

岩体扰动对岩石边坡稳定性影响^{*}

The Influence of Rock Mass Disturbance on the Stability of Rock Slope based on Hoek–Brown Failure Criterion

沈 宁¹, 宗 亮², 李 萌³, 谢东武⁴

(1. 中水华东规划设计有限公司, 山东 济南 250100; 2. 水发规划设计有限公司, 山东 济南 250100;
3. 济南市水文中心, 山东 济南 250014; 4. 同济大学 土木工程学院地下建筑与工程系, 上海 200092)

摘 要: 在岩石边坡工程中, 岩体内部应力的释放可能诱发断裂和扰动, 尤其是在爆破作业期间, 这种扰动效应尤为突出。考虑到岩体扰动的影响, 采用 Hoek–Brown 破坏准则, 通过有限元和极限解析法, 系统评估了扰动因子和边坡坡度对边坡潜在滑动面及其稳定性的影响。结果表明: 扰动因子和边坡角度显著影响岩石边坡的稳定性, 特别是在岩质较差的边坡中, 这一影响更加显著; 扰动水平可能被视为常数或沿边坡呈线性变化, 若在稳定性评估中忽视岩体扰动的影响, 可能导致稳定系数的估值偏大; 不同扰动因素情况下切岩边坡的上限塑性区域, 均质边坡的破坏面 ($D = \text{常数}$) 更浅; 破坏面的顶部从坡顶向斜面靠近, 但破坏模式仍为边坡趾部破坏; 仅降低边坡角度并不能确保边坡的稳定性, 在岩体边坡稳定性评价中, 必须全面考虑扰动因子的作用。

关键词: Hoek–Brown 破坏准则; 切岩边坡; 稳定性系数; 岩体扰动

中图分类号: TU452 **文献标志码:** A **文章编号:** 1005–8249 (2024) 04–0040–08

DOI: 10.19860/j.cnki.issn1005–8249.2024.04.008

SHEN Ning¹, ZONG Liang², LI Meng³, XIE Dongwu⁴

(1. Eastern China Water Conservancy Design Co., Ltd., Jinan 250100, China;

2. Shuifa Planning & Design Co., Ltd., Jinan 250100, China; 3. Jinan Center of

Hydrology, Jinan 250014, China; 4. Department of Underground Architecture and Engineering,

School of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: In rock slope engineering, the release of internal stress within the rock mass can induce fractures and disturbances, especially during blasting operations, where these disturbance effects are particularly pronounced. Considering the impact of rock mass disturbances, this study systematically evaluates the influence of disturbance factors and slope angles on the potential sliding surface and stability of slopes using the Hoek–Brown failure criterion, finite element method, and limit analysis method. The results indicate that disturbance factors and slope angles significantly affect the stability of rock slopes, especially in slopes with poorer rock quality, where this impact is more pronounced; The disturbance level may be considered constant or vary linearly along the slope. Ignoring the impact of rock mass disturbances in stability assessments may lead to overestimation of the stability factor; Under different disturbance factors, the upper plastic zone of the cut rock slope and the failure surface of the

^{*} 基金项目: 国家自然科学基金项目 (41977227)。

作者简介: 沈 宁 (1981—) 男, 本科, 高级工程师, 研究方向: 水利工程规划设计。

通信作者: 谢东武 (1980—) 男, 博士, 高级工程师, 研究方向: 地下建筑工程。

收稿日期: 2023–04–20

homogeneous slope ($D = \text{constant}$) are shallower; The top of the failure surface moves closer to the slope from the crest, but the failure mode remains toe failure of the slope. Simply reducing the slope angle does not ensure slope stability; In the evaluation of rock slope stability, the role of disturbance factors must be comprehensively considered.

Keywords: Hoek–Brown failure criterion; cut rock slope; stability coefficient; rock mass disturbance

0 引言

天然岩体的力学性质因其内部结构的复杂性而具有高度的变异性, 这些结构包括节理、断层以及其他不连续性和各向异性特征。这种变异性使得对岩石边坡稳定性的评估变得极为复杂^[1-2]。尽管摩尔–库仑准则为岩石强度提供了基本的描述, 但它未能充分捕捉岩石的复杂行为。为了解决这一问题, Hoek 和 Brown^[3]提出了非线性破坏准则, 该准则已被广泛应用于岩石和岩石质量强度的评估中。然而, Marinos 等^[4]对该准则的适用性和局限性进行了探讨, 指出在特定条件下需要谨慎应用。

在边坡稳定性分析领域, 极限平衡法 (LEM) 被广泛采用, 其多数软件工具基于摩尔–库仑准则来描述土体的力学行为, 引入黏聚力和内摩擦角作为关键参数。然而, 这种方法往往忽略了岩体破坏曲线的非线性特性, 尤其是在低应力条件下, 土体的非线性破坏特征更加明显^[5]。研究表明, 传统数值软件在使用等效参数时, 对于承载能力的估算误差可达 157%, 对于边坡稳定性的估算误差也可达 64%。相比之下, Hoek–Brown 破坏准则引入了地质强度指数 GSI 和岩体扰动程度因子 D 等参数, 这些参数有助于更精确地评估岩体扰动对岩石边坡稳定性的影响^[6]。因此, Hoek–Brown 准则提供了一种更为合理的分析岩体破坏和边坡稳定性的方法, 有助于提高分析的准确性和可靠性。在岩土工程领域, Hoek–Brown 破坏准则是评估岩石强度和稳定性的重要工具。Collins 等^[7]通过设定扰动因子 (D) 为 0, 对不同边坡高度和坡度的影响进行了对比分析, 这一假设简化了计算过程, 但也忽略了实际工况中扰动因子的影响。Lyamin 等^[8]则利用极限解析法与 Hoek–Brown 屈服准则相结合, 开发出一种数值软件, 用以提高边坡稳定性分析的精确度。极限解析法的应用, 使得解决方案能够在一个较小的误差范围内被确定; 而 Li 等^[9]的研究进一步将这一方法应

用于边坡承载力和稳定性的评估。尽管如此, 目前的研究仍普遍基于 $D=0$ 的假设进行, 未来的研究需要考虑扰动因子在实际工程中的变化, 以提高模型的适用性和预测的准确性。

在当前的研究中, 关于不同扰动因素强度对岩石边坡稳定性影响的研究仍旧匮乏。因此, 本文开展了岩体扰动对岩石边坡稳定性评估影响的研究。

1 稳定性系数

边坡稳定性分析的图表解析方法^[10]不仅适用于岩石和堆石边坡的稳定性评估, 也适用于裂隙岩石边坡的稳定性评估。这些图表基于摩尔–库仑破坏准则, 其核心是黏聚力和摩擦角的参数。这些参数对于理解和预测边坡的稳定性至关重要, 因为它们直接影响到边坡发生滑移的条件。

在工程实践中, 稳定性图表是一种宝贵的工具, 它们为工程师提供了一种直观且高效的方法来评估边坡稳定性。Li 等^[9]采用极限平衡法, 基于 Hoek–Brown 强度准则, 开发了一系列新的边坡稳定性图表。这些图表不仅适用于静态条件下的岩石边坡稳定性评估, 也适用于振动条件下的分析。通过引入 σ_{ci} 、 GSI 和 m_i 等 Hoek–Brown 强度参数, 图表解为工程师在设计和安全评估中提供了一个可靠的参考, 从而优化了工程设计过程, 并提高了结构的安全性。其稳定性系数计算为:

$$N = \frac{\sigma_{ci}}{\gamma HF} \quad (1)$$

式中: σ_{ci} 为单轴压缩强度; γ 为重度; H 和 F 分别为边坡的高度和安全系数。因式中 3 个参数相较于 Hoek–Brown 准则中的其他参数更易准确测得, 所以安全系数以 $\sigma_{ci}/\gamma HF$ 形式呈现。根据 Hoek–Brown 破坏准则, 岩体边坡的稳定性评估可以通过对 $\sigma_{ci}/\gamma HF$ 的归一化方程进行分析来实现。这是因为 Hoek–Brown 准则的强度预测是基于 σ_{ci} 的比例变化来进行的。在此

岩土力学

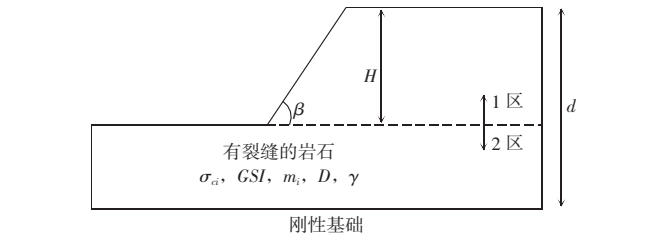
框架下， σ_{ci} 不仅是评估岩体强度的关键参数，也是进行稳定性分析时考虑的主要变量。尽管式中稳定性系数的定义与传统极限平衡分析不同，但 Li 等^[9]研究证实了该稳定性系数的可靠性。

2 参数设定

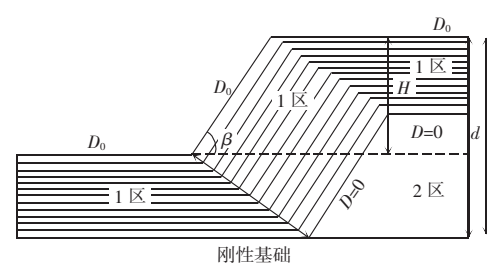
采用均质切岩边坡模型来分析不同坡度对边坡稳定性的影响。如图 1 (a) 所示，边坡的经典截面被用来展示节理岩体的 Hoek – Brown 强度参数 (σ_{ci} 、 GSI 和 m_i)，并以 D 值为 0.7 和 1.0 来模拟不同坡度下岩石的破坏程度。采用极限分析法，通过调节坡度 (H 和 β) 和岩体强度，以求得在不同重度 (γ) 下的最优解。文中设计坡度角 β 为 15°、30°、45°、60° 和 75°。

Tsiambaos 等^[11]在其研究中指出，对于地质强度指数 (GSI) 不超过 50 的岩体，可以不采用爆破手段进行开挖，因为这样的岩体自然扰动影响是可以忽略的。然而，对于 GSI 值超过 50，且具有较大坡度的岩体，在高应力环境下，即便没有使用爆破技术，由于应力释放所导致的岩体扰动也可能是显著的。这表明，在进行岩石开挖或工程设计时，即使在未采用爆破的情况下，也应充分考虑岩体的应力状态和 GSI 值，以预测和控制可能出现的扰动效应。

为了探究各种扰动因子如何影响边坡的稳定性系数，提出了一个假设：随着边坡深度的增加，扰动因子呈线性递减。根据 Hoek 等^[12]的研究成果，图 1 (b) 为主损伤区 (即 1 区) 的形态，其中参数 D_0 作为关键的输入变量。进一步假设：受扰动的岩体范围从边坡表面延伸至深度 H ，而超出此范围 (即 2 区) 的岩体则被视为未受扰动，其扰动因子 D 值为 0。基于这些前提，扰动因子的等值线将与边坡表面平行，从而揭示了边坡岩体的非均质性。



(a) 均质岩石边坡的边坡几何形状



(b) 非均匀岩石边坡扰动因子等高线

图 1 扰动边坡模型

Fig. 1 Disturbance slope model

3 均质扰动岩质边坡的结果与讨论

3.1 稳定性系数

图 2 和图 3 分别为扰动因子 $D = 0.7$ 和 $D = 1.0$ 极限解析法得到的两组岩质边坡稳定性系数变化趋势。从图 2 (a) 可以看出，在 $GSI = 10$ 时，稳定性系数 N 的实际值受到两种极限状态分析解的约束。值得注意的是，无论工况如何，极限解析法均能将稳定性系数的实际值控制在 $\pm 8\%$ 的误差范围内。基于此，采用这些极限状态解的平均值来代表岩质边坡的稳定性系数。

根据图 2 和图 3 的数据分析，可以观察到稳定性系数 N 与地质强度指数 (GSI) 和材料常数 m_i 成反比关系，即随着 GSI 和 m_i 的降低，稳定性系数 N 呈增加趋势。这一现象在 Li 等^[9]的研究中也得到了验证，其中当 $D = 0$ 时，观察到了相似的变化趋势。图 2 和图 3 展示的稳定性系数是基于极限平衡分析 (SLIDE) 得出的，其结果与极限解的平均值非常接近。通过对比极限图表解和极限平衡分析解，可以发现两者在稳定性系数上的差异控制在 $\pm 8\%$ 以内，这表明了极限平衡分析在预测稳定性系数方面的准确性和可靠性。

图 4 为同扰动因素下的不同切岩边坡的稳定性系数值，其中， $D = 0$ 的数据引自 Li^[9]。通过对比不同扰动因素 ($D = 0$ 、 $D = 0.7$ 、 $D = 1.0$) 对切岩边坡稳定性系数的影响，可以观察到边坡角 β 分别设定为 15°、45°、75° 时的系数变化。在 σ_{ci} 、 GSI 和 m_i 给定的条件下，稳定性系数随扰动因子 D 的增加而提高，这反映了扰动程度较低的岩体 (即 D 值较小) 具有更高的安全系数。地质强度指数 (GSI) 的降低导致了未扰动 ($D = 0$) 与完全扰动 ($D = 1.0$) 条件下稳

定性系数的差异显著增加。在 GSI 值为 90 时, 未扰动与完全扰动条件下的稳定性系数之比大约为 1.33; 当 GSI 值降至 10 时, 这一比值激增至约 25.16; 即便是将未扰动 ($D=0$) 的稳定性系数与部分扰动 ($D=0.7$) 情况进行比较, 其比值也在 1.18 ~ 6.78 之间变动。这表明, 在 75° 边坡角条件下, 若依据未

扰动岩体的图解估算扰动岩体的稳定性, 可能会导致安全系数的显著高估。

对于不同倾角的边坡, 边坡的稳定性系数可能大于、等于或小于 $GSI=50$ 、 $D=1.0$ 时的稳定性系数。为了确定这种现象的根源, 从 Hoek-Brown 破坏准则的固有形式和极限分析法(下边界)中的滑移

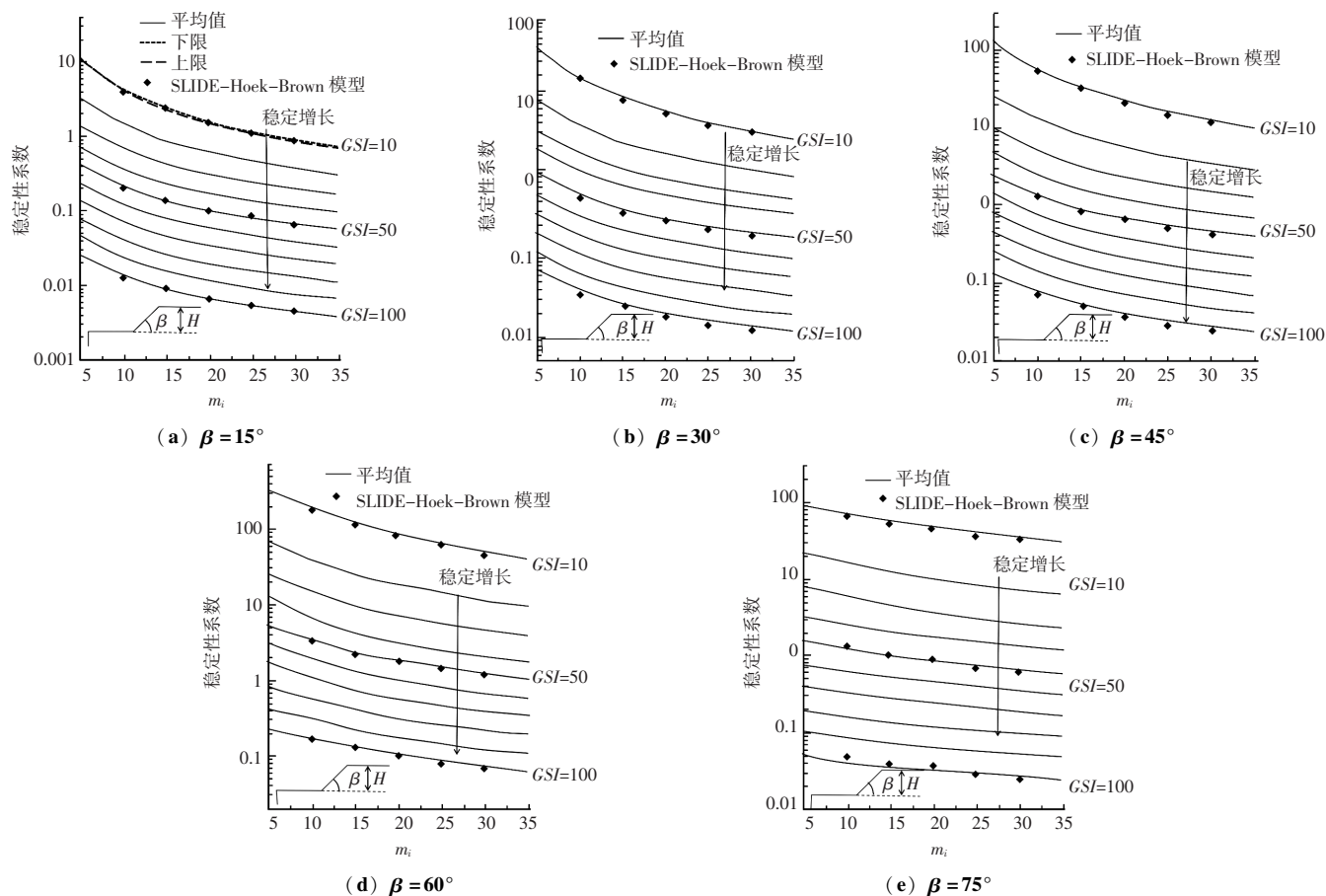
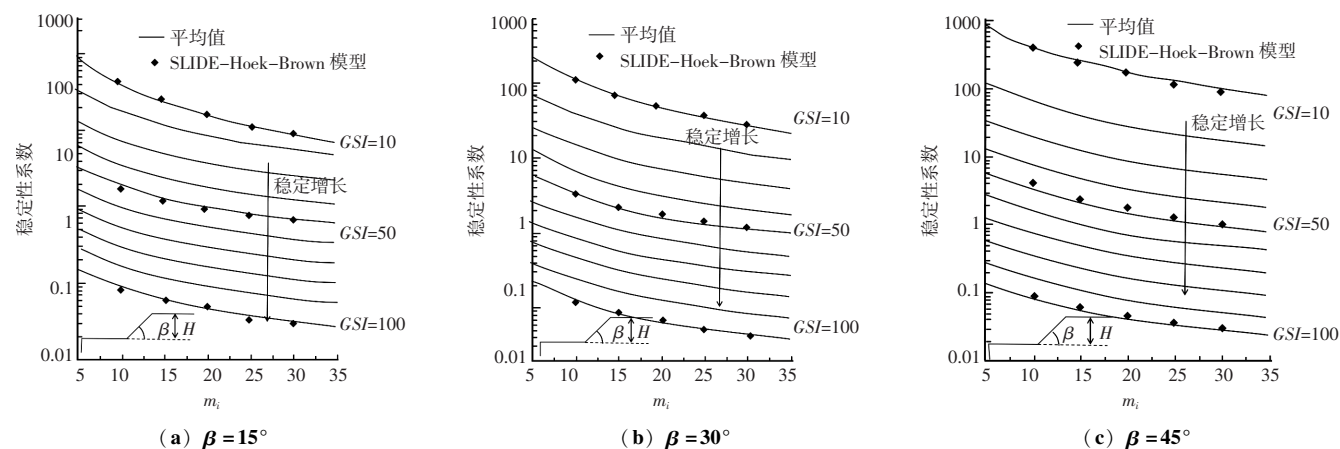


图2 扰动边坡稳定性系数的平均有限元极限分析解 ($D=0.7$)

Fig.2 Average finite element limit analysis solution for the stability coefficient of disturbed slopes ($D=0.7$)



岩土力学

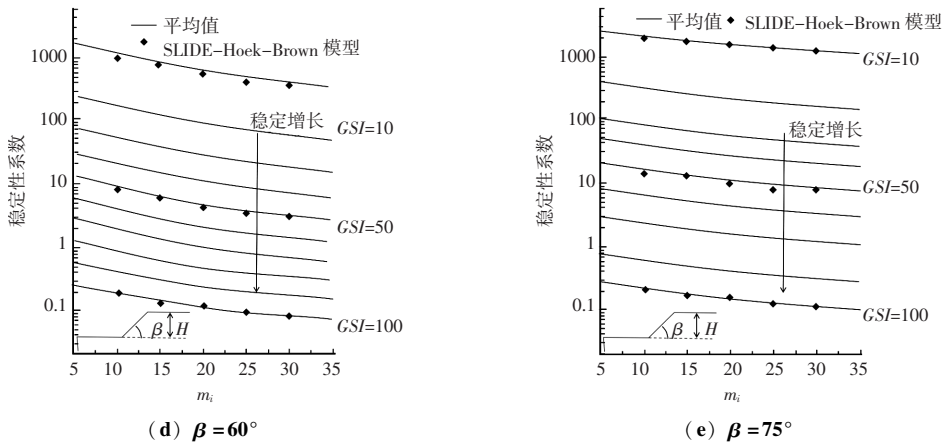


图 3 扰动边坡稳定性系数的平均有限元极限分析解 ($D = 1.0$)
Fig. 3 Average finite element limit analysis solution for the stability number of disturbed slopes ($D = 1.0$)

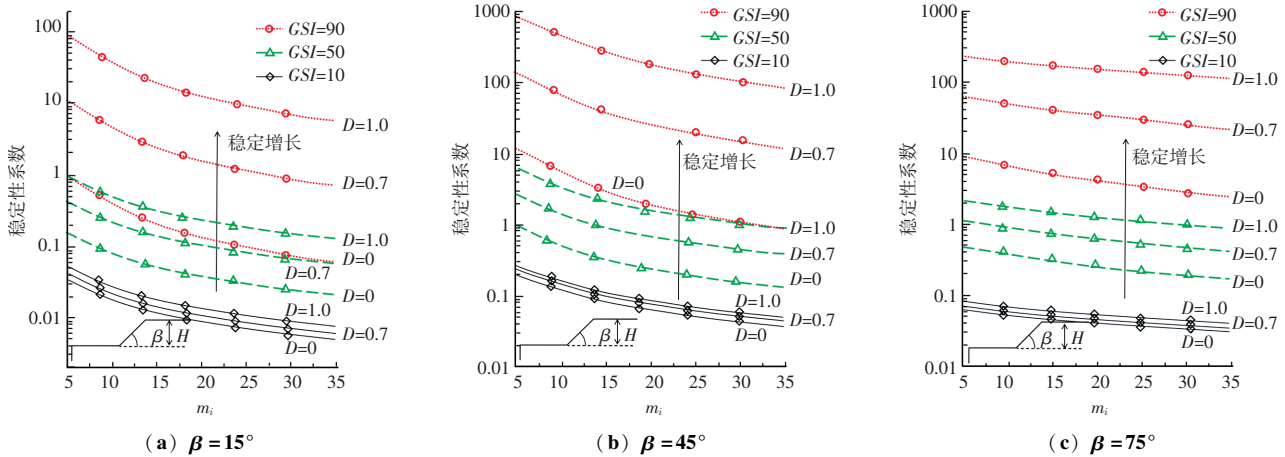


图 4 不同干扰因素的稳定性系数值的比较
Fig. 4 Comparison of stability values for different interference factors

面进行分析。当 $GSI = 10$ 、 $m_i = 10$ 、 $D = 0$ 时，岩体在较低的应力水平下破坏；而 $GSI = 50$ 、 $m_i = 10$ 、 $D = 1.0$ 时，岩体在较高的应力水平下破坏。

图 5 为在不同坡角和扰动因子条件下，边坡稳定性系数的有限元极限分析平均解。由图可知， $D = 0$

的曲线为未扰动岩石边坡的结果。对于 $GSI = 90$ 和 $m_i = 5$ ，将边坡倾角 β 从 75° 降到 60° ，当 $D = 0.7$ 和 $D = 1.0$ 时，稳定性系数分别提高了 46% 和 20%；当 $D = 0$ 时，对于相同的 GSI 和 m_i ，稳定性系数的增量超过 50。这意味着使用不考虑岩石扰动的稳定性图表，

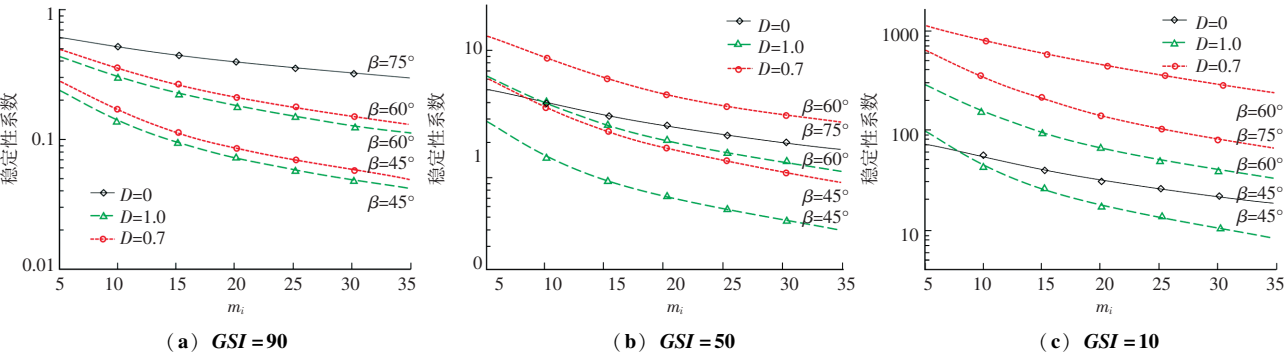


图 5 不同坡角和扰动因素下稳定性系数的平均有限元极限分析解
Fig. 5 Average finite element limit analysis solution for stability number under different slope angles and disturbance factors ($GSI = 90, 50, \text{ and } 10$)

可能会高估边坡的安全系数。比较 $D=0$ 时的图表解可以看出, 考虑了开挖所产生的扰动因子对于边坡的影响, 岩体边坡的稳定性系数将会降低。当边坡倾角从 75° 降至 60° 时, 不同地质强度指数 (GSI) 值的边坡稳定性可能呈现出增大、保持不变或减小的趋势, 主要是由于 Hoek-Brown 破坏准则的固有特性以及在边坡失稳过程中应力分布的变化。对于 $GSI=10$ 和 $m_i=5$ 的情况, 当 D 取值为 0.7 或 1.0 时, 边坡的稳定性值可能分别增加 1.4 倍或 16.1 倍。这说明, 在某些特定条件下, 降低边坡倾角并不一定能提高岩质边坡的稳定性, 反而可能导致稳定性的降低。

上述讨论仅适用于露天岩石边坡。研究表明, 扰动因素对岩质边坡稳定性评价有显著影响, 特别是对于岩质较差的岩石边坡而言 (低 GSI)。因此, 在实际工程中如需减小边坡倾角, 就必须仔细考虑岩体力学特性。

3.2 滑移面

图 6 为 $m_i=5$ 、 $GSI=100$ 时, 不同地质强度指数 (GSI) 对岩石边坡塑性区上限的影响。在较缓的坡度 ($\beta=30^\circ$) 下, 随着 GSI 值的提高, 滑移面的深度有轻微的增加趋势。相比之下, 对于较陡的坡度 ($\beta=45^\circ$ 和 $\beta=60^\circ$), GSI 值的变化对滑移面深度的影响较小。此外, m_i 值和 D 值对破坏面形状的影响不甚明显。即使 D 值有所不同, 观察到的塑性区域也几乎保持不变。这说明对于均质岩石边坡, 扰动因素并不会对滑移面的大小产生显著影响。

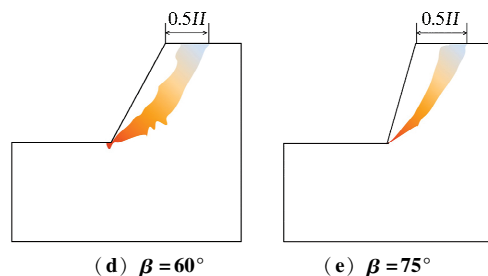
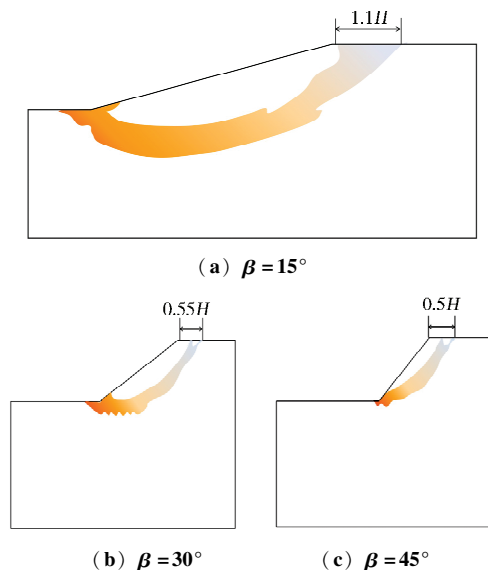


图 6 $GSI=100$ 和 $m_i=5$ 的破坏面横向范围

Fig. 6 Lateral range of failure surface with $GSI=100$ and $m_i=5$

4 非均质岩质边坡

4.1 稳定性系数

因破坏区扰动因子值分布的不确定性, 所以无法给出具有一定参数范围的完整图解。但为了了解各种扰动因素的影响, 通过比较稳定性系数来研究不同 D 情况下的岩质边坡稳定性。

基于前文关于扰动因子随距离边坡表面的距离呈线性变化的假设, 获得相应平均稳定性系数 (如图 7 中黑色曲线所示)。观察图 7 中极限分析结果, 边坡的塑性区域未能延伸至 Hoek^[11] 实验中的实际塑性区域, 尽管如此, 该分析仍揭示了边坡的潜在滑移面。值得注意的是, 在边坡的主要破坏区上方的上坡台阶处, 也存在小区域的塑性区域。研究发现, 受扰动和未受扰动的岩石边坡之间的稳定性系数差异巨大。

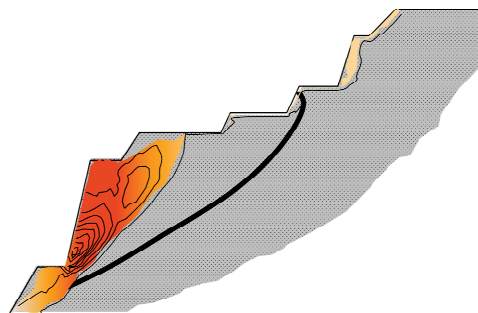


图 7 平均稳定性系数随边坡表面距离的变化

Fig. 7 The variation of average stability coefficient with the distance from the slope surface

图 8 为坡度 45° 、 75° 岩石边坡斜向切割后的稳定性数值的变化。由图 8 可知, 减小坡度角和改变 D 的边坡平均稳定性系数仍然大于或小于图 3 中 $\beta=75^\circ$ 和 $D=1.0$ 的初始值。当 $D=D_0$ 时, 基于该分析法可以获得比基于常数 D 更大的切岩边坡安全系数。由图 8 可知, 稳定性系数变化与 GSI 的大小有关。这意味着,

岩土力学

改变 D 来评估岩石边坡的稳定性可能会导致稳定性值下降高达 50%。因此,使用恒定和变化的扰动因子分布来评估岩石边坡的稳定性会出现巨大差异。

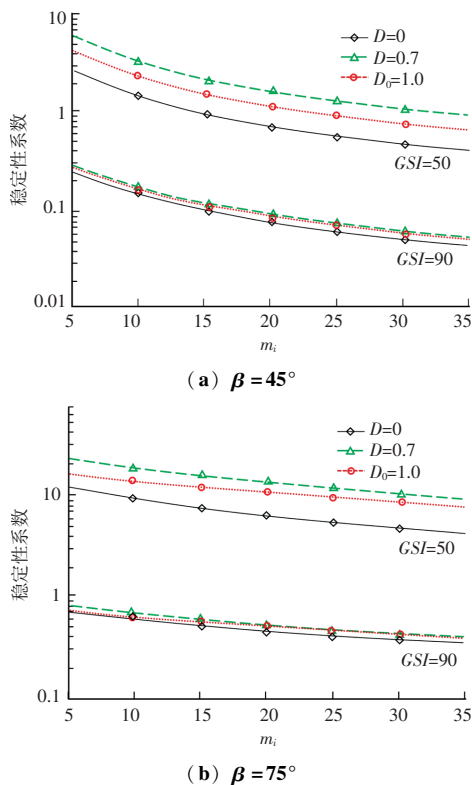


图8 不同干扰因子稳定性系数的平均有限元极限分析解比较
Fig.8 Comparison of average finite element limit analysis solutions for stability coefficients of different interference factors

4.2 滑移面

图9显示了不同扰动因素情况下切岩边坡的上限塑性区域。由图可以看出,均质边坡的破坏面(D 为常数)更浅。破坏面的顶部从坡顶向斜面靠近,但破坏模式仍为边坡趾部破坏。

一般情况下,岩质边坡的稳定性与潜在滑移面区域的材料强度密切相关。由于得到的破坏模式主要为趾型破坏($\beta \geq 30^\circ$),可以认为区域2(图9(a))岩体扰动因子值对边坡稳定性的影响不显著。这些假设是基于 Bieniaski 等^[6]的推荐值,其中干扰因子随着与表面距离的增加而减小。

研究采用的岩体性质和截面形状为 $GSI = 50$, $m_i = 20$, $\beta = 45^\circ$ 。对于 $D = 0$ 和 $D = 1$ 区域中的岩体,极限解析法得到的稳定性系数平均值均为 1.12。与图9所示的解决方案相比,稳定性系数基本没有变化。因此,在给定 σ_{ci} 、 GSI 、 m_i 和 $\beta \geq 30^\circ$ 条件下,

2 区岩体扰动程度对岩石边坡稳定性影响不显著。

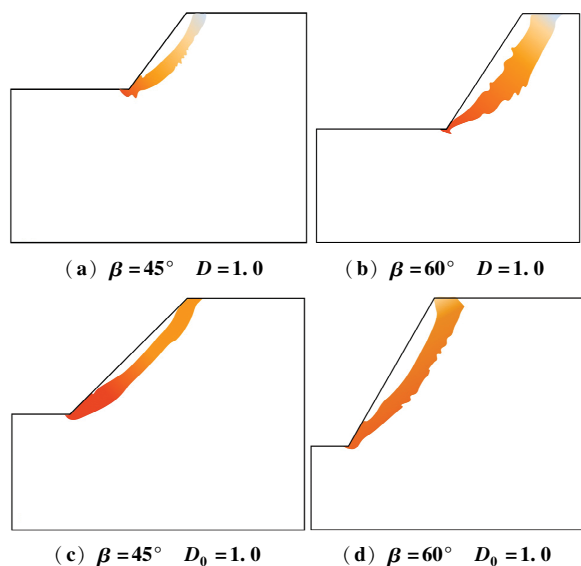


图9 不同 D 分布的上限塑性区 ($GSI = 0$, $m_i = 10$)

Fig.9 Upper limit plastic zone of different D distributions ($GSI = 0$, $m_i = 10$)

5 结论

利用极限解析法,提出了一系列扰动因素的切岩边坡稳定性图解。通过极限解析法,对切割岩石边坡的稳定性数值进行了精确的界定,误差范围控制在 $\pm 8\%$ 以内。图表解决方案依据最新的 Hoek-Brown 破坏准则,并参考 Hoek 等^[3]对扰动因子值的推荐。案例研究的结果验证了文中所制定稳定性图表的准确性和适用性,得到以下结论:

(1) 扰动因素对稳定性系数有显著影响。当 $D = 0$ 时的图解法会高估扰动岩质边坡的稳定性系数。这种估值误差,与 D 值成正比,与 GSI 值成反比。

(2) 边坡倾角的减小对稳定性系数的影响呈现出复杂的趋势。稳定性系数在某些情况下可能高于未扰动时的稳定性值 ($D > 0$),在其他情况下可能等于未扰动时的稳定性值 ($D = 0$),甚至低于 ($D < 0$) 原始未扰动的岩质边坡的稳定性值。这种现象与地质强度指数 (GSI) 值有着直接关联。对于 GSI 值较低的岩体,边坡切削后的稳定性系数增加更为明显。

(3) 在采用 Hoek-Brown 破坏准则进行切岩边坡稳定性分析时,通过极限解析法可以确定滑移面的潜在影响区域。这些区域的尺寸参数,如坡顶后的距离,能够为工程设计提供重要 (下转第 58 页)

岩土力学

均匀沉降影响研究提供计算依据。

(4) 通过正交试验所确定的浆液配比,可以较好地控制管片上浮,管片最大上浮可控制在 20 mm 以内。

参 考 文 献

- [1] 杨星,张荣辉,房宽达,等. 盾构同步注浆浆液性能影响分析及其配比优化研究 [J]. 岩土工程技术, 2021, 35 (5): 336-340.
- [2] 李元凯,杨志勇,杨星,等. 盾构法施工注浆新型填充双浆液配比试验及应用 [J]. 铁道标准设计, 2022, 66 (4): 149-154.
- [3] 季昌,周顺华,许恺,等. 盾构隧道管片施工期上浮影响因素的现场试验研究 [J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32 (增刊 2): 3619-3626.
- [4] 郭东明,李妍妍,左志昊,等. 低黏度超细水泥浆液配比试验研究 [J]. 煤矿安全, 2019, 50 (5): 72-77.
- [5] 耿大新,胡宇琛,廖煜祺,等. 基于响应面法的泥水盾构同步注浆材料性能 [J]. 科学技术与工程, 2021, 21 (15): 6479-6486.
- [6] 张龙,黄明利,张思源. 富水砂层盾构隧道双液浆属性与施工进度关系研究 [J]. 隧道建设 (中英文), 2021, 41 (增刊 1): 407-413.

- [7] 王旋东. 砂性土层盾构隧道管片上浮因素分析及控制技术 [J]. 上海建设科技, 2020 (2): 36-38.
- [8] 姚占虎,张伯阳,陈郁,等. 超大直径盾构始发段同步注浆技术研究与应用 [J]. 现代隧道技术, 2015, 52 (4): 101-104, 120.
- [9] 万泽恩,李树忱,赵一民,等. 富水地层盾构隧道同步注浆塑性充填材料配比与试验研究 [J]. 土木工程学报, 2021, 54 (7): 123-132.
- [10] 周少东,林文书,王红喜,等. 高性能同步注浆材料专用外加剂的研制 [J]. 隧道建设, 2014, 34 (3): 205-211.
- [11] 黄旭民,黄林冲,梁禹. 施工期同步注浆影响下盾构隧道管片纵向上浮特征分析与应用 [J]. 岩土工程学报, 2021, 43 (9): 1700-1707.
- [12] 陈金平,王娇,甄聪,等. 盾构法同步注浆材料的试验研究综述 [J]. 粉煤灰综合利用, 2018 (1): 75-80.
- [13] 王茹,刘科,万芹,李建,等. 含羟乙基纤维素醚对 CSA 水泥早期水化的影响 [J]. 建筑材料学报, 2022, 25 (8): 836-842.
- [14] 孙星亮,张岳峰. 富水隧洞注浆用水泥-水玻璃浆液室内配比试验研究 [J]. 铁道建筑, 2019, 59 (4): 83-86.

(上接第 46 页)

的参考依据。

(4) 爆炸破坏对岩体性质的影响显著,直接关系到其稳定性。在边坡稳定性评估中,将岩体视为扰动或未扰动状态会导致截然不同的预测结果。因此,在缺乏关于岩体破坏区域及其扰动因子 D 值的确切信息时,建议采用更为保守的设计方法。

参 考 文 献

- [1] 赵明华,刘菁钰,赵衡,等. 基于 MSDP 准则的岩质边坡稳定性分析 [J]. 岩石力学与工程学报, 2022, 41 (1): 10-18.
- [2] 苏阳,覃晓雨,刘之葵,等. 基于 FLAC-3D 公路风化岩边坡稳定性分析 [J]. 土工基础, 2021, 35 (3): 347-351.
- [3] HOEK E, BROWN E T. Empirical strength criterion for rock masses [J]. Geotech Engng Div, ASCE, 1980, 106 (9): 1013-35.
- [4] MARINOS V, MARINOS P, HOEK E. The geological strength index: applications and limitations [J]. Bull Eng Geol Environ, 2005, 64: 55-65.
- [5] 邓雄武,余洋,李绍波. 动载下岩石边坡稳定性研究 [J]. 矿冶工程, 2018, 38 (5): 29-32, 35.
- [6] BIENIASKI Z T. Rock mass classification in rock engineering. In:

Exploration for rock engineering, proceedings of the symposium [J]. Cape Town: Balkema, 1976, 97-106.

- [7] COLLINS I F, GUNN C M, PENDER M J, et al. Slope stability analyses for materials with a non-linear failure envelope [J]. Int J Numer Anal Methods Geomech, 1988, 12: 533-550.
- [8] LYAMIN A V, SLOAN S W. Lower bound limit analysis using non-linear programming [J]. Int J Numer Methods Eng, 2002, 55: 573-611.
- [9] 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.
- [10] 陈晓磊. 双滑面岩质边坡稳定性极限平衡计算方法 [J]. 地下空间与工程学报, 2016, 12 (5): 1403-1409.
- [11] TSIMBAOS G, SAROGLOU H. Excavatability assessment of rock masses using the Geological Strength Index [J]. Bull Eng Geol Environ, 2010, 69: 13-27.
- [12] HOEK E, KARZULOVIC A. Rock mass properties for surface mines in slope stability in surface mining [J]. Littleton, 2000, 55-70.