

DOI:10.16030/j.cnki.issn.1000-3665.201904019

层状边坡岩体的屈曲和溃屈性态研究

陈笑楠¹, 张慧梅¹, 周洪文²

(1. 西安科技大学力学系, 陕西 西安 710054;

2. 上海应用技术大学城市建设与安全工程学院, 上海 201418)

摘要: 在对层状边坡岩体结构进行稳定性分析的过程中, 屈曲和溃屈是两个主要问题。针对边坡岩体结构的赋存特点和分岔特性, 以及研究方法仅采用线性理论和已有研究成果只停留在结构屈曲层面上的状况, 文章应用初始后屈曲理论和突变理论探讨了岩体结构的屈曲性态和溃屈性态, 给出了边坡岩体上部滑动段滑动的条件, 得出了边坡岩体的分岔方程和溃屈方程, 指出了分岔方程的适用条件和溃屈方程的适用范围, 确定了边坡岩体后屈曲状态下溃屈破坏的下限, 建立了岩体结构溃屈破坏的判据, 并以雅砻江下游的霸王山边坡为例进行研究。结果表明: 边坡岩体的赋存状况决定了其势函数的分岔集, 从边坡的分岔集可衍生出结构在分岔状态下的分岔载荷和分岔方程; 分岔方程表达了边坡岩体结构的屈曲状态, 也表达了结构出现屈曲的准则; 边坡岩体的赋存状况还决定了岩体结构溃屈破坏时岩体材料屈服的取值范围, 而岩体结构溃屈破坏的上限或下限则取决于岩体材料的屈服极限。

关键词: 层状边坡岩体; 屈曲; 溃屈; 分岔方程; 溃屈方程; 稳定性判据

中图分类号: TU457

文献标识码: A

文章编号: 1000-3665(2020)02-0141-07

Buckling and buckling failure behavior of bedding slope rock mass

CHEN Xiaonan¹, ZHANG Huimei¹, ZHOU Hongwen²

(1. Department of Mechanics, Xi'an University of Science & Technology, Xi'an, Shaanxi 710054, China; 2. College of Urban Construction and Safety Engineering, Shanghai Institute of Technology, Shanghai 201418, China)

Abstract: The buckling and buckling failures are the two main problems in the process of stability analyses for bedding slope rock mass. In accordance with the occurrence characteristics and bifurcation properties of bedding slope rock mass and considering the situation that the research methods only use linear theory and the existing research results only stay at the level of structural buckling, this paper examines the buckling behavior and buckling failure behavior of bedding slope rock mass by using initial post-buckling theory and catastrophe theory, which gives the sliding conditions to an upper sliding section of bedding slope rock mass, derives its bifurcation equation and buckling failure equation, and points out the application conditions for the bifurcation equation and the application scope for the buckling failure equation. The lower limit of buckling failure in a state of post-buckling is determined, the criteria for buckling failure of bedding slope rock mass are built, and application with the example of the Bawang mountain slope located in the lower reaches of the Yalong River is presented. The results indicate that the occurrence situation for bedding slope rock mass determines its bifurcation set of potential function, the bifurcation load and bifurcation equation in a state of bifurcation can be derived from the bifurcation set for bedding slope rock mass. The solutions to the bifurcation equation describes the buckling state for bedding slope rock mass and also reflects the buckling criteria. The occurrence

收稿日期: 2019-04-08; 修订日期: 2019-09-20

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(11172232; 51774231); 陕西省重点科技创新团队计划资助项目(2014KCT-30); 河南省交通运输科技计划项目(2018J11)

第一作者: 陈笑楠(1993-), 女, 硕士研究生, 主要从事固体力学及结构稳定方面的研究。E-mail: 478737619@qq.com

status for bedding slope rock mass also determines the scope of the material yield limit in a state of buckling failure, and either the upper or lower limit of buckling failure depends on the yield limit of rock mass material.

Keywords: bedding slope rock mass; buckling; buckling failure; bifurcation equation; buckling equation; stability criteria

在层状边坡岩体结构稳定性分析中,屈曲是针对结构分岔变形的,溃屈是针对材料强度破坏的^[1-2]。从这个角度讲,边坡岩体结构的稳定性是关于材料和结构的稳定性,或关于材料和结构的不稳定性。已有的研究成果和目前的研究进展主要是针对完善结构依据线性理论在屈曲层面上开展探讨^[3-5]。

实际上,缺陷结构的临界点与分岔点是不一致的;初始缺陷的主要影响是完善结构的基本状态,对于缺陷结构不是一个临界平衡构形^[6]。当人们将从线性理论确定的临界载荷值与实验测得的破坏载荷值比较时,发现平板结构的破坏载荷远高于由线性理论确定的临界载荷,而壳体结构的破坏载荷远低于由线性理论确定的临界载荷。缺陷结构与完善结构的后屈曲性态是大不相同的^[6-7]。

采用线性理论的局限性还表现在:由线性理论得到的临界载荷公式是正确的,但以结构模态幅值为摄动参数的后屈曲平衡路径却退化为一条过分岔点的水平线,得出了关于临界点的平衡性态是随遇的、模态幅值是未定的结论却是不正确的^[6,8]。由线性理论得出了边坡岩体的临界载荷,却未能判断结构屈曲后平衡状态的稳定性。目前,在边坡工程中通常采用线性理论推导临界载荷公式,用非线性理论介绍边坡岩体平衡状态的稳定性,然后通过大挠度理论屈曲实验和工程应用加以验证^[9-10]。边坡工程中岩体结构的分岔屈曲并不意味着其承载能力的丧失,而只是结构稳定性发生改变的分岔特征。只要结构在承载的相关阶段平衡稳定,则可继续加载,直至溃屈破坏^[11-14]。

结构稳定性属于几何非线性问题,层状边坡岩体结构的稳定性则是一个由初始缺陷引起的非完善非线性问题。初始后屈曲理论是以结构分岔点附近的邻域为研究对象,基于渐近分析,确定结构邻近分岔点的初始后屈曲模态和平衡路径;应用能量准则,判定结构基本状态、分岔点及邻近后屈曲平衡状态的稳定性^[6-8]。突变理论针对结构初始缺陷和突变模型的特点,由结构的分岔集确定缺陷结构的分岔载荷,由平衡曲面的不可达特性描述结构在不同平衡状态之间的转变,由分岔集与平衡曲面之间的对应关系判定结构的稳定与不稳定^[15-16]。应用初始后屈曲理论和突变理论研究

边坡岩体结构在稳定和不稳定发展的各个阶段的后屈曲性态,其目的就是探讨岩体结构从基本平衡状态到邻近平衡状态再到岩体结构整体溃屈破坏,关注边坡岩体在稳定和不稳定发展的各个阶段岩体材料承载能力的发挥^[17-20]。

1 边坡岩体的初始后屈曲

位能增量泛函可表达边坡岩体结构在临界载荷作用下,从基本平衡状态过渡到同一载荷下邻近的运动许可状态后体系位能的增量。对于给定了的边坡岩体屈曲模态函数和脱离底层长度,增量泛函中的各阶变分仅是模态幅值的函数^[6,11]。为了确定图1所示的边坡岩体在分岔状态下所承受的载荷和位移,需将泛函的二阶变分在分岔点附近展开为级数,以探讨边坡基本状态附近小邻域的性质,在展开的级数中仅取一阶项,可使边坡岩体结构的非线性稳定性问题线性化。于是,引入基本参数并作近似,且考虑缺陷影响后的位能增量泛函表达如下^[11,13]:

$$F(a_m, \lambda) = (\lambda - \lambda_1) F'_2(a_m) + \Pi_4(w, a_m) + \Pi_0(w, a_m) \quad (1)$$

式中: a_m ——模态幅值/m;

w ——屈曲模态函数;

λ ——载荷因子;

λ_1 ——临界载荷因子;

$F'_2(a_m)$ ——二阶变分对载荷因子的偏导数;

$\Pi_4(w, a_m)$ ——泛函的四阶变分;

$\Pi_0(w, a_m)$ ——泛函的零阶余项。

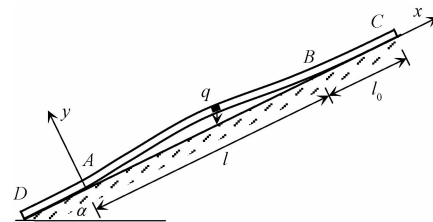


图1 边坡岩体屈曲力学模型

Fig.1 Mechanical model of buckling slope rock

式(1)是边坡岩体的位能增量泛函经无量纲化,并引入满足其边界条件的变形模态后得到的;式(1)

是近似的,是关于模态幅值和载荷因子的一个二参数函数族。将位能增量泛函中各被积函数按泰勒级数展开,整理并略去四次方以上各项,由 $F'_2(a_m)$ 及符合边坡岩体边界条件的屈曲模态得式(1)的各项表达式为:

$$F'_2(a_m) = -\frac{P_k \pi^2 (1 - \mu^2) a_m^2}{2E_r I}$$

式中: P_k ——边坡的临界载荷/kN;

E_r ——岩层的等效弹性模量/MPa;

I ——岩层横截面的惯性矩/m⁴;

μ ——岩层的泊松比。

边坡岩体基本平衡状态附近的平衡构形可由函数 $F(a_m, \lambda)$ 的驻值确定,当驻值为本征最小时,平衡构形是稳定的。为了确定边坡岩体的模态幅值和平衡构形,可利用驻值定理 $\partial F(a_m, \lambda)/\partial a_m = 0$, 得平衡模态幅值方程:

$$a_m^3 + D_1 a_m + D_2 = 0 \quad (2)$$

式中: $D_1 = \frac{2l^4 (1 - \mu^2) (\lambda_1 P_k - P)}{\pi^4 E_r I}$;

$$D_2 = \frac{2l^6 q \cos \alpha (1 - \mu^2)}{\pi^6 E_r I};$$

l ——边坡脱离底层的长度/m;

q ——边坡单位宽度分布载荷/(kN·m⁻²);

α ——边坡的倾角/(°)。

式(2)的点的集合是一个临界流型,其几何形态是一个平衡曲面。临界流型具有突跳、双模态、不可达等特性^[21]。由式(1)知,当 $\lambda = \lambda_1$ 时,使模态幅值 a_m 减少为零的变形路径是真正的后屈曲平衡路径。

2 边坡岩体的后屈曲性态

位能增量泛函仅在其二次变分中考虑了与载荷因子有关的项,当增量泛函的奇点满足其一阶和二阶导数为零时,可得位能增量泛函奇点的一个子集,即系统状态突变的控制方程:

$$4D_1^3 + 27D_2^2 = 0 \quad (3)$$

式中: D_1 ——分岔集中的正则因子;

D_2 ——分岔集中的剖分因子。

式(3)也称为尖点突变模型的分岔集方程^[22]。显然,当 $D_1 > 0$ 时,即当作用在边坡岩体上的载荷小于分岔载荷时,边坡岩层保持稳定的基本状态。当 $D_1 \leq 0$ 时,即当作用在边坡岩体上的载荷大于分岔载荷,并 D_1 和 D_2 同时满足分岔集时,体系从基本平衡状态到达邻近的平衡状态。将 D_1 、 D_2 代入分岔集方程,得跨越分岔集载荷的增量:

$$P - \lambda_1 P_k = \frac{3}{2} \left(\frac{E_r I q^2 \cos^2 \alpha}{1 - \mu^2} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (4)$$

式(4)以载荷增量的形式给出了分岔点附近的邻域,而跨越分岔点的载荷增量是由初始缺陷确定的,与边坡的长度无关。当边坡岩体处于临界平衡状态时,对于任意的 a_m 值,由泛函的二阶变分为零,可得临界载荷 P_k 。应用与增量泛函二阶变分为零相一致的条件,以及几何边界条件,得载荷参数的最小值 $\lambda_1 = 1$ 。因此,由式(4)可确定边坡的分岔载荷:

$$P = \frac{3}{2} \left(\frac{E_r I q^2 \cos^2 \alpha}{1 - \mu^2} \right)^{\frac{1}{3}} + \frac{4\pi^2 E_r I}{l^2 (1 - \mu^2)} - \frac{l}{2} q \sin \alpha \quad (5)$$

式(5)给出了缺陷结构的分岔载荷,表明在与临界载荷相邻的载荷下,缺陷结构的屈曲性态与完善结构是很不相同的。

岩体结构在突变模型下会出现多模态多分支的情形,而有实际意义的分支使式(2)取正值,即当 $-\frac{\pi}{2} <$

$\alpha < \frac{\pi}{2}$, $D_2 > 0$ 时,系统跨越分岔集,由式(2)、(3)得边坡的平衡模态幅值:

$$a_m = \left(\frac{D_2}{2} \right)^{\frac{1}{3}} = \left(\frac{l}{\pi} \right)^2 \left(\frac{q \cos \alpha (1 - \mu^2)}{E_r I} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (6)$$

式(6)以位移的形式给出了基本平衡状态附近的邻近平衡状态。根据平衡模态幅值方程,由 $\partial^2 F(a_m, \lambda)/\partial a_m^2 > 0$, 得:

$$3a_m^2 + D_1 > 0 \quad (7)$$

即

$$a_m > \left(-\frac{D_1}{3} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (8)$$

时,边坡岩体的屈曲模态构形平衡稳定。平衡构形的稳定性表明,边坡岩体从基本状态到达邻近的后屈曲状态后还可继续承载,后屈曲平衡路径的性态揭示了后屈曲状态下边坡岩体的平衡稳定性,平衡路径上任一点表达了作用在边坡岩体上的载荷和屈曲后的位移。

3 边坡岩体的稳定性性态

3.1 边坡岩体的屈曲长度

在对层状边坡岩体结构进行稳定性分析时,屈曲是针对结构分岔变形的。随着边坡上部滑动段 l_0 的增加,滑动段所提供的下滑力^[23] $P = (q \sin \alpha - q \cos \alpha \tan \varphi - C_0) l_0$, 对于确定的边坡上部滑动段长度、岩体材料、以及赋存状况,由式(5),即边坡岩体的分岔载荷:

$$(q\sin\alpha - q\cos\alpha\tan\varphi - C_0)l_0 - \frac{4\pi^2 E_r I}{l^2(1-\mu^2)} + \frac{l}{2}q\sin\alpha = \frac{3}{2}\left(\frac{E_r I q^2 \cos^2\alpha}{1-\mu^2}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (9)$$

式中: φ ——软弱夹层内摩擦角/ $^\circ$;

C_0 ——软弱夹层内黏聚力/MPa;

l_0 ——边坡的上部滑动段长度/m。

由式(9)得后屈曲分岔状态下以边坡脱离底层长度表达的分岔方程:

$$a_1 l^3 + b_1 l^2 - c_1 = 0 \quad (10)$$

其中, $a_1 = \frac{1}{2}q\sin\alpha$, $c_1 = \frac{4\pi^2 E_r I}{(1-\mu^2)}$, $b_1 = (q\sin\alpha - q\cos\alpha\tan\varphi - C_0)l_0 - \frac{3}{2}\left(\frac{E_r I q^2 \cos^2\alpha}{1-\mu^2}\right)^{\frac{1}{3}}$, 用迭代法解式(10)得后屈曲分岔状态下的屈曲长度:

$$l_1 = \left(\frac{c_1}{a_1 l_1 + b_1}\right)^{\frac{1}{2}} \quad (11)$$

式(11)确定了分岔状态下边坡脱离底层的长度,表明边坡岩体的上部滑动段长度和脱离底层长度满足了式(11),岩体结构就从基本平衡状态到达邻近的平衡状态。

由式(11)知, l_0 愈大,稳定性愈好。为了使式(11)存在有意义的解,根号项必须是非负值。显然, $a_1 > 0$; 当 $b_1 < 0$ 时, $a_1 l + b_1 > 0$, 即当

$$l_0 < \frac{1}{q\sin\alpha - q\cos\alpha\tan\varphi - C_0} \cdot \frac{3}{2}\left(\frac{E_r I q^2 \cos^2\alpha}{1-\mu^2}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (12)$$

时,

$$l > -\frac{b_1}{a_1} = \frac{3}{\tan\alpha}\left(\frac{E_r I}{q\cos\alpha(1-\mu^2)}\right)^{\frac{1}{3}} - \frac{2(q\sin\alpha - q\cos\alpha\tan\varphi - C_0)l_0}{q\sin\alpha} \quad (13)$$

边坡岩体才会出现分岔屈曲。式(12)是由边坡赋存状况决定的上部滑动段的一个阈值或上限;式(13)表达了一定条件下岩体出现分岔的下限。当 $b_1 = 0$, 在数值上,表明下滑力由初始缺陷所平衡,由式(9),此时岩体结构的分岔屈曲完全由其自重实现。

式(13)还是关于 l 和 l_0 的二元一次不等式,当 $A > 0$, $B > 0$, $Al + Bl_0 - C > 0$ 表示直线 $Al + Bl_0 - C = 0$ 在 l_0 平面右上方的平面区域。

3.2 边坡岩体的溃屈长度

根据岩层渐进性破坏机理^[13,24],随着边坡岩体上

部滑动段的滑动,当模态幅值达到一定值时,在岩层幅值横截面边缘出现塑性屈服。随着模态幅值的进一步增大,整个截面发展为塑性区域而形成塑性铰,进而材料屈服,结构失去承载能力,岩体结构出现如图2所示的溃屈破坏。设后屈曲状态下边坡岩体结构幅值截面上出现的塑性极限值为 M_p , 由分岔点载荷和平衡模态幅值确定的弯矩极限值为 $M_{\max} = P \cdot a_m$, 则由

$$P \cdot a_m = M_p \quad (14)$$

和式(5)、(6)得边坡的溃屈方程

$$al^3 - bl^2 - c = 0 \quad (15)$$

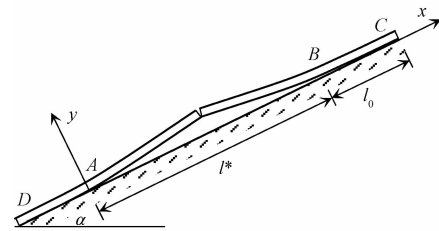


图2 层状边坡岩体的溃屈破坏

Fig. 2 Buckling failure for bedding slope rock mass

其中, $a = \frac{q\sin\alpha}{2\pi^2}\left(\frac{q\cos\alpha(1-\mu^2)}{E_r I}\right)^{\frac{1}{3}}$, $b = \frac{3q\cos\alpha}{2\pi^2}$, $c = 4(q\cos\alpha)^{\frac{1}{3}}\left(\frac{E_r I}{1-\mu^2}\right)^{\frac{2}{3}} - \frac{h^2\sigma_c}{4}$ 。

由式(15)可求出边坡的溃屈长度:

$$l^* = \left(\frac{c}{al^* - b}\right)^{\frac{1}{2}} \quad (16)$$

式(16)表达了边坡岩体进入塑性状态引起了岩体结构溃屈,或者说是由于材料的不稳定引起了结构的不稳定,表明材料属性决定着分岔后结构的承载能力。

显然,当 $c > 0$, $al - b > 0$, 即

$$\sigma_c < \frac{16(q\cos\alpha)^{\frac{1}{3}}}{h^2}\left(\frac{E_r I}{1-\mu^2}\right)^{\frac{2}{3}}, \quad (17)$$

$$l > \frac{3}{\tan\alpha}\left(\frac{E_r I}{q\cos\alpha(1-\mu^2)}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (18)$$

时,岩体结构才会出现溃屈破坏。式(17)、(18)分别表达了由边坡岩体赋存状况决定的结构溃屈破坏时岩体材料的阈值或上限,以及脱离底层的下限。式(18)还表示直线 $l - C = 0$ 上方的平面区域。比较式(13)与式(18)知,当 $l_0 = 0$ 时,屈曲下限与溃屈下限重合。

3.3 边坡岩体的稳定性判据

当作用在边坡岩体结构上的载荷满足分岔方程时,结构从基本平衡状态到达了附近的平衡状态。在

模态幅值不断增大的过程中,结构从邻近平衡状态直至发生溃屈破坏。设边坡脱离底层的长度为 l ,当

$$l \geq l_1 \quad (19)$$

时,边坡岩体结构处于分岔后的溃屈状态。而当

$$l = l^* \quad (20)$$

时,边坡岩体发生溃屈破坏。

4 工程算例

霸王山边坡的实际长度为1462 m,属于中厚层灰岩并夹有黏土层夹层的板裂岩体层状边坡,边坡倾角 $\alpha = 40^\circ$,容重 $\gamma = 27 \text{ kN/m}^3$,抗拉、压弹模 $E_l = 3.2 \times 10^3 \text{ MPa}$, $E_c = 50 \times 10^3 \text{ MPa}$,泊松比 $\mu = 0.25$;摩擦角 $\varphi = 17^\circ$,黏聚力 $C_0 = 0.04 \text{ MPa}$,抗压强度 $\sigma_c = 80 \text{ MPa}$,可滑动段长度 $l_0 = 260 \text{ m}$,岩层厚度 $h = 10 \text{ m}$ [25]。

单宽分布载荷 $q = \gamma h = 270 \text{ kN/m}^2$,等效弹性模量 [26] $E_r = \frac{4E_l E_c}{(E_l^{\frac{1}{2}} + E_c^{\frac{1}{2}})^{\frac{1}{2}}} = 8152 \text{ MPa}$,边坡单位宽度

下滑力 $P = (q \sin \alpha - q \cos \alpha \tan \varphi - C_0) l_0$,是由上部滑动段提供的。因此 $P = (\gamma h \sin \alpha - \gamma h \cos \alpha \tan \varphi - C_0) l_0 = (27 \times 10^3 h \times 0.643 - 27 \times 10^3 h \times 0.766 \times 0.306 - 40 \times 10^3) l_0$,由该式,当边坡上部滑动段满足滑动条件 $h > \frac{40}{11.04} = 3.62 \text{ m}$ 时, $P_0 > 0$,黏土层上覆岩层产生滑动。而上覆岩层厚度 $h = 10 \text{ m}$,因此,可沿黏土层夹层滑动。

霸王山边坡是一种板裂介质岩体以结构失稳方式破坏的边坡模型。板裂岩体结构的提出,给梁板理论在岩体工程中的应用提供了地质模型。

(1) 关于屈曲

由式(12),赋存状况确定的上部滑动段上限为:

$$l_0 < \frac{1}{q \sin \alpha - q \cos \alpha \tan \varphi - C_0} \cdot \frac{3}{2} \sqrt{\frac{q^2 \cos^2 \alpha E I}{1 - \mu^2}} = \frac{1}{70.3 \times 10^3} \times 47.1 \times 10^6 = 670 \text{ m}$$

由式(13)上部滑动段确定的分岔屈曲的下限为:

$$l > -\frac{b_1}{a_1} = \frac{3}{q \sin \alpha} \left(\frac{E_r I q^2 \cos^2 \alpha}{1 - \mu^2} \right)^{\frac{1}{3}} - \frac{2(q \sin \alpha - q \cos \alpha \tan \varphi - C_0) l_0}{q \sin \alpha} = 542.59 - 210.56 = 332.03 \text{ m}$$

由式(11),边坡岩体的屈曲长度为:

$$l_1 = \left(\frac{c_1}{a_1 l_1 + b_1} \right)^{\frac{1}{2}} =$$

$$\left(\frac{28.59 \times 10^{12}}{86.81 \times 10^3 \times l_1 - 28.82 \times 10^6} \right)^{\frac{1}{2}} = 820.86 \text{ m}$$

(2) 关于溃屈

由式(17),赋存状况确定的岩体材料取值范围为:

$$\sigma_c < \frac{16(q \cos \alpha)^{\frac{1}{3}}}{h^2} \left(\frac{E_r I}{1 - \mu^2} \right)^{\frac{2}{3}} = 762.48 \text{ MPa}$$

由式(18),赋存状况确定的溃屈破坏下限为:

$$l > \frac{b}{a} = \frac{3}{\tan \alpha} \left(\frac{E_r I}{q \cos \alpha (1 - \mu^2)} \right)^{\frac{1}{3}} = 542.79 \text{ m}$$

由式(16),边坡岩体的溃屈长度为:

$$l^* = \left(\frac{c}{a l^* - b} \right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{17.1 \times 10^9}{57.9 \times l^* - 31.46 \times 10^3} \right)^{\frac{1}{2}} = 904.5 \text{ m}$$

边坡岩体的溃屈破坏,表明岩体材料属性决定着分岔后结构的承载能力。

算例表明:边坡岩体在脱离底层长度332.03 m之前不会出现分岔屈曲,在脱离底层长度542.79 m之前不会出现溃屈破坏。当边坡岩体的上部滑动段为260 m时,满足岩体结构后屈曲分岔条件,遂得出脱离底层长度为820.86 m,边坡岩体从基本状态到达分岔后的平衡状态;当边坡岩体的屈服极限为80 MPa时,满足溃屈长度大于542.79 m之后发生溃屈破坏的条件,确定了边坡脱离底层的长度为904.50 m,岩体结构由屈曲状态发展为溃屈破坏。边坡岩体结构由分岔点失稳发展为极值点失稳。图3给出了工程算例中的相关数据。

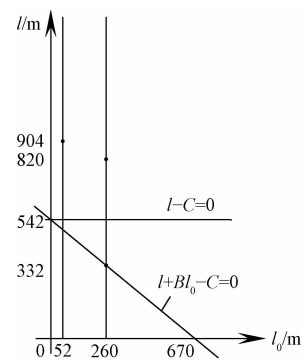


图3 工程算例

Fig.3 An engineering example

5 结论

边坡岩体的屈曲是其基本状态附近的邻近状态。

根据边坡岩体的赋存状况和初始缺陷,可判定岩体结构是否会出现屈曲,利用分岔方程可确定边坡岩体的屈曲长度,并进一步确定边坡岩体的模态幅值。

边坡岩体的溃屈是岩体材料不稳定引起的结构整体失效。根据边坡岩体的赋存状况和材料特性,可确定边坡溃屈破坏时岩体材料的阈值,判定岩体出现溃屈破坏的上限或下限,利用分岔载荷、模态幅值和岩体材料可确定边坡的溃屈长度。

边坡岩体分岔后出现了结构几何非线性和材料物理非线性的耦合作用,使得确定岩体结构从失稳到失效演化过程中所遇到的困难比在弹性稳定后屈曲理论中大得多。本文探讨层状边坡岩体结构的稳定性也是针对具体模型或具体结构进行的,有关材料弱化和损伤演化等后屈曲稳定性的一般理论还有待于进一步探讨。

参考文献 (References):

- [1] 王佳运,石小亚. 陡倾层状斜向岩层视向溃屈机制力学分析——以陕西山阳滑坡为例[J]. 地质力学学报,2018,24(4): 482-489. [WANG J Y, SHI X Y. Mechanical analysis of apparent dip buckling mechanism of steep stratified oblique: a case study of Shanyang rockslide in Shaanxi Province[J]. Journal of Geomechanics, 2018, 24(4): 482-489. (in Chinese)]
- [2] 梁专明,龚道民,贺友锋,等. 软质岩顺层边坡非典型溃屈型滑坡机制初探[J]. 自然灾害学报,2010,19(6): 31-39. [LIANG Z M, GONG D M, HE Y F, et al. A preliminary study on a typical buckling landslide mechanism of bedding soft rock slope[J]. Journal of Natural Disasters, 2010, 19(6): 31-39. (in Chinese)]
- [3] 汤明高,马旭,张婷婷,等. 顺层斜坡溃屈机制与早期识别研究[J]. 工程地质学报,2016,24(3): 442-450. [TANG M G, MA X, ZHANG T T, et al. Early recognition and mechanism of creep-buckling of bedding slope [J]. Journal of Engineering Geology, 2016, 24(3): 442-450. (in Chinese)]
- [4] 朱哈迈,马美玲,尚岳全. 顺倾向层状岩质边坡溃屈破坏分析[J]. 浙江大学学报(工学版),2004,38(9): 1144-1149. [ZHU H Y, MA M L, SHANG Y Q. Analysis of buckling failure of consequent rock slope [J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Science), 2004, 38(9): 1144-1149. (in Chinese)]
- [5] 刘春香,朱元武. 顺倾向层状岩质边坡溃屈破坏分析[J]. 地质灾害与环境保护,2014,25(1): 82-86. [LIU C X, ZHU Y W. Buckling failure mode of inclination-paralleled rock slopes [J]. Journal of Geological and Environment Preservation, 2014, 25(1): 82-86. (in Chinese)]
- [6] 范钦珊. 初始后屈曲理论及其应用[C]//中国力学学会. 材料和结构的不稳定性. 北京:科学出版社,1993. [FAN Q S. Theory of initial post-buckling and its applications in engineering [C]// Chinese Society of Theoretical and Applied Mechanics. Instability of Material and Structure. Beijing: Science Press, 1993. (in Chinese)]
- [7] 黄宝宗,任文敏. Koiter 稳定理论及其应用[J]. 力学进展,1987,17(1): 30-38. [HUANG B Z, REN W M. The Koiter's stability theory and its application [J]. Advances in mechanics, 1987, 17(1): 30-38. (in Chinese)]
- [8] 白雪飞,郭日修. 近代弹性稳定性理论的几个重要分支[J]. 海军工程大学学报,2004,16(3): 40-46. [BAI X F, GUO R X. Main branches recent elastic stability theory [J]. Journal of Naval University of Engineering, 2004, 16(3): 40-46. (in Chinese)]
- [9] 张骞,张海霞. 关于岩质边坡溃屈破坏力学特性的模型试验研究[J]. 特种结构,2017,34(3): 12-20. [ZHANG Q, ZHANG H X. Model testing study on mechanical characteristics of bending failure of rock slope[J]. Special Structures, 2017, 34(3): 12-20. (in Chinese)]
- [10] 陈从新,黄平路,卢增木. 岩层倾角影响顺层岩石边坡稳定性的模型试验研究[J]. 岩土力学,2017,28(3): 476-481. [CHEN C X, HUANG P L, LU Z M. Study on correlation between stability of consequent rock slope and obliquity of rock layer by simulation experiment [J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, 28(3): 476-481. (in Chinese)]
- [11] 王芝银,杨志法,李云鹏,等. 层状边坡岩体结构变形分叉灾变特性研究[J]. 西安矿业学院学报,1999,19(3): 203-207. [WANG Z Y, YANG Z F, LI Y P, et al. On bifurcate catastrophic behavior of structural deformation for bedding rock slope [J]. Journal of Xi'an Mining Institute, 1999, 19(3): 203-207. (in Chinese)]
- [12] 刘均. 层状边坡弯曲破坏力学分析[J]. 工程地质学报,1997,5(4): 335-340. [LIU J. Mechanics analysis on bend failure for side slope with bedding

- [J]. *Journal of Engineering Geology*, 1997, 5(4): 335 – 340. (in Chinese)]
- [13] 杨治林. 层状边坡岩体结构的不稳定性态[J]. *岩土工程学报*, 2010, 32(12): 1888 – 1891. [YANG Z L. Instability behavior for side slope with bedding rock mass [J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2002, 24(2): 178 – 182. (in Chinese)]
- [14] 胡启军, 谢强, 郑立宁. 长大顺层边坡渐进滑移失稳演化机理研究[J]. *水文地质工程地质*, 2011, 38(3): 31 – 37. [HU Q J, XIE Q, ZHENG L N. Research on evolvement of the proressive slide and failure mechanism of the long bedding slope [J]. *Hydrogeology & Engineering Geology*, 2011, 38(3): 31 – 37. (in Chinese)]
- [15] ROSS C T F, SADLER J R. Inelastic shell instability of thin-walled circular cylinders under external hydrostatic pressure[J]. *Ocean Engineering*, 2000, 27: 765 – 774.
- [16] ROSS C T F, JOHNS C T. Plastic axis-symmetric collapse of thin-walled circular cylinders and cones under uniform external pressure [J]. *Thin-Walled Structures*, 1998, 30: 35 – 54.
- [17] 杨治林. 层状边坡岩体结构的模态幅值研究[J]. *岩土力学*, 2003, 24(5): 764 – 770. [YANG Z L. Research on mode amplitude for side slope with stratified rock mass[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2003, 24(5): 764 – 770. (in Chinese)]
- [18] 刘军, 秦四清, 张倬元. 缓倾角层状岩体的尖点突变模型研究[J]. *岩土工程学报*, 2001, 23(1): 42 – 45. [LIU J, QIN S Q, ZHANG Z Y. On catastrophic model with cusp point for failure of stratified rock mass with a gentle inclination [J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2001, 23(1): 42 – 45. (in Chinese)]
- [19] 陈敏, 刘良春, 叶胜华. 弯曲-拉裂型滑坡形成机制和稳定性分析——以木里河卡基娃滑坡为例[J]. *水文地质工程地质*, 2012, 39(1): 58 – 64. [CHEN M, LIU L C, YE S H. The formation mechanism and stability analysis of bend-crack landslide: taking the Kajiwa landslide of Muli River as an example [J]. *Hydrogeology & Engineering Geology*, 2012, 39(1): 58 – 64. (in Chinese)]
- [20] 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 – 57. [WANG G L, WU F Q, CAI X G. Stability analysis of consequent rock slope considering slippage of bedding plane [J]. *Hydrogeology & Engineering Geology*, 2010, 37(2): 55 – 57. (in Chinese)]
- [21] 施泽进, 罗蛰潭, 彭大钧, 等. 突变理论在断层活动机理分析中的应用[J]. *西安地质学院学报*, 1996, 18(1): 50 – 55. [SHI Z J, LUO Z T, PENG D J, et al. Application of catastrophe theory to the analysis of mechanism of faulting movement [J]. *Journal of Xi'an College Geology*, 1996, 18(1): 50 – 55. (in Chinese)]
- [22] 梁冠亭, 肖开乾, 郑宏伟, 等. 基于尖点突变理论的岩溶区嵌岩桩溶洞顶板安全厚度研究[J]. *水文地质工程地质*, 2018, 45(5): 67 – 72. [LIANG G T, XIAO K Q, ZHENG H W, et al. A study of the safety thickness of cave roof under rock-socket pile in karst area based on the cups catastrophe theory [J]. *Hydrogeology & Engineering Geology*, 2018, 45(5): 67 – 72. (in Chinese)]
- [23] 张楠, 徐永强, 闫慧. 岩溶山区浅层基岩滑坡失稳机理研究——以大方县金星组滑坡为例[J]. *水文地质工程地质*, 2017, 44(6): 142 – 146. [ZHANG N, XU Y Q, YAN H. A study of the instability mechanism and investigation methods of shallow bedrock landslides in karst mountain areas: formation mechanism: taking the Jinxing landslide in Dafang County as an example [J]. *Hydrogeology & Engineering Geology*, 2017, 44(6): 142 – 146. (in Chinese)]
- [24] 程谦恭, 胡厚田, 彭建兵, 等. 高边坡岩体渐进性破坏粘弹塑性有限元数值模拟[J]. *工程地质学报*, 2000, 8(1): 25 – 30. [CHENG Q G, HU H T, PENG J B, et al. Viscid-elastoplastic finite element simulation of progressive failure of high-sleep rock slope [J]. *Journal of Engineering Geology*, 2000, 8(1): 25 – 30. (in Chinese)]
- [25] 孙广忠. 岩体结构力学[M]. 北京: 科学出版社, 1988. [SUN G Z. *Structure mechanics for rock mass* [M]. Beijing: Science Press, 1988. (in Chinese)]
- [26] 李云鹏, 安晓宁, 王芝银. 考虑不同拉压特性边坡岩体结构稳定性位移判据[J]. *西安公路交通大学学报*, 1999, 19(4): 15 – 17. [LI Y P, AN X N, WANG Z Y. Displacement criterion of structure stability for rock mass slope by considering different tensile-compressive behavior [J]. *Journal of Xi'an Highway University*, 1999, 19(4): 15 – 17. (in Chinese)]