引用格式 张雪丽，杨长虹，李登峰，等. 层状岩质边坡变形破坏及其支护设计的颗粒流数值模拟[J]. 工业建筑，2024，54(4)：173-179.
ZHANG X L, YANG C H, LI D F, et al. Numerical Simulations for Deformation and Failure of Layered Rock Slopes and Their Support Design by Particle Flow Code[J]. Industrial Construction, 2024, 54(4): 173-179 (in Chinese). DOI: 10.3724/j.gyjzG23081502

层状岩质边坡变形破坏及其支护设计的颗粒流数值模拟

张雪丽[1] 杨长虹[2] 李登峰[3] 闫鑫雨[4]

(1. 杭州科技职业技术学院 杭州 311402；2. 中交(广州)建设有限公司 广州 511466；3. 中国五冶集团有限公司 成都 610063；
4. 中交第二航务工程局有限公司 武汉 430040)

摘 要 在工程建设中，层状岩质边坡十分常见。该类边坡受其结构面的影响，失稳变形特征较为复杂，且由于边坡滑动面不明确，给工程支护设计带来一定的困难。为此，通过 PFC2D 软件，以高陡岩质顺层边坡为原型，建立含不同岩层倾角的岩质边坡数值模型，提出了一种通过临界荷载反演搜索边坡潜在滑动面的方法，对层状岩质边坡变形、失稳和破坏过程进行细观分析。通过对比临界荷载系数，得出了不同岩层倾角边坡的相对稳定性；不同岩层倾角的墙锚支护效果差异明显，水平岩层边坡和高倾角切层边坡支护效果较好，而反倾边坡支护的效果欠佳；在边坡支护设计优化上，发现在一定范围内增大嵌入比和嵌入角度均能提高支护效果。从施工和经济的角度，建议采取嵌入比为 0.33，嵌入角度 90°的支护设计方案。

关键词 临界载荷法；层状岩质边坡；支护设计；颗粒流

Numerical Simulations for Deformation and Failure of Layered Rock Slopes and Their Support Design by Particle Flow Code

ZHANG Xueli[1] YANG Changhong[2] LI Dengfeng[3] YAN Xinyu[4]

(1. Hangzhou Polytechnic, Hangzhou 311402, China; 2. Communications (Guangzhou) Construction Co., Ltd., Guangzhou 511466, China; 3. China MCC5 Group Corp. Ltd., Chengdu 610063, China; 4. CCCC Second Harbor Engineering Co., Ltd., Wuhan 430040, China)

Abstract: In engineering construction, layered rock slopes are very common. Affected by their structural planes, the instability and deformation characteristics of those slopes are more complicated, therefore, it has caused certain difficulties in the design of support engineering. Thus, numerical models with different dip angles of strata were constructed based on a high and steep rock bedding slope as the prototype by the software PFC2D. A method of searching for potential sliding surfaces of slopes by the inversion method of critical loads was proposed and mesoscopic analysis on the process of deformation, instabibity and failure was performed. By comparing critical load coefficients, the relative stability of slopes with different dip angles of strata was obtained. The support effect of wall-anchor systems with different dip angles of strata was obviously different. The support effect of horizontal rock slopes and cut bedding slopes with large dig angles were better, while the supporting effect of reverse slopes were worse. In the optimization of support design for slopes, to increase the embedment ratio and embement angle within a certain range could improve the support effect. From the perspective of construction and economy, the support design with an embedment ratio of 0.33 and an embedment angle of 90° was recommended.

Key words: critical load method; layered rock slope; support design; PFC

第一作者：张雪丽，硕士，副教授，主要从事市政工程、建筑材料等方面的研究工作，zhangxueli_2024@163.com。
通信作者：李登峰，博士，工程师，主要从事边坡支护及其防护方面的研究工作，dengf888@163.com。
收稿日期：2023-08-15

© 2024 工业建筑

层状岩质边坡在工程建设中较为常见。[1]在结构面的切割下，该类边坡容易在临空面处形成不稳定块体，在降雨、开挖堆载或人类活动等外界作用的影响下容易发生张拉破裂、剪切破裂、倾倒破坏等失稳变形，造成严重的地质灾害，对附近工业和民用建筑以及居民生命财产安全造成重大威胁。[2]为确保边坡地质安全，必须对层状岩质边坡的稳定性进行分析，以便及时进行加固处理，有效控制不稳定变形。由于层状岩质边坡在自然界中普遍发育，层状岩质边坡的稳定性问题，已成为我国西部山区大型水利水电工程、高速公路工程、矿山边坡工程建设中亟须解决的难点和热点问题。因此，开展层状岩质边坡变形破坏及其支护设计研究和破裂面特征分析，对该类边坡的稳定性评价、滑坡风险的预测和工程治理等方面，具有重要的理论指导意义和工程实用价值。

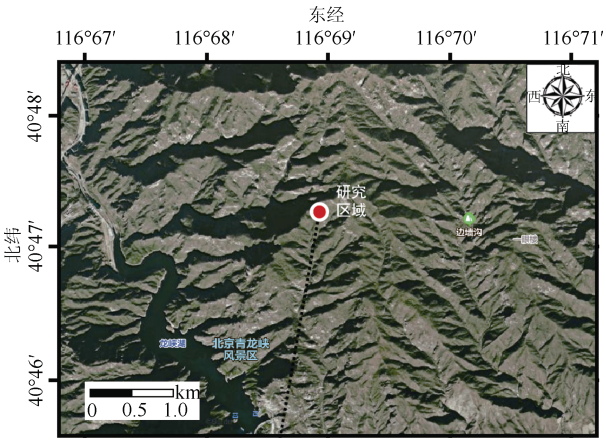
针对该类岩质边坡的特殊性，许多学者对层状岩质边坡的破坏失稳模式展开了深入的研究：林杭等结合有限元方法和强度折减法对层状岩质边坡的破坏模式开展了研究，分析结构面产状与边坡稳定性之间的关系。[3]李龙起等结合模型试验和离散元方法，对软硬互层岩质边坡的动力破坏模式和能量演化进行了深入探讨，发现其坡体内部裂隙发育主要受拉张作用影响，并提出了基于边际谱熵值变化界定坡体滑面深度的方法。[4-6]王林峰等基于材料力学理论和数值模拟方法，分析了复杂缓倾角岩体边坡的稳定性，并对该类边坡防治提供了理论依据。[7]朱泽奇等通过统计分析方法建立了 3 种公路边坡概化模型，确定了以深部位移曲线特征为判别边坡稳定性的方法。[8]石秋侠利用 UDEC 软件，分析了不同工况下砂泥页岩互层结构岩质边坡的稳定性，并对实际工程危岩体防护提出了治理措施。[9]文献[10]介绍了对地震作用下反倾边坡模型的图像测量和分析，发现此类边坡易产生双折线的破裂面，并提出了通过计算位移矢量方向，确定破裂面位置的方法。

上述研究为层状岩质边坡的失稳模式提供了有力的理论基础，但没有考虑边坡临界状态，以确定岩石边坡发生失稳时的临界滑动面；其次，仅针对小产状范围的层状边坡进行研究，缺乏广度；另外，大多是定性分析，缺乏对边坡失稳的半定量或定量化描述。同时，无法从细观机理上揭示含层理面岩质边坡的失稳破坏过程。

近年来，颗粒离散元法成为研究大位移和非线性岩土问题的有力工具。一方面，其基于牛顿第二定律和力–位移准则下的数值计算原理，离散元法能很好地表征坡体滑移的运动过程；另一方面，结合离散裂隙网络模块（DFN），又能体现了结构面对岩质边坡稳定性的控制作用；同时，颗粒流软件由于只须定义颗粒与颗粒之间的接触性质，不用定义岩石块体的本构模型关系，避免了岩体和层理结构面宏观本构关系的预先假设，在模拟岩石和层理面扩展，内部微裂纹扩展和边坡岩体大变形方面有巨大优势。目前，许多研究采用了有限元软件模拟岩质边坡的变形破坏，如文献[11]采用有限元强度折减法对露天矿边坡进行了分析。但基于有限元理论的数值模型无法有效地模拟边坡破坏大变形过程。为此，采用基于离散元原理的颗粒流（PFC）软件，建立水平层、切层、顺层及反倾向大产状范围的概化岩质边坡模型，基于临界荷载法确定边坡的稳定性，在此基础上提出支护设计优化方案，对层状边坡做出半定量化的评价。

1　工程地质背景

图 1 为研究区域遥感影像，研究区域的工程地质情况如下：地理和地貌上，地属燕山南部，地形起伏很大，具体地貌表现为西高东低。地质构造上，研究区域内未见大的断裂构造，结构面发育明显，同时方向也有很大差异，NW332°的节理面倾向大多为 SW，倾角 30°~58°；NE80°的节理面倾向大多为 NW，倾角 65°~83°。地层岩性上，研究区及附近出露的主要岩层为太古界四合堂群、白垩系云蒙山岩体以及第四系，研究对象主要为白垩系云蒙山大水峪（K1Yη）侵入型的花岗岩。



(a) 研究区域遥感影像

(b) 实际边坡岩体

图 1　研究区域遥感影像及实际边坡岩体

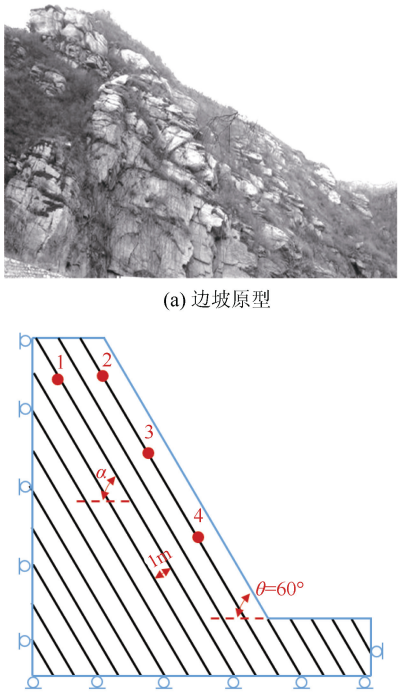
Fig.1　The remote sensing image and actual rock slope

2　数值模型构建

2.1　边坡地质模型

如图 2 所示，选取该区一典型边坡为数值模型的构建原型（图 2（a））。该边坡宽约为 60 m，高约为 40 m，边坡产状为 32°∠65°，边坡岩性主要为花岗岩，风化明显；坡内发育有一组层理，产状为 40°∠58°，间距为 0.5~2.2 m，基本符合顺（切）层边坡的特征。

按照该边坡的尺寸，建立了离散元数值模型（图 2（b）），为了使模型更具适用性，便于后续的研究，对原型进行合理的概化，对边坡倾角和岩层的间距分别设置为 60°和 1 m。构造上，建立了岩层倾角区间范围在 5°~135°内的 6 种边坡数值模型，探究水平边坡，顺层和反倾边坡的稳定性和支护设计效果。约束上，模型采用底部和两侧固定，坡顶与坡面临空的边界条件。最后，在边坡表层和坡顶设置 4 个测量点，以监测边坡失稳的位移变化情况。



(a) 边坡原型

(b) 数值模型

图 2　边坡地质模型

Fig.2　Geological models of slopes

2.2　模型细观参数

平行黏结模型具有抗拉伸、剪切和力矩效应及黏结破坏的特点，更适合于模拟岩石破裂过程，因此对于岩石介质，选用平行黏结模型进行模拟；而离散裂隙网络和光滑节理接触模型相组合的方式可以有效模拟结构面的界面效应，因而选用光滑节理接触模型表征岩层面。

在 PFC 中，颗粒的细观参数可以在软件中直接赋值，而颗粒集合体所呈现的宏观性质不易得到。采用“试错法”对模型的宏观性质进行标定，建立宏观力学试验模型，在模型中填充颗粒，然后不断调整细观参数，直至细观参数与模型宏观力学参数逼近为止。参考的宏观力学特性主要有岩石和层面的弹性模量、黏聚力和内摩擦角。细观参数赋值如表 1 所示。得到的数值模型宏观参数与边坡岩体物理力学参数对比如表 2 所示。可见：模拟值和实际值误差较小，误差最大值为层面的内摩擦角，误差为 5.26%，仍然在可接受范围之内。说明细观参数的选取符合实际，所建立数值模型可用于后续的研究。

表 1　模型细观参数

Table 1　Mesoscopic parameters of models

颗粒属性						平行黏结属性					
最小粒径/m	颗粒粒径比	颗粒密度/（kg·m^{-3}）	接触模量/GPa	法向、切向刚度比	颗粒间摩擦系数	半径乘子	平行黏结接触模量/GPa	法向、切向刚度比	黏结抗拉强度/MPa	黏聚力/MPa	摩擦系数
0.15	1.66	2 600	30.5	1.26	0.5	1.0	30.5	1.26	360.0	300.0	0.5

层理面属性					
平滑节理法向刚度/（GPa·m^{-1}）	平滑节理切向刚度/（GPa·m^{-1}）	平滑节理摩擦系数	平滑节理摩擦角/°	平滑节理抗拉强度/MPa	平滑节理黏聚力/MPa
60.24	32.52	1.2	45	0	2.0

表 2　数值模型宏观参数与边坡岩体物理力学参数对比

Table 2　Comparisons between macroscopic parameters of numerical models and physical and mechanical parameters of slopes

物理力学参数	弹性模量 E/GPa			黏聚力 c/MPa			内摩擦角 φ /(°)		
	实际	模拟	误差/%	实际	模拟	误差/%	实际	模拟	误差 /%
岩石	18.60	18.42	0.83	15.70	15.92	1.20	40.30	41.81	3.74
层面				0.02	0.02	0.00	30.00	31.58	5.26

3 确定模型临界滑动面

3.1 边坡滑动的临界载荷

模型建立好后，施加荷载至其完全发生破坏，获取载荷–位移全过程曲线。为模拟实际工程各种静载的作用过程，采用逐级增大荷载的方式进行加载，与离心机原理一致，具体形式为：首先，对模型施加重力加速度（1 g），计算至重力平衡；之后，间隔 2g 对边坡逐级增大重力荷载，直至滑坡完全破坏。在施加载荷的过程中，每一级加载都分配充足的时间步，以保证稳定的模型响应。

选取典型位移监测点 3 对边坡位移过程进行分析，图 3 给出了数值模型的荷载–位移变化曲线，在荷载的施加下，监测点的最终位移达到了 14.2~23.8 m。如图 3（a）所示，根据荷载–位移曲线，边坡模型失稳过程大致可分为 4 个阶段：1）初始阶段，随着重力的增大无明显位移；2）稳态变形阶段，随着重力的增大，边坡开始发生滑移，荷载–位移曲线斜率不断增大，滑移过程较为稳定；3）加速蠕变阶段，位移曲线出现拐点，此时位移随重力的增大而急剧增大，滑移速率近线性增大；4）稳定阶段，由于边坡已发生整体滑移破坏，位移曲线再次出现拐点，随后即使重力增大，边坡位移变化也并不明显，滑坡趋于稳定。

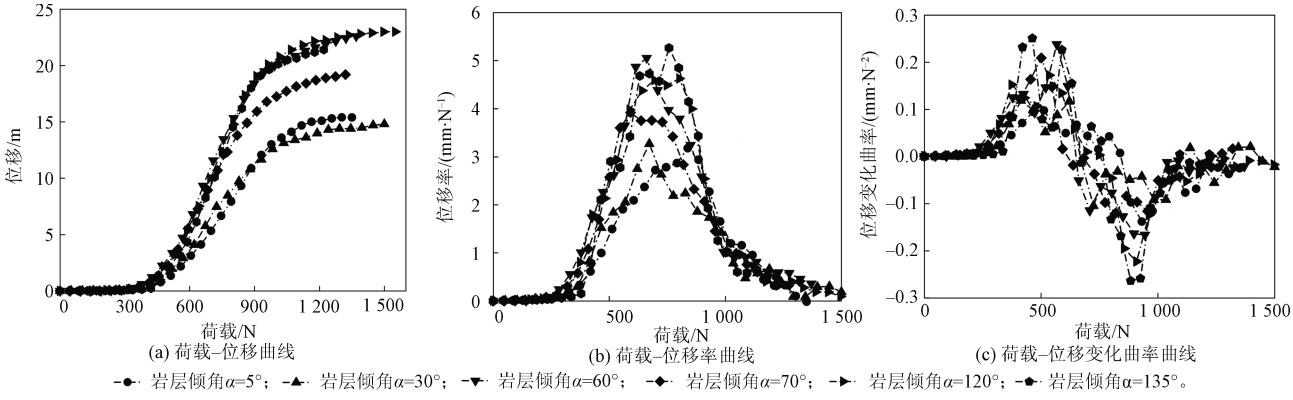


图 3 数值模型荷载–位移曲线

Fig.3 Loading-displacement curves simulated by numerical models

在实际工程中，边坡滑动较为关键的状态出现在初始阶段到加速蠕变阶段的极限平衡点，为对该临界状态进行精确的检索，采用微分的方法对数值模型的载荷–位移曲线进行处理。通过对荷载–位移曲线进行一阶微分，得到荷载–位移率曲线，如图 3（b）所示。可见：该曲线近似于正态分布型曲线，当 α=135°时，位移率峰值最大，为 523 mm·N^{-1}；当 α=5°时，荷载–位移率峰值最小，为 282 mm·N^{-1}。为提高分析精度，进一步对荷载–位移率曲线进行微分，得到了数值模型的荷载–位移变化曲率曲线，如图 3（c）所示，当 α=135°时，正荷载–位移变化曲率峰值最大，为 0.249 mm·N^{-2}；当 α=5°时，正荷载–位移变化曲率峰值最小，为 0.091 mm·N^{-2}，与荷载–位移率曲线规律一致，说明岩层倾角为 α=135°时，边坡失稳程度最剧烈，α=0°时，边坡失稳程度最弱。该曲线出现了明显“双峰”，两者相互背离，结合图 3（a）分析，“正峰”对应于稳态变形到加速蠕变的拐点，而“负峰”对应于加速蠕变到稳态变形的拐点。结合需要得到的极限平衡点，取图 3 曲线“正峰”对应的状态为极限平衡状态，而将该点所对应的荷载定义为边坡的临界荷载，如表 3 所示，当岩层倾角为 120°时，模型的临界荷载系数最小，为 374 N；当岩层倾角为 70°时，模型的临界荷载系数最大，为 501 N。

3.2 不同岩层倾角边坡模型的相对稳定性

表 3 给出了不同岩层倾角下数值模型的临界荷载。为使数据具有一般性，更便于横向对比分析，在不同岩层倾角下对其进行无量纲化处理，如式（1）所示，得到临界荷载因子，如表 3 所示。

$$\gamma = \frac{G_i}{n\sum G_i} \tag{1}$$

式中：γ 为临界荷载因子；G_i 为不同岩层倾角对应模型的临界荷载；i 为模型编号；n 为模型个数。

表 3 数值模型的临界荷载和临界荷载因子

Table 3 Critical loads and critical load coefficients

岩层倾角/（°）	临界荷载/N	临界荷载因子
5	500	1.12
30	413	0.93
60	425	0.95
70	510	1.12
120	374	0.84
135	463	1.04

对比各岩层倾角下的临界荷载系数，得到其边坡模型的相对稳定性，如表 4 所示：对于水平岩层边坡（α=5°）和顺层边坡（α=70°），其相对稳定性最好；其次是低倾角反倾边坡（α=135°），其相对稳定性较好，表现出不易倾倒的状态；而对于切层边坡（α=30°，60°），其相对稳定性较差，呈现出欠稳定的状态；对于高倾角反倾边坡（α=120°），其稳定性最差，表现出不稳定的状态。结合文献[2]分析的斜坡结构类型及其稳定性特征，文中计算结果与文献[2]总结的相对稳定性趋势基本一致，证实了 6 种模型的合理性。

3.3　根据临界荷载反演得出临界滑动面

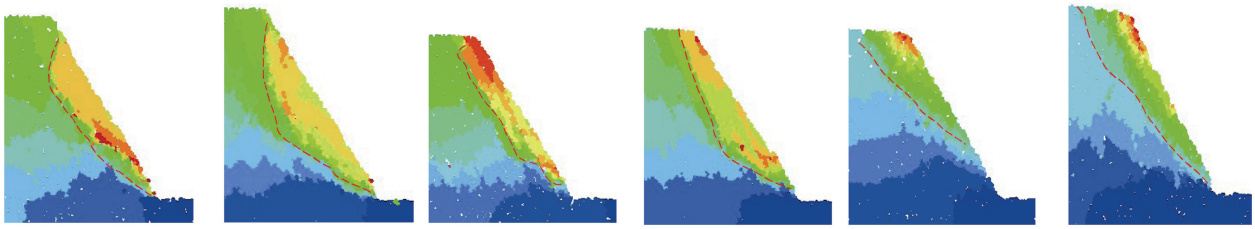
临界荷载对应的状态是变化最为剧烈的临界位移状态点，根据岩土工程边坡防治中局部稳定性的设计原则，滑动面上的滑动块体也是整个边坡中位移最为剧烈的部分。因此，可通过临界荷载反演，半定量化地检索出边坡模型的潜在滑动面，该过程可通过 FISH 语言编程实现。

图 4 给出了不同边坡的潜在滑动块体与潜在滑动面。可见：水平层边坡（α=5°），顺层边坡（α=70°）和切层边坡（30°，60°）的滑动面都位于边坡下部，延伸交于坡脚；而反倾边坡临界位移分界面位于滑坡上部，由顶部向下扩展，具体讨论如下：

表 4　边坡结构类型及其稳定性

Table 4　Structure types of slopes and their stability

边坡结构	岩层倾角/（°）	状况	稳定性
水平岩层边坡	5	不产生滑动	稳定
切层边坡	30	失稳概率增大	欠稳定
切层边坡	60	稳定性难以保证	不稳定
顺层边坡	70	不易滑动	稳定
反倾边坡	120	容易产生倾倒破坏	不稳定
反倾边坡	135	不易倾倒	稳定



(a) α=5°　(b) α=30°　(c) α=60°　(d) α=70°　(e) α=120°　(f) α=135°

图 4　不同边坡的潜在滑动面

Fig.4　Potential slip surfaces in different slopes

不同边坡的潜在滑动面形态有所差异：当 α=5°时，边坡基本呈现出单平面滑动的特征，滑动受结构面影响较小，倾向与边坡面基本一致；当 α=30°时，边坡呈现出双平面滑动的特征，下滑动面倾向与岩层倾角相同，上滑动面近似竖直切割边坡；当 α=60°时，边坡呈现出单平面滑动的趋势，由于其岩层与坡面产状一致，滑动面的倾向与坡面完全一致；当 α=70°时，边坡表现出双平面滑动的特征，下滑动面倾向与岩层倾角相同，上滑动面近似竖直于边坡，上滑动面长度比下滑动面大；当 α=120°时，其呈现出倾倒破坏的特征，边坡位移剧变区域由滑坡顶部向下延伸，临界位移分界面近似垂直于其岩层倾角；当 α=135°时，边坡失稳与 α=120°时基本一致，但其临界位移分界面延伸至坡脚。

4　边坡支护设计优化方案

4.1　数值模型边坡支护设置

结合 3.3 节临界荷载反演方法确定的潜在滑动面，对模型边坡支护进行设计。如图 5 所示：采用锚固的方式进行支护，在坡表一定范围内进行加固，同时穿过加固墙垂直于坡表施加两排锚杆。加固墙的长度为 10 m，宽度为 0.5 m。两排锚杆间隔为 4 m。由于不同边坡模型滑动面的位置不同，设置锚杆长度的标准为：锚杆嵌入段长度为锚杆总长度的 1/3，保证一致性。锚杆嵌入段为锚杆深入滑动面的距离。同时锚杆宽度为 0.5 m。

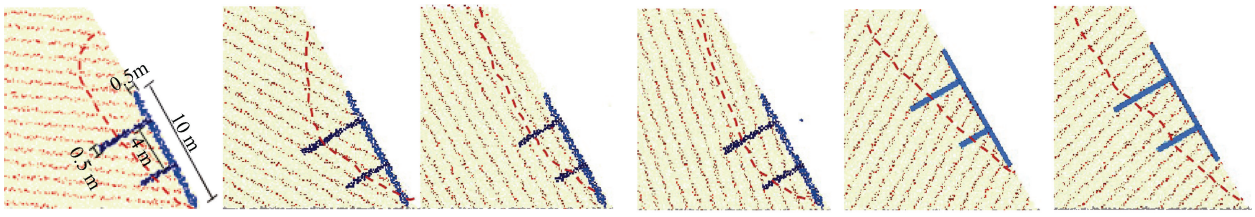
在 PFC 中，支护设置方式为：通过 Geometry 命令确定支护的形状和位置，然后通过 Group 命令对支护体分组，对该分组采用强化的黏结参数，其中，将加固墙强度设置为坡体强度的 5 倍，将锚杆强度设置坡体强度的 10 倍。然后，施加与未加护前同样的荷载条件，直至边坡发生破坏，根据支护后的荷载–位移变化规律曲线，得到边坡支护后的临界荷载。

4.2　不同模型锚固支护效果对比

边坡支护后的临界荷载如表 5 所示，为了得到模型的支护效果，定义临界荷载增量系数（简称“增量系数”），表征支护前后模型稳定性的增大，如式（2）所示：

$$K=\frac{G_{ie}-G_i}{G_i} \tag{2}$$

式中：K 为“增量系数”；G_i 为不同的岩层倾角对应模型的临界荷载；G_{ie} 为加固后对应模型的临界荷载。



(a) α=5°　(b) α=30°　(c) α=60°　(d) α=70°　(e) α=120°　(f) α=135°

图 5　不同边坡模型的支护方案

Fig.5　Supporting schemes of slopes with different dip angles of strata

由表 5 可见：不同岩层倾角模型的支护效果差异明显。对于低倾角切层边坡（α=30°），反倾边坡（α=120°，135°），墙锚支护的效果较差，说明该种支护方式不适用于该两种边坡模型；而对于高倾角顺层边坡（α=70°），支护效果中等，能一定程度上提高边坡的稳定性；对于水平岩层边坡和高倾角切层边坡（α=5°，60°），其支护效果较好，临界荷载能提升近 50%。该结论适用于所建立的层状岩质边坡数值模型。

表 5　支护后数值模型的临界荷载和增量系数

Table 5　Critical loads and critical load increment factors simulated by numerical models after being supported

岩层倾角 /（°）	临界荷载/N	增量系数
5	762	0.521
30	475	0.153
60	611	0.440
70	628	0.252
120	422	0.130
135	490	0.064

4.3　支护设计优化方案

如图 6 所示，为进一步对支护方案进行优化，取切层边坡（α=60°）为对象，研究不同嵌入深度和嵌入角度下层状边坡模型的相对稳定性。

4.3.1　嵌入深度

以支护嵌入滑动面长度比（嵌入长度占桩身总长比值，简称“嵌入比”）为变量，在保持嵌入角度不变的前提下（垂直于坡面），分别设置为 0.1，0.2，0.25，0.33，0.5，0.6，0.7，获取该工况下的临界载荷增量系数。如表 6，极限荷载增大幅度在 33.5%~45.5%，“增量系数”基本随着“嵌入比”的增大而增大，但有一定限度；在小“嵌入比”范围内（0.00~0.33），“增量系数”增大十分明显，随后，随着“嵌入比”的增大，其稳定性提高的幅度大幅降低。为节约成本，同时最大程度地发挥支护的作用，建议取小“嵌入比”范围内临界荷载增幅最高的“嵌入比”作为层状边坡支护的深度。

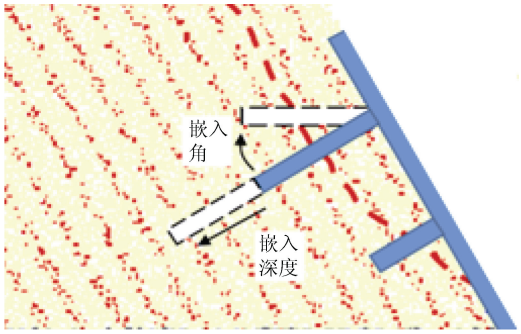


图 6　边坡支护优化方案

Fig.6　The optimized scheme of slope supporting

表 6　不同嵌入比下数值模型的增量系数

Table 6　Critical load increment factors in different ratios of embedment length to pile length simulated by numerical models

嵌入比	0.1	0.2	0.25	0.33	0.5	0.6	0.7
增量系数	0.335	0.404	0.418	0.440	0.447	0.464	0.455

4.3.2　嵌入角度

以支护嵌入与岩层夹角度为变量，在保持嵌入深度不变的前提下，分别设置嵌入角度为 30°，45°，60°，90°，105°，120°，获取该工况下的临界荷载增量系数。如表 7 所示，随着嵌入角与岩层夹角的增大，支护效果明显提升，极限荷载增大幅度在 34.6%~47.8%。在小嵌入角度（30°~45°）范围内，“增量系数”增大明显，但当嵌入角度超过 45°，增强效应减弱。综上，建议支护时使锚固结构与岩层大角度相交，同时为施工方便，应尽量使其与坡面垂直。

表 7　不同嵌入角度下数值模型的增量系数

Table 7　Critical load increment factors at different embedment angles simulated by numerical models

嵌入角/(°)	30	45	60	75	90	105	120
增量系数	0.346	0.438	0.450	0.467	0.440	0.472	0.478

5　结束语

通过 PFC2D 软件，建立了 6 种不同岩层倾角下的概化边坡数值模型，并得出如下结论：

1）提出了一种通过临界荷载反演搜索边坡潜在滑

动面方法；并通过对比临界荷载系数，得出了不同岩层倾角边坡模型的相对稳定性：水平岩层边坡（α=5°）和顺层边坡（α=70°），稳定性较好，临界荷载系数为 1.12；高倾角反倾边坡（α=120°）稳定性最差，临界荷载系数为 0.84。

2）对建立的不同岩层倾角的模型，支护效果差异明显，对于水平岩层边坡和高倾角切层边坡支护效果较好，临界荷载能提升了 52.1%；对于反倾边坡，墙锚支护的效果欠佳，临界荷载仅提升了 13.4%，说明不同类型的边坡应该选取特定的支护方式。

3）不同嵌入深度和嵌入角度下 60°岩层倾角边坡模型的相对稳定性，发现在一定范围增大嵌入比能使极限荷载提升 33.5%到 45.5%，而在一定范围增大嵌入角度能使极限荷载提升 34.6%到 47.8%。从施工和经济的角度，建议取嵌入比为 0.33，嵌入角度 90°的支护方案。

参 考 文 献

[1] 林森. 层状岩体边坡失稳机制与治理方法的研究[D]. 长春: 吉林大学, 2011.

[2] 孙广忠. 论“岩体结构控制论”[J]. 工程地质学报, 1993(1): 14–18.

[3] 林杭, 曹平, 李江腾, 等. 层状岩质边坡破坏模式及稳定性的数值分析[J]. 岩土力学, 2010, 31(10): 3300–3304.

[4] 李龙起, 张帅, 何川, 等. 基于离散元技术的软硬互层斜坡动力响应及失稳机理研究[J]. 水利水电技术, 2020, 51(4): 203–211.

[5] LI L Q, JU N P, ZHANG S, et al. Seismic wave propagation characteristic and its effects on the failure of steep jointed anti-dip rock slope[J]. Landslides, 2019, 16: 105–123.

[6] 李龙起, 何川, 王滔, 等. 陡倾软硬互层顺向坡强震裂隙发育特征及边际谱熵值响应规律[J]. 岩土力学, 2020, 41(10): 3456–3464.

[7] 王林峰, 唐红梅, 唐芬, 等. 复杂结构面缓倾层状岩体边坡破坏机制[J]. 岩土工程学报, 2017, 39(12): 2253–2260.

[8] 朱泽奇, 胡琪堂, 龚擎玉, 等. 基于深部位移曲线特征的公路边坡稳定性评价方法研究[J]. 公路, 2019, 64(1): 13–19.

[9] 石秋侠. 含软岩夹层的水平层状边坡崩塌机理及防治对策研究[J]. 公路, 2014, 59(4): 57–62.

[10] 吴昊, 赵维, 年廷凯, 等. 反倾层状岩质边坡倾倒破坏的离心模型试验研究[J]. 水利学报, 2018, 49(2): 223–231.

[11] 陶宇, 梁伟桥, 谢卫兵. 有限强度折减法分析边坡稳定性的判据研究[J]. 工业建筑, 2019, 49(2): 103-106.