

高速公路深路堑边坡应力及位移的有限元分析

乔 兰 刘宝许 李长洪

北京科技大学土木与环境工程学院, 北京 100083

摘 要 为了研究山区高速公路深路堑边坡的稳定性问题, 基于三维非线性应力及位移有限元计算, 对边坡稳定性进行了数值分析, 并与 Sarma 法的计算结果进行了对比. 结果表明, 有限元法解决边坡问题可以起到其他方法不可替代的重要作用.

关键词 深路堑; 有限元; 稳定系数; 弹塑性分析; 应力; 位移

分类号 U416.1+4

山区高速公路岩质边坡稳定性的分析方法可概括为工程地质类比法、结构分析法和力学计算法三大类^[1]. 工程地质类比法是一种经验方法, 在中小型边坡工程的设计中是很通用的一种方法. 结构分析方法是在综合分析坡体中起控制作用的结构面或软弱带的空间组合特征的基础上, 可以粗略地确定边坡可能的变形破坏形式. 极限平衡法是目前广泛应用的力学分析方法. 但在极限平衡法^[2,3]中, 滑动面形状是根据具体情况假定的, 而不是按塑性理论计算的. 岩体作为刚体处理, 不能反映岩体内的真实应力—应变关系. 稳定系数是滑动面上的平均值, 带有一定的假定性, 也无法考虑累积破坏对稳定的影响. 近20年来, 有限单元法开始应用于研究边坡稳定问题, 并发展为一种强有力的分析计算工具. 岩土工程有限元分析的日益成熟为定量研究边坡工程中的应力场、位移场和稳定性评价提供了强有力的手段^[4-6].

北京至秦皇岛高速公路青龙连接线所经区域地处燕山山脉东段, 属山岭重丘区, 穿越的地形、地貌及地质条件环境复杂, 其中某路段属于大挖方路段, 最终将形成近50 m的深路堑岩质高边坡. 为了研究公路边坡在开挖完成后的长期稳定性问题, 本文在有限元分析计算的基础上, 对边坡中的重点部位的关键点在开挖过程中以及整个边坡形成后的应力和位移的变化规律进

行了分析研究, 大致确定出边坡的薄弱环节, 进而获得边坡稳定状态的全面评价, 所得结果不仅为京秦高速公路工程, 也为同类山区高速公路的深路堑边坡工程的设计提供参考.

1 基本原理

有限元法分析边坡稳定性问题是基于应力场分析^[7]的一种方法, 能够全面分析岩体边坡的受力状态, 其控制方程为:

$$[K]\{\delta\}=\{R\}.$$

式中, $[K]$ 为整体刚度矩阵, $\{\delta\}$ 为整体结点位移, $\{R\}$ 为整体等效荷载.

对于岩质边坡其力学行为是非线性的, 因此, 刚度矩阵 $[K]$ 与材料的变形状态和应力状态有关, 方程 $[K]\{\delta\}=\{R\}$ 属于非线性方程.

计算使用的是为岩土工程应用而开发的三维连续介质有限单元法计算程序3D- σ , 它主要模拟岩土工程结构在三维应力、应变状态条件下的力学行为及动态变化规律. 在该边坡稳定性计算分析中, 建立三维有限元模型, 采用非线性弹塑性模型, 经单元划分, 形成计算网格, 共计8372个等参单元. 由有限元计算结果可求出单元中点的应力 $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$, 从而计算出单元上的法向应力和切向应力. 则每个单元上的安全系数 S_F 等于岩体抗剪强度 τ_n 和岩体所受的最大剪应力值 $\tau_{\max}$ 的比值, 由莫尔—库仑准则^[8]可得:

$$S_F = \frac{c_i + \sigma_{Ni} \tan \phi_i}{\tau_{Ni}} \quad (1)$$

式中, S_F , c_i , σ_{Ni} , τ_{Ni} , ϕ_i 分别是该单元上的安全系数、

收稿日期: 2004-04-29 修回日期: 2004-07-19

基金项目: 国家自然科学基金资助课题(No.50074002)

作者简介: 乔兰(1963—), 教授, 博士生导师

内聚力、法向应力、切向应力以及内摩擦角.将最大、最小主应力 σ_1 和 σ_3 代入上式并对整个滑动面进行加权处理,得到整个滑动面的安全系数为:

$$S_F = \frac{\tau_n}{\tau_{\max}} = \frac{c \cdot \cos\phi - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin\phi}{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}} \quad (2)$$

$$= \frac{2c \cdot \cos\phi - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin\phi}{\sigma_1 - \sigma_3}$$

当 $S_F=1$ 时,单元处于极限状态;当 $S_F>1$ 时,单元处于稳定状态;当 $S_F<1$ 时,单元进入塑性状态.

工程范围涉及的岩体为大理岩和花岗岩,属弹塑性材料,适用于莫尔-库仑破坏准则:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin\phi + c \cos\phi \quad (3)$$

或:

$$f_s = \sigma_1 - \sigma_3 \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} - 2c \sqrt{\frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi}} \quad (4)$$

式中, σ_1, σ_3 分别是最大和最小主应力; c, ϕ 分别是材料内聚力和内摩擦角; f_s 是破坏判断系数,当 $f_s \geq 0$ 时,材料处于塑性流动状态;当 $f_s < 0$ 时,材料处于弹性变形阶段.在拉应力状态下,如果拉应力超过材料的抗拉强度,材料发生拉破坏.

2 计算结果对比

京秦高速公路青龙连接线某段为深挖高填工程,该段工程完工后形成近50 m的深路堑边坡,工程范围涉及的主要岩体为大理岩和花岗岩,属弹塑性材料.下面用非线性有限元和极限平衡分析方法——Sarma法对边坡稳定状态分别进行分析.

2.1 Sarma法

Sarma法可以用于评价各种类型滑坡的稳定性,如平面滑动、楔体滑动、圆弧滑动和非圆弧滑动等各种复杂剖面岩土斜坡,且它无需条块边界垂直,即无须垂直条分滑体,从而可以对各种特殊的边坡破坏结构进行稳定性分析^[9,10].本文用Evert Hoek编制的非垂直条分稳定性分析Sarma程序进行边坡稳定性分析.计算中采用的岩石力学参数为:密度 $\rho=2890 \text{ kg/m}^3$,纵波速度 $v=652.09 \text{ m/s}$,抗压强度 $\sigma_c=22.82 \text{ MPa}$,抗拉强度 $\sigma_p=0.980 \text{ MPa}$,弹性模量 $E=9.349 \text{ GPa}$,动切变模量 $G=11.888 \text{ GPa}$,泊松比 $\mu=0.283$,内聚力 $c=0.3317 \text{ MPa}$,内摩擦角 $\phi=43^\circ$.

用Sarma法计算时分别考虑边坡无水和边坡充满水两种情况,计算结果是无水时边坡安全系数为3.397,有水时安全系数为3.286.经过分析计

算,虽然在有水的状态,边坡的稳定性要受到一定影响,但边坡的安全系数均大于安全规程规定的1.3~1.5,因此所分析的边坡是稳定的.

2.2 非线性有限元法

(1) 本构模型.

在计算分析中,采用非线性弹塑性模型^[11,12],用常规方法无法考虑边坡介质的塑性和蠕变性质,必须采用有限元法进行分析,用该模型可得到边坡体内的应力场、位移场以及破损区发育和演化规律.

塑性状态下的应力和应变只能建立应力增量与应变增量之间的关系.当应力产生一无限小增量时,假设应变的变化可分成弹性和塑性两个部分:

$$d\epsilon_y = d\epsilon_y^e + d\epsilon_y^p \quad (5)$$

弹性应力增量与弹性应变增量之间可由弹性矩阵 D 联系,塑性应变增量由塑性势理论给出.对弹塑性介质,存在塑性势函数 Q ,它是应力状态和塑性应变的函数,使得

$$d\epsilon_y^p = \lambda \frac{\partial Q}{\partial \sigma_y}$$

式中, λ 是一正的有限量,称塑性系数,它的具体数值和材料硬化有关.对于稳定的应变硬化材料, Q 取与后继屈服函数 F 相同的形式.当 $Q=F$ 时,上式可表示为:

$$d\epsilon_y^p = \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_y}$$

则总应变增量可表示为:

$$d\epsilon_y^p = D^{-1} d\sigma_y + \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_y}$$

由一致性条件可推出塑性系数:

$$\lambda = \frac{1}{A} \frac{\partial F}{\partial \sigma_y} d\sigma_y \quad (6)$$

对理想弹塑性材料,无应变硬化时 $A=0$;对于加式硬化材料,采用塑性功加式硬化定律时,

$$A = -\frac{\partial F}{\partial \sigma_y} D \frac{\partial Q}{\partial \sigma_k} - \frac{\partial F}{\partial u} \sigma_y \frac{\partial Q}{\partial \sigma_y}$$

式中, u 为塑性功,则应力应变关系表达式为:

$$d\epsilon_y = (D^{-1} + \frac{1}{A} \frac{\partial Q}{\partial \sigma_y} \frac{\partial F}{\partial \sigma_k}) d\sigma_k \quad (7)$$

(2) 计算模型.

根据的现场实际情况,并加以适当简化后建立三维计算模型.该边坡水平方向沿公路走向长180 m,开挖部分长80 m,垂直公路走向方向取153 m,铅直方向取98 m.经单元划分,形成计算网格,共计8372个等参单元,36587个节点.边坡剖面的网格划分见图1,图2为开挖完成后剖面上的网格情况.

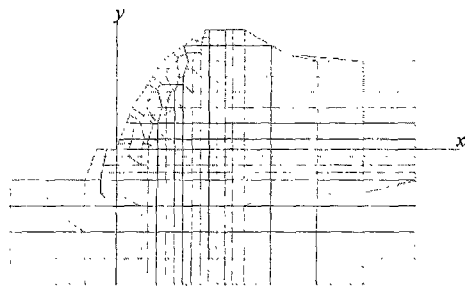


图1 边坡开挖前网格划分图

Fig.1 Meshing of the slope before excavation

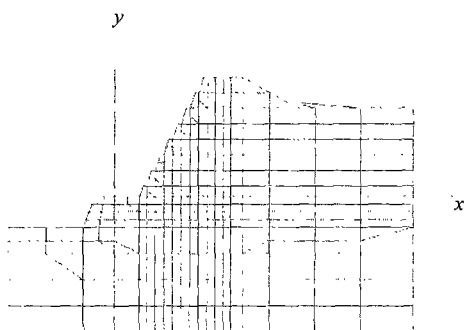


图2 边坡开挖结束的网格划分图

Fig.1 Meshing of the slope after excavation

计算采用非线性弹塑性模型, 计算材料参数为: 弹性模量 $E=9349 \text{ MPa}$, 泊松比 $\mu=0.283$, 容重 $\gamma=0.0289 \text{ MN/m}^3$, 内聚力 $c=3.317 \text{ MPa}$, 内摩擦角 $\phi=43^\circ$, 抗拉强度 $\sigma_p=0.98 \text{ MPa}$.

(3) 计算结果分析.

计算过程中按以下步骤进行: 首先形成初始应力场, 然后从边坡最高处开始每 6 m 一个台阶进行开挖至设计平面, 计算结束. 计算得到的边坡最大主应力、最小主应力和位移见图3.

由图可见, 最大主应力在坡角处出现应力集中现象, 随着高程的增加逐渐减小. 而在上部的各个台阶上由于卸载作用, 其应力值要比同一水平的岩体内部的应力偏低, 甚至在台阶的平台上有拉应力产生, 但其数值最大为 0.39 MPa , 低于岩体的抗拉强度. 在每个台阶的内部, 最小主应力都有一个拉应力区, 范围在距离坡面 $2\sim 3 \text{ m}$ 内, 但拉应力的数值较小, 最大为 0.17 MPa , 远低于岩体的抗拉强度, 因而不会产生受拉破坏. 岩体在 x 方向的位移分布情况, 从趋势上看, 在最终开挖的平面上, 位移最大, 因而是最危险的部分. 但从数值上看, 最大的位移只有 0.78 mm , 是一个非常小的数值, 因而也不会产生破坏. 在整个计算范围内, 没有产生塑性区, 表明边坡是稳定的.

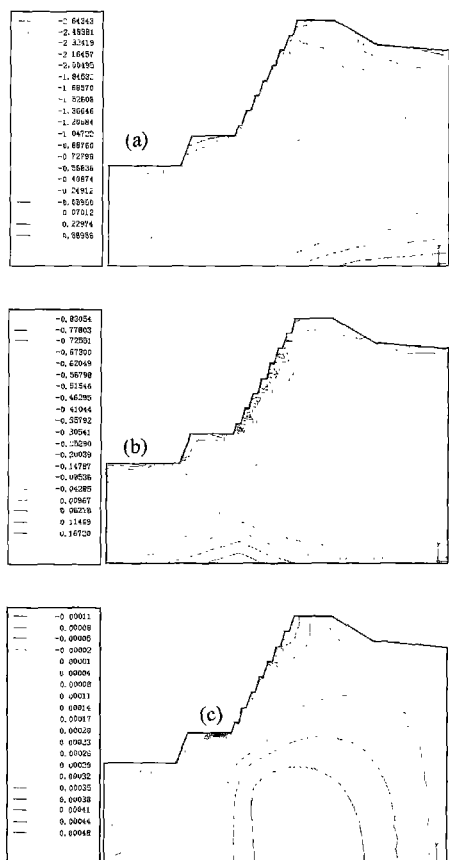


图3 计算结果. (a)最大主应力等值线(单位: 100 kPa); (b)最小主应力等值线(单位: 100 kPa); (c)水平位移等值线(单位: mm)
Fig.3 Calculated results. (a) Isoclines of the maximal stress (unit: 100 kPa); (b) Isoclines of the minimum stress (unit: 100 kPa); (c) Isoclines of horizontal displacement (unit: mm)

2.3 方法比较

比较两种计算方法的计算结果可以看出: 有限元法与Sarma法计算山区高速公路深路堑边坡的稳定性得出的结论大致相同, 显然有限元法的计算结果精确度更高一些, 原因就是有限元法更加真实地反映了岩土体的应力—应变关系, 计算模型不仅满足力的平衡条件, 而且满足边坡岩土体的应力—应变关系, 并且可以对边坡的非线性弹塑性进行分析, 所以计算结果精确度更高, 更可靠.

3 实际验证

该段高速最终将建成了一段 47.6 m 的深路堑岩质高边坡. 从建成到现在三年多的运营情况来看, 该边坡稳定状态保持良好, 未发生滑坡和坍塌现象, 尤其是经过三个雨季山洪多发期和两个冬季冻融期的检验后, 该边坡仍保持较好的稳

定状态. 目前边坡的植被长势很好, 也为该边坡保持长期稳定性发挥了重要作用.

4 结论

(1) 计算边坡岩体范围内没有出现塑性区, 即在岩体内部没有出现塑性破坏, 边坡是稳定的.

(2) 最大主应力在边坡的坡角处出现应力集中, 位移也在最终开采平面为最大, 所以在最终形成路基的平台的坡角处是整个边坡稳定性最薄弱的部位. 但这个位置的应力和位移均在允许范围内, 不会产生破坏.

(3) 有限元法可以模拟计算边坡介质的塑性和蠕变特性, 通过非线性有限元计算, 可以得到边坡内任一点的位移和应力状态, 将传统的以某一平面来计算确定边坡的稳定性系数深化到以一点来计算它的安全系数, 使问题得到更加精确的解答.

(4) 本文的研究实例表明, 对于山区高速公路深路堑岩质边坡的稳定性问题, 可以用有限元的方法进行分析研究. 基于有限元法的计算结果进行深路堑岩质边坡稳定性分析是切实可行的, 能够符合实际的判别边坡稳定状态, 可用应力、位移等指标确定边坡的极限破坏区. 同时, 有限元

法具有传统极限平衡方法不能做到的优越性, 值得在工程中推广使用.

参 考 文 献

- [1] 邵龙潭, 堂洪祥, 韩国城. 有限元边坡稳定分析方法及其应用. 计算力学方法, 2001, 21(1): 81
- [2] 林士炎, 李长洪, 乔兰, 等. 爆破震动对高速公路边坡影响的数值模拟. 北京科技大学学报, 2003, 25(6): 507
- [3] 郑颖人, 赵尚毅, 时卫民, 等. 边坡稳定分析的一些进展. 地下空间, 21(4): 262
- [4] 汪益敏. 有限元法在边坡岩体稳定分析中的应用. 西安公路学院学报, 1994, 14(2): 13
- [5] 曾开华, 陆兆臻. 边坡变形破坏预测的混沌与分形研究. 河海大学学报, 1999, 27(3): 10
- [6] 吴梦军. 极限分析上限法在公路边坡稳定分析中的应用. 重庆交通学院学报, 2002, 21(3): 52
- [7] 吴继敏, 孙少锐, 陆小敏. 台阶状结构面岩体边坡非线性有限元分析. 红水河, 2002, 21(2): 48
- [8] 时卫民, 郑颖人, 张鲁豫. 岩石高边坡的有限元分析及其简化分析方法. 地下空间, 2001, 21(5): 455
- [9] 孙玉科, 牟会庞, 姚宝魁. 边坡稳定性分析. 北京: 科学出版社, 1999
- [10] 周萃英. 滑坡灾害系统的自组织. 中国地质大学学报, 1996, 21(6): 34
- [11] 蔡美锋, 何满朝, 刘东燕. 岩石力学与工程. 北京: 学出版社, 2002. 180
- [12] 夏琼, 杨永海. 利用有限元法分析路堤边坡稳定性. 甘肃科技, 2002, 18(12): 48

Stress and deformation analysis of freeway deep cutting slope by finite element method

QIAO Lan, LIU Baoxu, LI Changhong

Civil and Environmental Engineering School, University of Science and Technology Beijing, Beijing 100083, China

ABSTRACT Based on calculations of nonlinear stress-deformation by the 3-directional finite element method, this paper numerically analyzed the stability of a mountainous freeway deep cutting slope. The safety factors obtained by this method and Sarma's method were compared with engineering practice. The results show that the finite element method is more effective for analyzing the stability of a slope than traditional methods.

KEY WORDS deep cutting; finite element method; stability factor; elasto-plastic analysis; stress; deformation