

文章编号:1000-582X(2006)05-0083-05

# 节理单元在岩体稳定性分析中的应用\*

林发荣<sup>1,2</sup>, 万玲<sup>1,2</sup>, 石星<sup>1</sup>, 邓涛<sup>1</sup>

(重庆大学 1. 资源及环境科学学院; 2. 西南资源开发及环境灾害控制工程教育部重点实验室, 重庆 400030)

**摘要:**根据平面节理单元的各种类型的实用范围和各自的优缺点,系统介绍了平面节理单元的基本原理.给出了运用不同的节理单元对岩体中不同的不连续面进行模拟分析的实例,分析的结果表明只要确定了材料的本构模型,采用比较特殊的单元类型,仍然可以按照有限元的基本思想和步骤来对岩石类材料进行数值模拟,并可以取得较为满意的结果.

**关键词:**岩体中的不连续界面;节理单元;数值模拟

**中图分类号:**TU457

**文献标识码:**A

岩体区别于一般工程材料的一个重要特征就是其中包含有各种具有宏观尺度规模线性界面,这类与周围岩体具有显著性差异的界面在地质学上统称为不连续面.它们在很大程度上破坏了岩体的连续性,并控制了岩体的工程地质特性,在各类工程地质问题的分析评价中均具有重要意义,因而对岩体中不连续界面的性态进行研究一直是工程界比较重视的问题之一.孙广忠利用石膏模型研究了岩体内的结构面,结果表明,因其产状不同,岩体力学性质具有很强的方向性<sup>[1]</sup>; Hoek·B 和 Brown·E 通过试验对含交叉节理的岩体的强度提出了复合破坏准则<sup>[2]</sup>;陈卫忠、朱维申建立了岩桥在不同贯通机制下,其峰值强度的计算模型<sup>[3]</sup>;刘东燕、朱可善等根据断裂节理岩体结构力学效应和压剪断裂破坏特征,用 Hoek—Brown 准则预测断裂节理岩体的强度<sup>[4]</sup>;罗国煜等在研究岩石边坡的基础上提出优势结构面理论,他们认为优势结构面或优势断裂是指对区域稳定性或岩体稳定性起控制作用的结构面,以及对气、液介质起控制作用的结构面<sup>[5]</sup>;此外,还有很多学者利用不同的方法对这一问题从不同的侧面进行了研究<sup>[6-14]</sup>.但是,对岩体中不连续界面力学效应问题进行定量的描述无论是在数值计算方面还是在试验研究方面都还有待于更深入的研究.

一般而言,岩体材料与一般材料最重要的区别,就是它的裂隙性(孔隙)和不均匀性,这种特性在岩体变形特征上有明显的反映.一般认为岩体的变形主要由岩石结构体的变形和岩体中不连续面的变形两部分组

成,其中不连续面的变形分为压缩(或膨胀)和剪切变形两个部分,也有人将它们称为闭合(劈裂)变形和滑动变形<sup>[1]</sup>.对这类介质,只需要在建立应力—应变本构关系的基础上,采用一些特殊类型的单元进行剖分,仍然可以采用有限单元法的基本思想和步骤进行模拟.节理单元对于岩体中不连续界面具有较强的适应能力,它能够比较合理的考虑岩体中不连续界面的存在对于岩体整体力学性能的影响,并且采用合适的节理单元来模拟不同的界面还可以使计算的速度和精度有较大的提高和改善.

## 1 节理单元

利用岩体中具有节理构造这一特点来划分节理面上的单元这一思想最早是由古德曼(R. E. Goodman)提出来的<sup>[12]</sup>.根据岩体中不连续面的尺度大小的不同,可将节理单元分为平面节理单元和三维节理单元两大类.在一般工程问题中,由于岩体中的不连续面的厚度要比其长度小得多,且根据一般工程受力特点,在大多数情况下将空间问题进行简化为平面问题来处理使问题得以简化,故在此不讨论三维节理单元.平面节理单元按照单元的厚度可分为无厚度、等厚度和变厚度3种类型.

### 2.1 无厚度节理单元

这种单元又称为“古德曼节理单元”如图1所示,

\* 收稿日期:2006-02-21

基金项目:重庆市自然科学基金项目资助(CSTC,2004BB0060)

作者简介:林发荣(1976-),男,湖北大悟人,重庆大学研究生,主要从事地下工程围岩稳定性方面的研究.

它适用于模拟岩体中闭合、不含充填物或有较薄充填物的裂隙面. 这种单元是由两条直接接触的线段组成的4节点单元. 由于假设单元无厚度, 故节点1和4、2和3具有相同的坐标. 单元节点力为 $\{F\}^e$

$$\{F\}^e = [F_{1\zeta} F_{1\eta} F_{2\zeta} F_{2\eta} F_{3\zeta} F_{3\eta} F_{4\zeta} F_{4\eta}], \quad (1)$$

单元节点位移记为 $\{\delta\}^e$

$$\{\delta\}^e = [u_1 v_1 u_2 v_2 u_3 v_3 u_4 v_4]^T, \quad (2)$$

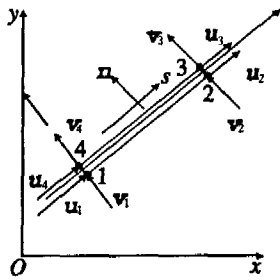


图1 无厚度节理单元

假设单元位移沿单元长度方向呈线性分布的, 则在图1所示的局部坐标系下

$$u_{\zeta} = u_4 + (u_3 - u_4) \frac{\zeta}{L}, u_{\eta} = u_1 + (u_2 - u_1) \frac{\zeta}{L},$$

式中  $L$  为单元的长度.

单元沿  $\zeta$  方向的位移差  $\Delta u$

$$\Delta u = u_{\zeta} - u_{\eta} = -\left(1 - \frac{\zeta}{L}\right)u_1 - \frac{\zeta}{L}u_2 + \frac{\zeta}{L}u_3 + \left(1 - \frac{\zeta}{L}\right)u_4, \quad (3)$$

同理可得单元沿  $\eta$  方向的位移差  $\Delta v$

$$\Delta v = -\left(1 - \frac{\zeta}{L}\right)v_1 - \frac{\zeta}{L}v_2 + \frac{\zeta}{L}v_3 + \left(1 - \frac{\zeta}{L}\right)v_4, \quad (4)$$

设单元内部的应力与位移的变化量成正比, 则有

$$\sigma_n = K_n \Delta v + \sigma_{n0}, \quad \tau_s = K_s \Delta u + \tau_{s0}. \quad (5)$$

式中  $K_n$ 、 $K_s$  分别表示单元的法向和切向刚度,  $\sigma_{n0}$ 、 $\tau_{s0}$  表示单元内的初始应力.

由式(3)、(4)可得

$$\{\Delta U\} = \begin{Bmatrix} \Delta u \\ \Delta v \end{Bmatrix} = [B] \{\delta\}^e, \quad (6)$$

式中

$$[S] = \begin{bmatrix} \frac{\zeta}{L} - 1 & 0 & \frac{\zeta}{L} & 0 & \frac{\zeta}{L} & 0 & 1 - \frac{\zeta}{L} & 0 \\ 0 & \frac{\zeta}{L} - 1 & 0 & \frac{\zeta}{L} & 0 & \frac{\zeta}{L} & 0 & 1 - \frac{\zeta}{L} \end{bmatrix},$$

$[B]$  为单元应变矩阵,  $\{\delta\}^e$  单元位移.

利用虚功原理并沿单元长度方向积分得

$$[K']^e = \int_0^L [S]^T [D'] [S] d\zeta, \quad (7)$$

将 $[B]$ 和弹性矩阵 $[D']$ 代入(7)式中并利用数值积分则有

$$[K']^e = \frac{L}{6} \begin{bmatrix} K_t & K_m & -K_m & -K_t \\ K_m & K_t & -K_t & -K_m \\ -K_m & -K_t & k_t & K_m \\ -K_t & -K_m & K_m & K_t \end{bmatrix}, \quad (8)$$

$$\text{式中, } [K_m] = \begin{bmatrix} K_s & 0 \\ 0 & K_n \end{bmatrix}, [K_t] = \begin{bmatrix} 2K_3 & 0 \\ 0 & 2K_n \end{bmatrix}.$$

对式(7)、(8)进行坐标变换就可以得到整体坐标系下的单元位移 $[U]^e$ 和单元刚度矩阵 $[K]^e$ ,

$$[U]^e = [T]^{-1} [\Delta \delta]^e, \quad (9)$$

$$[K]^e = [T]^{-1} [K']^e [T], \quad (10)$$

$$\text{式中 } [T] = \begin{bmatrix} [T_0] & 0 & 0 & 0 \\ 0 & [T_0] & 0 & 0 \\ 0 & 0 & [T_0] & 0 \\ 0 & 0 & 0 & [T_0] \end{bmatrix} \quad (10)$$

$$[T_0] = \begin{bmatrix} \cos\theta & \sin\theta \\ -\sin\theta & \cos\theta \end{bmatrix}, \theta \text{ 为 } \zeta \text{ 轴和 } x \text{ 轴的夹角.}$$

由于单元没有厚度, 在计算过程中有时会出现很大误差, 后来古德曼对这一单元进行了修正, 修正后应力-应变关系为

$$\{\sigma\} = \begin{bmatrix} K_s & 0 & 0 \\ 0 & K_n & 0 \\ 0 & 0 & K_w \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta U_s \\ \Delta V_n \\ \Delta w \end{Bmatrix}, \quad (11)$$

其中  $K_w = L^3 K_n / 4$ ,  $\Delta w$  为单元上下壁的相对转角. 假设位移沿长度方向线性变化, 则局部坐标下的单元刚度矩阵为

$$[K']^e = \frac{L}{4} \begin{bmatrix} K_2 & K_m & -K_m & -K_t \\ K_m & K_t & -K_t & -K_m \\ -K_m & -K_t & K_t & K_m \\ -K_t & -K_m & K_m & K_t \end{bmatrix}, \quad (12)$$

其中  $[K_t] = \begin{bmatrix} 2K_s & 0 \\ 0 & 2K_n \end{bmatrix}$ ,  $[K_m] = \begin{bmatrix} 2K_s & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}$ ,  $L$  为单元长度, 其他的变换与前面的相同.

### 1.2 等厚度节理单元

等厚节理单元可用来模拟岩体中具有一定厚度的不连续面. 其基本方法和思想完全同于无厚度节理单元, 只是单元刚度矩阵和无厚度单元的刚度矩阵相差  $1/h$  ( $h$  为单元厚度) 倍而已<sup>[13]</sup>.

### 1.3 变厚度节理单元

实际上, 岩体中不连续面的变化是十分复杂的, 无厚度或等厚度节理单元对于那些规模较大的断层或软弱岩带等岩体中厚度较大的不连续面的模拟是无能为

力的.对于这类问题,通常将它们看成是力学参数较低的软弱岩层,采用变厚度单元来进行模拟,如图2所示即为一种6节点变厚度节理单元<sup>[14]</sup>.它具有广泛的实用性且对岩体中不连续界面具有较好的适应性,用来模拟岩体中各种厚度的不连续面.单元的位移函数和坐标变换关系为:

$$\left. \begin{aligned} u &= \sum_{i=1}^6 N_i u_i, v = \sum_{i=1}^6 N_i v_i \\ x &= \sum_{i=1}^6 N_i x_i, y = \sum_{i=1}^6 N_i y_i \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

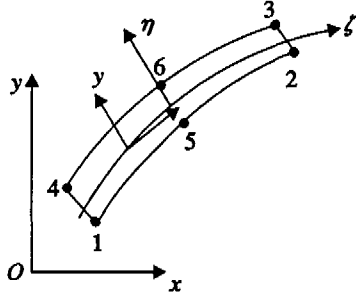


图2 变厚度节理单元

为了提高单元在边界上的适应性,单元的形函数在 $\zeta$ 方向采用二次、 $\eta$ 方向一次插值,即

$$\left. \begin{aligned} N_i &= \frac{1}{4} \zeta \zeta_i (1 + \zeta \zeta_i) (1 + \eta \eta_i), i=1 \sim 4. \\ N_i &= \frac{1}{2} (1 - \zeta^2) (1 + \eta \eta_i), i=5, 6. \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

单元内任意一点在整体坐标系 $(x, y)$ 下的应变为

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = [B][\delta]^e, \quad (15)$$

式中  $[B_i] = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial y} & \frac{\partial N_i}{\partial x} \end{bmatrix}, i=1 \sim 6,$

$$[B] = [B_1 \ B_2 \ B_3 \ B_4 \ B_5 \ B_6],$$

$$[\delta]^e = [u_1 \ v_1 \ u_2 \ v_2 \ u_3 \ v_3 \ u_4 \ v_4 \ u_5 \ v_5 \ u_6 \ v_6]^T$$

对岩体中有一定厚度的夹层,可以把它看成为一般平面问题,按一般平面等参单元处理.由于岩体中的不连续面的力学性能通常是各向异性的,各向异性的主轴一般就是不连续面的法线和切线,现以不连续面(夹层)的中心线的切线和法线作为局部坐标系的 $\zeta$ 轴和 $\eta$ 轴建立局部坐标系,如图2所示.在局部坐标系下单元的应变可以写成

$$\{\varepsilon'\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = [B'][\delta]^e, \quad (16)$$

式中,  $[B'] = [L][B], [L] = \begin{bmatrix} \alpha & \beta \\ -\beta & \alpha \end{bmatrix},$

$$\alpha = \frac{\frac{\partial x}{\partial \zeta}}{\sqrt{(\frac{\partial x}{\partial \zeta})^2 + (\frac{\partial y}{\partial \zeta})^2}},$$

$$\beta = \frac{\frac{\partial y}{\partial \zeta}}{\sqrt{(\frac{\partial x}{\partial \zeta})^2 + (\frac{\partial y}{\partial \zeta})^2}}$$

在计算 $\alpha, \beta$ 时取 $\eta=0$ .

则在局部坐标系下的应力可记为:

$$[\sigma'] = \begin{Bmatrix} \sigma'_z \\ \sigma'_\eta \\ \tau'_{z\eta} \end{Bmatrix} = [D']\{\varepsilon'\} + \{\sigma'_0\}, \quad (17)$$

式中 $\{\sigma'_0\}$ 为单元初始应力,  $[D']$ 为弹性矩阵.

由虚功原理可得单元的刚度矩阵

$$[K^e] = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 [D'] [B'] |J| d\zeta d\eta, \quad (18)$$

其中 $|J|$ 为雅可比行列式.

## 2 工程实例

### 2.1 模型的建立和计算

某工程为高边坡变形体,其地质原形如图3所示,整个边坡变形体高约240 m,地质勘探资料表明:在边坡的上段接近坡顶部分,岩体中裂隙发育充分,岩体强度很低,几乎和碎石土强度相当,但其范围较小且随着深度(垂直方向)的增加岩体逐渐趋于完整;下部的岩体则相当的完整;中间段上部分布有破裂岩带,破裂带的延伸(水平方向)不大且最大厚约为3 m左右,其倾向于边坡的倾向相反;下段有一较大的断层存在,断层的倾向与边坡的倾向基本一致,其厚度最大约2 m左右,层内的岩体强度明显降低,随其向岩体内部延伸而逐渐变薄并最终尖灭;断层以下的岩体则相当的完整.显然,对于整个边坡稳定起控制作用是边坡下部的断层,其有可能沿断层面产生滑移或层内岩体受到挤压变形而使得边坡中上部的岩体中出现拉应力,从而使整个边坡发生破坏.

由工程的地质概况可知,边坡岩体比较明显的分为力学性能各异四个部分.顶上的裂隙充分发育的部分可以将其简化为覆盖土层来模拟,但由于其厚度不大,上覆土层的土压力较小,在本模拟过程中不予考虑,其对模拟的结果影响不会太大,因而可以将这一部分用一裂缝来替代.破裂带部分和断层部分利用变厚度节理单元来模拟,这两部分之间的岩性用不同的力学参数来加以区别;完整岩体部分采用八节点四边形单元模拟;预留的裂缝部分用无厚度节理单元模拟,节理面的法向刚度取基岩抗剪强度 $G$ ,切向刚度取基岩

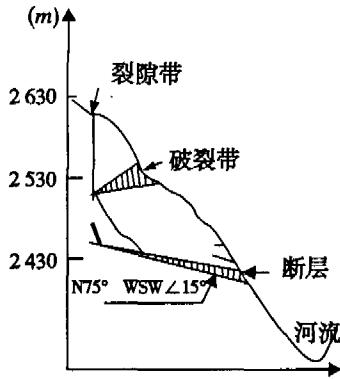


图3 边坡地质原型

弹性模量  $E$ . 鉴于此边坡的破坏主要是受自重应力场的控制, 因此模型的力的边界条件就只考虑由自重应力引起的水平应力, 位移边界条件运用实际的边界条件(底部限制竖直方向的位移, 右端限制水平方向的位移). 根据以上分析, 建立的计算模型如图 4 所示. 岩土材料本构模型采用理想弹塑性模型, 屈服准则采用 D-P 屈服准则, 计算采用的参数见表 1. 施加图 4 所示载荷和重力后所得结果如图 5-6 所示.

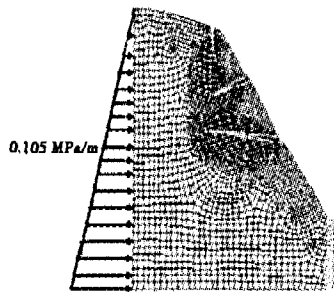


图4 有限元模型及网格划分

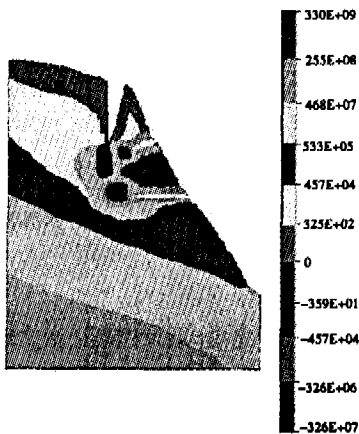


图5 岩体应力分布云图

### 2.2 计算结果分析

计算所得的结果可以概括为以下几点:

1) 随着计算过程的进行, 首先在岩体顶部预留裂缝出现拉应力(在云图出现负应力)并逐渐向下扩展, 拉应力随扩展深度的增加而减小, 在达到一定深度后消失. 这表明岩体在这一部位在重力作用下有撕开裂



图6 加载后岩体的变形

裂的趋势, 随着时间的延长, 这一部分岩体在重力作用下产生拉裂破坏.

2) 对于破裂带部分, 出现了明显的挤压变形, 两岩层的界面上的应力明显要大于各岩层内部的应力, 且在破裂带消失的地方出现了应力集中现象. 在两岩层界面出现的应力增大现象是由界面上存在比较大的摩擦力的缘故, 这个力的存在可导致在界面的岩体发生拉裂破坏(在界面上存在的相互摩擦力对另一部分而言可以看成是作用在其上的拉力). 由于破裂带的岩体强度较低, 在外部压力和自身重力作用下, 岩体的拉裂范围加大, 有可能使这两部分有较大的变形, 这部分变形的加大从而使其上面于拉裂范围的增大而出现了贯通, 导致包括破裂带岩体在内的边坡上部岩体整体发生翻转破坏.

3) 从应力分布的云图上可以明显的看出在断层部分的界面上部分区段上明显的有拉应力的出现, 在图 6 中显示出断层带有明显下滑迹象, 随着计算时步的增加岩体表现出了蠕滑现象, 且断层中岩层的应力的变化随着断层岩体厚度的加大而出现了较大的跳跃, 这些情况说明断层部分的岩体的破坏存在有两种可能: 拉裂破坏和挤压破坏, 但前者的破坏作用更大、对这部分岩体力学性能的影响更突出.

将上述的结果和现场实际勘测的结果比较发现, 模拟的结果基本上体现出了整个边坡变形体的实际情况, 可以对整个工程岩体的变化趋势做出定性的预测, 这也从侧面说明了所建立的模型和采取的计算方法具有一定的合理性. 当然, 要完整的体现出岩体变形的实际状况, 文中所采用的方法尚需要进一步的改进和完善.

### 3 结论

1) 由于岩石类材料的破坏行为十分复杂, 要准确、合理的模拟出其在受力后材料的变形和内部的应力变化状态, 仅有一个较为合理的本构模型是不够的,

还需要采用合理模拟方法即采用较合理的单元类型才能实现这一目标。

2)利用节理单元来模拟岩体中不连续界面的变形和应力的变化分布状况进行了分析,算例的模拟结

果基本上可以对工程的以后的变化趋势作出一个定性的预测,为边坡的支护方案的选择和确定提供一定的指导作用。

表1 材料参数表

材料名称	弹性模量 $E$ / MPa	泊松比 $\mu$	内摩擦角/ ( $^{\circ}$ )	流动角/ ( $^{\circ}$ )	内聚力 $c$ / MPa	层面摩擦 系数 $f$	密度 $\rho$ ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )
基岩	50 000	0.3	37	45	5.0	0.30	2 500
破裂带	1 260	0.25	29	40	0.4	0.30	2 140
断层带	6 364	0.24	30	37	0.8	0.30	2 200

#### 参考文献:

- [1] 孙广忠. 岩体结构力学[M]. 北京:科学出版社,1988.
- [2] HOEK B, BROWN E T. The Hoek - Brown Failure criteria—a 1998 update [A]. In : Proceedings of Canadian Rock Mechani yposium [C]. Ottawa : [ s. n. ], 1998.
- [3] 陈卫忠,朱维申. 船闸边坡断续节理岩体强度特性分析[J]. 岩石力学与工程学报,1998,17(5):479-486.
- [4] 刘东燕,朱可善. 含断续节理岩体强度的各向异性研究[J]. 岩石力学与工程学报,1998,17(4):366-371.
- [5] 罗国煜,吴浩. 工程勘察中的新构造—优势面原理[M]. 北京:地质出版社,1991.
- [6] 韩凤山. 大体积节理化岩体强度与力学参数[J]. 岩石力学与工程学报,2004,23(5):777-780.
- [7] 章青. 岩体不连续结构面变形研究与界面应力元法[J]. 徐州建筑职业技术学院学报,2002,2(3):12-16.
- [8] 晏石林,潘鹏志,吴代华. 有限元法预测贯通节理岩体三维等效弹性参数[J]. 2003,25(4):47-50.
- [9] 卢波,陈剑平,葛修润,等. 节理岩体结构的分形几何研究[J]. 岩石力学与工程学报,2005,24(3):461-467.
- [10] 王书法,李树忱,李术才,等. 节理岩质边坡变形的 DDA 模拟[J]. 岩土力学,2002,23(3):352-354.
- [11] 盛谦,黄正加,邹爱清. 三峡节理岩体力学性质的数值模拟试验[J]. 长江科学院院报,2001,18(1):35-37.
- [12] GOODMAN R E. Methods of Geological Engineering in Discontinuous Rocks [M]. Paul: West Publishing Co, 1976.
- [13] 朱伯芳. 有限单元法原理与应用[M]. 北京:水利电力出版社,1979.
- [14] 唐辉明,宴鄂川,胡新丽. 工程地质数值模拟的理论与方法[M]. 武汉:中国地质大学出版社,2001.

## Application of Joint Element in the Stability Analysis of Rock Mass

LIN Fa - rong<sup>1,2</sup>, WAN Ling<sup>1,2</sup>, SHI Xing<sup>1</sup>, DENG Tao<sup>1</sup>

(1. College of Resources and Environmental Science, Chongqing University;

2. Key Laboratory for the Exploitation of Southwest Resources & Environmental Disaster Control Engineering Under the State Ministry of Education, Chongqing University, Chongqing 400030, China)

**Abstract:** According to the strongpoint and shortcoming of all kinds of plane joint elements and theirs applicable range, the basic theories of plane joint elements were introduced in brief. An example which utilized different plane joint elements to simulate the different sorts of discontinuity interface in rock mass was given, and the analysis result indicates that if only the constitutive model of a material is confirmed, and some special element types are adopted, with the basic principle and approach of the finite element to simulate rock materials, a more satisfactory result can be obtained.

**Key words:** discontinuity interface, joint element, numerical simulation

(编辑 张小强)