

DOI: 10.11779/CJGE201404014

岩质边坡断续裂隙阶梯状滑移模式及稳定性计算

岑夺丰¹, 黄 达^{1, 2*}, 黄润秋³

(1. 重庆大学土木工程学院, 重庆 400045; 2. 重庆大学教育部山地城市建设与新技术重点实验室, 重庆 400045;

3. 成都理工大学地质灾害防治与地质环境保护国家重点实验室, 四川 成都 610059)

摘 要: 阶梯状滑移破坏是一类典型岩质边坡破坏失稳模式。在总结断续裂隙阶梯状滑移的岩质边坡地质结构特征的基础上, 利用离散元二维颗粒流程序(PFC^{2D})模拟研究了边坡阶梯状滑移破裂模式及其演化过程。边坡岩桥可归纳为剪切贯通破坏、张拉贯通破坏及张-剪混合贯通破坏 3 类。通过岩石细观颗粒黏结力场、岩桥段应力及破裂贯通演化分析, 揭示了重力作用下阶梯状滑移是从下而上岩桥逐个渐进性破裂贯通演化的过程, 坡体后缘张裂发展贯通是下部坡体的牵拉作用造成; 以缓倾角阶梯状平行裂隙边坡(岩桥倾角 90°, 裂隙倾角 30°)为例, 阶梯状滑移过程大致可分为坡体弹性稳定变形、下部岩桥贯通破坏、中上部岩桥贯通-后缘张裂、整体沿贯通面滑移共 4 个阶段, 其中第 3 个阶段坡体微断裂数急剧增加, 为滑裂带扩展至贯通的临界失稳状态。基于滑移模式及其演化过程的认识, 建立了岩桥剪切贯通、张拉贯通和张-剪混合贯通三类阶梯状滑移边坡稳定性计算理论模型, 推导了考虑岩桥强度和贯通率的边坡安全系数极限平衡计算公式。

关键词: 岩质边坡; 阶梯状滑移; 岩桥; 边坡稳定性; 二维颗粒流程序

中图分类号: TU45

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2014)04-0695-12

作者简介: 岑夺丰(1987-), 男, 浙江慈溪人, 博士研究生, 主要从事岩体力学与工程方向的科研工作。E-mail: cdfschoo@126.com。

Step-path failure mode and stability calculation of jointed rock slopes

CEN Duo-feng¹, HUANG Da^{1,2}, HUANG Run-qiu³

(1. College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China; 2. Key Laboratory of New Technology for

Construction of Cities in Mountain Area (Chongqing University), Ministry of Education, Chongqing 400045, China; 3. State Key

Laboratory of Geohazard Prevention and Geoenvironment Protection, Chengdu University of Technology, Chengdu 610059, China)

Abstract: Step-path failure is a kind of typical instability mode in rock slopes. Based on the summary of geological structural features of jointed rock slopes, the step-path failure mode and evolution process are studied by using the discrete element method, particle flow code in two dimensions (PFC^{2D}). Three rock bridge failure modes in slopes can be summarized: tensile coalescence, shear coalescence and mixed tensile-shear coalescence. Through the evolution analysis of the rock mesoscopic particle bond force vector field, stress state of rock bridges and rock bridge failure, the progressive step-path failure process that rock bridge fractures one by one from the bottom up under the action of gravity is revealed, and the tensile crack development in the trailing edge of slope is due to the traction of lower part of slope. Take the slope with shallow dipping step-path parallel fissures for example (dip angle of rock bridge is 90°, and that of fissure is 30°), the step-path failure process can be distributed into four stages: elastic steady deformation of slope, failure of the lower rock bridges, failure of the upper rock bridges and development of tensile crack in the trailing edge of the slope, and the overall slipping of the slope along the failure surface. It is the critical state of instability at stage No. three that slip band sufficiently extends with micro-cracks expanding dramatically. Based on the understanding of failure modes and evolution process, three slope stability models for the step-path failure by shear coalescence, tensile coalescence and mixed tensile-shear coalescence of rock bridges are established, and the limit equilibrium formulae for the safety factor of slopes considering strength and coalescence coefficient of rock bridges are deduced.

Key words: rock slope; step-path failure; rock bridge; slope stability; PFC^{2D}

基金项目: 国家自然科学基金面上项目(41172243); 国家自然科学基金重点项目(41130745); 中央高校基本科研业务费重点项目(CDJZR12205501); 地质灾害防治与地质环境保护国家重点实验室开放基金项目(SKJGP2011K003)

收稿日期: 2013-06-28

*通讯作者

0 引 言

岩质边坡是一个由完整岩石和不连续结构面组成

的复杂地质体,其变形演化和稳定性分析一直是岩石力学及地质工程领域的重要研究内容之一。根据变形破坏形态,常见的岩质滑坡类型主要有单平面滑动、楔形滑动、折线型滑动面滑动、圆弧型滑动面滑动(碎裂岩体)和倾倒破坏等,常采用极限平衡法进行稳定性分析^[1]。岩质边坡的稳定性很大程度上取决于坡体外形、不连续面的空间分布以及岩性等特征。岩石边坡的失稳过程一般由控制性不连续面(结构面)的不断扩展,从而导致结构面间完整岩桥的渐进性贯通致使崩滑灾变,而目前对含有复杂裂隙和岩桥的边坡变形破坏机制的认识尚有待进一步深入研究^[2]。

阶梯状滑移破坏是一类典型的受不连续面和岩桥控制的岩质边坡破坏模式,其破坏面整体呈陡—缓相接的阶梯状^[3],如图 1 所示 Randa 岩崩^[4]和小湾水电站某边坡浅表层滑移。Jennings^[5]在 20 世纪 70 年代已对此类岩质滑坡机制及稳定性开始了一定的探索,重点分析了裂隙连通率对坡体稳定性的影响,并探讨了相应的稳定性计算方法。后来,一些学者采用统计学方法来评价阶梯状滑移边坡稳定性,如 Baczynski^[6]提出了 STEPSIM4 评价方法,Einstein 等^[7]和 Miller 等^[8]定义了边坡失稳概率。这些解析方法均基于最基本的极限平衡原理,概念清晰,但仅能给出临界破坏时的评价,无法对变形破坏全过程机制进行深入分析,而对破坏机制的明确认识恰恰是建立正确解析方法的前提。特别是完整岩桥段是阶梯状滑移边坡稳定性控制关键因素,许多学者制作了双裂隙或多裂隙模型试样,开展了岩桥贯通机制的室内单、双轴压缩试验研究^[9-11],如从 Sagong 等^[10]、Prudencio 等^[11]的试验研究可发现,单、双轴压缩下多裂隙岩样可发生阶梯状贯通破坏。而本文也首先将建立一些简易的边坡数值模型来深入分析其破坏模式及演化过程。

二维颗粒流程序 (particle flow code in two dimensions, PFC^{2D})^[12]是以牛顿第二定律及力—位移的物理理论为基础,用来模拟圆形颗粒介质的运动及其相互作用的离散元方法。PFC^{2D} 通过简单的颗粒接触黏结机制从细观尺度仿真岩石矿物颗粒及其间的黏结与摩擦来实现宏观材料的组构,反映了颗粒黏结性材料结构的本质属性,另外也避免了设定材料宏观本构等经验主观行为。因 PFC^{2D} 在模拟岩石等脆性材料的裂纹萌生、扩展、贯通和破坏方面具有较好的细观结构优势,国内外较多学者利用其开展了岩体裂隙扩展模拟^[13-15]和岩体边坡变形破坏研究^[2,16],获得了较好的模拟结果。

采用 PFC^{2D} 的平行黏结模型 (parallel bonded model, PBM),从细、宏观角度开展了断续卸荷裂隙岩质边坡阶梯状滑移时岩桥渐进性破裂贯通演化过程

及滑移机制模拟研究,在此基础上,建立了其稳定性计算理论模型,并推导了考虑岩桥强度和贯通率的稳定性计算极限平衡公式。研究成果在岩质滑坡稳定性评价和加固设计方面具有重要的理论和工程实用价值。



(a) Randa岩崩出露的阶梯状滑面^[4]



(b) 小湾水电站右岸某边坡浅表层阶梯状滑面

图 1 典型岩质边坡阶梯状破坏照片

Fig. 1 Photos of step-path failure in rock slopes

1 地质结构模型

研究表明,断续裂隙阶梯状贯通变形破坏模式通常出现在坚硬块状岩体的浅表层卸荷边坡^[3],在变质岩或岩浆岩边坡中,常形成走向近平行于坡面的陡、缓两组断续卸荷裂隙。如图 2 (a),坡体在重力作用下沿缓倾卸荷裂隙滑移,导致缓裂隙间岩桥或陡缓裂隙间岩桥贯通而最终整体失稳,根据岩桥贯通形态可形成不同类型的阶梯状滑裂带,最终边坡系统将沿某个最不利阶梯状滑裂带滑移失稳。另外,在层间裂隙发育的顺向层状沉积岩边坡中也可发生阶梯状顺层滑移,如图 2 (b) 所示,相当于前一类中的岩桥已经贯通,其稳定性主要受层面剪切强度控制。对阶梯状滑移边坡,前人主要针对较典型的前一类地质结构模型开展了研究^[2-8],本文将对该类滑坡进一步深入研究,这类边坡中两裂隙间岩桥的具体贯通模式,根据室内单轴压缩^[9]和数值模拟^[15]表明主要有剪切贯通、张拉贯通和张—剪混合贯通等,如图 3 所示(图中 T 表示张拉裂纹, S 表示剪切裂纹)。

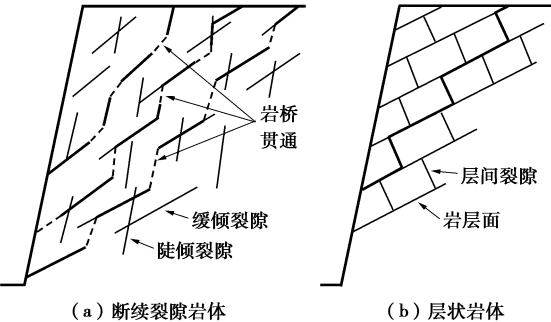


图 2 阶梯状滑移边坡地质结构模型

Fig. 2 Geological structural models for step-path failure of slopes

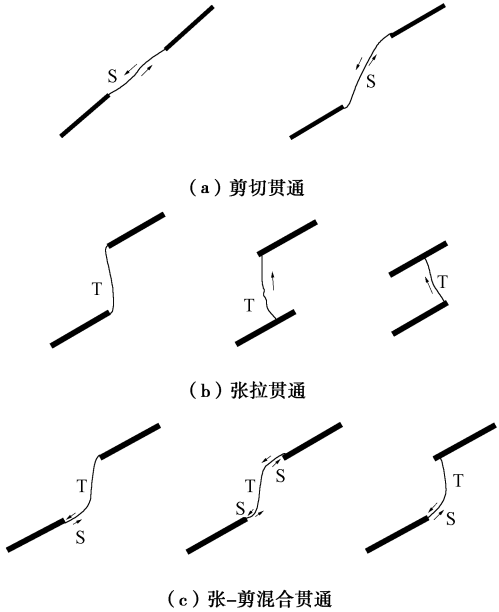


图 3 单轴压缩下岩桥贯通模式^[9,15]

Fig. 3 Coalescence modes of rock bridge under uniaxial compression^[9,15]

2 滑移模式及演化颗粒流模拟

2.1 颗粒接触模型及裂隙生成

(1) 平行黏结模型

岩石材料的宏观破裂是外界应力等因素下细观矿物颗粒运动及其黏结破坏的物理化学响应。PFC^{2D} 中平行黏结模型是一种适宜模拟岩石材料组构的细观颗粒接触本构关系^[12]。如图 4 所示^[15], 平行黏结模型将颗粒间胶结视为一组平行的弹簧, 可抵抗颗粒间拉伸和剪切以及颗粒旋转或剪切引起的力矩, 可较好地模拟岩石矿物颗粒之间的有效黏结。除黏结弹簧提供刚度外, 接触弹簧也提供刚度, 一旦黏结发生拉伸或剪切破坏, 黏结刚度便立即失效, 而接触刚度仍然发挥作用。当黏结拉应力(或剪应力)首先超过黏结法向强度(或切向强度)后平行黏结发生图 4 中黑短线表示的拉断裂(或红短线表示的剪断裂), 大量的微断裂组合便形成宏观裂纹。

平行黏结模型具体细观参数见表 1。对某种特定岩石进行模拟时, 细观参数可通过单(双)轴压缩、巴西劈裂、直剪等数值模拟试验获得的试样宏观参数(如单轴抗压强度、巴西劈裂强度、弹性模量、内摩擦角和黏聚力等)与室内试验获得的岩石宏观参数匹配确定^[14-16], 具体过程为不断调整模型细观参数进行试算, 直到两者主要的宏观参数相近为止, 即为不断逼近真实岩石力学性质的校核过程。参考文献[16]的细观参数进行选取, PFC^{2D} 数值模拟试验的实现具体可参见文献[16], 这里不再赘述。

表 1 岩质边坡颗粒流模型的细观参数

Table 1 Mesoscopic parameters used for PFC ^{2D} models				
颗粒密度 $\rho/(\text{kg}\cdot\text{m}^{-3})$	颗粒接触模量 E_c/GPa	颗粒刚度比 k^n/k^s	颗粒摩擦因数 μ	平行黏结半径乘子 λ
3100	25	0.25	0.7	1
平行黏结模量 \bar{E}_c/GPa	平行黏结刚度比 \bar{k}^n/\bar{k}^s	平行黏结法向强度 $\sigma_{b,m}/\text{MPa}$	平行黏结切向强度 $\tau_{b,m}/\text{MPa}$	
10	0.25	30 ± 3	30 ± 3	

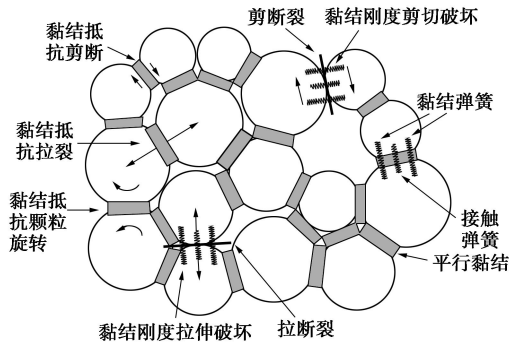


图 4 平行黏结模型示意图^[15]

Fig. 4 Illustration of parallel bond model^[15]

(2) 裂隙生成方法

许多学者对岩石结构面的力学特性进行了颗粒流剪切模拟试验^[16-19], 获得了与实际较符合的剪切曲线、强度变化规律及变形演化等; 也有学者考虑结构面空间分布效应, 对裂隙岩体边坡进行了颗粒流模拟^[2, 16], 获得了较好结果。其生成岩体裂隙的方法是对裂隙面两侧颗粒间的黏结重新设置较弱的强度参数, 而无需对裂隙面设置宏观本构关系, 其宏观抗剪强度参数可以通过数值剪切试验获得^[16]。为获得特定的结构面宏观抗剪强度参数, 可通过不断改变这些颗粒黏结的强度使得宏观参数相匹配来确定。将裂隙面两侧颗粒间的黏结(图 5(a)中两直线范围内的黏结)强度设为零, 即将黏结破坏, 形成图 5(a)所示的粗糙裂隙面(图中小点表示颗粒之间的黏结, 红色波浪线表示裂隙面)^[2], 在模型中将裂隙面两侧颗粒标记为蓝色, 以表示裂隙所在位置, 如图 5(b)所示。经数值直剪

试验获得本次模拟的裂隙宏观抗剪强度参数为：摩擦角约 20° ，黏聚力约 0.4 kPa 。

2.2 数值模型建立及模拟方案

(1) 数值模型建立

因实际边坡地质体的复杂性，建模时进行适当概化，概化原则是以利于反应所研究的问题。通过编制 PFC^{2D} 程序内嵌 FISH 语言建立边坡地质体数值模型，具体按以下步骤进行：

a) 生成颗粒集合体

首先建立整体尺寸为高 32 m 、宽 48 m 的边界墙，然后采用粒径膨胀法生成指定粒径的颗粒并在无重力及近无摩擦状态下自动平衡以及浮点颗粒的消除，从而生成均匀密实的初始颗粒集合体，如图 6 所示。原则上，颗粒的半径越小，集合体就越接近真实岩石，但这样会生成巨大的颗粒数目，对计算机的计算速度和容量要求很高。由于研究重点是滑裂带附近及以上坡体的变形破坏，因此，参照 Wang 等^[16]的做法，在主要坡体位置采用小粒径颗粒，下部基岩采用较大粒径颗粒，如图 6 所示。

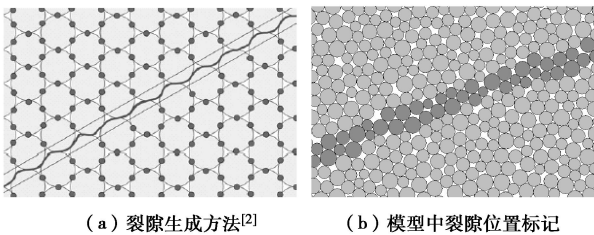


图 5 裂隙生成方法

Fig. 5 Criterion for generating a fissure

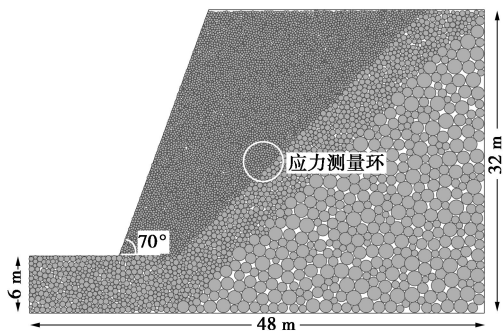


图 6 边坡颗粒流模型

Fig. 6 PFC^{2D} model for slopes

b) 重力平衡

给所有颗粒设置重力加速度进行重力作用下的初始平衡，形成初始地应力，可在坡体内部某位置设置测量环（如图 6 模型 16 m 深处）进行重力平衡下应力状态的监测。经计算本文模型重力平衡稳定时最大不平衡力比（平均不平衡力/平均颗粒接触力）小于 10^{-4} 量级， 16 m 深处垂直应力为 0.414 MPa ，较好地达到了重力平衡要求。

c) 颗粒黏结设置

重力平衡稳定之后即可设置颗粒间的黏结。Wang 等^[16]用 PFC^{2D} 研究了裂隙岩体边坡的稳定性，很好地模拟了变形破坏过程，参照他们的平行黏结参数进行本次模拟的参数选取，具体细观参数见表 1，其相应的宏观力学参数（通过数值试验获得）如表 2 所示。颗粒黏结设置以后即可删除边坡表面墙并对模型左右和底部边界颗粒进行法向约束，之后进行一定时步的计算以释放坡表应力。

表 2 模拟岩石宏观力学属性

Table 2 Macroscopic mechanical properties of simulated rock				
单轴抗压强度 UCS / MPa	巴西劈裂强度 T_0 / MPa	弹性模量 E / GPa	内摩擦角 φ / ($^{\circ}$)	黏聚力 c / MPa
58.1	10.1	33.5	27.5	17.2

(2) 模拟方案

根据第 1 节中阶梯状滑移岩质边坡地质结构分析，建立 5 类不同裂隙空间分布模型，如图 7 所示。模型 1~4 裂隙长度为 6 m ，岩桥长度为 2 m ，岩桥倾角分别为 60° ， 90° ， 120° 和 45° （按水平线逆时针方向转），其中：模型 1~3 为平行裂隙，倾角 30° ；模型 4 为陡缓组合裂隙，倾角 30° 和 70° 。模型 5 为长岩桥（长 4 m ，倾角 73° ）、陡缓裂隙模型（从下而上 3 条裂隙长分别为 7.4 ， 11 ， 8.4 m ，倾角分别为 36° ， 28° ， 53° ）。为实现边坡的变形破坏，采用岩体重度增加法进行加载计算。

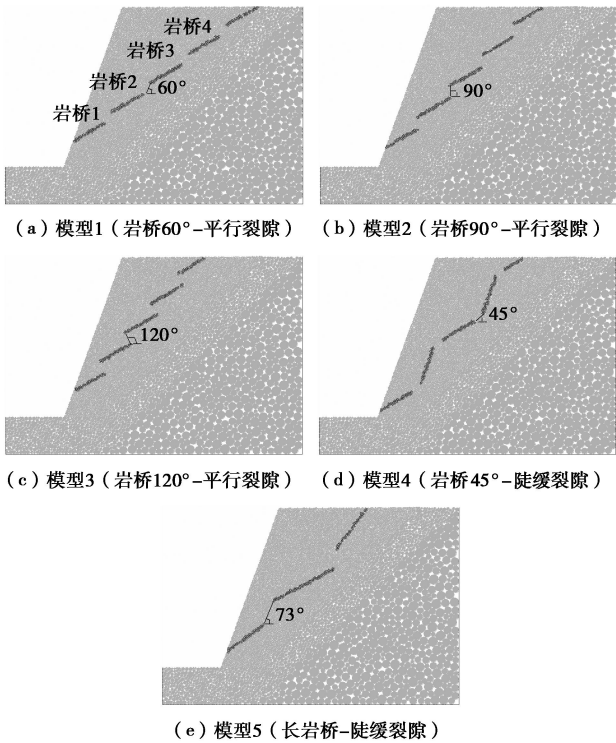


图 7 边坡颗粒流模型裂隙布置方案

Fig. 7 Fissure distribution in PFC^{2D} models for slopes

2.3 滑移破裂模式

图8为各模型边坡的最终滑裂形式及相应的位移场特征。

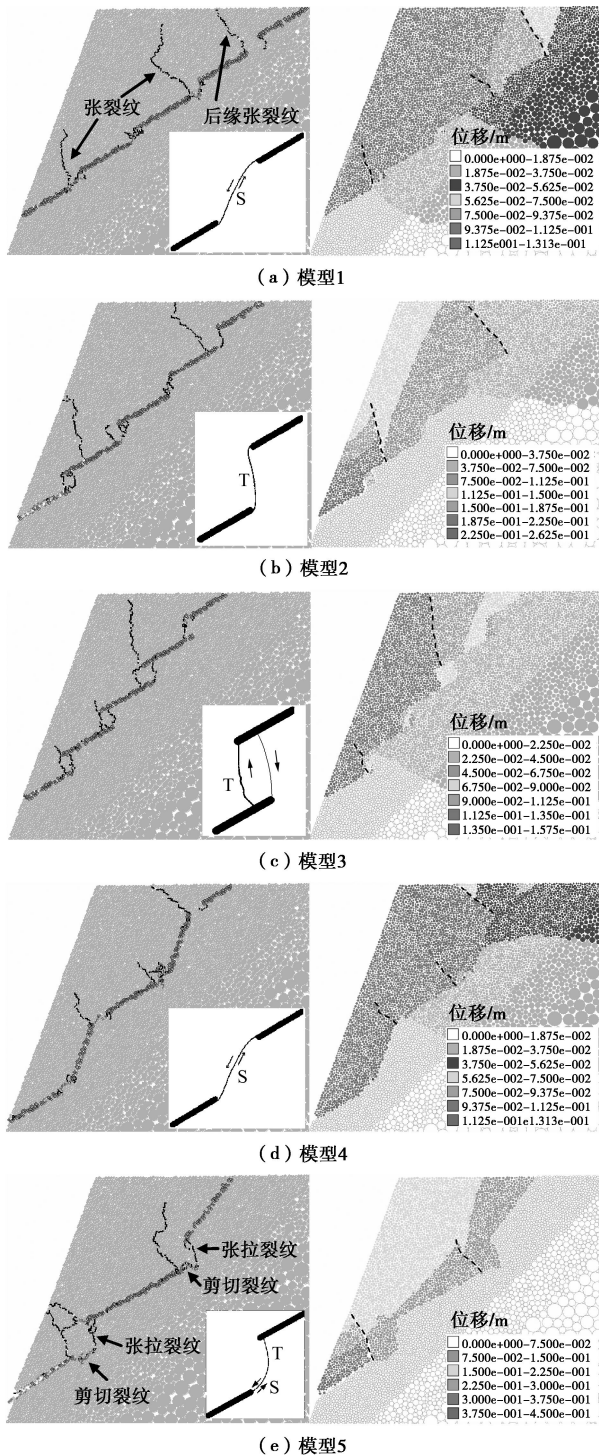


图8 边坡阶梯状滑移破坏模式及位移场特征

Fig. 8 Step-path failure modes and displacement field characteristics of slopes

由图8可知:

(1) 岩桥倾角 $<90^\circ$ 情况下,如模型1(岩桥倾角 60°)和模型4(岩桥倾角 45°)主要为岩桥剪切贯通破坏;岩桥倾角 $\geq 90^\circ$ 情况下,如模型2(岩桥

倾角 90°)和模型3(岩桥倾角 120°)主要为岩桥张拉贯通破坏;而模型5岩桥倾角 $<90^\circ$ 且长度较大时表现为岩桥张拉、剪切混合贯通破坏。这些结果与图3所示单轴压缩下岩桥贯通破坏模式基本一致。

(2) 岩桥为剪切贯通的模型1,4最后一个岩桥(靠近坡顶)未贯通,而岩桥为张拉贯通的模型2,3及张-剪混合贯通的模型5最后一个岩桥均贯通。

(3) 总体来看,潜在滑裂带往往发育自原裂隙(多在尖端处)向坡表发展的张裂纹而切割坡体,并且在坡体后缘一般发育张拉裂纹并贯通至坡表,这些张裂纹基本与缓倾角原裂隙面垂直,反映了坡体沿缓倾角原裂隙滑移拉裂的特征。

(4) 从位移云图可知沿阶梯状折线带上方坡体位移整体明显要大于其下方岩体位移,且坡体位移大小大致具有按张拉裂纹切割的分区特征,其总体上可按坡脚处张拉裂纹和坡体后缘张拉裂纹分成3个区:坡脚处最大位移区、坡体中部整体较大位移区和坡体后缘最小位移区。表明重力作用下坡脚先行滑裂,且坡体以沿缓倾裂隙面整体滑移为主。

2.4 滑移破裂演化及细观力学分析

通过颗粒间平行黏结力的分析可以从细观力学层面理解裂纹发育及扩展机制。各模型的滑裂过程及相应的黏结力场演化如图9~13所示,黏结力场中黑色粗短线表示黏结受压,深黑色粗短线表示黏结受拉,短线粗细表示黏结力大小(短线越粗密处表示应力越集中),短线方向表示黏结力方向,颗粒黏结一旦破坏,短线消失(即黏结力释放),右下角图片为相应的滑裂过程裂纹扩展图。后续分析中所述裂隙尖端内、外侧均相对岩桥而言,如图9(a)“+”标记处为裂隙尖端内侧,“-”标记处为裂隙尖端外侧。总体上来说,边坡岩体自上而下黏结压力增大,反映了重力作用下岩体应力随深度增加的特征。各边坡模型滑裂过程详细分析如下:

(1) 模型1(岩桥倾角 60° -平行裂隙)

如图9(a),起裂前各裂隙尖端外侧及岩桥处形成压应力集中区,各裂隙尖端内侧为拉应力集中,且4个岩桥段和裂隙尖端应力集中程度从上到下逐个增加,即坡体下部岩桥受力最大。在尖端拉应力集中处首先发育翼裂纹,拉应力释放,接着岩桥在压应力作用下剪切贯通,压应力释放,如图9(b)所示。按下部第一个岩桥的贯通形式,第二个岩桥也发生贯通,此时,上部未滑裂的坡体牵拉住下部裂面已贯通的坡体,因此在整个坡体形成大面积拉应力区,并可发现有张拉裂纹垂直裂隙发育并往坡表方向扩展,如图9(c)所示。最后,前3个岩桥全部贯通,数条张拉裂

纹切割坡体, 岩桥处压应力和拉应力完全释放, 先前坡体大面积拉应力也因坡体被切割滑移而释放, 至此, 已经完成了整个坡体的阶梯状滑移破坏, 如图 9 (d) 所示。值得注意的是, 在这种岩桥剪切贯通的滑裂模式下, 最后一个岩桥因先发育了张拉裂纹 (即坡体后缘拉裂纹) 导致应力释放而不能贯通。

(2) 模型 2 (岩桥倾角 90° - 平行裂隙) 和模型 3 (岩桥倾角 120° - 平行裂隙)

因模型 2 和模型 3 均为岩桥张拉贯通且黏结力场演化相似 (如图 10, 11), 故仅对模型 2 进行分析。如图 10 (a), 同模型 1 相似, 起裂前各裂隙尖端外侧及岩桥处形成压应力集中区, 各裂隙尖端内侧为拉应力集中, 且 4 个岩桥段和裂隙尖端应力集中程度上到下逐个增加。首先在尖端拉应力集中处发育翼裂纹并向相邻裂隙尖端方向延伸, 拉应力释放, 接着岩桥逐个张拉贯通而压应力释放, 如图 10 (b)、10 (c) 所示。从图 10 (c) 可见整个坡体与模型 1 一样形成大面积拉应力区, 并也可发现有张拉裂纹垂直于原裂隙发育并往坡表方向扩展。最后, 坡脚和坡体后缘张拉裂缝切割坡体而拉应力释放, 至此, 已经完成了整个坡体的阶梯状滑移破坏, 如图 10 (d) 所示。

(3) 模型 4 (岩桥倾角 45° - 陡缓裂隙)

如图 12 (a), 起裂前缓裂隙尖端内侧拉应力集中现象要比陡裂隙明显, 岩桥处压应力集中。岩桥从下而上逐个贯通, 应力逐渐释放, 并在坡体后缘张拉裂纹形成前, 因上下坡体内岩体牵拉而在坡体中后部形成较大面积的拉应力区, 如图 12 (b)、12 (c)。最后,

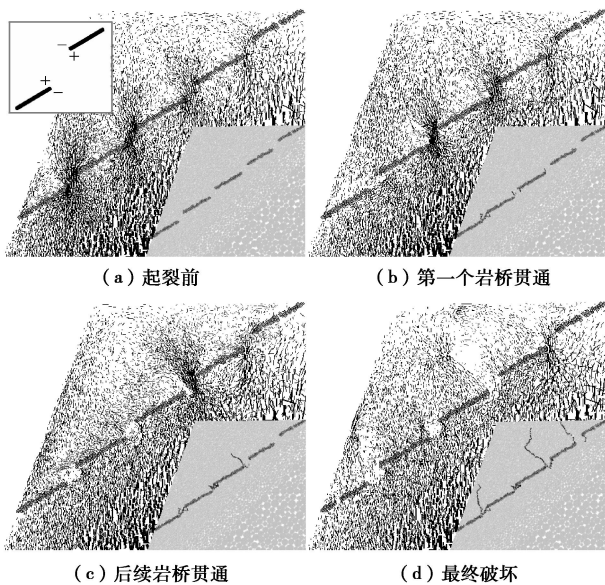


图 9 模型 1 滑裂过程及细观黏结力场演化

Fig. 9 Failure process of model 1 and evolution of mesoscopic bond force vector field in response to failure

除了坡顶一个岩桥以外其余岩桥完全贯通, 并且张拉裂纹垂直于缓倾裂隙发育并往坡表方向扩展, 应力集中完全释放, 完成阶梯状滑移破坏, 如图 12 (d) 所示。

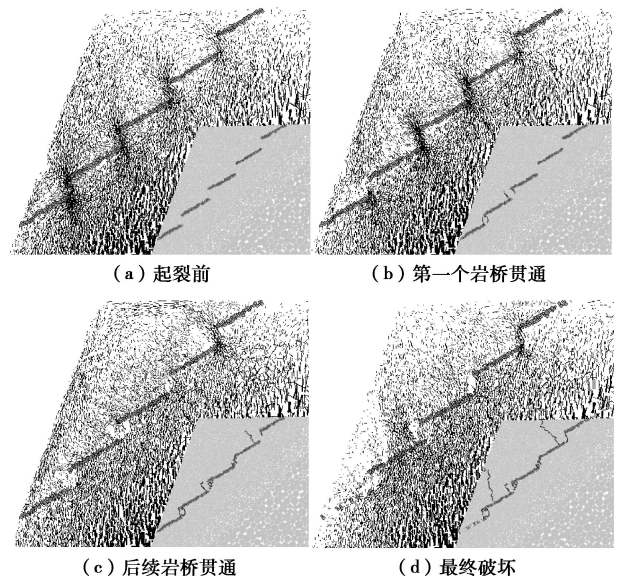


图 10 模型 2 滑裂过程及细观黏结力场演化

Fig. 10 Failure process of model 2 and evolution of mesoscopic bond force vector field in response to failure

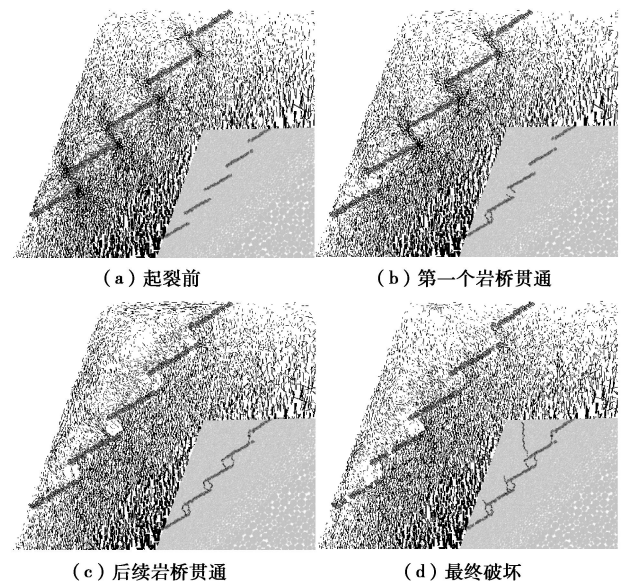


图 11 模型 3 滑裂过程及细观黏结力场演化

Fig. 11 Failure process of model 3 and evolution of mesoscopic bond force vector field in response to failure

(4) 模型 5 (长岩桥-陡缓裂隙)

如图 13 (a), 起裂前各裂隙尖端外侧压应力和内侧拉应力集中, 下部岩桥处压应力较大。各裂隙尖端发育翼裂纹, 拉应力释放, 而压应力仍较大 (如图 13 (b)), 之后下部岩桥发育近沿裂隙方向的剪切裂纹, 压应力释放 (图 13 (c)), 最后两个岩桥均由剪裂纹与先前的翼裂纹连接贯通, 两岩桥区应力完全释放 (图

13(d)), 完成阶梯状滑移破坏(可发现坡体后缘也发育张拉裂纹并与缓倾裂隙垂直)。因此这种岩桥贯通形式是张-剪混合贯通。

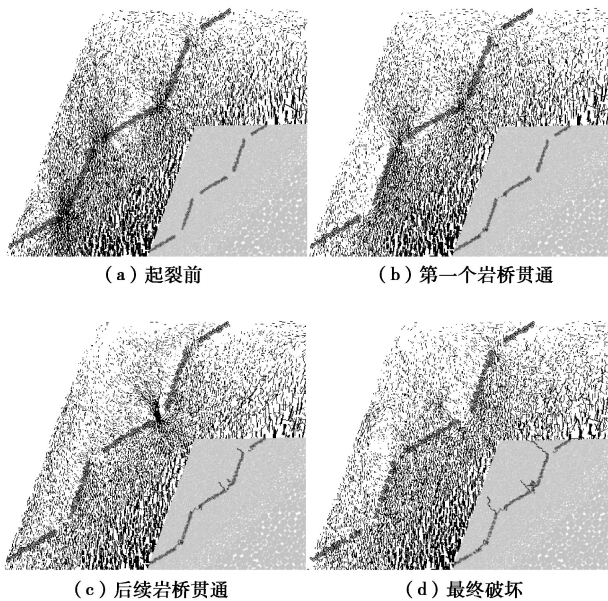


图 12 模型 4 滑裂过程及细观黏结力场演化

Fig. 12 Failure process of model 4 and evolution of mesoscopic bond force vector field in response to failure

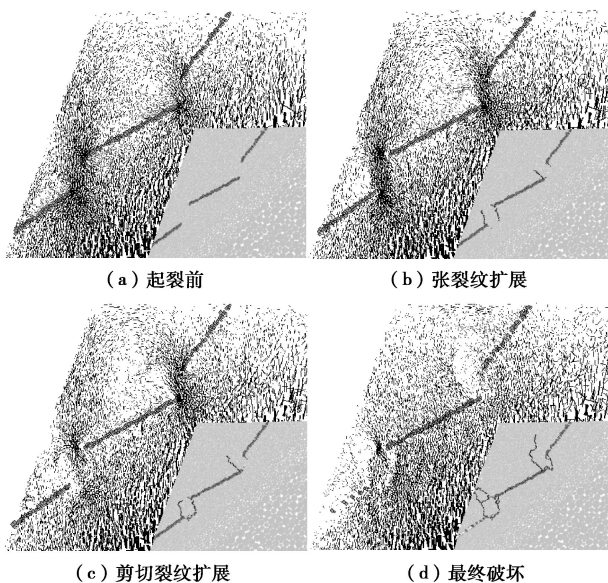


图 13 模型 5 滑裂过程及细观黏结力场演化

Fig. 13 Failure process of model 5 and evolution of mesoscopic bond force vector field in response to failure

总结以上各模型滑裂过程可知: 重力作用下一般是从下往上岩桥逐个贯通而完成阶梯状滑裂贯通过程; 岩桥和裂隙尖端一般具有滑前应力集中和滑后应力释放的过程; 在下部几个岩桥贯通之后而上部坡体后缘张拉裂缝尚未贯通切割之前, 坡体往往存在大

面积拉应力区的特征; 后缘张裂纹发展贯通是下部坡体的牵拉作用造成, 使其具有普遍性。

2.5 岩桥段应力演化

为了进一步研究阶梯状边坡岩桥的滑裂演化机制, 以模型 2 (岩桥倾角 90° - 平行裂隙倾角 30°) 为例, 对边坡滑裂过程中各岩桥段应力状态进行全程监测, 在其 4 个岩桥段从下而上布置应力测量环 (编号①~④), 并对垂直应力和水平应力进行全过程监测 (应力压为正, 拉为负), 同时监测整个坡体的微断裂累积数, 如图 14 所示。由图 14 可知: 各岩桥段垂直应力曲线和水平应力曲线有很好的对应性, 破坏前垂直应力为压, 水平应力为拉, 反映了该破坏模式的岩桥压致张裂特征。以第 2 个岩桥为例, 水平拉应力峰值点 a 之前各应力虽有波动但增长趋势较稳定, 而点 a 和 b (水平压应力峰值) 之间为水平拉应力跌落并发展为压应力和垂直压应力不断集中并在 b 点附近迅速跌落, 表明该阶段为岩桥损伤破坏阶段, b 点之后水平应力均处于相对较小的压应力状态, 而垂直应力经一定程度的反弹之后进入残余阶段。根据岩桥段应力及微断裂累积数变化特征, 边坡变形大致可分为 4 个阶段:

(1) OA 段: 坡体处于弹性稳定变形阶段, 微断裂累积数几乎为 0。

(2) AB 段: 边坡下部岩桥破坏阶段。在模型 2 中为第 1 个岩桥开始起裂到第 3 个岩桥开始起裂之前, 即第 3 个岩桥达到水平峰值拉应力之前。该阶段岩桥 1 和 2 水平拉应力相继跌落, 垂直应力不稳定增加, 表明岩桥 1 和 2 相继起裂并发展, 微断裂数增加。

(3) BC 段: 边坡中上部岩桥贯通及后缘张裂阶段。该阶段包括前期 (BB_1 段) 第 3 个岩桥的贯通破坏和后期 (B_1C 段) 坡体后缘张裂纹发育及第 4 个岩桥起裂共两个阶段。 BB_1 阶段第 3 个岩桥水平应力跌落并且前 3 个岩桥垂直应力全部跌落, 表明前 3 个岩桥已经完全贯通破坏, 微断裂数急剧增加。 B_1C 阶段前 3 个岩桥因裂面摩擦等原因垂直应力发生一定程度的反弹, 并导致微断裂数因摩擦咬合破裂而增加, 另外该阶段第 4 个岩桥翼裂扩展而拉应力跌落, 并发育后缘张拉裂纹。总体上来说, BC 整个阶段微断裂数急剧增加, 为滑裂带不断发展至贯通, 因此, 可以认为 B 点为临界失稳点, 且坡体主要受前 3 个岩桥控制。

(4) C 以后: 该阶段为整体沿贯通面滑移的完全破坏阶段。该阶段后缘张拉裂纹完全切割坡体, 第 4 个岩桥贯通, 微断裂数增加逐渐趋于稳定, 岩桥区应

力进入残余应力状态。

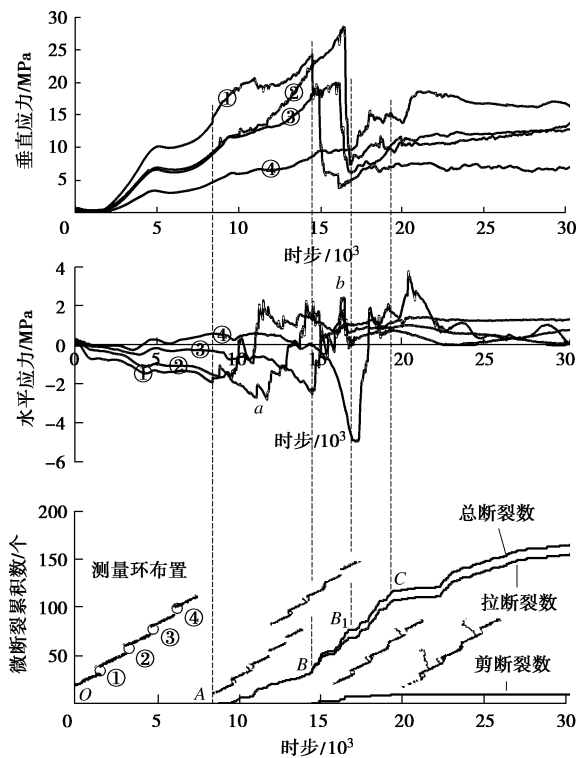


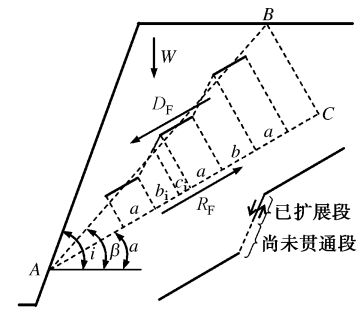
图 14 岩桥段应力状态及坡体微断裂过程曲线

Fig. 14 Monitoring curves of stress state of rock bridges and micro-crack number of the slope

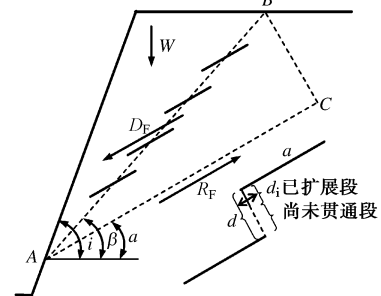
3 稳定性计算

3.1 计算模型概化

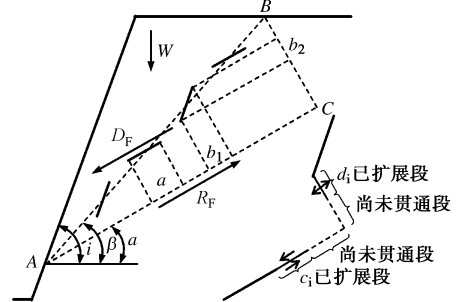
经上文分析可知,边坡阶梯状滑移主要有岩桥剪切贯通破坏(岩桥倾角 $<90^\circ$ 时)、岩桥张拉贯通破坏(岩桥倾角 $\geq 90^\circ$ 时)及岩桥张-剪混合贯通破坏(岩桥倾角 $<90^\circ$ 且长度较大时)3种模式,分别如数值模型1,3和5。另外考虑到实际工程中很多阶梯状滑移边坡失稳前岩桥往往已经有了一定程度的贯通,导致此时的稳定性严重变差。研究也表明,阶梯状滑移是一个从下而上逐个岩桥贯通的渐进性过程,待后续关键性岩桥贯通后边坡将发生最终整体破坏失稳。因此,本节综合考虑3类岩桥贯通模式及其贯通率(定义为岩桥段已扩展的裂纹总长与最终贯通裂纹总长即岩桥总长之比)的影响,建立反映岩桥强度和贯通程度(或渐进性特征)的边坡稳定性计算模型,如图15所示。由上文的分析,边坡沿缓倾裂隙面滑移导致岩桥开裂贯通,因此可沿缓倾裂隙方向(图15中AC方向)计算抗力 R_F 和下滑力 D_F 从而得到安全系数, Jennings^[5]和 Miller等^[8]也均按沿缓倾裂隙滑移进行计算。



(a) 岩桥剪切贯通模型



(b) 岩桥张拉贯通模型



(c) 岩桥张-剪混合贯通模型

图 15 考虑岩桥贯通率的阶梯状滑移边坡稳定性计算概化模型

Fig. 15 Generalized slope models for step-path failure considering coalescence coefficient of rock bridges

3.2 考虑岩桥剪切贯通率的安全系数计算

对于岩桥剪切贯通模型,如图15(a),岩桥由剪切裂纹贯通(如数值模型1),考虑其剪切强度。沿AC方向(裂隙延伸方向)裂隙连通率 k 和岩桥的连续性 $1-k$ 分别为

$$k = \frac{\sum a}{AC}, \quad 1-k = \frac{\sum b}{AC} \quad (1)$$

岩桥处剪切裂纹已扩展的总长度在AC面投影为 $\sum c_i$,则AC方向岩桥贯通率 q 为

$$q = \frac{\sum c_i}{\sum b_i + \sum c_i} = \frac{\sum c_i}{\sum b} = \frac{\sum c_i}{(1-k)AC} \quad (2)$$

投影到AC面(其面积为 S_{AC})上的坡体法向应力为

$$\sigma_{n,AC} = \frac{W \cos \alpha}{S_{AC}} \quad (3)$$

式中, W 为AB面以上坡体自重。这里假定AC面上

投影的岩桥和裂隙均受 $\sigma_{n,AC}$, 则 AC 面坡体抵抗力 R_F 为

$$\begin{aligned} R_F &= (1-q)(1-k)(c_m + \sigma_{n,AC} \tan \varphi_m) S_{AC} + \\ &k(c_j + \sigma_{n,AC} \tan \varphi_j) S_{AC} + \\ &q(1-k)(c_j + \sigma_{n,AC} \tan \varphi_j) S_{AC} \\ &= [(1-q)(1-k)c_m + kc_j + q(1-k)c_j] S_{AC} + \\ &[(1-q)(1-k) \tan \varphi_m + k \tan \varphi_j + \\ &q(1-k) \tan \varphi_j] \sigma_{n,AC} S_{AC} \quad (4) \end{aligned}$$

式中 c_m , φ_m 为岩石黏聚力和内摩擦角; c_j , φ_j 为原裂隙面黏聚力和摩擦角; c_j , φ_j 为岩桥处已经扩展的裂纹面黏聚力和摩擦角。

则考虑岩桥剪切贯通率的边坡安全系数 F_s 为

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{R_F}{D_F} = \{[(1-q)(1-k)c_m + kc_j + \\ &q(1-k)c_j] S_{AC} + [(1-q)(1-k) \tan \varphi_m + \\ &k \tan \varphi_j + q(1-k) \tan \varphi_j] W \cos \alpha\} / (W \sin \alpha) \quad (5) \end{aligned}$$

3.3 考虑岩桥张拉贯通率的安全系数计算

对于岩桥张拉贯通模型, 如图 15 (b) 所示, 以数值模型 3 为例, 岩桥由垂直于两裂隙的张拉裂纹贯通, 考虑其抗拉强度。该数值模型沿 AC 方向裂隙连通率为 1, 岩桥处张拉裂纹已扩展的总长度为 $\sum d_i$, 则 BC 方向岩桥贯通率 q 为

$$q = \frac{\sum d_i}{BC} \quad (6)$$

故本模型 AC 面上的抗力为

$$R_F = (c_j + \sigma_{n,AC} \tan \varphi_j) S_{AC} + (1-q) \sigma_{tm} S_{BC} \quad (7)$$

式中, σ_{tm} 为岩石抗拉强度, S_{BC} 为 BC 面面积。

则考虑岩桥张拉贯通率的边坡安全系数 F_s 为

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{R_F}{D_F} = [c_j S_{AC} + W \cos \alpha \tan \varphi_j + \\ &(1-q) \sigma_{tm} S_{BC}] / (W \sin \alpha) \quad (8) \end{aligned}$$

3.4 考虑岩桥张、剪贯通率的安全系数计算

对于岩桥张-剪混合贯通模型, 如图 15 (c), 岩桥由张拉裂纹和剪切裂纹连接贯通 (如数值模型 5), 分别考虑其张拉强度和剪切强度。沿 AC 方向裂隙连通率为

$$k = \frac{\sum a + \sum b_1}{AC} \quad (9)$$

BC 方向裂隙连通率为

$$k' = \frac{\sum b_2}{BC} \quad (10)$$

岩桥处剪切裂纹已扩展的总长度为 $\sum c_i$, 则 AC 方向岩桥贯通率 q 为

$$q = \frac{\sum c_i}{(1-k)AC} \quad (11)$$

岩桥处张拉裂纹已扩展的总长度为 $\sum d_i$, 则 BC 方向岩桥贯通率 q' 为

$$q' = \frac{\sum d_i}{(1-k')BC} \quad (12)$$

则本模型 AC 面上的抗力为

$$\begin{aligned} R_F &= (1-q)(1-k)(c_m + \sigma_{n,AC} \tan \varphi_m) S_{AC} + \\ &k(c_j + \sigma_{n,AC} \tan \varphi_j) S_{AC} + \\ &q(1-k)(c_j + \sigma_{n,AC} \tan \varphi_j) S_{AC} + \\ &(1-q')(1-k') \sigma_{tm} S_{BC} \\ &= [(1-q)(1-k)c_m + kc_j + q(1-k)c_j] S_{AC} + \\ &[(1-q)(1-k) \tan \varphi_m + k \tan \varphi_j + \\ &q(1-k) \tan \varphi_j] \sigma_{n,AC} S_{AC} + (1-q')(1-k') \sigma_{tm} S_{BC} \quad (13) \end{aligned}$$

则考虑岩桥张拉、剪切贯通率的边坡安全系数 F_s 为

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{R_F}{D_F} = \{[(1-q)(1-k)c_m + kc_j + \\ &q(1-k)c_j] S_{AC} + [(1-q)(1-k) \tan \varphi_m + \\ &k \tan \varphi_j + q(1-k) \tan \varphi_j] W \cos \alpha + \\ &(1-q')(1-k') \sigma_{tm} S_{BC}\} / (W \sin \alpha) \quad (14) \end{aligned}$$

3.5 参数敏感性分析

(1) 理论计算安全系数随参数变化规律

从式 (5)、(8)、(14) 可知, 安全系数同各强度参数呈正相关关系, 同岩桥贯通率、裂隙连通率、裂隙倾角和滑体重量呈负相关关系, 这些规律均符合一般认识。以数值模型 1, 3, 5 为算例 (分别代表剪切贯通、张拉贯通和张-剪混合贯通模型), 图 16 列出了安全系数随岩石黏聚力、岩石摩擦角、裂隙摩擦角及岩桥贯通率的变化规律。图 16 (a)、(b) 中取各岩桥贯通率均为 0.8; 图 16 (c) 中, 当考察模型 5 随 AC 向岩桥贯通率 q 的变化规律时取 $q'=0.8$, 当考察随 BC 向岩桥贯通率 q' 的变化规律时取 $q=0.8$; 单因素变化时其余参数按数值模型参数确定。

由图 16 (a) 可知, 模型 1, 5 安全系数对岩石黏聚力较敏感, 而模型 3 对黏聚力不敏感, 这是因为模型 3 岩桥主要处于受拉。由图 16 (b) 可知, 各模型安全系数对裂隙摩擦角较敏感, 而对岩石摩擦角敏感性相对较小, 可见缓倾裂隙摩擦阻力对边坡稳定起重要作用。由图 16 (c) 可知, 3 个模型的安全系数对岩

桥贯通率 q 很敏感, 而模型 5 的安全系数对岩桥贯通率 q' 敏感性相对小的多, q 起主要作用; 当岩桥贯通率均为 1 时, 计算得 3 个模型的安全系数分别为 0.632, 0.633 和 0.633, 均处于不稳定状态, 可见岩桥是控制边坡稳定性的重要因素。

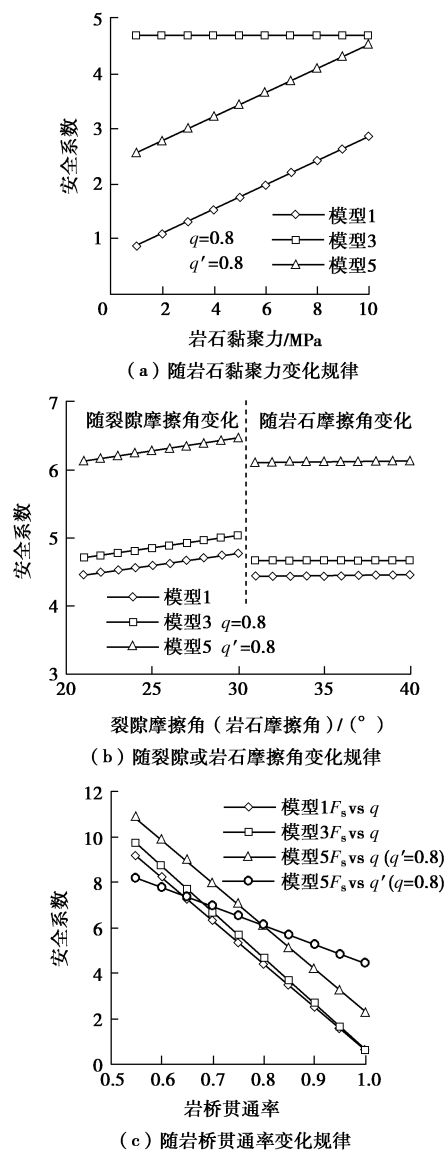


图 16 安全系数随抗剪强度参数及岩桥贯通率变化规律
Fig. 16 Safety factor versus shear strength parameters and coalescence coefficient of rock bridges

(2) 数值模拟的安全系数

数值模拟确定边坡安全系数 F_s 时通常采用强度折减法或重度增加法。由于离散元 PFC^{2D} 难以同有限元那样采用宏观强度参数折减的方法计算安全系数, 并且与宏观强度有关的细观参数较多, 采用折减细观参数处理起来比较麻烦, 故本文采用重度增加法进行计算。重度增加法相当于材料具有一定的超载能力, 通过单调增加重力加速度的方式使坡体破坏失稳, 其

临界破坏状态的重力加速度 g_0^{trial} 与初始加速度 g_0 的比值即为安全系数 F_s , 如下式所示:

$$F_s = g_0^{\text{trial}} / g_0 \quad (15)$$

表 3 为通过改变细观强度参数, 并用数值试验得出的数值模型 10 组不同宏观强度属性。岩石宏观强度参数通过改变细观颗粒黏结强度来实现, 而裂隙处的黏结强度始终设置为 0, 这样裂隙处的宏观强度参数基本保持不变, 经完整岩石数值试验最后得到了表 3 中岩石强度增加而裂隙强度保持不变的 1~5 组的模型强度参数; 裂隙处的宏观强度参数可以通过增大裂隙处颗粒黏结强度来实现, 而岩石处强度保持不变, 经裂隙面数值直剪试验最后得到了表 3 中裂隙面强度增加而岩石处强度保持不变的 6~10 组的模型强度参数。

表 3 数值试验所得模型宏观强度参数

Table 3 Macroscopic strength properties obtained for PFC^{2D} model by simulating lab tests

组号	岩石内摩擦角 $\phi_m / (^\circ)$	岩石黏聚力 c_m / MPa	岩石抗拉强度 σ_{tm} / MPa	裂隙摩擦角 $\phi_j / (^\circ)$	裂隙黏聚力 c_j / MPa
1	25.1	13.4	8.23	20.0	0.0004
2	26.3	15.1	9.01	20.0	0.0004
3	27.5	17.2	10.10	20.0	0.0004
4	28.3	18.2	11.30	20.0	0.0004
5	28.9	19.3	12.02	20.0	0.0004
6	27.5	17.2	10.10	20.0	0.0004
7	27.5	17.2	10.10	21.0	0.5100
8	27.5	17.2	10.10	22.1	1.1200
9	27.5	17.2	10.10	23.3	1.3100
10	27.5	17.2	10.10	23.7	1.4300

将具有表 3 不同强度属性的数值模型 1, 3, 5 进行计算, 并将安全系数变化绘于图 17, 图中同时给出了理论计算值 (岩桥贯通率取 0, 即考虑初始岩桥为完整状态)。由图可知: 各种岩桥贯通模式下, 数值模拟的安全系数均随岩桥和裂隙面的强度增加而增加, 符合一般规律。总体上来看, 数值模拟值与理论计算值具有大致相同的变化规律, 但在具体数值上还是存在一定的差异, 笔者认为主要由于两种计算方法的安全系数定义不同所造成。

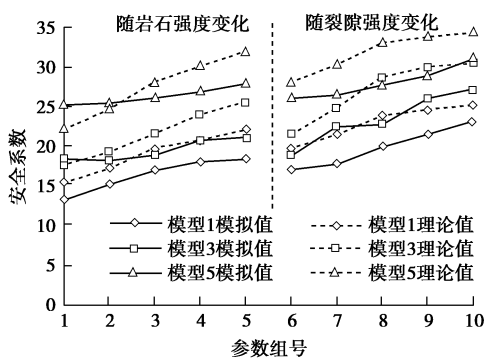


图 17 数值模型安全系数随宏观强度变化规律
Fig. 17 Safety factor versus macroscopic strength properties of PFC^{2D} models

4 结 论

(1) 岩桥是断续裂隙阶梯状滑移边坡稳定的控制性关键因素。岩桥倾角 $<90^\circ$ 时主要为剪切贯通破坏; 岩桥倾角 $\geq 90^\circ$ 时主要为张拉贯通破坏; 岩桥较长时表现为张拉-剪切混合贯通破坏。

(2) 滑裂带往往发育垂直原缓倾裂隙面并向坡表发展的张裂纹而切割滑体, 反映了坡体沿缓裂隙滑移拉裂的特征, 且在坡体后缘常发育张拉裂纹并贯通至坡表。坡体位移大小分区与张拉裂纹切割分区具有一致性, 以中部坡体整体滑移变形为主。

(3) 通过细观黏结力场演化分析表明重力作用下边坡阶梯状滑移是一个从下而上逐个岩桥贯通的渐进性过程。岩桥和裂隙尖端具有滑前应力集中和滑后应力释放的过程, 后缘张裂纹发展贯通是下部坡体的牵拉作用造成。故坡脚的稳定是此类边坡加固关键。

(4) 通过对代表性边坡(岩桥倾角 90° -平行裂隙倾角 30°)各岩桥段的应力状态和坡体微断裂数的监测分析表明边坡阶梯状滑移过程大致可分为坡体弹性稳定变形、下部岩桥贯通破坏、中上部岩桥贯通—后缘张裂、整体沿贯通面滑移共4个阶段。其中第三阶段微断裂数急剧增加, 为滑裂带不断发展至贯通的临界失稳状态。

(5) 基于岩质边坡阶梯状滑移模式、演化的认识及极限平衡理论, 建立了岩桥剪切贯通、张拉贯通和张-剪混合贯通的三类阶梯状滑移边坡稳定性计算理论模型, 推导了考虑岩桥强度和贯通率的安全系数计算公式。

参考文献:

- [1] HOEK E, BRAY J. Rock slope engineering[M]. Revised 3rd ed. London: E and FN Spon, 1981.
- [2] CAMONES L A M, VARGAS Jr E A, DE FIGUEIREDO R P, et al. Application of the discrete element method for modeling of rock crack propagation and coalescence in the step-path failure mechanism[J]. Engineering Geology, 2013, **153**(2): 80 - 94.
- [3] 黄润秋. 岩石高边坡发育的动力过程及其稳定性控制[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, **27**(8): 1525 - 1544. (HUANG Run-qiu. Geodynamical process and stability control of high rock slope development[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, **27**(8): 1525 - 1544. (in Chinese))
- [4] BRIDEAU M A, YAN M, STEAD D. The role of tectonic

damage and brittle rock fracture in the development of large rock slope failures[J]. Geomorphology, 2009, **103**(1): 30 - 49.

- [5] JENNINGS J E. A mathematical theory for the calculation of the stability of slopes in open cast mine[C]// Proceedings of the Symposium on Planning Open Pit Mines(Johannesburg), 1970: 87 - 102.
- [6] BACZYNSKI N R P. STEPSIM4 "step-path" method for slope risks[C]// International Conference on Geotechnical and Geological Engineering(Australia), 2000: 86 - 92.
- [7] EINSTEIN H H, VENEZIANO D, BAECHER G B et al. The effect of discontinuity persistence on rock slope stability[J]. Journal of Rock Mechanics and Mining Science and Geomechanics Abstracts, 1983, **20**(5): 227 - 236.
- [8] MILLER S, WHYATT J, MCHUGH E. Applications of the point estimation method for stochastic rock slope engineering[C]// Gulf Rocks 2004: Proceedings, Rock Mechanics Across Borders and Disciplines, 6th North American Rock Mechanics Conference, Houston, Texas. ARMA/NARMS (04-517).
- [9] WONG L N Y, EINSTEIN H H. Crack coalescence in molded gypsum and carrara marble: Part 1—Macroscopic observations and interpretation[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2009, **42**(3): 475 - 511.
- [10] SAGONG M, BOBET A. Coalescence of multiple flaws in a rock-model material in uniaxial compression[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2002, **39**(2): 229 - 241.
- [11] PRUDENCIO M, VAN SINT JAN M. Strength and failure modes of rock mass models with non-persistent joints[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2007, **44**(6): 890 - 902.
- [12] Itasca Consulting Group Inc. PFC^{2D} (particle flow code in 2D) theory and background[R]. Minnesota, USA: Itasca Consulting Group Inc, 2008.
- [13] 黄 达, 岑夺丰. 单轴静-动相继压缩下单裂隙岩样力学响应及能量耗散机制颗粒流模拟[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, **32**(9): 1926 - 1936. (HUANG Da, CEN Duo-feng. Mechanical response and energy dissipation mechanism of rock specimen with a single fissure under static and dynamic uniaxial compression successively using particle flow code simulation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, **32**(9): 1926 - 1936. (in Chinese))
- [14] LEE H, JEON S. An experimental and numerical study of

- fracture coalescence in pre-cracked specimens under uniaxial compression[J]. International Journal of Solids and Structures, 2011, **48**(6): 979 - 999.
- [15] ZHANG X P, WONG L N Y. Crack initiation, propagation and coalescence in rock-like material containing two flaws: a numerical study based on bonded-particle model approach[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2013, **46**(5): 1001 - 1021.
- [16] WANG C, TANNANT D D, LILLY P A. Numerical analysis of the stability of heavily jointed rock slopes using PFC^{2D}[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2003, **40**(3): 415 - 424.
- [17] 刘顺桂, 刘海宁, 王思敬, 等. 断续节理直剪试验与 PFC^{2D} 数值模拟分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, **27**(9): 1828 - 1836. (LIU Shun-gui, LIU Hai-ning, WANG Si-jing, et al. Direct shear tests and PFC^{2D} numerical simulation of intermittent joints[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, **27**(9): 1828 - 1836. (in Chinese))
- [18] 余华中, 阮怀宁, 褚卫江. 岩石节理剪切力学行为的颗粒流数值模拟[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, **32**(7): 1482 - 1490. (YU Hua-zhong, RUAN Huai-ning, CHU Wei-jiang. Particle flow code modeling of shear behavior of rock joints[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, **32**(7): 1482 - 1490. (in Chinese))
- [19] BAHAAADDINI M, SHARROCK G, HEBBLEWHITE B K. Numerical direct shear tests to model the shear behaviour of rock joints[J]. Computers and Geotechnics, 2013, **51**(6): 101 - 115.

城市岩土工程前沿论坛 (1 号通知 2014, 杭州)

随着我国新型城镇化的推进, 城市岩土工程快速发展, 呈现出巨大的社会需求, 对地下空间资源的利用及城市安全也提出了更高的要求。针对城市岩土工程建设重大国家需求, 为了更好地培养岩土工程人才, 凝练城市岩土工程科学研究方向, 拟于 2014 年 10 月 18 日~19 日在杭州浙江大学召开“城市岩土工程前沿”研讨会, 会议将围绕城市岩土工程特殊环境与科技创新重大任务, 开展城市岩土工程基础理论和前沿问题的研讨, 为提升我国城市岩土工程的科研水平和人才培养做出努力。

会议主题: 城市地下空间开发利用; 城市地下交通工程; 城市地下水控制; 高层建筑基础工程; 城市地面沉降控制; 城市地质灾害防治; 城市抗震; 城市古建筑基础保护等。

主办单位: 中国工程院土木、水利与建筑工程学部; 浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心; 浙江省城市化发展研究中心。

协办单位: 中国水电顾问集团华东勘测设计研究院有限公

司; 浙江华展工程研究设计院有限公司; 浙江大学建筑设计研究院; 浙江大学宁波理工学院; 杭州市地铁集团有限责任公司浙江省水利河口研究院。

重要日期: 提交论文 2014 年 5 月 1 日; 论文录用 2014 年 8 月 1 日。

论文格式要求: ①论文格式请按《岩土力学》论文体例, 论文模板请登录《岩土力学》网站下载中心下载。网站地址: <http://ytlx.whrsm.ac.cn/>; ②请务必注明作者详细通讯地址、邮编、联系电话及 E-mail 地址; ③论文以邮件(word 电子文档)向会务组 (zjzhuyihong@zju.edu.cn) 投稿, 论文篇幅原则上在 4~8 页之间, 要求图表清晰、数据翔实。

日程安排: 10 月 17 日全天注册报到; 10 月 18 日开幕式特邀报告及水平报告; 10 月 19 日专题报告。

联系人: 王笑笑 (13646828087, wangxiuxiu713@163.com), 朱亦弘 (15957103535, zjzhuyihong@zju.edu.cn)。

(大会组委会 供稿)