

文章编号:1001-7372(2018)02-0144-10

顺层缓倾复合介质边坡水力驱动 型滑移破坏机制研究

杨括宇^{1,2}, 陈从新¹, 夏开宗¹, 宋许根^{1,2}, 张海娜^{1,2}, 鲁祖德¹

(1. 中国科学院武汉岩土力学研究所 岩土力学与工程国家重点实验室, 湖北 武汉 430071;

2. 中国科学院大学, 北京 100049)

摘要: 为了对水力作用下顺层缓倾复合介质边坡稳定性进行定量研究, 以沪蓉高速公路彭家湾某同类边坡为例, 基于极限分析上限法原理建立针对性的简化力学计算模型。首先, 根据位移协调条件以及塑性力学关联流动法则, 构建出一个机构允许的应变速度场; 其次, 根据流体力学原理, 在 Hoek 和 Bray 假设的基础上, 建立适合顺层缓倾复合介质边坡的水压分布模型。通过边坡内水压分布特性分析, 得出水力作用(潜滑面扬压力、潜滑面动水压、后缘张裂隙静水压)均与后缘张裂隙内充水高度直接相关; 在此基础上, 分别建立临界充水高度与临界降雨强度表示的边坡滑移失稳判据。通过该力学模型, 计算工程案例边坡滑坡时后缘张裂隙临界充水高度值与临界降雨强度值, 确定边坡滑移失稳时滑移面具体位置, 并进行边坡稳定性的敏感性因素探讨。研究结果表明: 当后缘水位达到临界充水高度或降雨强度达到临界值时, 边坡沿着稳定性系数最小的潜滑面发生滑移破坏; 底层滑体厚度仅影响底层滑体的稳定性; 岩层倾角小于 15° 时, 各潜滑面稳定性受倾角影响较大; 水力作用下边坡稳定性下降主要由潜滑面扬压力与张裂隙静水压引起, 动水压几乎没有影响。

关键词: 道路工程; 水力作用; 极限分析上限法; 复合介质边坡; 滑移破坏机制

中图分类号: U416.14 文献标志码: A

Research on Sliding Failure Mechanism of Gently Inclined Bedding Compound Rock Mass Slope Under Hydraulic Drive

YANG Kuo-yu^{1,2}, CHEN Cong-xin¹, XIA Kai-zong¹, SONG Xu-gen^{1,2},
ZHANG Hai-na^{1,2}, LU Zu-de¹

(1. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and
Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, Hubei, China;

2. University of Chinese Academy of Sciences, Beijing 100049, China)

Abstract: In order to conduct a quantitative research on the stability of gently inclined compound rockmass slope under the hydraulic drive, taking a similar slope in Pengjiawan of Shanghai-Chengdu Expressway as an example, a targeted calculation model of simplified mechanics was established on the basis of the upper bound method of limit analysis. In this calculation model, firstly, a strain velocity field allowed in institution was constructed according to the displacement coordination conditions and the plastic mechanics associated with the law of flow. Secondly, according to the principles of fluid mechanics, the hydraulic pressure distribution model suitable

收稿日期: 2017-08-16

基金项目: 国家自然科学基金项目(11602284, 11472293, 41202225); 中国科学院青年创新促进会资助项目(2015271)

作者简介: 杨括宇(1991-), 男, 山西高平人, 工学博士研究生, E-mail: yky19910101@126.com。

to the gently inclined bedding compound rockmass slope was established on the basis of E. Hoek and J. W. Bray's assumptions. Through the analysis of the features of hydraulic pressure distribution inside the slope, the hydraulics including the uplift pressure of potential sliding surfaces, the dynamic pressure of potential sliding surfaces and the fissured hydraulic pressure at the back edge, were directly related to the water filling height of the fissure at the back edge. On this basis, the criterion of sliding instability of slope expressed by the critical water filling height and the critical rainfall intensity was developed respectively. According to the criterion, it was clear that the slide failure of slope might occur along the potential sliding surface with the smallest stability coefficient when the water level at the back edge reaches the critical value or the rainfall intensity reached the critical value. Based on the mechanical model, the value of critical water filling height of the fissure at the back edge and the critical rainfall intensity at the slope landslide in the project case were calculated, and the specific position of sliding surface in sliding instability of slope was discussed. Meanwhile, the sensitive factors of slope stability were also carried out. The results show that the thickness of the bottom rock mass only affects its own stability, and when the dip angle of rock mass is less than 15° , the stability of each potential sliding surface is greatly affected by the dip angle. Under the hydraulic drive, the decline of slope stability is mainly caused by uplift pressure of the potential sliding surfaces and fissured hydraulic pressure, and the hydrodynamic pressure has almost no effect.

Key words: road engineering; hydraulic pressure; upper bound method of limit analysis; compound rock mass slope; sliding failure mechanism

0 引言

岩质边坡稳定性问题由来已久,且广泛存在于公路、矿山、水利等各类工程领域中,直接关系到工程建设的进度与成本。近年来随着中国公路网发展的日益完善,沿线边坡稳定性问题愈发受到人们关注,其失稳破坏机制也成为亟待解决的科研与工程课题^[1]。

边坡岩土体内水文地质结构与地下水分布呈现多样化特点,按照地下水在其介质中赋存形式、运动规律的不同,边坡介质可以划分为:隔水介质、透水介质、复合型介质^[2]。复合型介质边坡是指作为研究对象的整个边坡由隔水介质和透水介质相互叠置构成,或前后部位复合、或透水体部分嵌套构成。自然界中的顺层复合型介质边坡分布广泛,在该类边坡中,当潜滑面(岩层分界面)内摩擦角大于边坡岩层倾角时,即使坡脚开挖处于临空状态,边坡也可保持自稳,降雨是诱发此类边坡滑移失稳的主要因素。目前,不少学者针对水力作用下的顺层岩质边坡破坏形式及失稳机制进行了研究。刘才华等^[1]考虑了静水压力场和动水压力场的分布,分析了水力作用下的单层岩质边坡滑移失稳机理;夏开宗等^[3-4]利用尖点突变理论研究了软弱岩层面分割边坡岩体中的

地下水软化作用;龙建辉等^[5]研究了降雨条件下受控于软弱层及坡体多条陡直贯通裂隙的顺层岩质边坡多级滑动模式。以上成果有效推动了地下水影响下单一介质、单层岩体边坡失稳模式及机制研究的进展,但针对多层复合型介质边坡在水力作用下的破坏形式及滑移失稳机制研究还较少。实际上缓倾顺层复合介质边坡一般以多层状形式存在,与单层岩体相比,水力联系表现得更为复杂。

综上所述,外界水力作用在缓倾顺层复合介质边坡的破坏中起到关键作用,但由于此类边坡中的水力联系极为复杂^[2],水力场分布模型尚不明确,尤其是上覆堆积体以及下伏多层隔水介质岩体的复合介质边坡,在下伏岩体隔水效应作用下,地下水运动难以在覆盖层内形成统一水位线,水力分析模型难以建立。本文以沪蓉高速公路彭家湾上覆堆积体、下伏多层隔水介质岩体的顺层缓倾复合介质边坡为例,建立了符合此类边坡裂隙水压分布特点的水力作用模型,并针对边坡水力驱动型破坏形式及滑移失稳机制展开初步探讨,推导出与边坡后缘张裂隙充水高度及降雨强度相关的边坡失稳判据。

在边坡稳定性分析中,极限分析法是最常用的一种方法,包括极限平衡法,滑移线场法,极限分析上、下限分析法等。由于此类边坡由多层岩体构成,

极限平衡法是以力及力矩平衡为出发点的研究方法,无法体现出岩体层间相对错动对边坡系统失稳的能量贡献;滑移线场法解得的极限荷载应同时满足相应的应力场与速度场条件,这样严格的极限荷载解并不容易求得,工程应用效果较差;极限分析下限法是基于静力允许的应力场求得极限状态时的外荷载,该值是极限荷载的下限值,但与极限平衡法一样无法考虑内部层间错动对边坡稳定性造成的影响。与上述各类方法相比,极限分析上限法优势明显,其理论基础是塑性力学上限定理,具有明确的物理意义^[6-8]。该方法采用塑性功率平衡的原理建立边坡稳定性计算公式,各岩层面错动影响可以充分体现在边坡失稳破坏形式分析中,计算结果更加逼近真实值,同时,与滑移线场法相比,可操作性更强。由于内能耗散集中发生在岩层错动过程中,各层岩体可等效为刚体,整个系统可视为刚塑性模型。因此,本文选用极限分析上限法作为研究手段。

1 水力驱动型边坡滑移失稳力学模型

沪蓉高速公路彭家湾复合介质边坡上覆堆积体由崩塌块石夹黏土组成,裂隙发育,渗透性强,可视为透水介质层。下部岩体为砂岩、泥岩互层,导水性能差,将其等效为隔水介质。边坡后缘发育的垂直张裂隙与各层潜滑面共同构成贯通裂隙系统,内部运动的地下水对边坡产生的水力作用包括:①潜滑面动水压力,动水压力体现为地下水在潜滑面充填体内渗透流动时,对周围骨架产生的渗透压力,并最终转化为作用于紧邻潜滑面上下层滑体的拖曳力;②潜滑面扬压力,潜滑面中的地下水对上覆岩体有法向作用力,该力减小了潜滑面有效法向应力,进而减弱了边坡抗滑能力;③后缘张裂隙静水压,张裂隙内积聚的地下水对边坡岩体产生水平推动力,该力沿滑面切向分力直接加大了边坡下滑力,沿法向分力则减小了滑面有效法向应力。由于复合介质边坡由多层岩体上下叠置构成,岩层分界面作为软弱结构面形成天然潜滑面。应用极限分析上限法解决边坡稳定问题时,将边坡按照天然岩层分界面离散为若干滑体,通常假定滑体内无能量损失,内能耗散仅发生在滑坡时克服各潜滑面抗滑阻力进程中^[9]。作用于滑体的外界力主要包括:各滑体自身重力、各潜滑面动水压、边坡后缘张裂隙静水压、各潜滑面扬压力。对于水力作用采用与重力作用相同的分析方法,为求解边坡稳定极限分析上限解,将水压所作外功带入虚功率平衡方程^[10]。针对本文依托工程,极

限分析上限法的基本原理是:重力与水力联合作用所做的功率与边坡岩体内部功率耗散相等。因此可根据滑体极限状态时这一条件,解出边坡稳定系数的极限上限解。

该计算模型包括应变速度场、水压分布场等,将在下文分别作具体分析。为方便论述,将岩层滑体及各层滑体所对应的潜滑面(自然岩层分界面)进行编号,由下往上依次编号为 $1, 2, 3, \dots, n$ 。最顶层即第 n 层滑体为堆积土层,即透水介质层。

1.1 速度场分布

基于极限分析上限法原理构造顺层缓倾斜复合介质边坡塑性应变速度场模型(图1),将边坡按照自然岩层分界面(潜滑面)离散为若干个滑体,并按照位移协调条件及关联流动法则建立机构允许的速度场 V_i ,根据相关联流动法则可知,任意滑体应变速度 V_i 与相应潜滑面夹角为 φ_i 。针对考虑层间错动的顺层复合介质边坡而言,各层滑体应变速度以岩层切向为主方向,法向速度可近似认为相等^[11]。利用各层滑体法向应变速度相等求得边坡中各滑体的应变速度,具体表达式为

$$V_1 \sin(\varphi_1) \approx V_2 \sin(\varphi_2) \approx V_i \sin(\varphi_i) \quad (1)$$

式中: V_i 为第 i 滑体的塑性应变速度; φ_i 为第 i 滑体应变速度与相应潜滑面的夹角。

由式(1)可得任意滑体的速度值 V_i 为

$$V_i = V_1 \frac{\sin(\varphi_1)}{\sin(\varphi_i)} \quad (2)$$

假设

$$\frac{\sin(\varphi_1)}{\sin(\varphi_i)} = A_i \quad (3)$$

则式(2)可写为

$$V_i = A_i V_1 \quad (4)$$

相对于 $i-1$ 滑体,当滑体 i 发生相对滑动时,伴随着边坡系统能量的损耗。因此,当有相对速度差存在于潜滑面时,系统能量会产生相对应的损失,逐个计算各岩层分界面的相对滑移速度,进而以第1滑体应变速度 V_1 为计算基础,各层面相对切向滑移速度按式(5)计算

$$\Delta V_i = V_i \cos(\varphi_i) - V_{i-1} \cos(\varphi_{i-1}) \quad (5)$$

式中: ΔV_i 为第 i 个滑体相对于第 $i-1$ 个滑体的相对切向滑移速度,需特别注意的是 V_0 为滑床的应变速度,取值为0,视为固定不动。

1.2 复合介质边坡内水压分布

复合介质边坡上覆堆积层为透水介质层,裂隙发育,贮水性能差,且雨水入渗时,下伏岩层的隔水

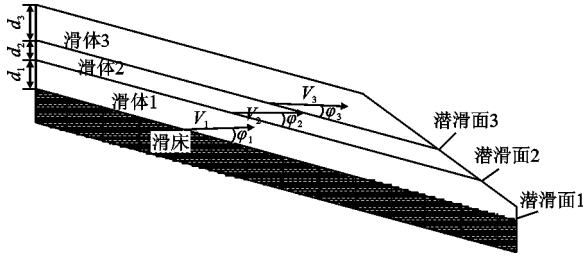


图 1 极限分析上限法计算模型应变速度场

Fig. 1 Velocity Field for Computational Model Based on Upper Bound Method of Limit Analysis

作用导致堆积层内难以形成向排泄区的统一的水位线,后缘张裂隙内难以充水。因此,上覆堆积土层内的水力作用暂不考虑。

本文重点研究隔水介质层水力作用对边坡稳定性的影响,为了对研究区边坡稳定性进行定量计算,根据现场实际情况,对该水力模型做如下假设:①潜滑面均为直线;②张裂隙竖直,走向与坡面、潜滑面一致;③潜滑面开度远小于后缘张裂隙开度;④地下水进入张裂隙可沿潜滑面渗透并从坡脚流出。吴恒滨等^[12]认为当潜滑面开度很小时,流入张裂隙的地下水远远大于排出的水,此时 Hoek 等^[9]提出的最大水压在张裂隙底部的分布假设是合理的,刘才华等^[1-2,12-13]通过现场实例验证了该水压分布的合理性。因此,隔水介质岩层面静水压分布是在 Hoek 等^[9]假设的基础上改进的,各潜滑面扬压力与边坡后缘张裂隙静水压均呈现三角形分布。为分析方便,以下水压分布公式均在张裂隙内充满水这一前提下推导得出。

后缘张裂隙静水压分布呈三角形(图 2),张裂隙与第 n 层潜滑面的交点处水压值为 0,底端水压值为 γh (h 为张裂隙充水高度),水压方向垂直于张裂隙,与各层岩体应变速度方向夹角小于 90° ,因此将作为正外力功形式出现在能量平衡方程中。任意层滑体对应的张裂隙分段内静水压计算式如下

$$T_i = \frac{1}{2} \gamma_w \left(\sum_{j=i}^n h_j + \sum_{j=i-1}^n h_j \right) h_i \quad i=1,2,3,\dots,n-1 \quad (6)$$

式中: T_i 为第 i 层滑体的张裂隙静水压; γ_w 为地下水重度; h_j 为第 j 层滑体范围内的张裂隙段充水高度; h_i 为第 i 层滑体范围内的张裂隙充水高度。

各层潜滑面扬压力同样呈三角形分布(图 2),上端水压值等于该点处的张裂隙水压值,坡脚处水压值为 0。扬压力方向垂直层面上,与滑体应变速度方向夹角小于 90° ,同样作为正外力功形式存

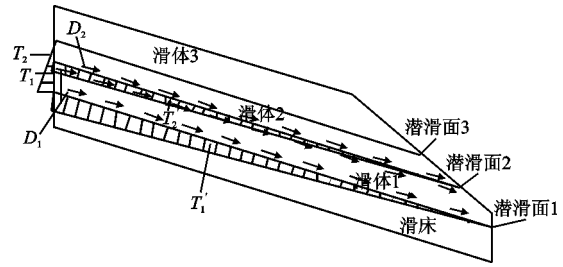


图 2 极限分析上限法计算模型水压分布场

Fig. 2 Hydraulic Pressure Distribution Field for Computational Model Based on Upper Bound Method of Limit Analysis

在能量平衡方程。各滑层面扬压力计算式如下

$$T'_i = \frac{1}{2} \gamma_w l_i \sum_{j=i}^n h_j \quad i=1,2,3,\dots,n-1 \quad (7)$$

式中: T'_i 为第 i 层滑体的潜滑面扬压力; l_i 为第 i 层潜滑面长度。

针对边坡内动水压力作用的研究,无论岩层面内是否有物质充填,当地下水在其内部渗透流动时,均会与周围骨架产生相互作用力,并最终转化为作用于上下滑体的拖曳力。本文参考胡其志等^[13]研究成果中得出的渗流对上下滑体动水压力的假设,认为上下层岩体物理力学性质相似,上下层滑体受到的动水压力值近似相等。因此层面上滑体与层间下滑体动水压力取值均为相应岩层面总动水压力的 $1/2$ 。对于本文中考虑层间错动的顺层滑移破坏模型,各岩层面几乎平行,因此滑体 i 上层滑面的动水压力方向可认为与下层滑面动水压力方向一致。而当滑体 $i < n-1$ 时,受上、下 2 层滑面动水压力影响,具体表达形式如下

$$D_i = \frac{1}{2} \gamma_w l_i b_i I_i + \frac{1}{2} \gamma_w l_{i+1} b_{i+1} I_{i+1} = \frac{1}{2} \gamma_w b_i \sum_{j=i}^n h_j + \frac{1}{2} \gamma_w b_{i+1} \sum_{j=i+1}^n h_j \quad i=1,2,3,\dots,n-2 \quad (8)$$

据分析可知,滑体 $n-1$ 仅受下层滑面动水压力影响,计算式如下

$$D_{n-1} = \frac{1}{2} \gamma_w l_{n-1} b_{n-1} I_{n-1} = \frac{1}{2} \gamma_w b_{n-1} (h_{n-1} + h_n) \quad (9)$$

式中: D_{n-1} 为第 $n-1$ 层滑体所受动水压力; b_{n-1} 为第 $n-1$ 层潜滑面开度; I_{n-1} 为第 $n-1$ 层潜滑面上下端水力梯度。

1.3 外力功率与内能耗散

当滑坡沿着任意潜滑面发生时,假设该潜滑面为第 o 层潜滑面,则该模型中与第 o 层潜滑面对应的第 o 个滑体及其以上滑体均参与功率交换,进行稳定性分析时均应考虑在内。作用于滑体 $o, o+1, \dots, n$

上的重力、张裂隙静水压、潜滑面扬压力、及潜滑面动水压在相应的塑性应变速度场 V_o, V_{o+1}, \dots, V_n 上所做的功率分别为 W_o^e, W_{o+1}^e, W_n^e 。针对边坡裂隙水压力做功,采取与 Michalowski^[10] 相同的处理方式,当作外力功率带入在虚功率平衡方程中。因此滑坡沿着第 o 个滑面发生时,系统外力功率可以表示为

$$W_o = \sum_{i=o}^n W_i^e = \sum_{i=o}^n (W_i^g + W_i^z + W_i^y + W_i^d), \quad o=1, 2, 3, \dots, n \quad (10)$$

$$W_i^g = G_i V_i \sin(\alpha_i - \varphi_i) \quad (11)$$

$$W_i^z = T_i V_i \cos(\alpha_i - \varphi_i) \quad (12)$$

$$W_i^y = T_i' V_i \sin(\varphi_i) \quad (13)$$

$$W_i^d = D_i V_i \cos(\varphi_i) \quad (14)$$

式中: α_i 为边坡第 i 层潜滑面的倾角; W_o 为边坡沿第 o 滑面滑移时系统所受外力功率; W_i^e 为第 i 滑体所受全部外力在塑性应变速度场 V_i 中的外力功率; W_i^g 为第 i 层滑体重力在塑性应变速度场 V_i 中的外力功率; W_i^z 为第 i 滑体张裂隙静水压在塑性应变速度场 V_i 中的外力功率; W_i^y 为第 i 滑体所受潜滑面扬压力在塑性应变速度场 V_i 中的外力功率; W_i^d 为第 i 滑体所受动水压力在塑性应变速度场 V_i 中的外力功率。

对于层状岩体而言,极限分析法将分析对象视为刚塑性体,不考虑各层滑体内部的应力应变,因此内部不存在能量耗散。内能耗散只针对各岩层面之间的相互错动产生的剪切力,仅由岩层面黏聚力引起^[9]。假设边坡沿第 o 潜滑面滑动,内能耗散存在于第 $o, o+1, \dots, n$ 个潜滑面,计算公式为

$$E_i = \sum_{i=o}^n c_i l_i \Delta V_i \quad (15)$$

式中: E_i 为边坡沿第 i 潜滑面滑移时,内部耗散功率; c_i 为第 i 个滑面的黏聚力; l_i 为第 i 个滑面的长度; ΔV_i 为第 i 个滑面两侧滑体的切向应变速率差值。

1.4 稳定性系数计算

显然,张裂隙水位是一个关键因素,其与滑坡内水力作用显现强度呈正相关,水位越高,边坡失稳倾向愈严重。为了方便研究边坡滑移面位置,在此考虑张裂隙充满水这种极端情况,每个潜滑面作为软弱面都存在滑移失稳的可能性。由于边坡沿不同潜滑面破坏时,系统内参与交换的内外功率差别很大,因此需要分别计算每个潜滑面的稳定性系数。

按照极限分析理论构建虚功率方程,系统需要

满足极限状态,为满足这一条件通常采用强度折减法、加载法等。因作用于本文模型的外力包括岩体自重与裂隙水压作用,加载法明显不利于计算。为便于分析,本文选用应用广泛的强度折减法进行计算,为使系统进入临界极限状态,同时对边坡各个潜滑面的强度参数值 c_i, φ_i 除以相同折减系数 K ,折减后的强度参数值可表示为^[14-15]

$$c'_i = c_i / K \quad (16)$$

$$\tan(\varphi'_i) = \tan(\varphi_i) / K \quad (17)$$

将式(16)、(17)代入虚功率方程($E_i = W_i$)中,由于每个岩层滑体速度 V_i 均可由第 1 滑体速度 V_1 表示,因此虚功率方程可转化为各潜滑面稳定性系数的隐式表达式。

当边坡沿着第 o 个潜滑面滑移时,该面稳定性系数可表示为

$$K_o = \frac{E_o}{W_o} = \frac{E_o}{\sum_{i=o}^n (W_i^g + W_i^z + W_i^y + W_i^d)} \quad (18)$$

式中: K_o 为第 o 潜滑面稳定性系数。

式(18)为含稳定系数 K_o 的隐式表达式,需要通过迭代法进行求解,在此选用牛顿迭代法,计算精度设为 10^{-6} 。

当边坡沿着不同潜滑面滑移破坏时,通过计算可得出各岩层面稳定性系数值系列(K_1, K_2, \dots, K_n),在此将缓倾顺层复合介质边坡的整体稳定系数定义为上述系列值的最小值,即 $K = \min\{K_1, K_2, \dots, K_n\}$,而最小值所处的潜滑面即为边坡发生失稳时的真实滑移面。

2 水力作用边坡滑移失稳判据

在本文的计算模型中,边坡后缘张裂隙与各潜滑面相互贯通,形成一个完整的渗流体系。降雨将导致后缘张裂隙地表出口处周围径流向张裂隙内汇流,进而在与其贯通的各潜滑面中形成承压水流,这种承压水对相邻岩体产生的水力作用可以增加边坡的下滑力,降低边坡自稳性能。分析可以看出,边坡后缘张裂隙水位越高,张裂隙水压对边坡的破坏作用越明显,而边坡后缘水位主要受降雨强度的控制,因此降雨强度存在一个临界值。综上所述,有必要研究张裂隙充水高度、降雨强度与边坡失稳破坏之间的关系。

不同于只针对单一滑面、单一介质边坡滑移失稳的模型,考虑层间相互错动的缓倾顺层复合介质边坡滑移失稳机制更为复杂,主要体现在张裂隙蓄

水过程中真实滑移面的确定。降雨发生初始,张裂隙内充水高度较小,边坡很难失稳破坏,随着张裂隙水位升高,边坡稳定性持续下降,最终沿某潜滑面发生滑移失稳。

2.1 后缘张裂隙临界充水高度范围确定

第 1 节分析基于边坡后缘张裂隙充满水这一假设条件,然而通常情况下张裂隙内雨水积蓄并不充分,因此确定张裂隙内临界充水高度很有必要。

水力作用下缓倾顺层复合介质边坡有沿每个潜滑面滑动的趋势,而后缘张裂隙总充水高度为 h ,各潜滑面稳定性系数可表示为: $K_1(h), K_2(h), \dots, K_n(h)$ 视为由 h 表示的各潜滑面稳定性函数系列。在此基础上,建立了 h 表示的边坡整体稳定性函数 $K(h) = \min\{K_1(h), K_2(h), \dots, K_n(h)\}$, 作为水力作用下复合介质边坡整体稳定性的判据,并规定:当 $K(h) < 1$ 时,边坡进入失稳状态。

当张裂隙内水位稳定于不同岩层滑体分段范围内时,同一潜滑面的稳定性系数表达式并不一致。因此,按照各层滑体厚度 d_i 将张裂隙高度分为 n 段,即 (d_1, d_2, \dots, d_n) , 并设定 n 个固定的界限值分别为 $a_1 = d_1, a_2 = d_1 + d_2, \dots, a_n = d_1 + d_2, \dots, + d_n$ 。首先,计算充水高度等于 a_1 时,边坡整体稳定系数 $K(a_1) = \min\{K_1(a_1), K_2(a_1), \dots, K_n(a_1)\}$, 停止迭代循环条件为 $K(a_1) < 1$ 。将 n 个界限值依次代入计算,假设 $h = a_m$ 时,首次出现 $K(h) < 1$, 说明此时临界充水高度取值范围为: $a_{m-1} < h_{cr} < a_m$, 即裂隙临界充水高度位于第 m 层滑体范围内。为便于下文分析,假设稳定性系数小于 1 的潜滑面为第 o 层, h_{cr} 计算流程通过 MATLAB 编程实现。

2.2 后缘张裂隙临界充水高度确定

假设后缘张裂隙临界充水高度位于第 m 层滑体分段内,边坡将沿第 o 层潜滑面滑移失稳,则边坡整体稳定性系数可以表示为 K_o^m , 具体表达式为

$$K_o^m = \frac{E_o}{W_o^m} = \frac{E_o}{\sum_{i=0}^n W_i^g + \sum_{i=0}^m (W_i^z + W_i^y + W_i^d)} \quad (19)$$

式中: K_o^m 为张裂隙高度位于 m 层滑体分段时,第 o 层滑面的稳定性系数; W_o^m 为充水高度位于 m 层滑体分段时,边坡沿第 o 层滑移面滑移的外力功。

式(19)将张裂隙临界充水高度 h_{cr} 分为 m 段,即 $h_{cr} = \sum_{i=1}^m h_i$ 。其中 h_i 为第 i 层滑体范围内的张裂隙充水高度。显然可见,当 $i < m$ 时, $h_i = d_i$, 只有 h_m 为未知数。另上文已确定临界充水高度位置(位于

第 m 层滑体分段)以及滑移面所处的位置(o 层潜滑面),令式(19)中 $K_o^m = 1$, 且令 $h_m = h_{cr} - \sum_{i=1}^{m-1} d_i$, 则式(19)变为含有 h_{cr} 的隐式公式,通过迭代法可以求解,迭代方法及精度与上文相同。

2.3 临界降雨强度确定

根据岩体水力学相关理论,复合介质边坡后缘张裂隙汇流量与各潜滑面渗流量之和相等。地下水在单一潜滑面内渗透流动时的流量可表示为

$$Q = bkI = bkh/l \quad (20)$$

式中: Q 为边坡渗流量; b 为潜滑面张开度; k 为潜滑面充填物渗透系数; I 为潜滑面水力坡度; h 为张裂隙充水高度; l 为潜滑面长度。

顺层缓倾复合介质边坡被多层潜滑面切割,显然总渗流量应为各潜滑面渗流量之和

$$Q = \sum_{i=1}^m b_i k_i \frac{h - d_{i-1}}{l_i} \quad (21)$$

式中: k_i 为第 i 层滑面的渗透系数。

当边坡张裂隙内充水高度达到临界值 h_{cr} 时,边坡渗流量也将达到临界值 Q_{cr} , 假设此时临界充水高度位于第 m 层滑体分段范围内,则

$$Q_{cr} = \sum_{i=1}^m b_i k_i \frac{h_{cr} - d_{i-1}}{l_i} \quad (22)$$

当后缘张裂隙内的雨水补充量(张裂隙汇流量)大于边坡各潜滑面临界渗流量总和时,意味着张裂隙内的水位高度大于临界值,在水力作用下边坡将发生滑移失稳。而边坡的后缘张裂隙与张裂隙水位面以下的各岩层分界面形成一个完整的截排水系统,按规范中有关水文计算的规定,张裂隙汇流量可按式(23)进行计算

$$Q_0 = 16.67 \Psi q' S \quad (23)$$

式中: Ψ 为径流系数; q' 为降雨强度; S 为汇水面积。

令

$$Q_0 = Q_{cr} \quad (24)$$

将式(22)、(23)代入式(24),经计算求得边坡临界降雨强度值为

$$q'_{cr} = Q_{cr} / (16.67 \Psi S) \quad (25)$$

因此,顺层缓倾复合介质边坡失稳破坏判据可基于后缘张裂隙内的临界充水高度或者边坡临界降雨强度分别建立:当张裂隙内的充水高度 $h > h_{cr}$ 时,边坡失稳;当 $h = h_{cr}$ 时,边坡处于极限平衡状态。当边坡降雨强度 $q' > q'_{cr}$ 时,边坡发生滑移破坏;当 $q' = q'_{cr}$ 时,边坡处于极限平衡。

3 案例计算分析

计算参数如下^[16]:上层滑体的天然重度为 $20.1 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$, 饱和重度为 $20.3 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$; 中层滑体天然重度为 $26.26 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$, 饱和重度为 $26.46 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$; 下层滑体天然重度为 $26.46 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$, 饱和重度取 $26.66 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$ 。根据室内模型试验结果^[17]反分析所得岩体抗剪强度参数为: 中层潜滑面天然黏聚力 $c_2 = 62.03 \text{ kPa}$, 天然内摩擦角 $\varphi_2 = 20.99^\circ$; 饱和黏聚力 $c'_2 = 47.26 \text{ kPa}$, 饱和内摩擦角 $\varphi'_2 = 16.16^\circ$; 下层潜滑面天然黏聚力 $c_1 = 75.01 \text{ kPa}$, 天然内摩擦角 $\varphi_1 = 21.75^\circ$; 饱和黏聚力 $c'_3 = 57.76 \text{ kPa}$, 饱和内摩擦角 $\varphi'_3 = 16.75^\circ$ 。上层潜滑面长度 $l_3 = 408.97 \text{ m}$, 中层潜滑面长度 $l_2 = 456.16 \text{ m}$, 下层潜滑面长度 $l_1 = 487.33 \text{ m}$ 。中层渗透系数为 $0.26 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$, 下层渗透系数为 $0.20 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ 。中层面开度为 0.6 cm , 下层面开度为 1.3 cm 。张裂隙横向汇流宽度 18 m , 径流系数 $\Psi = 0.40$, 滑坡发生时 10 min 降雨强度 $q' = 1.37 \text{ mm} \cdot \text{min}^{-1}$ 。

3.1 边坡滑移面位置确定及敏感性分析

假设后缘张裂隙内全部充水, 经计算可得各个潜滑面的稳定性系数分别为: $K_1 = 0.9578$, $K_2 = 0.9690$, $K_3 = 1.0105$ 。潜滑面稳定性从上往下依次降低, 且底面 2 层潜滑面稳定性系数均小于 1, 底层潜滑面稳定性系数最小, 达到 0.9578 , 边坡将沿该潜滑面向下滑移, 边坡整体稳定由底层潜滑面控制, 整体稳定性系数为 0.9578 。

根据上文分析得出底层潜滑面稳定性最差, 边坡将沿底滑面向下滑移。为分析边坡滑移面位置的影响因素, 分别选取底层滑体厚度与岩层倾角为对象进行研究。

岩层厚度是影响边坡稳定性的一个关键因素, 为使研究结果直观明了, 选取稳定性最差的底层滑体作为研究对象, 以张裂隙内充满水为基础研究状态, 分析底层岩体厚度变化对各潜滑面及边坡整体稳定性的影响。底层滑体的厚度作为变量, 用原始厚度乘以厚度系数表示, 如图 3 所示。从图 3 可以看到: 稳定系数同底层岩体厚度系数之间的关系。经分析得出 3 点结论: ①随着底层岩体厚度的增加, 底滑面的稳定性系数减小^[18-20], 厚度系数较小时, 稳定性系数下降速率较快, 随着厚度系数增大, 下降速率减缓; ②浅层滑面与中层滑面稳定性系数保持不变, 不随底层岩体厚度变化而变化; ③图 3 中深层潜

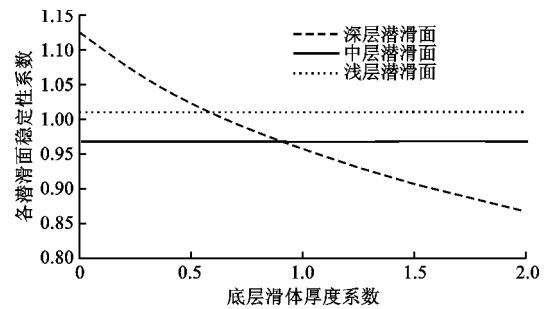


图 3 各潜滑面稳定性系数与底层滑体厚度的关系曲线
Fig. 3 Relation Curves of Safety Factor of Every Potential Sliding Surface and Thickness of Underlying Layer

滑面与中层潜滑面稳定性曲线有 1 个交点, 坐标为 $(0.9024, 0.9690)$, 表明随着深层滑体厚度减小, 当厚度系数小于 0.9024 时, 即底层岩体厚度小于 30.69 m 时, 中层潜滑面稳定性系数将小于底层滑面, 转化为边坡滑移破坏面; 而当底层岩体厚度小于 19.94 m 时, 深层潜滑面稳定性系数变为最小。

岩层倾角是分析复合介质边坡稳定性敏感度的重要一环。如图 4 所示, 经分析可得出当潜滑面黏聚力、内摩擦角、层厚等参数保持不变, 岩层倾角在 $5^\circ \sim 45^\circ$ 变化时, 3 个潜滑面稳定性随岩层倾角的演化规律。具体体现为: ① 3 个潜滑面稳定性系数均随岩层倾角的增大非线性减小, 当倾角小于 15° 时, 曲线斜率较大; 而当倾角大于 15° 时, 潜滑面稳定性系数随倾角增大缓慢减小; ② 倾角小于 15° 时, 从曲线可以看出 3 个潜滑面稳定性由大到小排序为浅层、中层、深层; 当倾角大于 15° 后, 3 条曲线基本重合, 说明 3 层潜滑面稳定性发展趋势基本一致, 边坡存在沿任何一个潜滑面滑移失稳的可能性。

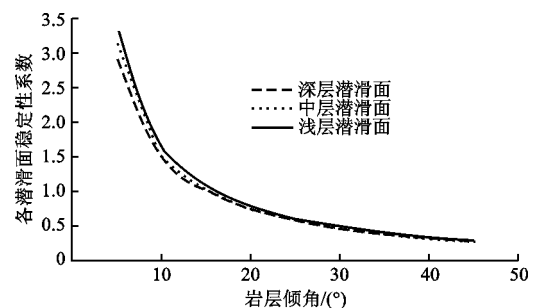


图 4 各潜滑面稳定性系数与岩层倾角的关系曲线
Fig. 4 Relation Curves of Safety Factor of Every Potential Sliding Surface and Angle of Rock Mass

3.2 水力作用分析

本文第 3.1 节分析得出后缘张裂隙充满水时, 边坡滑面位置为底层潜滑面。本节根据水力作用对边坡稳定性的影响, 初步分析边坡失稳破坏的机制。

据上文分析, 依托工程中边坡稳定性系数等同

于底层潜滑面稳定性系数,因此利用式(18)可计算出边坡在各种工况下的整体稳定性系数。天然状态指边坡仅受重力作用;饱和状态指岩体力学参数取饱和值且仅受重力作用;饱和水压状态指岩体力学参数取饱和值且受重力和水力双重作用,其中水力作用包括潜滑面动水压、潜滑面扬压力及后缘张裂隙静水压。

表 1 为各种状态下边坡稳定系数值。由表 1 可知:天然状态下边坡稳定系数为 1.508 5;仅考虑饱水状态,岩体力学参数取饱和值时的边坡稳定系数为 1.139 8,潜滑面力学性能下降导致稳定系数减小 24.44%;进一步考虑水力驱动作用,边坡稳定系数继续下降为 0.957 8,与饱水状态相比下降幅度达到 0.182。刘才华等^[1,13]研究得出水力作用下边坡稳定系数下降幅度为 0.20,夏开宗等^[2]认为水力作用使边坡稳定系数下降 0.19,经比较分析,本文研究成果相对可靠。

表 1 各种状态下边坡稳定系数值

Table 1 Slope Safety Factors Under Different Conditions

状态	天然状态	饱水状态	饱和水压状态
边坡稳定系数	1.508 5	1.139 8	0.957 8

3.3 水力作用敏感度分析

根据式(19)计算得出:滑坡发生时张裂隙临界充水高度为 36.70 m,位于中层滑体分段范围。由式(25)得出:边坡临界降雨强度为 $0.057 \text{ mm} \cdot \text{min}^{-1}$,而滑坡发生时 10 min 降雨强度为 $1.37 \text{ mm} \cdot \text{min}^{-1}$,水力作用下边坡将沿深层潜滑面向下滑动。

由上文可知,在水力作用复合介质边坡内,张裂隙充水高度至关重要,决定着张裂隙静水压、潜滑面动水压与潜滑面扬压力。在上述分析中都是基于张裂隙内充满水的前提,实际上大多数情况下,裂隙内并未充满水。因此,有必要分别针对潜滑面动水压、潜滑面扬压力、张裂隙静水压,研究边坡稳定性随张裂隙充水高度的演变趋势。在此设定 4 个计算工况:①只考虑潜滑面动水压(工况 1);②只考虑张裂隙静水压(工况 2);③只考虑潜滑面扬压力(工况 3);④同时考虑张裂隙静水压、潜滑面扬压力、潜滑面动水压(工况 4),计算结果如图 5 所示。仅考虑潜滑面动水压影响条件下,随着张裂隙充水高度增加,边坡稳定性系数始终保持在 1.139 8,该值与不考虑水力作用时边坡稳定性系数相等,因此动水压对边坡稳定性没有影响,主要是因为潜滑面张开度太小,动水压几乎可以忽略不计。

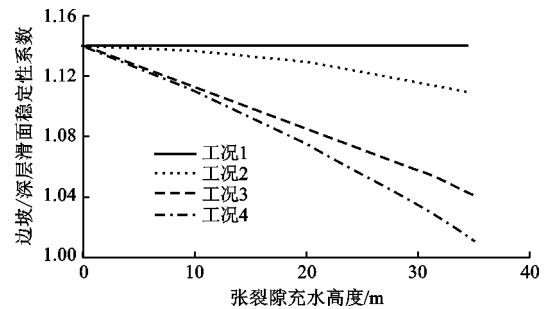


图 5 不同工况下边坡稳定性系数与张裂隙充水高度的关系曲线

Fig. 5 Relation Curves of Slope Safety Factors and Water Depth in Tension Crack Under Different Conditions

此外,由图 5 还可以得出:在张裂隙静水压作用下,随着充水高度增加,边坡稳定性非线性缓慢减小,主要是由于张裂隙静水压是后缘张裂隙充水高度的二次函数;而在潜滑面扬压力作用下随着充水高度增加边坡稳定性系数急剧下降,且呈现明显线性。当后缘张裂隙水位为 10 m 时,张裂隙静水压导致边坡稳定性系数减小 0.228%,潜滑面扬压力使边坡稳定性系数减小 2.41%;当后缘张裂隙水位为 20 m 时,张裂隙静水压使边坡稳定性系数减小 0.912%,潜滑面扬压力使边坡稳定性系数减小 4.83%;当后缘张裂隙水位为 30 m 时,张裂隙静水压使边坡稳定性系数减小 2.04%,潜滑面扬压力使边坡稳定性系数减小 7.24%;当后缘张裂隙水位为 35 m 时,张裂隙静水压使边坡稳定性系数减小 2.75%,潜滑面扬压力使边坡稳定性系数减小 8.68%。分析以上数据可以得出,潜滑面扬压力是诱发边坡滑移失稳的主要因素,其贡献度约为张裂隙静水压的 3.15~10.58 倍,而潜滑面动水压对边坡稳定性几乎没有影响。

4 结 语

(1)地下水在具有后缘张裂隙的复合介质边坡内流动时,作用于边坡岩体的主要驱动力包括:后缘张裂隙静水压、各层潜滑面扬压力与动水压力,且其大小均由后缘张裂隙充水高度直接决定。其中张裂隙静水压是后缘张裂隙充水高度的二次函数,而各层潜滑面扬压力与动水压力是充水高度一次函数。

(2)缓倾顺层复合介质边坡中天然岩层分界面作为软弱面,往往构成边坡岩体滑移失稳的潜滑面,而水力作用是此类边坡滑移失稳的主要诱因。经计算分析,当后缘张裂隙充水高度超过临界值时,深层潜滑面稳定性系数小于 1,边坡进入失稳状态,将沿

着深层潜滑面发生滑动破坏。

(3)本文重点分析了底层滑体厚度与岩层倾角2个因素对边坡破坏模式及稳定性的影响,底层滑体厚度对边坡破坏模式影响较大,随着底层厚度减小,底层潜滑面稳定性系数非线性增大,当底层厚度系数小于0.9024时,中层潜滑面稳定性系数变为最小,取代深层潜滑面成为边坡真实滑动面;岩层倾角对边坡整体稳定性影响显著,随着倾角增大边坡稳定性迅速下降。

(4)在水力作用的3个分量中,边坡滑动失稳对潜滑面扬压力敏感度最高,其次是张裂隙静水压,潜滑面动水压对边坡稳定性几乎没有影响。当张裂隙充水高度达到35m时,潜滑面扬压力导致边坡稳定性系数下降8.68%,张裂隙静水压使得边坡稳定性下降2.75%。

(5)本文基于极限分析上限法初步探讨了水力作用下缓倾顺层复合介质边坡滑动破坏形式及机理,并通过工程案例进行了验证,为同类边坡水力驱动作用下的破坏模式分析及稳定性计算提供了一种可靠的方法。同时,本文在进行稳定性计算时,对边坡上覆堆积层水力作用进行了一定程度简化,未详细考虑其对边坡整体稳定性所造成的影响,为进一步完善文中的水力作用模型,还需重点研究降雨入渗时堆积层内水位线的动态变化及其造成的边坡稳定性影响。

参考文献:

References:

- [1] 刘才华,徐健,曹传林,等.岩质边坡水力驱动型顺层滑动破坏机制分析[J].岩石力学与工程学报,2005,24(19):3529-3533.
LIU Cai-hua, XU Jian, CAO Chuan-lin, et al. Analysis of Bedding-slip Failure Mechanism of Rock Slope Due to Hydraulic Drive[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(19): 3529-3533.
- [2] 夏开宗,陈从新,刘秀敏,等.水力作用下缓倾顺层复合介质边坡滑动破坏机制分析[J].岩石力学与工程学报,2014,33(增2):3766-3775.
XIA Kai-zong, CHEN Cong-xin, LIU Xiu-min, et al. Analysis of Sliding Failure Mechanism of Gently Inclined Bedding Compound Rock Mass Slope Under Hydraulic Pressure[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, 33(S2): 3766-3775.
- [3] 夏开宗,刘秀敏,陈从新,等.考虑突变理论的顺层岩质边坡失稳研究[J].岩土力学,2015,36(2):477-

486.

XIA Kai-zong, LIU Xiu-min, CHEN Cong-xin, et al. Analysis of Mechanism of Bedding Rock Slope Instability with Catastrophe Theory[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, 36(2): 477-486.

- [4] 孙强,胡秀宏,王媛媛,等.两种应变软化介质组成的边坡失稳研究[J].岩土力学,2009,30(4):976-980.
SUN Qiang, HU Xiu-hong, WANG Yuan-yuan, et al. Research on Instability of Slope Composed of Two Strain-softening Media[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, 30(4): 976-980.
- [5] 龙建辉,赵邦强,李坤.顺层岩质边坡多级滑动模式及成因机理分析[J].中国矿业大学学报,2016,45(6):1156-1163,1171.
LONG Jian-hui, ZHAO Bang-qiang, LI Kun. Multi-stage Sliding Mode and Formation Mechanism of Bedding Rock Slope[J]. Journal of China University of Mining & Technology, 2016, 45(6): 1156-1163, 1171.
- [6] 王智德,夏元友,夏国邦,等.顺层岩质边坡稳定性极限分析上限法[J].岩土力学,2015,36(2):576-583.
WANG Zhi-de, XIA Yuan-you, XIA Guo-bang, et al. Upper Bound Limit Analysis Method for Stability Analysis of Bedding Rock Slopes[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, 36(2): 576-583.
- [7] 王根龙,伍法权,祁生文,等.加锚岩质边坡稳定性评价的极限分析上限解[J].岩石力学与工程学报,2007,26(12):2556-2563.
WANG Gen-long, WU Fa-quan, QI Sheng-wen, et al. Research on Limit Analysis Upper Bound Method for Stability Evaluation of Anchored Rock Slope[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(12): 2556-2563.
- [8] 陈静瑜,赵炼恒,李亮,等.折线型滑面边坡强度参数反演的极限分析上限法[J].中南大学学报:自然科学版,2015,46(2):638-644.
CHEN Jing-yu, ZHAO Lian-heng, LI Liang, et al. Back-analysis of Shear Strength Parameters for Slope with Broken Line Sliding Surface Based on Upper Bound Approach[J]. Journal of Central South University: Science and Technology, 2015, 46(2): 638-644.
- [9] HOEK E, BRAY J W. Rock Slope Engineering[M]. London: Institution of Mining and Metallurgy, 1977.
- [10] MICHALOWSKI R L. Slope Stability Analysis: A Kinematical Approach[J]. Geotechnique, 1995, 45(2): 283-293.
- [11] 王根龙,伍法权,蔡晓光.考虑层间错动的顺层岩质边坡稳定性分析[J].水文地质工程地质,2010,37(2):

- 55-58.
- WANG Gen-long, WU Fa-quan, CAI Xiao-guang. Stability Analysis of Consequent Rock Slope Considering Slippage of Bedding Plane[J]. Hydrogeology & Engineering Geology, 2010, 37(2): 55-58.
- [12] 吴恒滨, 何泽平, 曹卫文. 基于不同水压分布的平面滑动边坡稳定性研究[J]. 岩土力学, 2011, 32(8): 2493-2499.
- WU Heng-bin, HE Ze-ping, CAO Wei-wen. Stability Study of Slope with Planar Failure Based on Different Water Pressure Distributions[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(8): 2493-2499.
- [13] 胡其志, 周辉, 肖本林, 等. 水力作用下顺层岩质边坡稳定性分析[J]. 岩土力学, 2010, 31(11): 3594-3598.
- HU Qi-zhi, ZHOU Hui, XIAO Ben-lin, et al. Analysis of Stability Rock Bedded Slope Under Hydraulic Pressure[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(11): 3594-3598.
- [14] 邹广电, 蒋婉莹. 边坡稳定性分析的一个改建条分法[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(12): 1593-1595.
- ZOU Guang-dian, JIANG Wan-ying. Rebuilt Slice Method for Slope Stability Analysis[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2003, 22(12): 1593-1595.
- [15] 殷建华, 陈健, 李焯芬. 岩土边坡稳定性的刚体有限元上限分析法[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(6): 898-905.
- YIN Jian-hua, CHEN Jian, LI Chao-fen. Upper Limit Analysis of Stability of Rock and Soil Slopes Using Rigid Finite Elements [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(6): 898-905.
- [16] 中国科学院武汉岩土力学研究所. 宜巴高速公路软硬岩互层型滑坡(边坡)失稳机理与处治技术研究——岩土体物理力学参数研究报告[R]. 武汉: 中国科学院武汉岩土力学研究所, 2013.
- Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences. Study on the Instability Mechanism and Treatment Measures of Yiba Highway Slope (Landslide) with Inter-beddings of Soft and Hard Rock—Physical and Mechanical Parameters of Soil-rock Mass[R]. Wuhan: Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, 2013.
- [17] 中国科学院武汉岩土力学研究所. 宜巴高速公路软硬岩互层型滑坡(边坡)失稳机理与处治技术研究——物理模型试验[R]. 武汉: 中国科学院武汉岩土力学研究所, 2013.
- Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences. Study on the Instability Mechanism and Treatment Measures of Yiba Highway Slope (Landslide) with Inter-beddings of Soft and Hard Rock—Physical Model Test[R]. Wuhan: Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, 2013.
- [18] 刘才华. 岩质顺层边坡水力特性及双场耦合研究[D]. 武汉: 中国科学院武汉岩土力学研究所, 2006.
- LIU Cai-hua. Research on Hydraulic and Sires-seepage Coupling Properties of Rock Bedding Slopes[D]. Wuhan: Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, 2006.
- [19] 刘才华, 陈从新. 层状岩质边坡稳定性[R]. 武汉: 中国科学院武汉岩土力学研究所, 2012.
- LIU Cai-hua, CHEN Cong-xin. Stratified Rock Slope Stability[R]. Wuhan: Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, 2012.
- [20] 夏开宗, 陈从新, 鲁祖德, 等. 软硬岩互层边坡稳定性的敏感性因素分析[J]. 武汉理工大学学报: 交通科学与工程版, 2013, 37(4): 729-732.
- XIA Kai-zong, CHEN Cong-xin, LU Zu-de, et al. Analysis of Sensitivity Factors to Stability of Inter-beddings of Soft and Hard Rock Slope[J]. Journal of Wuhan University of Technology: Transportation Science and Engineering, 2013, 37(4): 729-732.