

大杠变电站场地古滑坡体应力-应变特征分析

李玉倩, 杨晓芳, 李渝生, 苏小琴

(成都理工大学 环境与土木工程学院, 四川 成都 610059)

摘要: 以大杠变电站址古滑坡的工程地质特征为基础, 在分析斜坡变形破坏的形成机制及模式的前提下, 采用二维弹塑性有限元数学模型分别计算分析了天然及工程开挖回填状况下滑坡体的稳定性. 结果表明, 天然及工程开挖回填状况下, 滑坡体均处于稳定状态.

关键词: 古滑坡; 应力-应变场; 稳定性; 二维有限元法; 数值分析; 大杠变电站

中图分类号: TU457

文献标识码: A

文章编号: 1009-640X(2007)03-0057-05

Stress-deformation characteristics of an ancient landslide at Dagang transformer substation site

LI Yu-qian, YANG Xiao-fang, LI Yu-sheng, SU Xiao-qin

(College of Environment and Civil Engineering, Chengdu University of Technology, Chengdu 610059, China)

Abstract: Based on engineering geological characteristics of the ancient landslide at Dagang transformer substation site in Sichuan Province, and on analyses of the formation mechanism and model of the slope deformation failure, landslide stability in both nature and excavation-backfilling is numerically simulated by using 2-D elasticity-plasticity FEM. Results show that the landslide is stable both in nature and excavation-backfilling situations.

Key words: ancient landslide; stress-deformation field; stability; 2-D finite element method; numerical analysis; Dagang transformer substation

大杠变电站位于川西境内大渡河上游右岸. 地质调查显示, 拟建场地处于一古老的巨型基岩滑坡体之上. 该滑坡体的稳定性直接关系到场地建站的可行性. 为分析滑坡体在天然及工程挖、填方条件下应力-应变特征, 以及场地岩体的稳定性, 在现场调研的基础上, 建立符合岩体地质环境的计算模型, 并采用二维有限元进行数值模拟.

1 大杠站古滑坡堆积场地的工程地质特征

大杠站址位于大渡河右岸仰天窝. 站址东侧和北侧分别为大渡河及瓦斯沟. 滑坡体的分布高程 $\nabla 1\ 400\text{ m} \sim \nabla 1\ 600\text{ m}$, 宽度 25 ~ 150 m, 体积约 $2.5 \times 10^7\text{ m}^3$. 滑坡形成机制为受断裂面控制的基岩整体“滑移-座落型”. 其潜在滑移面有主滑面 I 及次滑面 II (见图 1). 滑坡体北侧前缘下部岩体内, 发育有一反倾坡内的缓倾角错动带.

收稿日期: 2007-01-02

作者简介: 李玉倩(1984-), 女, 天津人, 硕士研究生, 主要从事岩土地基稳定性分析. E-mail: yuqian902@163.com

该滑坡形成年代在晚更新世晚期以前,距今约 2~3 万年. 据地震资料统计,工程区外围 300 km 范围内自公元 1216 年以来,共记载 7.0~7.9 级地震 7 次;6.0~6.9 级地震 21 次;5.0~5.9 级地震 71 次. 近场区 25~50 km 范围内记载到 7.0~7.75 级地震 2 次;6 级地震 2 次;5.5 级地震 1 次. 附近泸定水电站工程场地 50 年概率大于 10% 的基岩水平峰值加速度为 0.25 g,相对应的地震基本烈度为 8 度. 附近冷竹关电站设计分析采用的地震基本烈度也为 8 度. 因此,可以认为本区的地震基本烈度为 8 度. 根据《中国地震动参数区划图》^[1],工程区地震动峰值加速度位于区划图 0.3 g 与 0.2 g 的分界线附近. 参考泸定水电站的地震危险性计算成果,从安全角度考虑,将站址处基岩水平地震动峰值加速度取为 0.3 g,相应的地震系数为 0.1275. 故场地所在的古滑坡体处于某种形式的超稳定状态. 经计算,无论是天然还是工程场地在地震条件下都处于整体稳定状态. 有限元分析表明,地震对场地应力场影响不大. 因此,只对该古滑坡体天然及工程场地天然状况下的各种应力状态进行对比分析. 初拟的场地挖、填方工程方案见图 1.

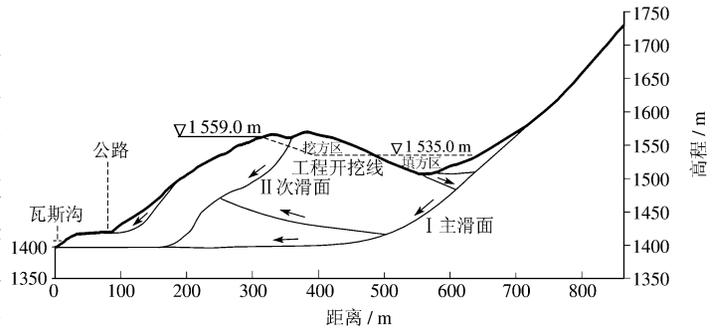


图 1 大杠站址场地挖、填方工程方案

Fig. 1 Excavation-backfilling project of Dadong site

2 天然及工程场地岩体应力-应变特征分析

2.1 二维弹塑性有限元理论简述

二维弹塑性有限元理论基础是有限元法. 其基本思路是将连续的求解区域离散为一组有限个且按一定方式相互连接在一起的单元结合体. 由于单元能按不同的联结方式进行组合,且单元体本身又可以有不同形状. 因此,可以模拟几何形状复杂的求解域^[2].

2.1.1 有限单元法基本方程 在所有节点上以节点位移作为未知量, n 个节点位移用向量可表示为:

$$\delta = [\delta_1 \quad \delta_2 \quad \cdots \quad \delta_n]^T$$

由式 $f^e = N\delta^e$ 逐个单元规定了整个连续体中的位移状态,用以近似表示系统的真实位移. 式中 f^e 为单元体位移, N 为统一的形函数, δ^e 为单元体节点位移.

由极小势能原理可得 $k\delta - P = 0$

式中: $P = \sum P^e$ 为总体等效节点力, $k = \sum k^e$ 为总体刚度矩阵.

2.1.2 应力应变计算 利用弹性力学的几何方程,导出用节点位移表示的单元应变,即 $\epsilon = B\delta^e$,其中, B 为几何矩阵.

利用物理方程,导出用节点位移表示的单元应力:

$$\sigma = D\epsilon = DB\delta^e = S\delta^e$$

式中: S 为单元应力矩阵.

利用虚功方程建立作用于单元上的节点力和节点位移之间的关系式及单元的刚度方程,从而推导出单元的刚度矩阵:

$$P^e = K^e\delta^e$$

$$K^e = \int B^T DB dv$$

2.1.3 屈服条件 本文采用的是 Mohr-Coulomb 屈服条件:

$$\tau_f = c + \sigma_n \tan\varphi$$

式中: c 为粘聚力; σ_n 为受力面上的法向应力; φ 为内摩擦角.

这样,解得以节点位移为未知数的方程组就可计算弹塑性体内应力、应变及位移分布.

2.2 数值模型

2.2.1 计算单元及边界条件 根据现场地质调研确定的地质剖面及拟定的工程挖、填方场地平整方案(见

图1), 概化建立如图2、图3所示的计算模型. 设定模型符合小变形条件下的线弹性及弹塑性基本假定, 在计算坡体应力时只考虑岩土自重^[3].

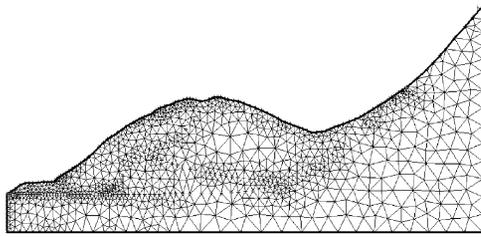


图2 天然场地主剖面有限元计算网格
Fig. 2 Major profile meshes of natural situation

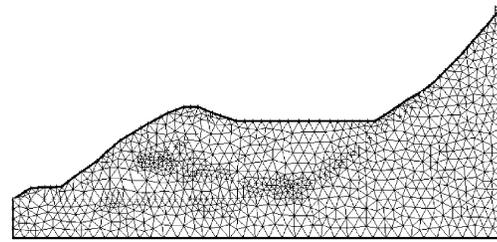


图3 工程场地主剖面有限元计算网格
Fig. 3 Major profile meshes of engineering situation

天然场地模型计算范围高450 m, 宽880 m, 采用三节点等参常应变三角形单元, 共划分1 243个节点、1 989个单元(见图2). 工程场地模型计算范围高450 m, 宽880 m, 采用三节点等参常应变三角形单元, 共划分1 089个节点、1 794个单元(见图3).

因该滑坡的滑带厚度较小, 与模拟范围相比只能近似成一个面. 而本文采用的有限元数值分析法恰恰可以将滑面设置成一个结构面的形式, 若设置成滑带形式则会增加滑坡的危险性系数.

模型荷载主要为岩体自重应力(垂向力为上覆岩体重量, 水平力按侧压力系数换算). 左、右及底部边界均为约束边界, 上部边界地表线为自由边界.

2.2.2 模型介质参数 根据地质资料及试验结果, 综合选定本次计算所用参数(见表1).

表1 模型介质的物理力学参数^[4]

Tab.1 Physical and mechanical parameters of model medium

介质名称	密度 / $(g \cdot cm^{-3})$	抗剪强度		E / MPa	μ	法向刚度 / $(MPa \cdot m^{-1})$	切向刚度 / $(MPa \cdot m^{-1})$
		c / MPa	φ / $(^\circ)$				
滑坡体 (花岗岩风化)	2.5	25	40	200 000	0.3	-	-
基岩 (花岗岩)	2.7	60	50	500 000	0.2	-	-
滑面	-	-	-	-	-	7 000	21 000

2.3 计算结果及分析

2.3.1 主应力状态 数值计算结果显示, 天然场地与工程场地岩体主应力状态的基本特征表现为:

(a) 最大主应力矢量总体上呈垂向-陡倾作用, 岩体应力状态受重力场控制;

(b) 近地表岩体内, 最大主应力矢量方向明显偏转为与坡面近于平行; 沿潜在滑移控制面附近主应力方向的偏转情况与结构面倾角有关, 陡倾段附近主应力方向沿倾向偏转变缓; 缓倾段附近主应力方向基本保持重力场特征不变. 且场地挖、填方所产生的岩体卸荷及加载效应, 不仅未明显改变岩体的应力状态, 反而使得挖、填方区的受力状态有所改善(见图4和图5).

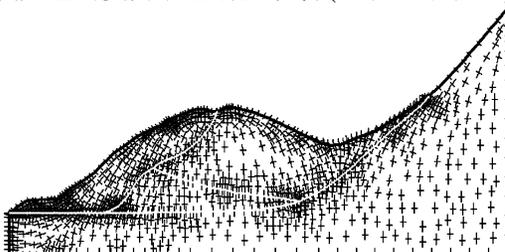


图4 天然场地岩体主应力矢量图
Fig. 4 Principal stress field of the rockmass in nature

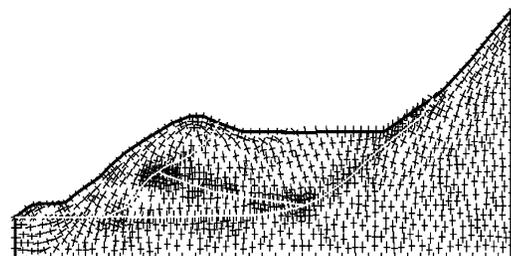


图5 工程场地岩体主应力矢量图
Fig. 5 Principal stress field of the rockmass in engineering situations

2.3.2 主应力分布特征

(a)最大主应力 σ_1 天然场地与工程场地最大主应力 σ_1 的分布分别见图 6(a)和(b). 可见,两种场地工程岩体及周边岩体内均无应力集中现象,工程的挖、填方使应力分布范围略有调整,应力值略有增大. σ_1 量值由原始的 3.05 MPa 增大至 3.15 MPa, σ_1 量值差由原始的 2.70 增大至 2.95 MPa. 显然,场地挖、填方所产生的卸荷及加载效应,并没有明显改变岩体的主应力分布状况.

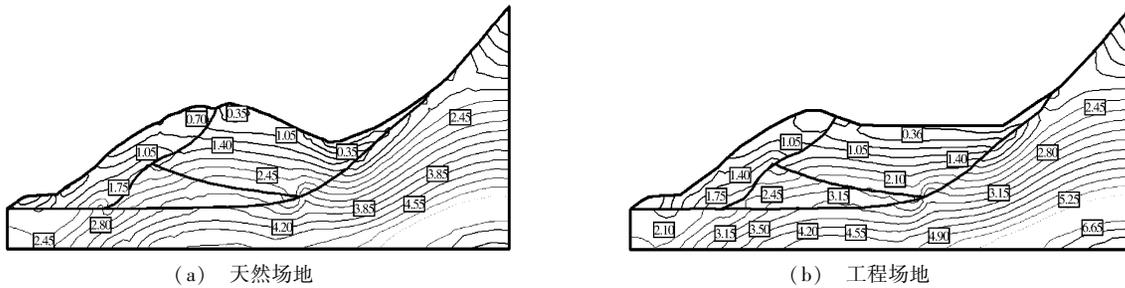


图 6 天然场地与工程场地最大主应力 σ_1 分布等值线(单位:MPa)

Fig. 6 Isolines of the maximum stress σ_1 in nature and engineering situations (unit: MPa)

(b)最小主应力 σ_3 天然场地与工程场地最大主应力 σ_3 的分布分别见图 7(a)和(b). 可见,天然场地岩体内及周边岩体内 σ_3 总体上呈均布状态,未出现急剧变化现象,地表岩体 σ_3 量值逐步降低,但未出现拉应力. 工程挖、填方所产生的卸荷及加载效应,对岩体内最小主应力 σ_3 的分布总体上影响不大,基本保持原有的均布渐变状态,仅主滑移控制面附近分布形式略有复杂.

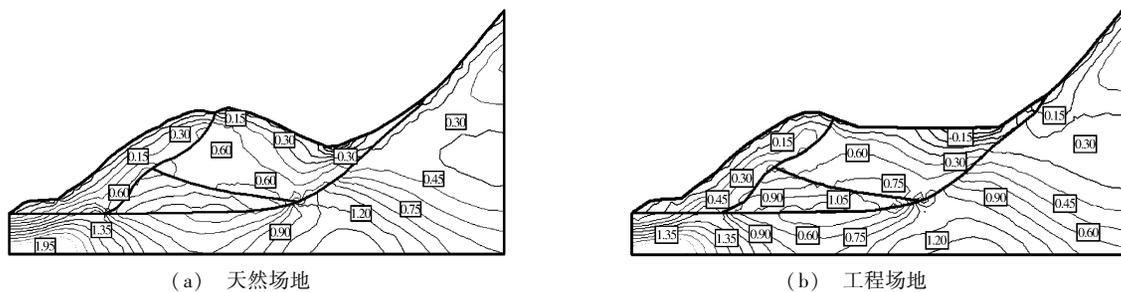


图 7 天然场地与工程场地最小主应力 σ_3 分布等值线(单位:MPa)

Fig. 7 Isolines of the minimum stress σ_3 in nature and engineering situations (unit: MPa)

上述数值计算结果表明,大杠站址无论是天然还是工程状况下,工程岩体及周边岩体内主应力分布总体上处于均布稳定状态,未出现明显的应力集中及松弛现象.

2.3.3 最大剪应力 τ_{max} 分布特征 天然场地与工程场地最大剪应力 τ_{max} 的分布分别见图 8(a)和(b). 可见,两种场地及周边岩体内未出现明显的剪应力集中现象. 最大剪应力 τ_{max} 总体上处于低量级均布状态,即使在潜在滑移控制面附近,也未出现明显的局部剪应力集中现象.

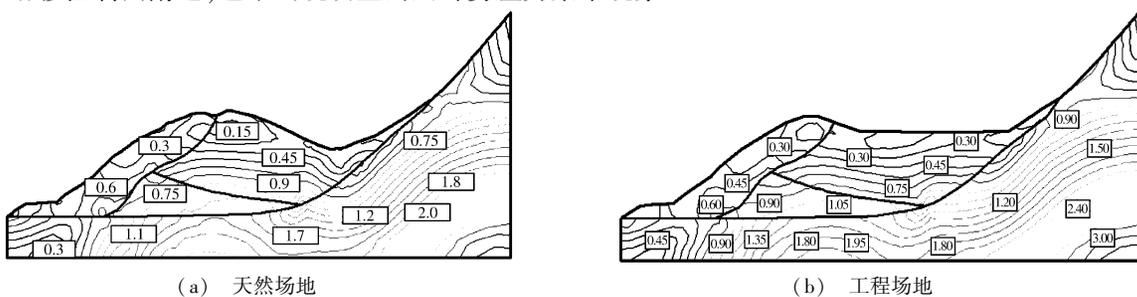


图 8 天然场地与工程场地最大剪应力 τ_{max} 分布等值线(单位:MPa)

Fig. 8 Isolines of the maximum shear stress τ_{max} in nature and engineering situations (unit: MPa)

2.3.4 总位移 U_{xy} 分布特征 数值计算结果表明,天然场地内岩体最大位移发生在坡体顶部地形突出部位. 不过, U_{xy} 量值仅有3.0 mm. 但应注意的是,场地外东侧坡脚公路附近,岩体总位移量值局部达到9.0 mm(见图9(a)). 在工程挖、填方条件下,场地岩体总位移状况将有明显改善. 虽然岩体最大位移仍发生在坡体顶部地形突出部位,但 U_{xy} 量值将由原有3.0 mm降低至2.6 mm. 场地外东侧坡脚的局部位移量,也由原有的9.0 mm降至7.5 mm(见图9(b)).

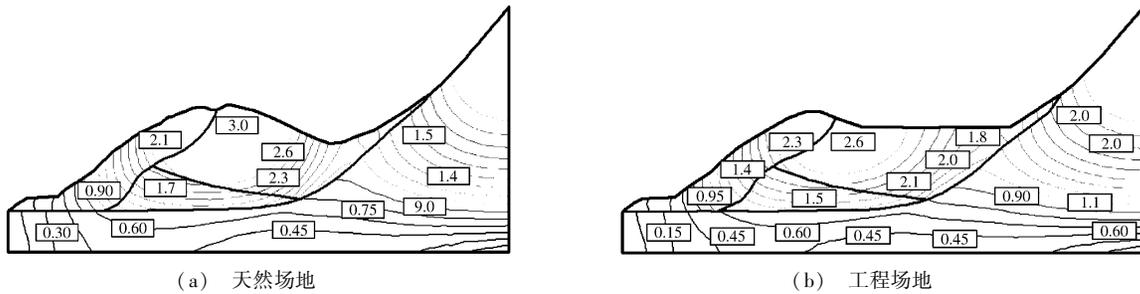


图9 天然场地与工程场地总位移 U_{xy} 分布等值线(单位: mm)

Fig. 9 Isolines of the total displacement U_{xy} in nature and engineering situations (unit: mm)

由计算的位移矢量图(见图10和图11)可见,两种场地位移矢量均垂直向下,水平分量极小. 这表明工程场地范围内的岩体位移,主要是古滑坡堆积体的重力压缩变形,总体上并未发生与滑移变形或卸荷变形有关的位移变形^[5]. 这也表明工程场地挖、填方所产生的卸荷及加载效应,并未改变岩体位移.

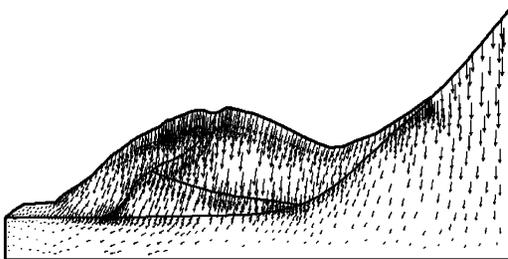


图10 天然场地位移矢量图

Fig. 10 Displacement field in nature

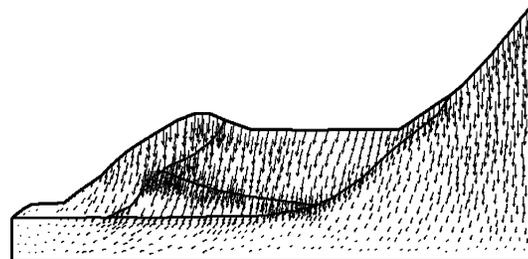


图11 工程场地位移矢量图

Fig. 11 Displacement field in engineering situation

3 结 语

有限元数值计算表明,无论天然或工程条件下,岩体主应力及潜在滑移控制面的最大剪应力,均处于低量级均布状态,岩体最大位移量级在毫米级. 在工程挖、填方条件下,岩体总位移状况将略有改善. 因此,场地挖、填方所产生的卸荷及加载效应,并未改变岩体位移主要是重力压缩变形,未发生与滑移变形或卸荷变形有关的位移变形这一基本状况.

参 考 文 献:

- [1] GB18306-2001,中国地震动参数区划图[S].
- [2] 陈尚法,余成学. 大岩滴滑坡的弹粘塑性自适应有限元分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(2): 169-175.
- [3] 徐青,陈士军,陈胜宏. 滑坡稳定性分析与安全系数取值研究[J]. 中国地质灾害与防治学报, 2006, 17(3): 58-62.
- [4] 戴玉,田义斌. 上马村滑坡的特征及稳定性分析[J]. 路基工程, 2006, 127(4): 145-147.
- [5] 毛新虎. 狮子山滑坡二维有限元分析[J]. 山西大学学报(自然科学版), 2004, 27(1): 84-89.