

基于 Hoek-Brown 准则的岩质边坡稳定性分析

刘立鹏¹, 姚磊华¹, 陈洁¹, 王成虎²

(1. 中国地质大学 工程技术学院, 北京 100083; 2. 中国地震局 地壳应力研究所, 北京 100085)

摘要: 无论是传统极限平衡法还是数值模拟方法, 强度准则和力学参数的选取对边坡稳定分析具有关键作用。基于非线性强度准则——Hoek-Brown 强度准则, 利用 Slide 软件, 选取地质力学指标 GSI 、岩石材料参数 m_i 、应力扰动系数 D 、边坡高度 H 及坡角 β 作为影响边坡稳定性的主要因素进行分析。分析结果表明: 随地质力学指标 GSI 的增大, 边坡稳定系数呈现出递增趋势, 总体呈指数形式发展; GSI 不同范围内, 随着岩石材料参数 m_i 的增大, 边坡稳定系数 F 呈现出递增和递减 2 种截然不同的形式; 随着应力扰动系数 D 的增加, 稳定系数 F 呈直线形式递减; 随着坡高 H 的增大, 稳定系数逐渐减少, 呈负指数形式发展。随坡角 β 的增大, 稳定系数 F 逐渐减小, 呈多段线形式发展, 而 β 不同范围内斜率不同。根据 E. Hoek 等所提出的岩体分级标准中岩石单轴抗压强度界限值, 对岩质边坡稳定系数进行分析, 得到边坡稳定系数分布图。最后将稳定系数分布图应用于工程实例中, 结果表明利用稳定系数分布图能很好地估算边坡稳定系数范围, 与边坡稳定性定量分析结果具有较好的一致性。

关键词: 边坡工程; Hoek-Brown 准则; 边坡稳定; 力学参数; 几何参数; 稳定安全系数分布图

中图分类号: P 64

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 6915(2010)增 1 - 2879 - 08

ROCK SLOPE STABILITY ANALYSIS BASED ON HOEK-BROWN FAILURE CRITERION

LIU Lipeng¹, YAO Leihua¹, CHEN Jie¹, WANG Chenghu²

(1. School of Engineering and Technology, China University of Geosciences, Beijing 100083, China;

2. Institute of Crustal Dynamics, China Earthquake Administration, Beijing 100085, China)

Abstract: The choice of the strength criterion and the mechanical factors is obviously important to the stability analysis of the slope, whether by traditional limit-equilibrium analysis or numerical simulation analysis. Based on the nonlinear strength criterion, Hoek-Brown strength criterion, the geology strength index GSI , the empirical constants of rock m_i , the factor which depends upon the degree of disturbance to the rock mass, have been subjected to blast damage and stress relaxation D , and the height of slope H and the angel of slope β are chosen as the main factors that control the stability of slope. The study of those factors has been carried out using a 2D slope stability program Slide. Conclusions can be drawn as follows: (1) with the increase of GSI value, the stability factor F shows increase trend in the form of exponent; (2) with the increase of m_i value, F shows obviously different trends, increase or decline, in the different ranges of the GSI values; (3) with the increase of D value, F shows decline trend in the form of line; (4) with the increase of the height of slope H , F shows the decline trend in form of negative exponent; and with the increase of the slope angle β , F shows decrease in the form of polyline with different slopes, in the different ranges of β . According to the limit value of the rock uniaxial compressive strength in the rock masses classification criterion which has put forward by E. Hoek et al, the stability of rock slopes is analyzed and the stability factor charts are drafted. Finally, the stability chart is used in a rock slope engineering, and the result shows that it can be used to estimate the range of the rock slope stability factor

收稿日期: 2009 - 01 - 08; **修回日期:** 2009 - 04 - 13

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(40372110); 国家自然科学基金青年基金项目(40704018)

作者简介: 刘立鹏(1983 -), 男, 2006年毕业于中国地质大学(北京)工程技术学院土木工程专业, 现为博士研究生, 主要从事岩土体稳定性方面的研究工作。E-mail: icystone_2003@163.com

effectively and consistent to the quantitative analysis.

Key words: sloping engineering; Hoek-Brown criterion; slope stability; mechanical parameter; geometrical parameter; stability factor chart

1 引言

现有边坡稳定分析主流数值模拟软件及传统极限分析法中多数运用 Mohr-Coulomb 准则(M-C 准则)作为强度准则,即需用 c , φ 等岩体力学参数来反应岩体强度,故基于 M-C 准则的边坡稳定性研究较多^[1~6],而基于 Hoek-Brown 准则(H-B 准则)的边坡稳定性研究很少,且对 H-B 准则中所需参数对边坡稳定性的影响研究也很少。针对上述问题,本文在介绍最新版本的 H-B 经验强度准则基础上,利用极限平衡软件 Slide^[7]对 H-B 准则中所需力学参数及边坡几何参数的变化对边坡稳定性的影响进行了分析。在研究的基础上结合 E. Hoek 和 E. T. Brown^[8]所提出的岩体分级标准中岩石单轴抗压强度界限值,得出岩质边坡稳定系数分布图。利用稳定系数分布图分析漫湾水电站左岸边坡稳定性,并与前人分析结果进行对比,取得了较好的一致性。

2 Hoek-Brown 经验强度准则

E. Hoek 和 E. T. Brown 在分析 Griffith 理论和修正的 Griffith 理论的基础上,通过大量岩石三轴试验资料和岩体现场试验成果的统计分析,用试错法得出岩块和岩体破坏时极限主应力之间的关系式,即为 1980 年提出 H-B 强度准则,亦称狭义 H-B 经验强度准则。由于其不仅能反映岩体的固有特点和非线性破坏特征,以及岩石强度、结构面组数、所处应力状态对岩体强度的影响,而且弥补了 Mohr-Coulomb 强度准则的不足,能解释低应力区、拉应力区和最小主应力对强度的影响,可延用到破碎岩体和各向异性岩体等情况,还能反映地下水水理效应和力学效应导致的岩体强度弱化,同时该准则还是为数不多的非线性准则之一,故而一经提出便受到国际工程地质界的普遍关注^[9]。

H-B 经验强度准则自 1980 年提出后,至今已经历几次修改。2002 年, E. Hoek 等^[10]提出 H-B 准则的最新版本,即广义 H-B 经验强度准则为

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (1a)$$

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (1b)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (1c)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (1d)$$

式中: σ'_1 , σ'_3 分别为岩体破坏时最大、最小有效主应力; σ_{ci} 为岩石单轴抗压强度; m_b , s 为与岩体特征有关的材料参数; a 为表征节理岩体的常数; m_i 为与岩石种类有关的材料参数,一般在 5~40 范围内取值; GSI 为地质力学强度指标,质量特差岩体为 10,完整岩体为 100; D 为应力扰动系数,取值范围为 0~1。岩体弹性模量为

$$E_m = \begin{cases} \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{(GSI-10)/40} & (\sigma_{ci} \leq 100 \text{ MPa}) \\ \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot 10^{(GSI-10)/40} & (\sigma_{ci} > 100 \text{ MPa}) \end{cases} \quad (2)$$

目前,大多数岩土工程数值模拟主流软件都是依据 M-C 强度准则编写的,而在 M-C 准则中通过黏聚力 c 和内摩擦角 φ 表征岩体强度。针对这一情况, E. Hoek 等^[9]给出了等价 c , φ 值的计算方法:

$$c = \frac{\sigma_{ci} [(1+2a)s + (1-a)m_b \sigma'_{3n}] (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1+6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}} / [(1+a)(2+a)]} \quad (3)$$

$$\varphi = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (4)$$

其中,

$$\sigma'_{3n} = \sigma'_{3\max} / \sigma_{ci}$$

$\sigma'_{3\max}$ 取值如下:

$$\frac{\sigma'_{3\max}}{\sigma'_{cm}} = 0.72 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.91} \quad (5)$$

式中: σ'_{cm} 为节理岩体的抗压强度。

由 $\sigma'_{3n} = \sigma'_{3\max} / \sigma_{ci}$ 可知, σ'_{3n} 的选取与 $\sigma'_{3\max}$ 有关,而对边坡及地下洞室问题 $\sigma'_{3\max}$ 的选取也不同,

针对边坡问题的 σ'_{3n} 选取 E. Hoek 和 E. T. Brown^[8] 的建议取为式(5)。

但 A. J. Li 等^[11]通过研究发现, 式(5)并不精确, 更为精确的公式为

$$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}} = \begin{cases} 0.41 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-1.23} & (\beta < 45^\circ) \\ 0.2 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-1.07} & (\beta \geq 45^\circ) \end{cases} \quad (6)$$

由于 H-B 准则是经验准则, 故具有自身的局限性, 只适用于图 1 中第 I, III 类岩体^[8], 即完整岩体和具有 4 组或 4 组节理以上的岩体。

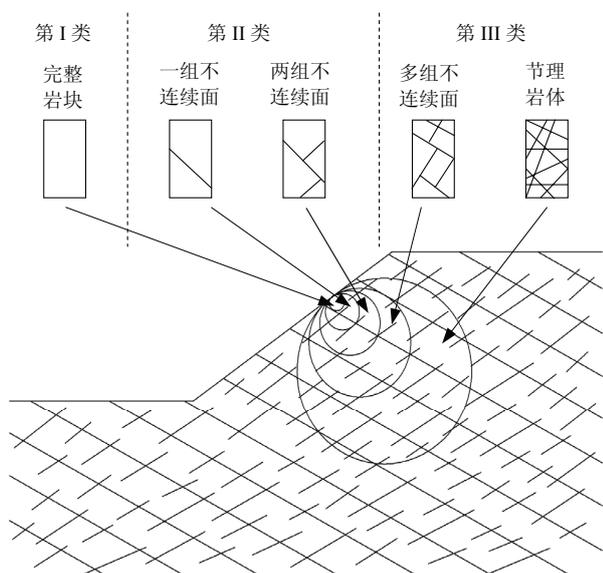


图 1 H-B 准则在岩质边坡问题中的应用

Fig.1 Application of the Hoek-Brown failure criterion to rock slope stability problems

3 模型建立情况

3.1 边坡几何参数

边坡几何属性是影响边坡稳定性的重要因素之一, 相同岩体力学参数下不同坡角 β 及高度 H 的边坡稳定性明显不同。利用 Slide 软件建立如图 2 所示单一岩质边坡几何模型, 由于边界尺寸对边坡稳定性具有一定影响, 在保证采用 Bishop 法所产生的圆弧滑裂面穿过坡脚附近前提下, 力求取较大 d/H , d_1/H , d_2/H 值, 以减少其对边坡稳定系数的影响。

稳定系数计算中采用的坡角 β 范围为 $10^\circ \sim 90^\circ$, 间隔按 10° 取值; 坡高 H 取值范围为 $20 \sim 200$ m。

3.2 力学参数选取

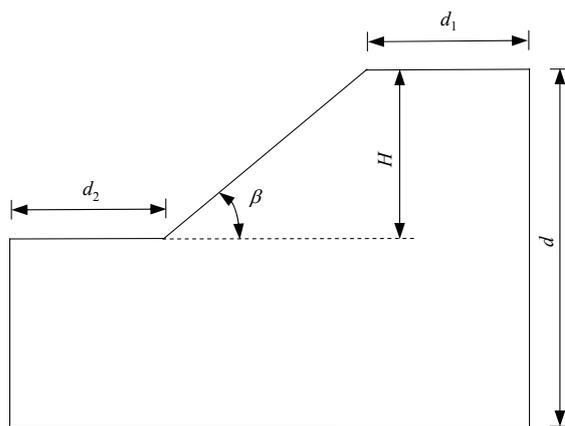


图 2 边坡几何模型

Fig.2 Geometrical model of the slope

为研究岩质边坡稳定性变化情况, 根据 E. Hoek 和 E. T. Brown^[8]中所确定的不同岩体等级对 σ_{ci} , m_i 取值, 岩石密度则参照工程地质手册^[12]中各种岩类经验密度进行取值, 具体见表 1。自然表征稳定边坡主要是由 R3~R6 四个等级的岩体组成, 此处采用这 4 个等级的岩体所包含岩石的物理力学参数。

表 1 岩石物理力学参数

Table 1 Physico-mechanical parameters of rock

等级	σ_{ci} /MPa	m_i	ρ /(g · cm ⁻³)	代表岩类	强度的现场评估
R6	>250	17~33	2.63~3.30	新鲜玄武岩、角岩、辉绿岩、片麻岩、花岗岩、石英岩	只能用地质锤敲出豁口
R5	100~250	15~33	2.50~3.30	角闪岩、砂岩、玄武岩、辉长岩、片麻岩、花岗岩闪长岩、石灰岩、大理岩、流纹岩、凝灰岩	需用地质锤敲击多次才能敲碎
R4	50~100	4~19	2.50~3.30	石灰岩、大理岩、千枚岩、砂岩、片岩、页岩	用地质锤敲击一次以上可破裂
R3	25~50	8~21	2.60~2.90	黏土岩、煤、片岩、页岩、粉砂岩	不能用小刀刻划或剥落, 用地质锤敲击一次即可破碎
R2	5~25	-	-	白垩、岩盐、钾长石	用小刀较难剥落, 用地质锤尖可刻出浅凹痕
R1	1~5	-	-	强风化或蚀变岩、页岩	用地质锤尖敲击可致粉碎, 可用小刀剥落
R0	0.25~1	-	-	坚硬断层泥	可用指甲刻划

考虑后期人类工程活动等所造成的应力扰动影响, D 取值为 $0 \sim 1$ 。为确定岩质边坡稳定系数最小值, 密度 ρ 取上限值, 岩石单轴抗压强度 σ_{ci} 及 m_i 取

下限值。

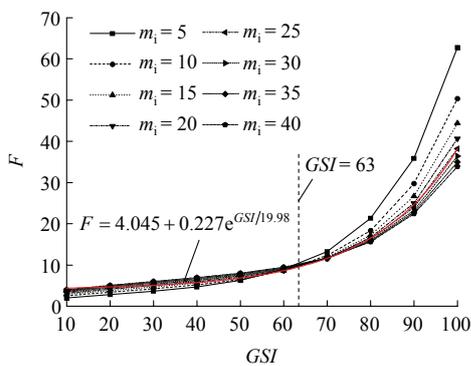
4 力学、几何参数对稳定性的影响

A. J. Li 等^[11, 13]中利用极限分析的上、下限解对 H-B 经验强度准则求解边坡系数的可靠性进行了验证。在这一基础上，重点讨论力学及几何参数对边坡稳定性的影响。

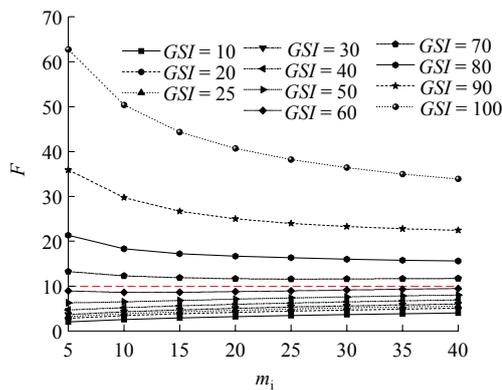
4.1 力学参数对边坡稳定的影响

满足 H-B 准则的岩体材料需要给定的参数有： m_i , GSI , D , σ_{ci} , γ 。前 3 个参数反应岩体特征，如结构面组数、完整程度、风化程度及应力重分布特征等。后 2 个参数则需经过试验得到，而其对边坡稳定性的影响可近似为线性。

由图 3(a)可知，边坡稳定安全系数与 GSI 并不成简单的直线关系，而是表现为指数函数关系。随着 GSI 的变化，稳定系数曲线相交于 $GSI \approx 63$ 处，表明 GSI 和 m_i 的不同组合，对 c , ϕ 的影响不尽相同。此外，对于不同的 σ_{ci} , γ , D , β , H 取值下，相交点并不相同，之间呈现离散性。相同 m_i 下， GSI 较大时稳定安全系数的变化较大，而当 GSI 较小时，稳定安全系数的变化较小。当 $GSI < 63$ 时， m_i 越大稳定安全系数越高， $GSI \geq 63$ 时， m_i 越小稳定系数越高。 $GSI \geq 60$ 时随着 m_i 的增加，稳定安全系数 F 减小， $GSI < 60$ 时 F 却表现为增加，即岩质边坡的稳定性与岩体表征特征和岩石种类共同作用有关，而不仅仅由其中一个参数所控制，如图 3(b)所示。由式(3)，(4)知，等价 c , ϕ 值与 m_i , GSI , D 有关，随着任何一个参数的变化都会发生变化。此外，如图 4 所示，应力扰动系数 D 与边坡稳定安全系数 F 近似成直线关系，即人类工程活动等对边坡应力重分布的影响越大，边坡稳定安全系数越小。由于广义 H-B 准则中引入了应力扰动系数的关系， $GSI = 25$ 时并不会发生稳定安全系数的突变^[12]。



(a) F 与 GSI 的关系曲线



(b) F 与 m_i 的关系曲线

图 3 稳定系数 F 与 GSI , m_i 的关系曲线($\beta = 30^\circ$)

Fig.3 Relationship curves between stability factor GSI , F and m_i ($\beta = 30^\circ$)

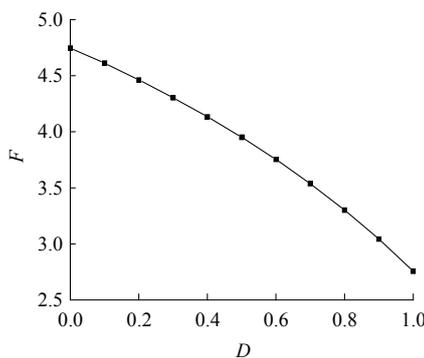


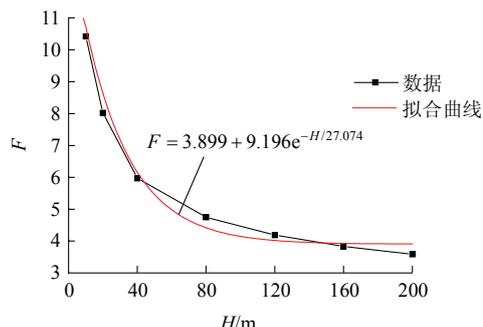
图 4 稳定安全系数 F 与 D 的关系

Fig.4 Relationship between stability factor F and D

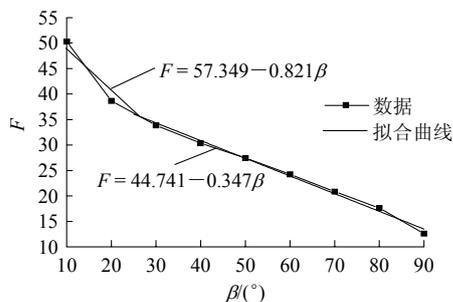
4.2 几何参数对边坡稳定的影响

边坡几何参数主要是指坡角 β 和坡高 H ，国内外学者对这 2 个参数的变化对边坡稳定性的影响进行了大量相关研究^[14~16]，但 H-B 准则下 β , H 对边坡稳定性影响的研究较少。

边坡稳定安全系数与坡高并不表现为简单的线性关系，而近似表现为负指数函数关系(见图 5(a))，随着坡高增加，边坡的稳定安全系数逐渐降低，递减梯度不同。随着坡角 β 的增大，稳定系数也逐渐降低，呈多段线趋势(见图 5(b))。不同坡角范围内，递减梯度不同。当坡角增加到一定程度时，边坡上



(a) F 与坡高 H 的关系曲线



(b) F 与坡角 β 的关系曲线

图 5 稳定系数与 H , β 的关系

Fig.5 Relationship curves between stability factor F and H , β

部产生张拉破坏, 此时利用圆弧法所生成的圆弧滑裂面上部起点已不再是边坡上边界某点, 而是从张拉破坏处开始。

5 边坡稳定安全系数分布图

关于边坡稳定的图解, 国外学者研究较多^[17~19], 主要有以下 3 种: (1) 可用于岩质及堆石边坡的 Hoek-Bray 图解; (2) C. Zanbak^[18]提出的易发生倒塌灾害的岩质边坡稳定图解; (3) L. Siad^[19]基于上限解提出的可用于地震作用下的岩质边坡稳定分析图解。以上 3 种边坡稳定图解在国外都具有较为广泛的应用, 但局限在于上述 3 种图解法皆需提供岩体 c , φ 参数, 并利用 M-C 准则为强度准则。

A. J. Li 等^[11]基于 H-B 强度准则, 采用 m_i , GSI 建立了边坡稳定图解, 由于不同地点岩石物理力学参数及边坡高度、坡角不同, 其利用量纲一的变量 N 表示边坡的稳定性, 则

$$N = \frac{\sigma_{ci}}{\gamma HF} \quad (7)$$

由式(7)可知, 对应与 GSI , m_i 相同情况下的 N 值应该相同, 即可假设 $N_1 = N_2$, 推导出 $H_1 F_1 = H_2 F_2$ 。其他条件均相同, 由以上研究结果可知, 唯独坡高不同的情况下的边坡稳定安全系数并不与坡高呈现出如此简单的双曲线关系(见图 5(a)), 故采用式(7)进行量纲一化, 并生成 A. J. Li 等^[11]研究中的稳定图解, 势必造成较大误差。针对这些不足之处, 结合以上分析结果, 此处基于 E. Hoek 等^[8]所提出的岩体等级中岩石单轴抗压强度界限值, 利用 β , GSI 及 H 为变量, 得到岩质边坡稳定系数分布图, 见图 6~9。

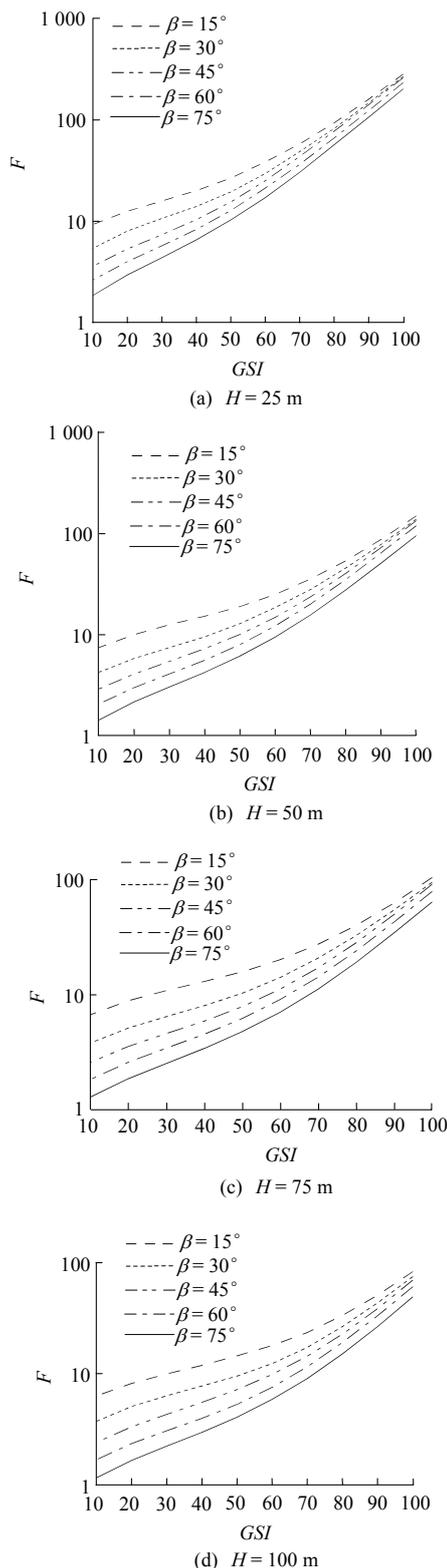


图 6 $\sigma_{ci} = 250$ MPa 时边坡稳定安全系数分布图
Fig.6 Stability factor F chart when $\sigma_{ci} = 250$ MPa

对边坡稳定性进行初步估计时, 首先对表露岩体的强度进行判别, 并根据表 1 确定岩体所属等级, 利用图 6~9 进而确定适用岩质边坡的稳定安全系数范围值。如岩体等级为 R5, 边坡高度 75 m, 坡角

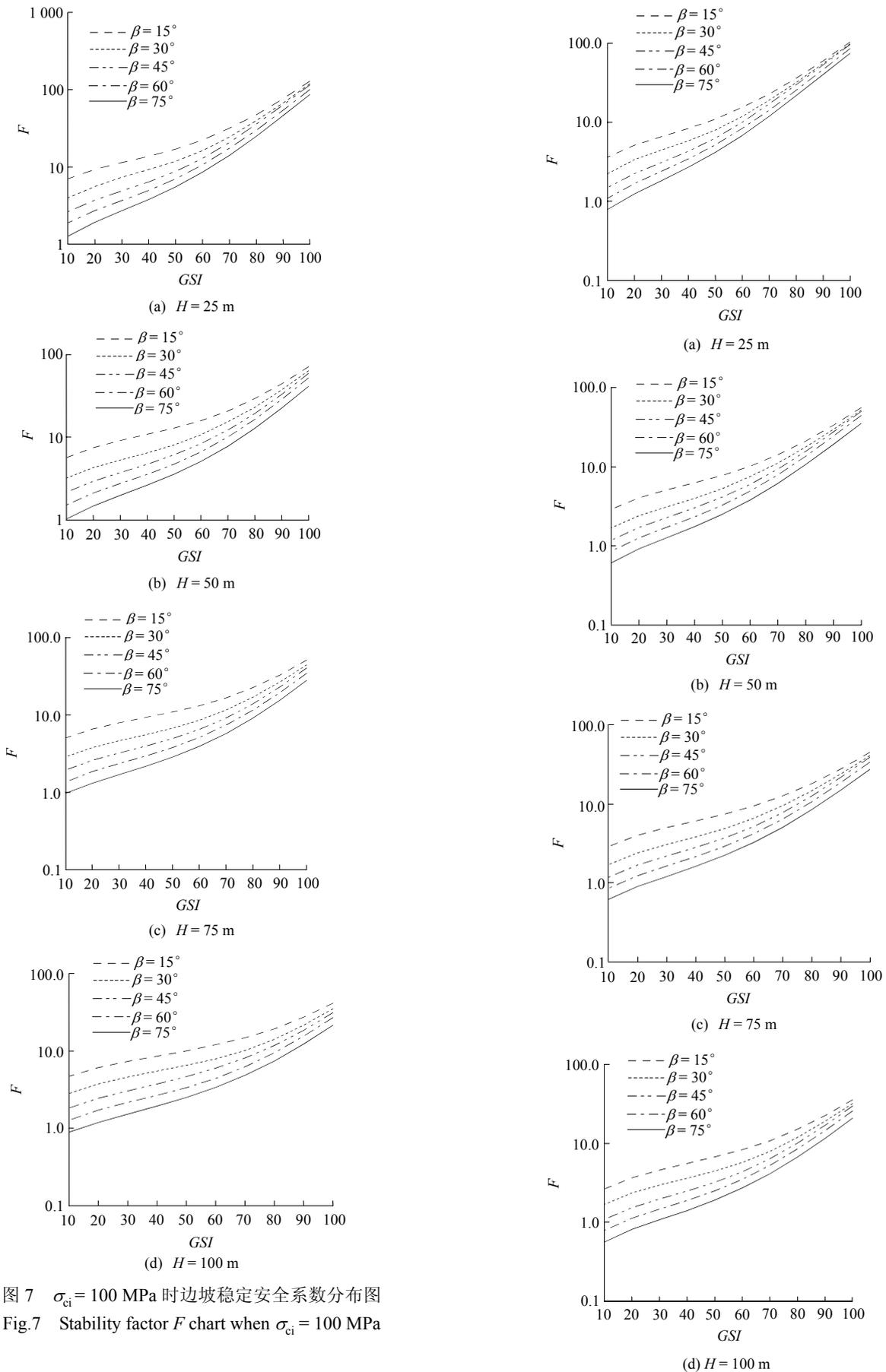


图7 $\sigma_{ci} = 100$ MPa 时边坡稳定安全系数分布图
 Fig.7 Stability factor F chart when $\sigma_{ci} = 100$ MPa

图8 $\sigma_{ci} = 50$ MPa 时边坡安全稳定系数分布图
 Fig.8 Stability factor F chart when $\sigma_{ci} = 50$ MPa

45°, GSI 为 60, 则可判定边坡稳定系数大于 4.5。
 漫湾水电站位于云南省云县与景东县境内的澜

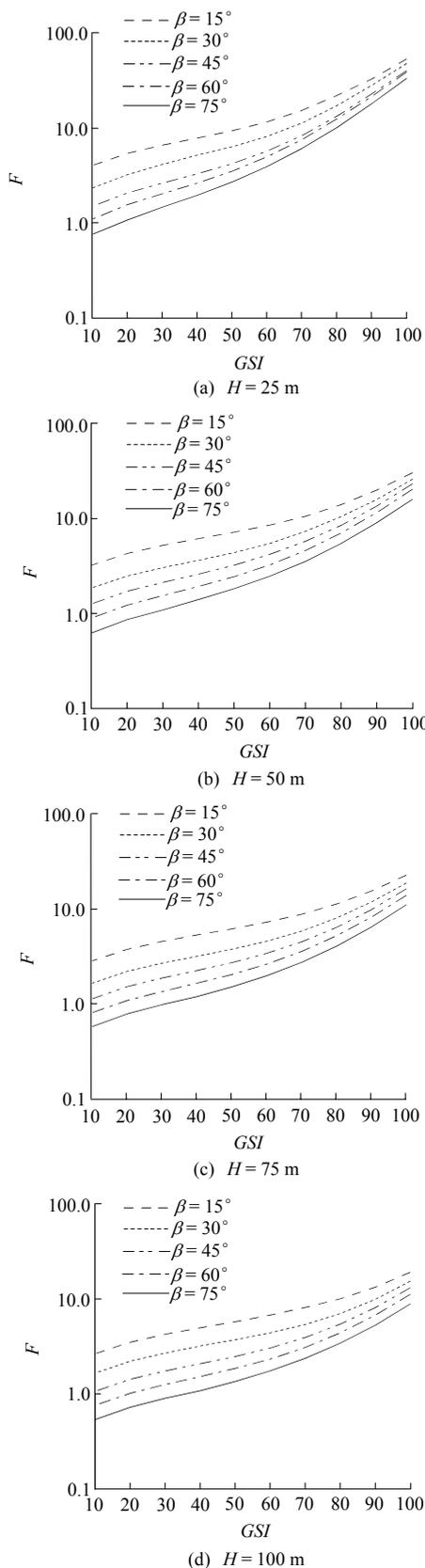


图 9 $\sigma_{ci} = 25 \text{ MPa}$ 时边坡稳定安全系数分布图
Fig.9 Stability factor chart when $\sigma_{ci} = 25 \text{ MPa}$

沧江上, 坝型为混凝土重力坝, 最大坝高为 132 m, 坝顶长 418 m, 总库容 $9.2 \times 10^8 \text{ m}^3$, 装机总量 1 500

MW。坝址呈反 S 型, 左岸为单一薄山脊, 走向约为 $N40^\circ W$, 三面临江, 岸坡地形较陡。左岸山坡第四纪堆积层薄(0~3 m), 大部分地区基岩出露。基岩属中三迭统忙怀组, 岩性为流纹岩。新鲜流纹岩致密、坚硬、不具流纹质结构, 呈块状, 主要矿物成分为石英、长石, 含有少量火山碎屑, 具斑状、似斑状不等粒结构, 岩性相对均一, 无原生软弱夹层^[13]。

流纹岩受区域构造作用, 不仅岩体具有镶嵌碎裂结构的特征, 而且次级破裂结构面如断层、挤压面和节理裂隙都很发育, 走向以 NW 和近 EW 向为主。在左岸山体中, 节理极为发育, 大致可分为 4 组: (1) $N15^\circ \sim 30^\circ W/SW \angle 42^\circ \sim 52^\circ$; (2) $N40^\circ \sim 60^\circ W/SW \angle 50^\circ \sim 60^\circ$; (3) $EW(N80^\circ \sim 85^\circ E \text{ 或 } N80^\circ \sim 85^\circ W)/S \angle 75^\circ \sim 85^\circ$; (4) $N50^\circ \sim 60^\circ E/NW \angle 70^\circ \sim 75^\circ$ 。根据构造特征, 可将左岸岩体构造类型划分为裂隙块状岩体、碎裂构造岩体、表生似层状结构三大类及其若干亚类。各岩体构造分类及其力学特性可在陈祖煜等^[13]中查找。

根据表露岩体特征及边坡边界环境, 可确定 $GSI \approx 30, m_i = 15, \sigma_{ci} \approx 40 \text{ MPa}, \beta = 60^\circ, H = 100 \text{ m}$ 。由图 8 中可查知, $F \approx 1.05 (\sigma_{ci} = 50 \text{ MPa})$; 图 9 中可查知 $F \approx 0.90 (\sigma_{ci} = 25 \text{ MPa})$, 故而可确定边坡稳定系数范围为 0.90~1.05, 边坡存在失稳的可能性。陈祖煜等^[13]分别采用了 M-C 准则和 H-B 经验强度准则对边坡 K0+50, K0+75 位置剖面的稳定性进行了计算, 结果如表 2 所示。

表 2 边坡稳定性分析结果
Tab 2 Results of slope stability analyses

坡面位置	强度准则或方法	稳定安全系数 F
K0+50	M-C 准则	1.004
	H-B 准则	1.012
K0+75	M-C 准则	1.004
	H-B 准则	1.011
据图 8, 9		0.900~1.050

现实中此边坡于 1989 年 1 月 7 日和 9 月 19 日分 2 次发生滑动, 方量达 $(5 \sim 10) \times 10^4 \text{ m}^3$ 。上述实例表明, 此处所得到的边坡稳定安全系数分析与定量分析具有较好的一致性, 能对边坡稳定性做粗略判断。

6 结论与建议

H-B 经验强度准则可很好解决完整、4 组及 4 组以上节理岩体边坡稳定问题, 通过以上论述分析可知:

(1) 随地质力学指标 GSI 的增大, 边坡稳定安全系数呈现出递增趋势, 总体呈指数形式发展; GSI 不同范围内, 随着岩石材料参数 m_i 的增大, 边坡稳定安全系数 F 呈现出递增和递减 2 种截然不同的形式; 随着应力扰动系数 D 的增加, 稳定安全系数 F 呈直线形式递减; 随着坡高 H 的增大, 稳定系数逐渐减少, 呈负指数形式发展。随坡角 β 的增大, 稳定系数 F 逐渐减小, 呈多段线形式发展, 而 β 不同范围内斜率不同。边坡治理及设计中, 应立足岩体表露特征, 采用工程类比法确定参数变化范围值, 并对敏感性较高参数仔细分析, 以估算边坡稳定系数范围值。

(2) 基于 E. Hoek 等所提出的岩体等级标准, 生成岩质边坡稳定安全系数分布图, 可估算一定的边坡稳定安全系数范围, 方便粗略判断边坡稳定性, 与前人定量分析结果具有较好的一致性, 但其只是确定稳定安全系数范围, 在坡高及坡角方面具有一些限制, 故针对具体工程仍需进一步工作(定量分析)以判断边坡稳定性。

此外, H-B 准则不适用于具有优势节理面岩体或节理组数小于 4 组的节理岩体, 实际运用中仍具有一定的局限性, 建议以后的研究集中于此局限, 以使得 H-B 准则能更好地运用于岩质边坡及地下洞室稳定分析中。

参考文献(References):

- [1] 黄润秋, 赵建军, 巨能攀, 等. 汤屯高速公路顺层岩质边坡变形机制分析及治理对策研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(2): 239 - 246.(HUANG Runqiu, ZHAO Jianjun, JU Nengpan, et al. Study of deformation mechanism and control method of bedding rock slope along Tangtun expressway[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(2): 239 - 246.(in Chinese))
- [2] 郑颖人, 赵尚毅. 有限元强度折减法在土坡与岩坡中的应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(19): 3 381 - 3 388.(ZHENG Yingren, ZHAO Shangyi. Application of strength reduction FEM to soil and rock slope[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(19): 3 381 - 3 388.(in Chinese))
- [3] 黄梦宏, 丁桦. 边坡稳定性分析极限平衡法的简化条件[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(12): 2 529 - 2 535.(HUANG Menghong, DING Hua. Some assumption conditions of limit equilibrium method for slope stability analysis[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(12): 2 529 - 2 535.(in Chinese))
- [4] 王建锋. 非线性强度下的边坡稳定性[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(增 2): 5 896 - 5 900.(WANG Jianfeng. Slope stability analysis with nonlinear failure envelopes[J]. China Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(Supp.2): 5 896 - 5 900.(in Chinese))
- [5] 郑惠峰, 陈胜宏, 吴关叶. 岩石边坡稳定的块体单元极限分析上限法[J]. 岩土力学, 2008, 29(增 1): 323 - 327.(ZHENG Huifeng, CHEN Shenghong, WU Guanye. Upper bound limit method for stability analysis of rock slopes by block element method[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, 29(Supp.1): 323 - 327.(in Chinese))
- [6] 郑颖人, 陈祖煜, 王恭先, 等. 边坡与滑坡工程治理[M]. 北京: 人民交通出版社, 2007.(ZHENG Yingren, CHEN Zuyu, WANG Gongxian, et al. The control management of the slope and landslide[M]. Beijing: China Communications Press, 2007.(in Chinese))
- [7] Rocscience, 2D limit equilibrium analysis software, Slide 5.0[EB/OL]. <http://www.rocscience.com>, 2009.
- [8] HOEK E, BROWN E T. Practical estimates of rock mass[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 1997, 34(8): 1 165 - 1 186.
- [9] 宋建波, 张俾元, 于远忠, 等. 岩体经验强度准则及其在地质工程中的应用[M]. 北京: 地质出版社, 2002.(SONG Jianbo, ZHANG Zhuoyuan, YU Yuanzhong, et al. Rock mass empirical strength criteria and experience in geological engineering[M]. Beijing: Geological Publishing House, 2002.(in Chinese))
- [10] HOEK E, CARRANZA-TORRES C, CORKUM B. Hoek-Brown failure criterion-2002 edition[C]// Proceedings of the North American Rock Mechanics Symposium. Toronto: [s. n.], 2002: 267 - 273.
- [11] LI A J, MERIFIELD R S, LYAMIN A V. Stability charts for rock slopes based on the Hoek-Brown failure criterion[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2008, 45(5): 689 - 700.
- [12] 工程地质手册编委会. 工程地质手册[M]. 4 版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2006.(Geological Engineering Handbook Editorial Board. Geological engineering handbook[M]. 4th ed. Beijing: China Architecture and Building Press, 2006.(in Chinese))
- [13] 陈祖煜, 汪小刚, 杨健, 等. 岩质边坡稳定分析—原理·方法·程序[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2005.(CHEN Zuyu, WANG Xiaogang, YANG Jian, et al. Rock slope stability analysis—theory, methods and programs[M]. Beijing: China Water Power Press, 2005.(in Chinese))
- [14] 何本贵, 高谦, 刘芳. 公路路堑边坡稳定性影响因素正交分析与数值模拟[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(6): 716 - 719.(HE Bengui, GAO Qian, LIU Fang. Orthogonal analysis and numerical simulation on influential factors of freeway slope stability[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, 27(6): 716 - 719.(in Chinese))
- [15] 张旭辉, 龚晓南, 徐日庆. 边坡稳定影响因素敏感性的正交法计算分析[J]. 中国公路学报, 2003, 16(1): 36 - 39.(ZHANG Xuhui, GONG Xiaonan, XU Riqing. Orthogonality analysis method of sensibility on factor of slope stability[J]. China Journal of Highway and Transport, 2003, 16(1): 36 - 39.(in Chinese))
- [16] 刘立鹏, 于红杰, 陈奇. 力学、几何参数对土质边坡稳定的敏感性分析[J]. 岩土工程技术, 2008, 22(3): 123 - 126.(LIU Lipeng, YU Hongjie, CHEN Qi. Sensibility analysis of soil slope stability on mechanical and geometrical parameter[J]. Geotechnical Engineering Technique, 2008, 22(3): 123 - 126.(in Chinese))
- [17] HOEK E, BRAY J W. Rock slope engineering[M]. 3rd ed. London: Inst. Min. Metall, 1981.
- [18] ZANBAK C. Design charts for rock slopes susceptible to toppling[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1983, 190(8): 1 039 - 1 062.
- [19] SIAD L. Seismic stability analysis of fracture rock slopes by yield design theory soil[J]. Dynamics and Earthquake Engineering, 2003, 23(3): 203 - 212.