

DOI: 10.11779/CJGE201809005

“三段式”岩石滑坡的锁固段破坏模式及演化机制

黄 达^{1, 2}, 张晓景¹, 顾东明¹

(1. 重庆大学山地城镇建设与新技术教育部重点实验室, 重庆 400045; 2. 河北工业大学土木与交通学院, 天津 300401)

摘 要: 锁固段的地质结构及力学性质是“三段式”岩石滑坡的关键控制因素。根据“三段式”滑坡的地质结构特征, 采用物理模型试验和颗粒流数值模拟方法, 研究了锁固段岩桥角(后缘拉裂隙与前缘蠕滑段末端连线和水平方向间的角度)对锁固段的破坏模式及演化机制的影响规律。锁固段破裂的模式主要有张拉贯通破坏和张-剪混合贯通破坏两种。随着锁固段岩桥角的增大, 锁固段破坏模式由张拉破坏向张-剪混合破坏转变: 岩桥角小于 90° 时, 为张拉破坏; 岩桥角位于 $90^\circ \sim 110^\circ$ 之间, 为张-剪混合破坏; 当岩桥角大于 110° 时, 锁固段并不发生破坏, 边坡以其它形式发生破坏。通过锁固段的应变时程分析, 随着锁固段岩桥角增大, 锁固段区域拉应力的影响范围逐渐减小, 由全部受拉向全部受压转变。

关键词: 岩质边坡; 锁固段; 三段式滑坡; 岩桥; 破坏机制

中图分类号: TU457

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2018)09-1601-09

作者简介: 黄 达(1976-), 男, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事岩体力学及地质灾害方面的研究与教学工作。

E-mail: hdcqy@126.com。

Failure pattern and evolution mechanism of locking section in rock slope with three-section landslide mode

HUANG Da^{1, 2}, ZHANG Xiao-jing¹, GU Dong-ming¹

(1. Key Laboratory of New Technology for Construction in Mountainous Area, Ministry of Education, Chongqing University, Chongqing 400045, China; 2. School of Civil Engineering and Transportation, Hebei University of Technology, Tianjin 300401, China)

Abstract: The geological structure and mechanical properties of locking section are the key control factors to the rock slope with three-section landslide mode. According to the characteristics of the geological structure of three-section landslide, physical model tests and particle flow numerical simulation method were used to study the influences of the angle of rock bridge of locking section (the angle between the line of the end of the tensile crack to the end of the creep section and the horizontal direction) on the failure mode and failure evolution of locking section in the rock slope with three-section landslide mode. The failure modes of the locking section can be summarized as tensile coalescence and mixed tensile-shear coalescence. With the increase of the angle of rock bridge of the locking section, the failure mode is changed from the tensile coalescence to the mixed tensile-shear one. When the angle is less than 90° , the failure of slope is caused by the tensile coalescence. When the angle is between 90° and 110° , the failure of slope is caused by the mixed tensile-shear coalescence. When the angle is greater than 110° , the failure occurs in other areas instead of the locking section. Based on the analysis of the strain-time curve of locking section, the tensile zone of the locking section decreases gradually with the increase of the angle of the rock bridge of the locking section, and its stress state is changed from the whole tension to the whole compression.

Key words: rock slope; locking section; three-section landslide; rock bridge; failure mechanism

0 引 言

“三段式”滑坡是指边坡的变形破坏具有滑移-拉裂-剪断“三段式”特征的滑坡, 即边坡下部沿近水平或缓倾坡外结构面蠕滑, 继而造成边坡后缘拉裂, 最终导致边坡中部锁固段岩体剪断^[1]。从边坡地质结构特征来说, 三段式滑坡后缘存在陡拉裂隙, 前缘存在缓倾坡外的结构面(常为层面或软弱夹层), 后缘陡

拉裂隙和前缘缓倾结构面间的区域即为锁固段, 如图1所示。此类滑坡在中国分布范围广泛, 常造成高速远程滑坡, 给人民的生命和财产带来了严重的威胁, 如: 1983年3月11日甘肃东乡的洒勒山滑坡^[2]、2010

基金项目: 国家自然科学基金面上项目(41472245, 41672300); 中央高校基本科研业务费重大项目(106112016CDJZR208804)

收稿日期: 2017-05-12

年 6 月 28 日贵州关岭特大型滑坡^[3-4]、黄河龙羊峡水电站近坝库岸河段的查纳及龙西等大型滑坡^[5]等都是“三段式”滑坡的典型代表。“三段式”滑坡的稳定性主要受锁固段岩体强度及地质结构特征所控制，故开展锁固段破裂贯通机制的研究十分重要。

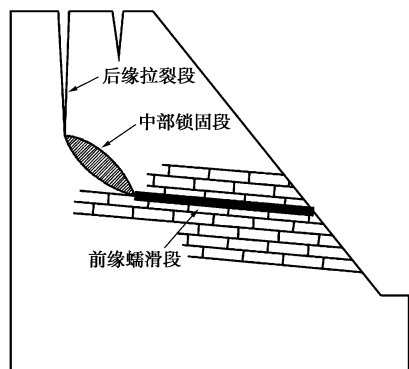


图 1 “三段式”滑坡概念地质模型^[1]

Fig. 1 Conceptual geologic model for three-section landslide^[1]

从岩石力学的角度来分析，岩体节理间岩桥可理解为岩石“锁固段”，特别是陡-缓组合裂隙间岩桥类似于“三段式”滑坡的锁固段。节理岩体的破坏机制受到国内外学者的广泛关注，主要采用模型试验^[6-8]、数值模拟^[7-8]等研究方法。李建林等通过预留不同倾角裂隙的试件，进行了节理岩体三轴卸荷试验，研究了卸荷条件下节理岩体的应力-应变关系、强度特征和变形特征^[6]。Yang 等开展了预制双裂隙板状试样室内单轴压缩试验和数值模拟，对不同裂隙产状砂岩试样的力学特性进行了研究^[7]。杨圣奇等对断续三裂隙砂岩进行了单轴压缩，对其强度特征和裂隙扩展演化进行了研究^[8]。

从边坡锁固段破坏的角度，黄润秋等将锁固段型滑坡大致分 5 类：“三段式”、“挡墙式”、阻滑块体型、线性多级锁固段型和阶梯状锁固段型，并分别阐述了各类锁固段滑坡的前兆信息特征^[5]。殷跃平以武隆鸡尾山滑坡为例，提出了“关键块体”锁固型滑坡概念模型，并总结了斜倾厚层山体滑坡滑动应具备 5 个条件^[9]；岑夺丰等采用离散元数值模拟方法对岩质边坡中断续裂隙阶梯状破裂演化、失稳模式及稳定性进行了研究^[10]。Eberhardt 等^[11]和 Guglielmi 等^[12]利用 CWFS 本构模型对大型岩质边坡锁固段的破坏过程进行了模拟研究。钟助等采用极限分析上限法推导了“挡墙溃屈”型滑坡上部坡体对锁固段的作用力（方向和大小），建立了剪切破坏模式下锁固段的稳定性系数计算公式^[13]。秦四清等研究了孕震断层多锁固段脆性破裂理论与孕震时空区域划分原则，阐述了锁固段破裂与地震震级及地震前事件的相关性^[14]。

无论哪类锁固段型滑坡，揭示锁固段岩体（相当

于结构面间岩桥）的破裂贯通演化机制尤为重要^[15]。本文首先采用物理模型试验研究了“三段式”滑坡的破坏特征及变形响应规律。继而采用二维颗粒流数值模拟方法^[16-20]（PFC^{2D}，particle flow code in two dimensions），在保持锁固段岩桥长度和前缘蠕滑结构面的长度及倾角不变的前提下，较系统开展了不同锁固段岩桥角（即后缘张裂隙与前缘缓裂隙（蠕滑段）间的连接线与水平方向间的角度，如图 2（a）所示，可通过改变后缘拉裂隙的位置和长度来实现）的“三段式”滑坡锁固段破裂演化机制研究。

1 物理模型试验

1.1 试验模型及条件

黄润秋^[1]对“三段式”滑坡发生的地质结构进行了概括：①坡体主体由相对均质的脆性岩体或半成岩（土）体构成，但坡脚发育近水平或缓倾坡外的结构面；②坡体主体以坚硬岩体为主，但夹有相对较薄的缓倾坡外的软弱夹层。本文通过对第一种地质结构的斜坡作为研究背景来研究锁固段的破坏过程。

试件采用的相似材料配合比为：砂：水：42.5 普通硅酸盐水泥：特级熟石膏粉材料的质量比为 2200：300：400：250。试件物理模型见图 2（a），坡高 380 mm，边坡顶宽 150 mm，底宽 420 mm，底部基台高 80 mm，模型厚度为 150 mm。模型中后缘张裂隙的倾角保持不变，前缘缓裂隙的长度和倾角保持不变，通过改变后缘张裂隙距坡顶边缘的距离，调整岩桥角且保证岩桥的长度为定值，裂隙布置及几何参数见表 1 和图 2。其中预留裂隙的制备过程为模型浇筑时，插入厚度为 2 mm 的薄板，待试样初凝后，拔掉薄板形成张开裂隙，其中模拟前缘蠕滑带缓倾角裂隙内再充填石膏和石英砂混合材料，自然养护 30 d。

表 1 试件裂隙布置

Table 1 Arrangement of cracks in test samples

编号	张裂隙	缓裂隙	缓裂	张裂隙	锁固段	锁固段
	倾角 α /(°)	长度 /mm	隙倾 角 β /(°)	距坡顶 边缘距 离/mm	岩桥角 γ /(°)	长度 /mm
1	70	256	10	100	90	75
2	70	256	10	127	110	75

试验过程中坡底及两侧边界采用法向位移约束，如图 2（a）。采用伺服加载试验机加载系统（位移控制）在坡顶如图 2 所示的后缘裂隙以外部分施加荷载，加载速率为 0.003 mm/s。采用应变片对垂直于锁固段后部（应变片 1）、中部（应变片 2）、前部（应变片 3）的变形进行监测，其布置见图 2 所示。

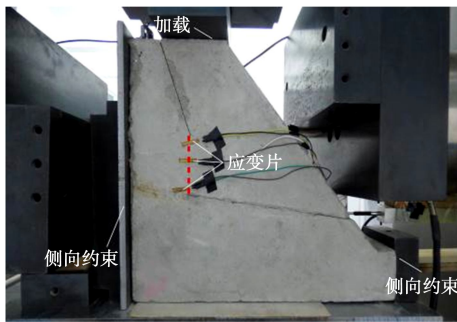
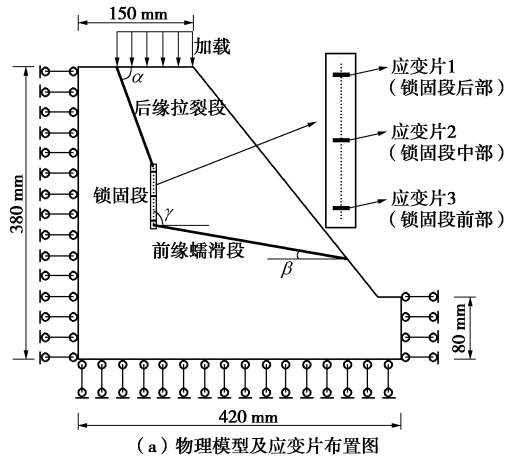


图2 物理模型几何参数及加载图

Fig. 2 Sizes and loading of test model

1.2 试验结果分析

锁固段应变变化如图3所示(应变值为正表示材料受拉,为负表示材料受压):①如图3(a),试件1锁固段3个监测部位应变均为正值(除加载起始阶段微小的负值波动外),表明试件1(岩桥角为 90°)中锁固段为张拉破坏;出现起始应变明显增加的时间均约为100 s时刻;同一时刻从后部(应变片1)、中部(应变片2)至前部(应变片3)拉应变依次减小,且应变出现突然增加的时序也依次为后、中及前部,表明了岩桥张性破裂的时序及张开宽度的空间特征;②如图3(b),3个监测点只有后部应变片1处于受拉状态且最先拉破坏,中部及前部(应变片2和3)均处于受压(压剪)状态。

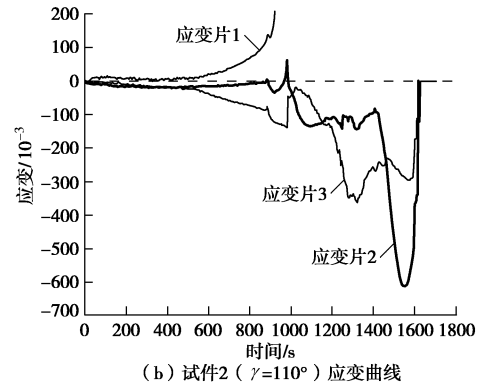
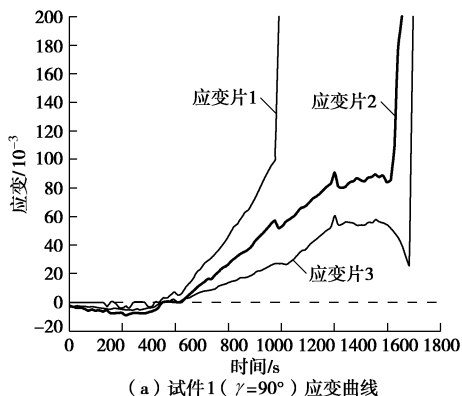


图3 试件加载应变曲线

Fig. 3 Loading strain curves of test model

图4为两个试件岩桥段破坏照片。可发现:①试件1(图4(a))锁固段明显为张性破裂且张裂宽度呈现后宽前窄的特征,在靠近裂隙端头的部位表现为翼裂纹张裂扩展,中部为近垂直张裂。②试件2(图4(b))后部应变片表现为拉应变,从图可明显观察到应变片1有错动,故后部为沿后缘张裂隙方向的拉剪扩展。前部靠近缓裂隙端出现较短的张性翼裂纹,而中部为压剪破裂。所以试件2表现为拉-压剪-拉混合断裂模式。

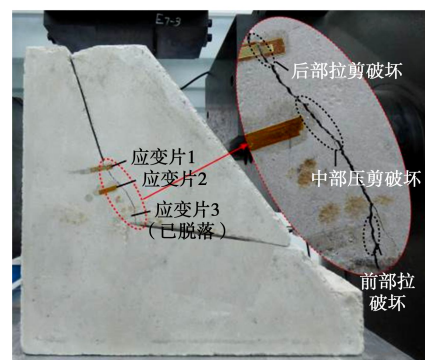
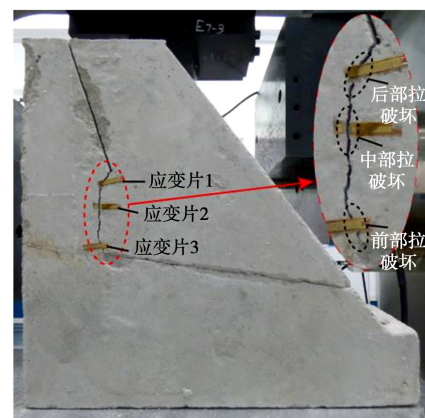


图4 试件加载破坏图

Fig. 4 Failure of test model

2 颗粒流数值模型的构建

为了进一步探索锁固段岩桥角对其破坏特性的影响规律,本文利用二维颗粒流数值模拟方法(PFC^{2D}),较系统地开展锁固段岩桥角变化,以研究不同岩桥角的“三段式”滑坡锁固段破坏模式及演化机制。

2.1 模型选择及参数标定

(1) 模型选择

边坡数值模型中,后缘拉张裂隙采用删除颗粒形成空单元裂隙,前缘蠕滑段缓倾角裂隙采用光滑节理模型,坡体采用平行连接模型,具体介绍如下。

a) 平行连接模型

较多研究表明平行连接模型对岩石材料矿物颗粒间连接破坏模拟效果较好^[16-18],因此选择平行连接模型模拟边坡岩石材料。平行连接模型提供了颗粒间力与位移间的关系,颗粒间的连接可以理解为分布在颗粒接触点上的一组有破坏阈值的弹簧,可模拟颗粒之间的拉、压、剪以及颗粒相对旋转或剪切引起的弯矩。颗粒的相对运动,会使弹簧发生变形并产生相互作用力,当应力值达到其相应允许值时,连接发生破坏,产生微裂纹。

b) 光滑节理模型

光滑节理模型在模拟颗粒间的相对滑动时不考虑颗粒间连接方向,滑动方向可自由定义,类似于摩擦型节理。光滑节理模型中节理两侧颗粒做平面滑移。光滑节理模型的运用避免了传统减小参数法生成裂隙时产生的“颠簸”效应。

(2) 参数标定

平行连接模型的计算参数采用标准试件单轴压缩试验标定,标定方法为标准试件和模型试件的应力应变曲线进行对比。两者相似的曲线如图 5(a)所示,其中单轴抗压强度为 4.98 MPa,计算的细观力学参数如表 2 所示。

光滑节理模型参数根据试件 1 进行标定。颗粒流模型的几何尺寸、加载条件和约束条件与试件 1 相同,且模型中颗粒间平行连接的参数采用表 2 中标定的数

值。经过大量反复试算、调整,使得模型的力-位移曲线与试件 1 吻合(见图 5(b)),得到光滑节理模型的参数见表 3。

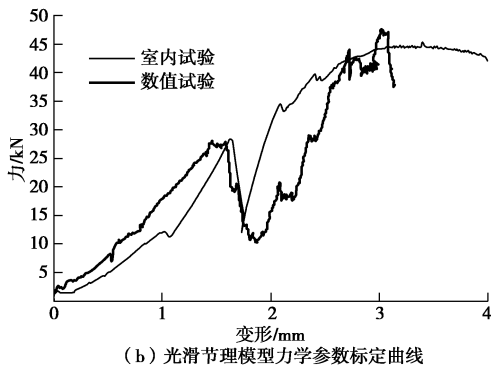
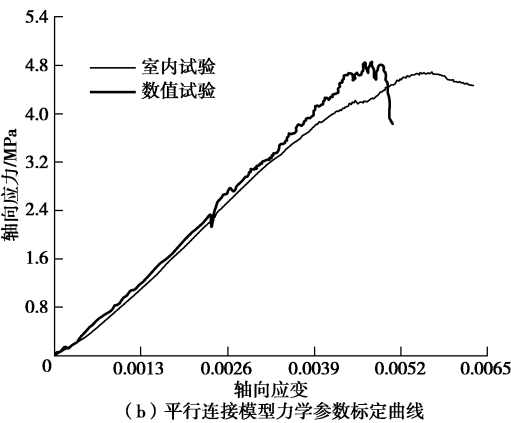


图 5 细观力学参数的标定结果

Fig. 5 Calibration of meso-mechanical parameters

2.2 数值试验方案

确定数值试验方案时,原试验几何尺寸不能满足锁固段岩桥角的多方案设计要求,故增大数值试验试件的宽度如图 6 所示。数值模型试验中边坡主要区域与标定参数时的模型取相同的粒径范围。

以室内物理模型试验作为参考,取后缘拉裂隙倾角 $\alpha=70^\circ$,前缘蠕滑段缓裂隙倾角 $\beta=10^\circ$,缓裂隙长度均为 256 mm,岩桥长度固定为 75 mm,控制变量岩桥角 γ 分别为 $45^\circ, 70^\circ, 90^\circ, 100^\circ, 110^\circ, 120^\circ, 140^\circ, 160^\circ$,分别为模型 1~8。后缘拉裂段位置确定方法见图 7,即后缘拉裂隙的一端位于如图 7 所示的圆周上。

表 2 平行连接模型细观力学参数

Table 2 Meso-mechanical parameters of linear parallel bond

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 擦因素 μ	平行黏 结半径 乘子 λ	平行黏结 模量 $\overline{E_c}/\text{GPa}$	平行黏结 刚度比 k_n/k_s	平行黏结法向 强度 $\sigma_{b,m}/\text{MPa}$	平行黏结切向 强度 $\tau_{b,m}/\text{MPa}$
3100	3.79	1.96	0.4	1.0	3.79	1.96	0.385 ± 0.04	0.385 ± 0.04

表 3 光滑节理模型细观力学参数

Table 3 Meso-mechanical parameters of smooth joint model

法向刚度 $s_j k_n/(\text{N}\cdot\text{m}^{-1})$	切向刚度 $s_j k_s/(\text{N}\cdot\text{m}^{-1})$	摩擦因素 $s_j \text{fric}$	大标志变形 $s_j \text{large}$
4×10^4	4×10^4	0.2	1

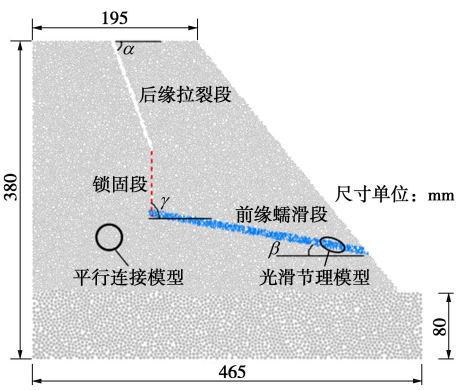


图 6 宽度扩大后数值模型图

Fig. 6 PFC^{2D} model for calculation after expanding width

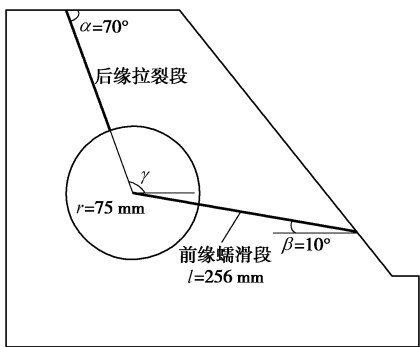


图 7 后缘拉裂段位置确定图

Fig. 7 Location of tensile crack

2.3 与物理模型的比较

数值模型参考室内试验在模型锁固段附近设置监测位点, 并统计各个监测位点坐标在数值计算过程中的变化。根据

$$\varepsilon = \frac{\frac{\overline{AB} \cdot \overline{CD}}{|\overline{AB}|} - |\overline{AB}|}{|\overline{AB}|} \quad (1)$$

对垂直与锁固段方向的应变进行计算, 如图 8 所示。

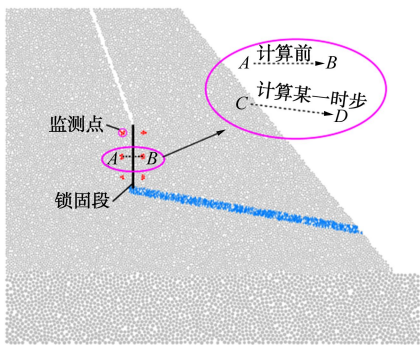


图 8 数值模型应变监测布置图

Fig. 8 Layout of strain monitoring in numerical model

虽然数值计算得到的应变监测曲线相对较光滑且

量值与物理模型试验有较大差别, 但计算得到的曲线很好地反映了锁固段拉压应力状态及变化趋势, 故能较好地反映三段式滑坡的锁固段受力状态及岩桥破裂的力学性质, 物理模型及数值计算结果如图 9, 10 所示。

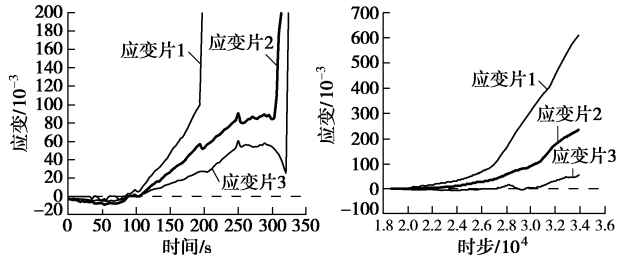


图 9 模型 3 ($\gamma=90^\circ$) 与试件 1 应变时程曲线和破坏模式对比图

Fig. 9 Comparison of strain curves and failure modes between model 3 ($\gamma=90^\circ$) and test model 1

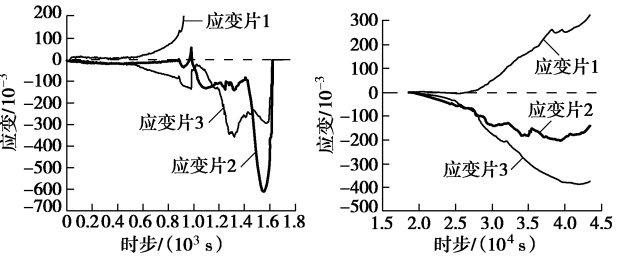


图 10 模型 5 ($\gamma=110^\circ$) 与试件 2 应变时程曲线和破坏模式对比图

Fig. 10 Comparison of strain curves and failure modes between model 5 ($\gamma=110^\circ$) and test model 2

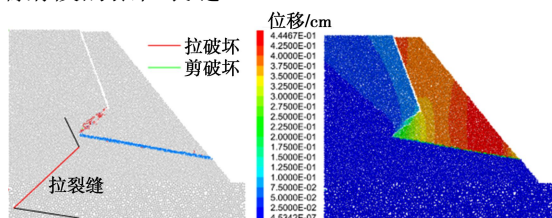
3 滑移破坏模式

由滑坡锁固段破坏及坡体位移场图 11 可知:
(1) 从锁固段破坏的类型来看: 当 $\gamma \leq 90^\circ$ 时, 如模型 1~3, 锁固段破坏均为张拉裂缝贯通引起; 当 $110^\circ \geq \gamma > 90^\circ$ 时, 如模型 4, 5, 锁固段破坏由拉-

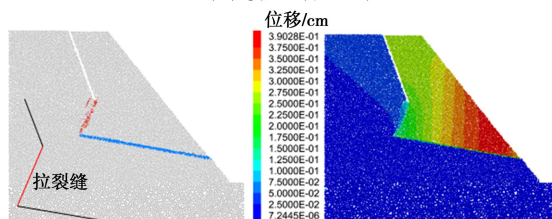
剪混合型裂缝贯通导致; 当 $\gamma > 110^\circ$ 时, 如模型 6~8, 模型破坏并非锁固段区域岩桥贯通所致, 破坏仍由坡顶新产生的张拉裂纹与前缘蠕滑段尖端向坡外扩展拉裂纹间的拉-剪间接贯通。

(2) 从坡体破坏锁固段所起作用来看: 当 $\gamma \leq 110^\circ$ 时, 锁固段在坡体滑移时起到了“锁固”的作用, 坡体发生破坏时, 锁固段先破坏; $\gamma > 110^\circ$ 时, 锁固段在坡体滑移过程中并没有起到真正的“锁固”作用, 坡体破坏区域并非锁固段区。

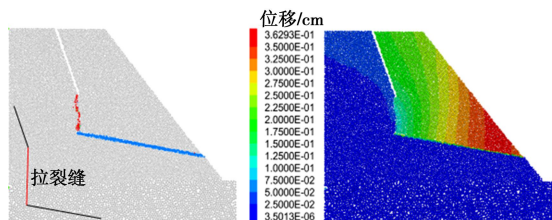
(3) 从位移场看: 8 个模型坡体滑动部分的位移差别明显, 位移在裂缝处产生有两个数量级的突变, 而其它滑动区域位移相差很小 (即表现为连续变化), 说明“三段式”滑坡锁固段破坏时, 坡体为整体滑动^[1]。在坡体滑动过程中, 沿前部蠕滑段方向可产生了垂直于蠕滑段的张性裂缝。



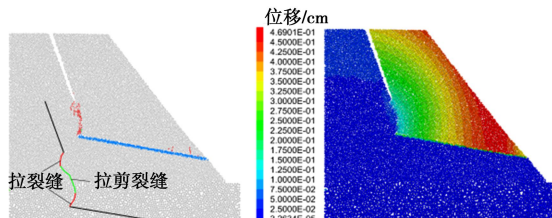
(a) 模型1 ($\gamma=45^\circ$)



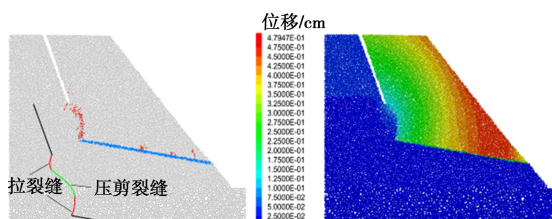
(b) 模型2 ($\gamma=70^\circ$)



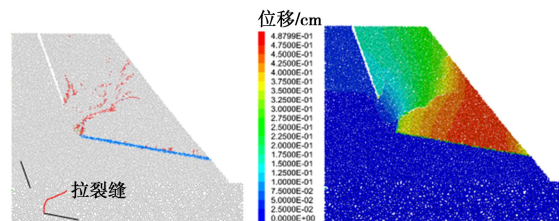
(c) 模型3 ($\gamma=90^\circ$)



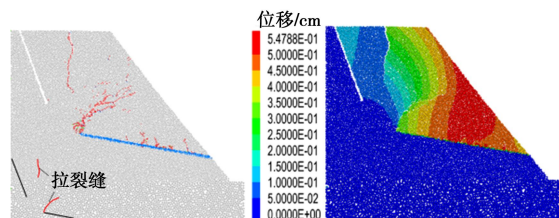
(d) 模型4 ($\gamma=100^\circ$)



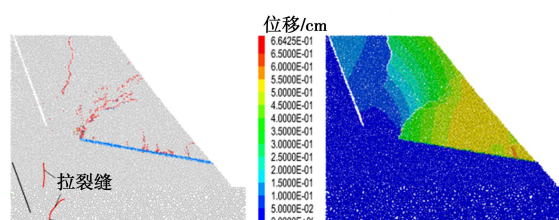
(e) 模型5 ($\gamma=110^\circ$)



(f) 模型6 ($\gamma=120^\circ$)



(g) 模型7 ($\gamma=140^\circ$)



(h) 模型8 ($\gamma=160^\circ$)

图 11 锁固段破坏及坡体位移场

Fig. 11 Failure modes of rock slope for locked section and displacement fields

4 锁固段破裂演化

锁固段的破裂通过颗粒间的连接破坏产生微裂纹来体现。颗粒间的连接破坏主要有两种破坏: 受拉破坏和受剪破坏。数值模型采用 PFC^{2D} 函数模块 `crk_item` 来追踪裂纹扩展的情况^[20]。

在对锁固段破坏模式的讨论中, 根据锁固段破坏的类型和破裂过程中锁固段的作用两个方面, 将模型分为 3 组: 第一组包括模型 1~3; 第二组包括模型 4, 5; 第三组包括模型 6~8。在对各组破裂过程分析时, 应变曲线上 *A*, *B*, *C* 三个点分别为模型起裂点、模型破裂过程点和模型裂缝贯通点。各组破裂过程分析如下:

(1) 第一组 (以模型 1 为例)

图 12 为模型 1 ($\gamma=45^\circ$) 锁固段破坏过程垂直于锁固段前部 (应变 3)、中部 (应变 2)、后部 (应变 1) 的应变时程曲线及边坡裂缝扩展图。

边坡破坏以锁固段裂缝贯通为标志, 且其破坏为张拉破坏 (与室内试件 1 ($\gamma=90^\circ$) 类似)。边坡破裂的过程中, 3 个监测应变值始终为正值且不断增大。边坡破裂初始阶段, 锁固段前部和后部均出现较大拉应变, 即为起裂位置。后部拉应变不断增大, 裂缝不断向中部扩展, 而前部裂缝扩展缓慢。最后裂缝贯通, 锁固段破坏。

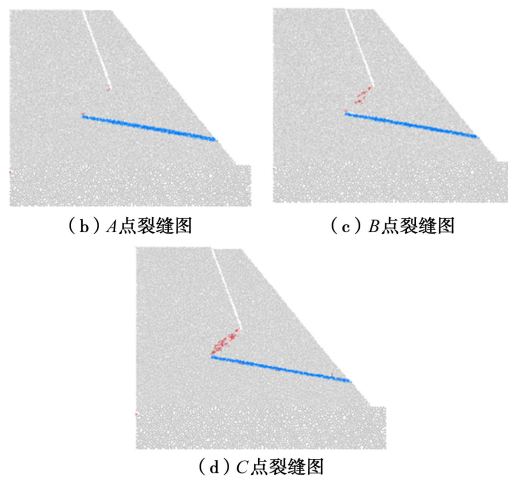
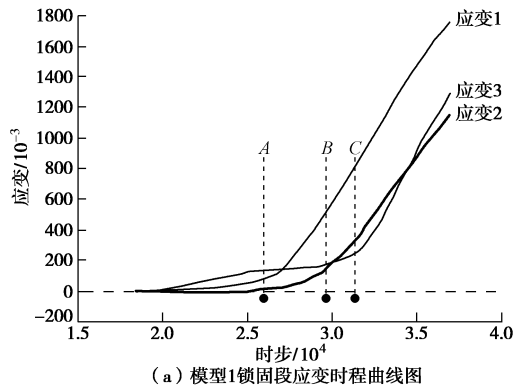


图 12 模型 1 锁固段应变时程曲线及裂缝扩展图

Fig. 12 Strain curves of locking section and crack propagation in model 1

(2) 第二组 (以模型 4 为例)

图 13 为模型 4 ($\gamma=100^\circ$) 锁固段破坏过程垂直于锁固段前部 (应变 3)、中部 (应变 2)、后部 (应变 1) 的应变时程曲线及边坡裂缝扩展图。

边坡破裂破坏仍以锁固段裂缝贯通为标志, 但其破坏为拉-剪混合破坏。与第一组相比, 锁固段前部的应力状态由拉应力变成压应力, 在计算过程中 3 个应变监测值均不断增大。边坡破裂初始阶段, 锁固段后部出现拉裂缝, 同时由于受压的原因, 前部没有产生沿锁固段方向的拉裂缝, 而在蠕滑段尖端产生了垂直

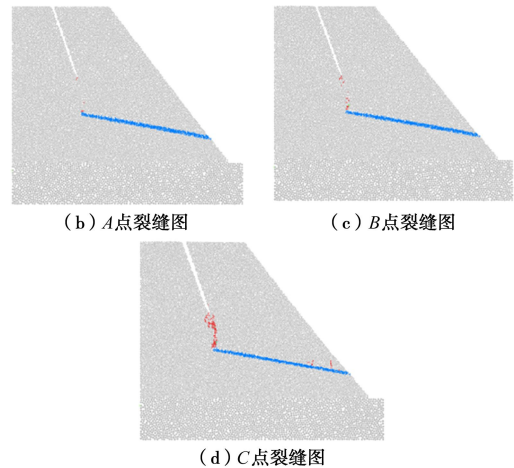
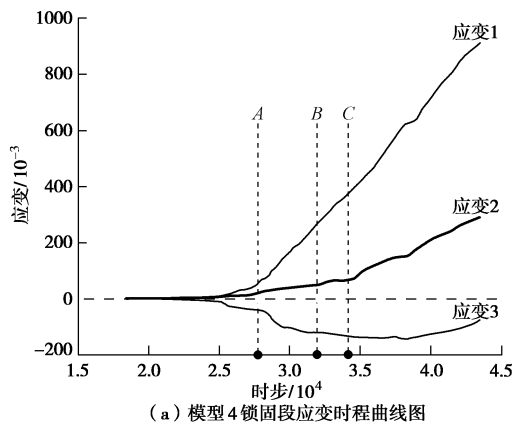


图 13 模型 4 锁固段应变时程曲线及裂缝扩展图

Fig. 13 Strain curves of locking section and crack propagation in model 4

与蠕滑段的拉裂缝。后部拉应变不断增大, 裂缝由后部和前部向中部扩展。最后, 锁固段中部区域剪切破坏, 裂缝贯通。

(3) 第 3 组 (以模型 8 为例)

图 14 为模型 4 ($\gamma=160^\circ$) 破坏过程中垂直于锁固段前部 (应变 3)、中部 (应变 2)、后部 (应变 1) 应变时程曲线及边坡裂缝扩展图。

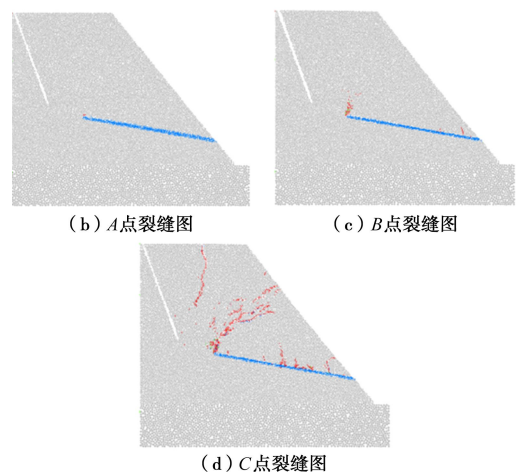
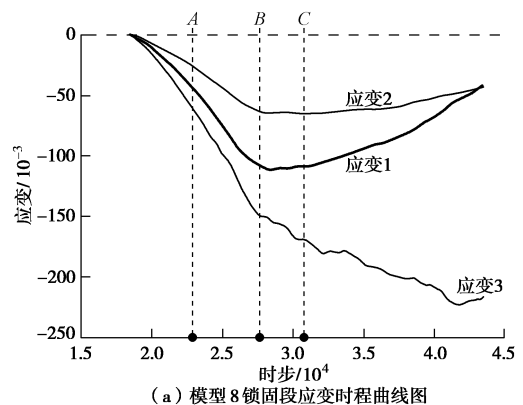


图 14 模型 8 锁固段应变时程曲线及裂缝开展图

Fig. 14 Strain curves of locking section and crack propagation in model 8

可以推测,随着岩桥角的增大,产生的岩桥贯通裂隙由张拉性质逐渐向剪切过渡。则当 $\gamma=160^\circ$ 时,坡体破坏裂隙应为剪切型裂隙。但与推测不同,边坡破坏发生了明显转变,锁固段区域没有破坏(图14),说明产生岩桥贯通裂隙所需的荷载大于实际破坏的荷载。锁固段前部、中部和后部应变全部变成压应变,且计算过程中一直处于受压状态。边坡破裂初始阶段,前部产生垂直与蠕滑段的拉裂缝,随后拉裂缝不断向坡表扩展,同时坡顶也产生竖向的张拉裂缝。最后,裂缝扩展至坡表或与顶部新产生的拉裂隙相互贯通破坏。

5 结 论

(1) 锁固段岩桥角 γ 对锁固段的破坏有很大影响。从锁固段破坏的类型来看:当 $\gamma \leq 90^\circ$ 时,锁固段破坏由张拉裂缝贯通引起;当 $110^\circ \geq \gamma > 90^\circ$ 时,锁固段破坏表现拉-剪混合破裂;当 $\gamma > 110^\circ$ 时,岩桥贯通裂隙所需的荷载大于实际破坏的荷载,边坡破坏并非受锁固段控制(但作者猜测锁固段岩体是否破坏可能还与岩桥长度密切相关,后续再开展研究),而是坡顶扩展的张拉裂缝和由蠕滑段尖端向坡表扩展张拉裂隙间剪切贯通的拉-剪混合破坏,或蠕滑段尖端向坡表张拉贯通破坏,但锁固段区域并没有破坏。

(2) 从锁固段破坏的位移场分析,坡体的位移在裂缝处产生较大的突变,“三段式”滑坡锁固段破坏后,滑动坡体基本表现滑移运动特征。

(3) 从锁固段破裂演化分析,裂缝的扩展模式有锁固段后部向前部扩展模式、锁固段前部、后部向中部扩展模式和锁固段后部向坡表扩展模式3种:裂缝的扩展过程与锁固段受力状态有关。

(4) 从锁固段前、中、后部的受力状况来看:当 γ 为 45° , 70° , 90° 时,锁固段3个部分均处于受拉的状态;当 γ 为 100° 时,锁固段前部处于受压状态,而中后部处于受拉状态;当 γ 为 110° 时,锁固段前、中部受压,后部受拉;当 γ 为 120° , 140° , 160° 时,锁固段3个部分全为受压状态。随着锁固段岩桥倾角的增大,拉应力影响范围逐渐减小。

参考文献:

- [1] 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))
- [2] 查小刚. 断层是酒勒山滑坡的基础: 水和土体重力是它的决定因素[J]. 水土保持通报, 1983(3): 27 - 33. (ZHA Xiao-gang. Fault is basic of Saleshan landslide: the determinant is water and soil gravity[J]. Journal of Water and Soil Conservation, 1983(3): 27 - 33. (in Chinese))
- [3] 童立强, 张晓坤, 李 曼, 等. “6·28”关岭滑坡特大地质灾害应急遥感调查研究[J]. 国土资源遥感, 2010(3): 65 - 68. (TONG Li-qiang, ZHANG Xiao-kun, LI Man, et al. Emergency remote sensing research on super large geological disasters caused by “6-28” Guanling landslide[J]. Remote Sensing for Land & Resources, 2010(3): 65 - 68. (in Chinese))
- [4] 孔纪名, 田述军, 阿发友, 等. 贵州关岭“6·28”特大滑坡特征和成因[J]. 山地学报, 2010, **28**(6): 725 - 731. (KONG Ji-ming, TIAN Shu-jun, A Fa-you, et al. Guizhou Guiling landslide formation mechanism and its characteristics[J]. Journal of Mountain Science, 2010, **28**(6): 725 - 731. (in Chinese))
- [5] 黄润秋. 20 世纪以来中国的大型滑坡及其发生机制[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, **26**(3): 433 - 454. (HUANG Run-qiu. Large-scale landslides and their sliding mechanisms in China since the 20th century[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, **26**(3): 433 - 454. (in Chinese))
- [6] 李建林, 王乐华, 孙旭曙. 节理岩体卸荷各向异性力学特性试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, **33**(5): 892 - 900. (LI Jian-lin, WANG Le-hua, SUN Xu-shu. Experimental study on anisotropic mechanical characteristics of jointed rock masses under unloading condition[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, **33**(5): 892 - 900. (in Chinese))
- [7] YANG S Q, JING H W, XU T. Strength failure and crack coalescence behavior of brittle sandstone samples containing a single fissure under uniaxial compression[J]. International Journal of Fracture, 2011, **168**(2): 227 - 250.
- [8] 杨圣奇. 断续三裂隙砂岩强度破坏和裂缝扩展特征研究[J]. 岩土力学, 2013, **34**(1): 31 - 39. (YANG Sheng-qi. Study of strength failure and crack coalescence behavior of sandstone containing three pre-existing fissures[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(1): 31 - 39. (in Chinese))
- [9] 殷跃平. 斜倾厚层山体滑坡视向滑动机制研究——以重庆武隆鸡尾山滑坡为例[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, **29**(2): 217 - 226. (YIN Yue-ping. Mechanism on apparent dip sliding of inclined bedding rockslide: a case study of

- Jiweishan rockslide in Wulong, Chongqing[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, **29**(2): 217 - 226. (in Chinese))
- [10] 岑夺丰, 黄 达, 黄润秋. 岩质边坡断续裂隙阶梯状滑移模式及稳定性计算[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(4): 695 - 706. (CEN Duo-feng, HUANG Da, HUANG Run-qiu. Step-path failure mode and stability calculation of jointed rock slopes[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(4): 695 - 706. (in Chinese))
- [11] EBERHARDT E, SSTEAD D, COGGAN J S, Hybrid finite-discrete-element modeling of progressive failure in massive rock slopes[C]// ISRM 2003-Technology roadmap for rock mechanics. South African Institute of Mining and Metallurgy, 2003.
- [12] GUGLIELMI Y, CAPPA F. Regional-scale relief evolution and large landslides: insights from geomechanical analyses in the Tinée Valley (southern French Alps)[J]. Geomorphology, 2009, **117**(11): 121 - 129.
- [13] 钟 助, 黄 达, 黄润秋. “挡墙溃屈”型滑坡锁固段抗滑稳定性研究[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(9): 1734 - 1740. (ZHONG Zhu, HUANG Da. Anti-sliding stability of locked patch of rock slopes with landslide mode of retaining wall collapse[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(9): 1734 - 1740. (in Chinese))
- [14] 秦四清, 李国梁, 薛 雷. 锁固体破裂标志性地震震级与峰值强度点地震震级的统计关系[J]. 地球物理学进展, 2012, **27**(5): 1841 - 1844. (QIN Si-qing, LI Guo-liang, XUE Lei. A statistical relation between the symbolic earthquake magnitude and the earthquake magnitude at peak strength point during the failure process of looked patch[J]. Progress in Geophysics, 2012, **27**(5): 1841 - 1844. (in Chinese))
- [15] 黄润秋, 陈国庆, 唐 鹏. 基于动态演化特征的锁固段型岩质滑坡前兆信息研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, **36**(3): 521 - 533. (Precursor information of locking segment landslides based on transient characteristics[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, **36**(3): 521 - 533. (in Chinese))
- [16] 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))
- [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] 徐金明, 谢芝蕾, 贾海涛. 石灰岩细观力学特性的颗粒流模拟[J]. 岩土力学, 2010, **31**(增刊 2): 390 - 395. (XU Jin-ming, XIE Zhi-lei, JIA Hai-tao. Simulation of mesomechanical properties of limestone using particle flow code[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(S2): 390 - 395. (in Chinese))
- [19] 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))
- [20] Itasca Consulting Group Inc. PFC^{2D} (particle flow code in 2D) theory and background[R]. Minnesota: Itasca Consulting Group Inc, 2008.