站 1<sup>#</sup>塌滑体平面图  
Fig. 1 Plan view of the No.1 landslide, Hongjiadu Hydroelectric Project

石是组成塌滑体的主要物质成份。块石平均占 65 % 左右, 碎石占 30 % 左右, 粘土占 5 % 左右。纵向上 1 010 ~ 1 100 m 高程间, 块石含量较大, 占 70 % ~ 85 %, 且块石粒径一般在 2 m 以上, 最大达 20 m, 1 010 m 高程以下及高程 1 100 m 高程以上, 块石直径一般小于 2 m, 且碎石较多; 横向上中部及西侧块石含量较大, 直径 2 m 以上居多, 东侧边缘附近块石含量相对较小, 1 m 以下居多。塌滑体铅直厚度为 6.46 (河床) ~ 45.15 m。从横向上看, 从东侧至西侧滑体逐渐增厚; 从纵向上看, 上、下部及二次塌滑形成的小陡壁东侧较薄, 中部沿 PD38-ZK146-ZK9-PD9-ZK136 一线较厚。

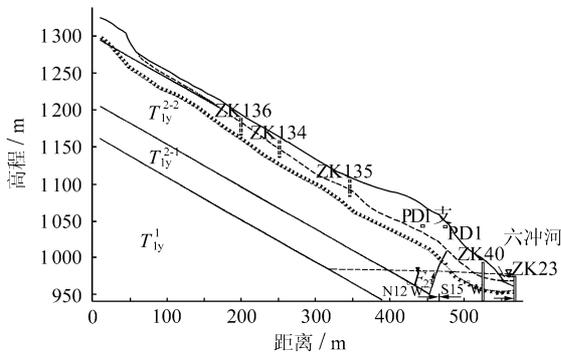


图 2 3-12 地质剖面图  
Fig. 2 Geological Profile 3-12

塌滑体滑动带为碎石夹粘土或粘土夹碎石层, 层厚 0.1 ~ 1.0 m, 分布于塌滑体与基岩接触面上。以 PD38-PD1-PD3 附近为界, 将塌滑体划分为东西两区, 东区滑带土平均泥质 (粒径小于 0.1 mm) 含量 11.25 %, 属于微含粉质土砾; 西区中下部滑带土平均泥质含量为 19.65 %, 为含粉质土砾; 西区上部滑带土泥质含量为 4 %, 属于粗砾。表 1 列出了现场剪切试验成果, 以及根据试验成果, 结合塌滑体地质特征, 并类比已有工程经验的设计建议值。

1# 塌滑体下伏基岩为三叠系下统夜郎组玉龙山段的第 2 层和第 3 层 ( $T_{ly}^{2-2}$ ,  $T_{ly}^{2-3}$ ), 为中厚层、薄层、极薄层灰岩互层, 层间多夹有泥质或碳质。岩层产状  $NW10^\circ \sim 20^\circ / 30^\circ \sim 35^\circ$ 。基岩顶板平均坡角为  $31^\circ$ 。塌滑体总体上沿岩层面展布, 但在横向和纵向上均有切层现象。根据平硐揭露, 塌滑体与下伏基岩面均有擦痕, 1 080.67 m 高程以上擦痕方向为  $NW12^\circ$  左右, 以下为  $NW15^\circ$  左右。

塌滑体整体结构松散, 透水性较强, 渗透系数为 150 ~ 200 m/d, 其底部粘土、碎石层有一定的固

结, 渗透系数相对较小。塌滑体下部  $T_{ly}^{2-2}$ ,  $T_{ly}^{2-3}$  灰岩为岩溶裂隙含水层。根据钻孔长期观测资料, 整个塌滑体, 除岸边 40 m 一带在汛期有地下水位外, 988 m 高程以上塌滑体内无地下水位。

表 1 滑带土抗剪强度参数试验值和设计建议值  
Table 1 Suggested shear strengths and those from in-situ shear test of the slip soils

区域	分类	重度 / $kN \cdot m^{-3}$	试验值		设计建议值	
			$c/kPa$	$f/(\circ)$	$c/kPa$	$f/(\circ)$
东区	微含粉质土砾	21.5	36	17.2	10	19.3
西区上部	粗砾	21.8	40	16.2	15	16.7
西区中下部	含粉质土砾	21.8	15	13.5	15	15.1

### 3 滑带土强度参数的三维反演分析

基于现有监测资料分析, 1# 塌滑体目前基本稳定, 没有明显的滑动变形迹象。但是, 使用极限平衡法 (Morgenstern-Price 方法) 和表 1 所示的滑带土强度参数建议值, 对 3-12 剖面进行了稳定性验算, 最小安全系数均小于 1.0<sup>[17]</sup>。显然, 建议值偏于保守。假定塌滑体处于极限平衡状态, 使用 Morgenstern-Price 方法反演得到的滑带土平均抗剪强度参数为  $c=15 kPa$ ,  $f=29.1^\circ$ 。根据地质调查结论, 1# 塌滑体的滑动面形态极不规则, 存在两个主滑方向, 三维效应极为明显。二维分析结果是否具有代表性, 是否可以直接用于滑坡防护工程设计; 而现有的三维极限平衡分析方案基本上只考虑了单一主滑方向, 部分方案甚至要求滑动面形态对称<sup>[3]</sup>, 因而, 限制了其工程推广应用。

三维反演分析和稳定性评价需要探讨新的数值分析方法。基于强度折减概念, 逐渐降低滑带土强度参数使滑动面的塑性区扩展。当滑动面塑性区完全贯通时, 塌滑体处于临界状态, 此时的安全系数为 1, 相应的强度参数即为反演的滑带土平均强度参数。 $c, f$  值的变动范围需要参考滑带土的力学试验成果选取。本例中滑带土的  $c$  值固定为 15 kPa, 反演的主要参数为平均摩擦角  $f$  值。

计算范围如下: X 向为 300 m, Y 向为 600 m, Z 向从 900 m 高程至地表。图 3 给出了塌滑体的计算模型, 共划分 24 794 个节点, 21 582 个六面体单元。计算分两步进行, 第 1 步计算滑床在重力作用下的变形和应力, 作为初始状态; 第 2 步以填筑的方式将滑体和滑动面置于滑床之上, 模拟变形和破坏发展过程。滑动面使用薄层六面体单元模拟, 理

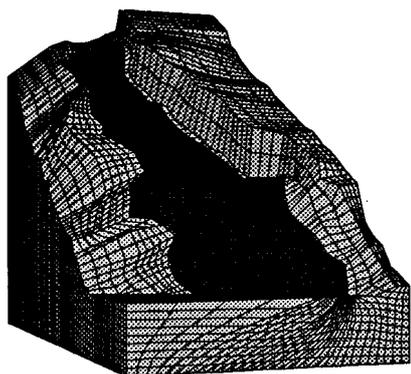


图 3 三维计算模型  
Fig.3 3D mesh for the landslide

想弹塑性本构模型，Mohr-Coulomb 屈服准则；滑体和滑床使用线弹性模型。计算参数见表 2。图 4

给出了  $f$  值逐渐降低的条件下滑带塑性区的扩展过程(图中阴影部分为未进入塑性状态的单元)。当  $f$  值降低时，滑带塑性区逐步扩展，至  $f=25^\circ$  时完全贯通。据此反算出塌滑体在天然状态下的力学参数为： $c=15\text{ kPa}$ ， $f=25^\circ$ 。与平面反算结果比较，三维反算的强度参数有所降低，说明塌滑体的三维效应比较明显。

表 2 计算参数表  
Table 2 Calculation parameters

参数	滑床	滑带	滑体
弹模/MPa	10 000	10	40
泊松比	0.28	0.36	0.36
重度/ $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	26.1	21.8	21.0

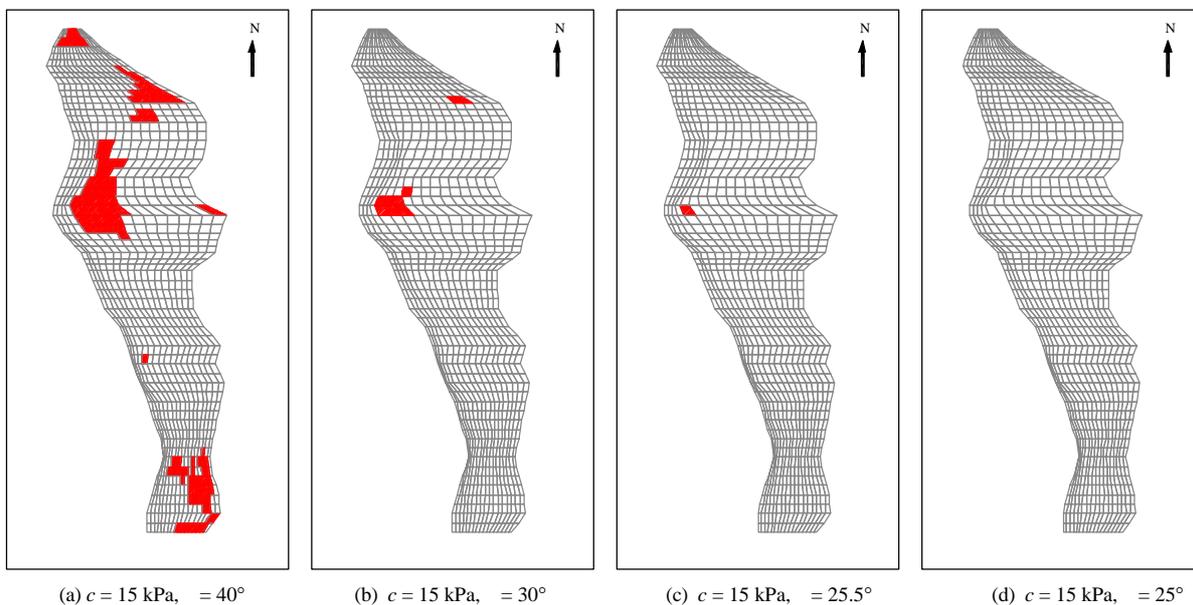


图 4 滑动面塑性区扩展过程 (阴影部分处于弹性状态)

Fig.4 Development of plastic zones in the slip surface during strength reduction (shaded areas are in elastic state)

### 4 结论

在滑坡稳定性评价与防治工程设计中，滑带土强度参数的确定至关重要。本文建议了一种基于强度折减概念的三维数值反演分析方法。这种方法克服了三维极限平衡分析方法需要给定单一主滑方向的缺陷，同时，具有常用数值分析方法(有限元、有限差分等)的优点，即可以模拟滑坡体的三维变形与破坏特征，为防治工程布局和设计提供参考。从洪家渡水电站 1#塌滑体计算成果来看，使用所建议方法反演的滑带土摩擦角较二维反演值低  $4.1^\circ$ ，反映了滑坡体的三维效应，同时，也验证了所建议

方法的可行性。

从应用来看，该方法也存在与二维反分析方法相同的局限性，其一需要假定滑坡体处于极限状态，对于稳定的滑坡体而言，反演参数偏低；其二反演的  $c$ ， $f$  值不具有唯一性，需要参考试验成果确定一个参数，然后反演另一个参数。

如果需要评价防治工程的加固效果，将安全系数定义为加固后相对于加固前的安全储备，则上述局限性不再显著。有关成果见文献[18]。

致谢：本文的网格由黄晓峰先生完成。作者对黄晓峰先生和国家电力公司贵阳勘测设计研究院的支持与协作表示衷心感谢！

## 参 考 文 献

- [1] 周平根. 滑带土强度参数的估算方法[J]. 水文地质工程地质, 1998, (6): 30 - 32.
- [2] 油新华, 汤劲松. 土石混合体野外水平推剪试验[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(10): 1 537 - 1 540.
- [3] 陈祖煜. 土质边坡稳定分析——原理·方法·程序[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2003, 533 - 560.
- [4] Matsui T, San K C. Finite element slope stability analysis by shear strength reduction technique [J]. **Soils and Foundation**, 1992, 32(1): 59 - 70.
- [5] Duncan J M. State of the art: limit equilibrium and finite element analysis of slopes [J]. **Journal of Geotechnical Engineering**, 1996, 122(7): 577 - 596.
- [6] Griffiths D V, Lane P A. Slope stability analysis by finite elements [J]. **Géotechnique**, 1999, 49(3): 387 - 403.
- [7] Dawson E M, Roth W H, Drescher A. Slope stability analysis by strength reduction[J]. **Géotechnique**, 1999, 49(6): 835 - 840.
- [8] 连锁营, 韩国城, 孔宪京. 强度折减有限元法研究开挖边坡的稳定性[J]. 岩土工程学报, 2001, 23(4): 407 - 411.
- [9] 郑颖人, 赵尚毅, 时卫民, 林丽. 边坡稳定分析的一些进展[J]. 地下空间, 2001, 21(4): 262 - 271.
- [10] 赵尚毅, 时卫民, 郑颖人. 边坡稳定性分析的有限元法[J]. 地下空间, 2001, 21(5): 450 - 454.
- [11] 郑颖人, 赵尚毅. 用有限元法求边坡稳定安全系数[J]. 公路交通技术, 2002, (1): 7 - 9.
- [12] 赵尚毅, 郑颖人, 时卫民, 王敬林. 用有限元强度折减法求边坡稳定安全系数[J]. 岩土工程学报, 2002, 24(3): 343 - 346.
- [13] 郑宏, 李春光, 李焯芬, 葛修润. 求解安全系数的有限元法[J]. 岩土工程学报, 2002, 24(5): 626 - 628.
- [14] 赵尚毅, 郑颖人, 邓卫东. 用有限元强度折减法进行节理岩质边坡稳定性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(2): 254 - 260.
- [15] 电力工业部贵阳勘测设计研究院. 乌江洪家渡水电站右岸塌滑体地质专题报告[R]. 1996.12.
- [16] 肖万春, 邹林, 田茂中. 洪家渡水电站工程地质问题及对策[J]. 水利发电, 2001, (9): 5 - 8.
- [17] 席灿勇, 邹林. 洪家渡水电站 1<sup>#</sup>塌滑体治理研究[R]. 贵阳: 国家电力公司贵阳勘测设计研究院, 2002.

上接第 895 页

## 7 结 论

从数值计算结果可以得出如下结论:

(1) 基岩输入地震加速度的功率谱为白噪声谱的情况下, 土层的最大期望反应, 无论是相对位移、绝对加速度, 还是剪应力, 均有别于过滤白噪声谱时的相应值。

(2) 基岩输入地震加速度为平稳过程, 土层反应亦为平稳过程时, 其最大期望反应总是不小于土层反应为非平稳过程时的最大期望反应, 其中, 又以基岩输入地震加速度为非平稳过程时土层的非平稳最大期望反应为最小。当土层阻尼比较小时 ( $m_m=0.01$ ), 尤为明显, 而当阻尼比较大时 ( $m_m=0.2$ ), 平稳输入与输出的土层最大期望反应与平稳输入非平稳输出的相应值很接近, 这是因为当阻尼比较大时, 反应从非平稳到平稳的过渡就越快造成的。

## 参 考 文 献

- [1] 高玉峰, 金建新, 谢康和等. 成层地基一维土层地震反应解析解[J]. 岩土工程学报, 1999, 21(4): 489 - 500.
- [2] 黄义, 门玉明. 结构-地基相互作用系统可靠性分析[M]. 西安: 陕西省科学技术出版社, 2000, 124 - 130.
- [3] 曾心传, 秦小军. 土层对地震的随机反应分析[J]. 地震工程与工程振动, 1998, 18(3): 27 - 38.
- [4] R. W. 克拉夫, J.彭津[美]著. 王光远, 王焕定, 董明耀等译. 结构动力学[M]. 北京: 科学出版社, 1981, 103 - 105.
- [5] 栾茂田, 金崇磐, 林皋. 非均质地基振动特性及地震反应分析[J]. 大连理工大学学报, 1992, 32(1): 81 - 87.