

文章编号: 1000-7598-(2013)08-2143-08

节理分量式剪切本构模型及岩质 边坡双安全系数研究

宋东日, 任伟中, 黄 诚, 王安礼, 张 军

(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, 武汉 430071)

摘 要: 在法向荷载和切向荷载的作用下岩体节理的剪切应力由抗剪断效应、剪胀效应和摩擦效应所引起的三部分应力构成, 但三个组成部分在节理的剪切过程中并不是同时发挥其最大作用。在详细分析边坡岩体节理工程地质特性的基础上, 提出一种节理分量式剪切本构模型, 主要特征为 (1) 体现了剪胀与剪切之间的耦合效应; (2) 采用分量式表达, 物理意义更明确; (3) 每一分量采用简单函数, 避免了总量式分段构造函数的不足。在节理分量式本构模型基础上, 提出应用于岩质节理边坡的双安全系数的概念和求解原则, 双安全系数能够较好地反映岩体节理剪切破坏直至残余强度的物理过程。最后, 通过双安全系数算例明确了各个分量对于边坡稳定性的贡献。

关 键 词: 岩质边坡; 节理; 分量式本构模型; 剪胀; 双安全系数

中图分类号: TU 452

文献标识码: A

Study of joint shearing component constitutive model and dual safety factors for jointed rock slope

SONG Dong-ri, REN Wei-zhong, HUANG Cheng, WANG An-li, ZHANG Jun

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

Abstract: The shear stress of a rock joint is composed of three components triggered by anti-shear effect, dilatancy effect, and frictional effect under normal load and shear load; but the three components will not exert their maximum at the same point in the shear process of a rock joint. Firstly, the five main engineering geological properties of rock slope joints are analyzed in detail, which will provide engineering conditions for the component constitutive model. A component constitutive model of rock joints is presented and its characteristics are as follows: (1) The coupling effect between dilation and shearing is considered. (2) The component constitutive model has obvious physical meanings. (3) Each component is composed with a simple function, so segmental fitting functions are not needed. Furthermore, based on the component constitutive model of rock joints, the concept and solving principle of dual safety factors for jointed rock slope are put forward, which will directly show the physical process from shear failure to residual strength. The three components' contribution to the slope stability is clarified by a calculation example.

Key words: rock slope; joint; component constitutive model; dilation; dual safety factors

1 引 言

岩质边坡岩体的力学响应受由节理和节理切割形成的岩块共同影响, 岩体的力学特性对于岩质边坡的稳定性分析具有重要意义, 而岩体等效参数的研究方法并不能很好地反映边坡岩体的各向异性受力变形特征^[1], 分别研究岩块与节理的力学特性成

为解决这一问题的重要方法。对于岩石边坡工程而言, 其应力水平远小于岩石的强度, 因而切向荷载作用下节理的变形特性和剪胀特性成为研究的重中之重。早期对于节理剪切特性的研究主要集中于节理的抗剪强度, 抗剪强度作为节理宏观剪切应力-位移曲线上的一个特殊点, 其研究成果对于节理剪切本构模型的研究具有参照意义。

收稿日期: 2012-11-27

基金项目: 国家科技支撑计划项目资助 (No. 2009BAK53B03); 国家重点基础研究发展计划 (973) 资助 (No. 2010CB732101); 国家自然科学基金青年基金资助 (No. 51008298)。

第一作者简介: 宋东日, 男, 1987 年生, 硕士研究生, 主要从事岩石力学与边坡稳定性研究方面工作。E-mail: songdongri@126.com

对于岩体节理的剪切本构模型,许多学者基于直剪试验提出了不同的本构模型,如 Goodman^[2]根据直剪试验结果提出了线性的弹性本构关系。但早期的非线性本构模型仅能够描述峰前段的剪切应力-位移关系, Kulhaway 等^[1]提出了双曲线型的峰前段剪切应力-位移非线性模型; Hungr 等^[3]认为剪切位移曲线含有一个屈服点,并根据直剪试验数据拟合出峰前段的剪切应力-位移曲线。除了仅含峰前段,以上模型的还有不足之处在于不能体现节理剪断、剪胀与摩擦的物理过程。

Barton^[4-5]提出了基于节理粗糙度系数 JRC 、节理面抗压强度 JCS 和节理基本摩擦角 ϕ_0 的节理抗剪强度经验公式,随后又提出了基于“随动”节理粗糙度系数 JRC 的总量式剪切应力-位移模型^[6],模型的精确性取决于“随动”节理粗糙度系数 JRC -位移关系的准确表达,然而文献[6]并没有给出 JRC -位移关系的具体表达式,而是对于具体节理通过测量一系列关键点处的 JRC -位移对应值,通过列表的形式对 JRC -位移关系予以表达,相当于分段线性函数,对于确定的工程实际问题,不失为一种简洁有效的解决方案。

为了能够同时表达完整的剪切应力-位移曲线, Simon^[7]提出 CSDS (complete stress-displacement surface mode) 指数型非线性模型,描述剪切应力-位移非线性关系,避免了分段讨论曲线特征的麻烦且拟合精度较高,但在求取拟合参数过于复杂,难以应用。尹显俊等^[8]在研究切向循环加载时,考虑微凸体的磨损与破坏,将剪胀角的逐渐减小体现出的软化滑移阶段用双曲线函数拟合,但该模型包括 12 个参数,且难于确定。肖卫国等^[9]提出剪胀和破坏耦合的本构模型,节理岩体剪切应力-位移本构模型是剪胀与破坏的综合反映,一方面在法向与切向荷载共同作用下微凸体的爬坡与啃断作用,节理面壁产生一定程度的剪胀与磨损,累积到一定程度宏观表现为软化现象;另一方面补充了在微凸体磨损破坏过程中形成强化夹层的强化现象,并与剪胀软化现象分开考虑,提出了用经典弹塑性理论中随动强化模型来描述这种强化现象。唐志成等^[10]将切向变形与剪胀分开考虑,以节理的残余强度为基础,提出可以反映峰后软化特征的剪切应力-位移全剪切本构模型,并提出分段考虑的方法采用不同类型的函数表征剪胀曲线规律。

本文在分析岩质边坡贯通性节理工程地质特性的基础上,提出了分量表示的切向变形与剪胀耦合的岩体节理剪切本构模型,根据细观的物理过程提

出了岩质节理边坡双安全系数的概念和基于剪切破坏-剪胀-摩擦的双安全系数求解原则,能够较好地反映岩体节理剪切破坏直至残余强度的物理过程。

2 边坡岩体节理的工程地质特性

要建立合理的边坡岩体节理的物理和数学力学模型,首先需要对边坡岩体节理的工程地质特性有深入的了解。边坡岩体贯通性节理的工程地质特性可以概括为以下五方面:

(1) 存在“预剪切”现象。部分节理为剪切形成,而拉裂、沉积等成因的节理在后期的赋存过程中,由于震动、侧向临空或人为开挖扰动作用的影响多少存在节理面之间的相对运动,致使节理面粗糙度下降,呈现“非啮合”状态,同时节理面也保留在法向应力和剪切应力状态,这一点对于下文节理剪切本构模型的建立具有重要意义。

(2) 受应力历史的影响。节理面的最大历史正应力值往往高于当前正应力水平,如开挖卸载作用。节理的闭合程度高于未经受最大历史正应力值的节理,节理的剪切应力-位移曲线呈线性^[3]。“预压缩”使剪切刚度增加,而“预剪切”作用使得节理面粗糙程度降低,使剪切刚度降低。由于“预剪切”和“预压缩”作用,节理剪切位移-法向位移曲线中的初始剪缩段并不明显。

(3) 实际岩石边坡的节理面不能看作洁净的岩石节理面。由于“预剪切”作用形成的碎屑、节理面的风化剥落、水流的充填和软化等作用,边坡节理面往往存在少量充填现象,本文不研究充填节理的力学性能,但少量充填及“预剪切”现象表明,岩石基本摩擦角 ϕ_0 不能代表实际节理面的力学性能。另外,摩擦角在剪切过程中在不同的阶段有不同的称谓,且不会存在明显的界限。为简单起见,本文对于摩擦角统一采用残余摩擦角 ϕ_r 代替。

(4) 节理的尺寸效应的影响有限。Bandis^[11]等的研究表明,随着尺寸的增大,峰值位移 δ_p 增大,剪切应力-位移曲线形态由脆性向塑性转变,但由于存在与岩石最危险节理面斜交节理的切割作用,岩质边坡节理的尺寸上限一般小于 10 m。

(5) 边坡岩体节理的正应力水平较低,且符合常应力节理直剪试验的条件。以倾角为 45° 、厚 5 m 的岩层的顺层岩质边坡为例,其正应力约为 90 kPa,远低于 Gerrard^[12]所建议的节理面强度转折点(岩石单轴抗压强度)。对于已进行支护的岩体而言,法向位移受到弹性约束,正应力不再保持恒定。

3 节理分量式剪切本构模型

3.1 分量式剪切本构方程

Gerrard^[12]提出了节理抗剪强度的分量式剪切应力表达，优点是分量对节理剪切强度的贡献含义清楚^[13]。由此引伸，节理直剪过程中的剪切应力也主要由抗剪断分量 a 、剪胀角 ψ 分量和残余摩擦角 φ_r 分量 3 个分量组成^[11]。岩体节理的分量式剪切本构表达式为

$$\tau = a + \sigma_n \tan(\psi + \varphi_r) \quad (1)$$

式中： τ 为剪切过程中的切向剪切应力； a 为由于抗剪断效应产生的剪应力； φ_r 为岩石残余摩擦角； ψ 为剪胀角。

式 (1) 形式上与强度公式相似，但表达的却是一个非线性的本构，最终表达为 $\tau = f(\delta_h)$ ，即剪切应力与剪切位移的关系。3 个分量的具体表达在章节 3.3~3.5 详细展开。

3.2 剪切应力-位移曲线分段与极限位移分析

典型的节理剪切应力-位移曲线为图 1 中 $OABCD$ ，抗剪断分量 a 曲线为 $OB''C''$ ，剪胀角 ψ 分量和岩石残余摩擦角 φ_r 耦合分量曲线为 $OB'CD$ 。 $OABCD$ 按其细观力学特征可分为 3 个阶段。

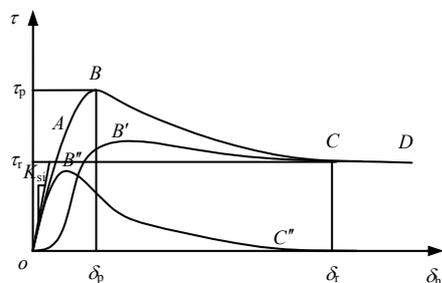


图 1 节理剪切应力-位移曲线与其分量曲线
Fig.1 Displacement-shear stress curves of rock joints and its component curves

(1) 初始弹性点

从能量角度分析，如果存在弹性阶段，则在此阶段内卸载位移将回到 0 点，积累的弹性变形能得到释放，没有能量消耗，即不存在摩擦现象，在此阶段内对剪切应力做出贡献的仅是节理的抗剪断分量 a ，剪胀角 ψ 分量和岩石残余摩擦角 φ_r 分量对于剪切应力的增加并无贡献。但与完整岩块不同，在真实的节理直剪过程中，由于实际发生接触的凸点数量很少，自剪切开始发生便存在压碎、拉裂和剪断等一系列非弹性因素，弹塑性变形始终伴随着剪切过程，所以弹性仅在 δ_h 趋于 0 的“阶段”，即仅

以弹性“点”（原点）的形式存在。

根据以上分析和图 1，当剪切位移 $\delta_h \rightarrow 0$ 时，有

$$\left. \begin{aligned} \lim_{\delta_h \rightarrow 0} a &= 0; \quad \lim_{\delta_h \rightarrow 0} \frac{\partial a}{\partial \delta_h} = K_{si} \\ \lim_{\delta_h \rightarrow 0} \varphi_r &= 0; \quad \lim_{\delta_h \rightarrow 0} \frac{\partial \varphi_r}{\partial \delta_h} = 0 \\ \lim_{\delta_h \rightarrow 0} \psi &= 0; \quad \lim_{\delta_h \rightarrow 0} \frac{\partial \psi}{\partial \delta_h} = 0 \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

式中： δ_h 为剪切位移； K_{si} 为剪切应力-位移曲线的初始切向刚度，由于弹性“阶段”缺失，初始切向刚度仅在弹性“点”与剪切应力-位移曲线相切，使得 K_{si} 难以通过试验精确确定。

(2) 叠加、耦合效应阶段

此阶段为抗剪断分量与剪胀和残余摩擦耦合作用分量相互叠加的结果，宏观上表现为节理剪切应力-位移曲线的剪切硬化和软化现象，而剪切应力峰值点 B 在细观力学层面上并无特殊性。

(3) 残余强度阶段

随着剪切位移的增长，抗剪断分量 a 和剪胀角 ψ 分量逐渐消失殆尽，法向位移趋于恒定，宏观上表现为由软化阶段进入残余强度阶段。根据以上分析和图 1，当剪切位移 $\delta_h \rightarrow \infty$ 时，有

$$\left. \begin{aligned} \lim_{\delta_h \rightarrow \infty} a &= 0; \quad \lim_{\delta_h \rightarrow \infty} \frac{\partial a}{\partial \delta_h} = 0 \\ \lim_{\delta_h \rightarrow \infty} \varphi_r &= \varphi_{r, \text{const}}; \quad \lim_{\delta_h \rightarrow \infty} \frac{\partial \varphi_r}{\partial \delta_h} = 0 \\ \lim_{\delta_h \rightarrow \infty} \psi &= 0; \quad \lim_{\delta_h \rightarrow \infty} \frac{\partial \psi}{\partial \delta_h} = 0 \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

式中： $\varphi_{r, \text{const}}$ 为岩石残余摩擦角 φ_r 在剪切位移无穷大时的恒定值。

以上 3 个阶段和极限位移分析结果是构建岩体节理剪切本构模型的基础。

3.3 剪胀模型

对于节理法向变形-切向位移曲线，前文已述及，由于“预剪切”和“预压缩”作用，曲线中的初始剪缩段并不明显，同时可认为，在边坡岩体位移允许的范围，不会出现因为节理面的大量磨损而出现剪缩现象，法向位移 δ_v 最终趋于恒定值 $\delta_{v, \text{max}}$ ，见图 2 中 ABC 段所示。根据极限位移分析结论式 (2) 中的第 5、6 式和式 (3) 中的第 5、6 式，节理法向变形-切向位移曲线可采用如下幂函数：

$$\delta_v = \frac{2\delta_{v,\max}}{1 + \exp\left(\frac{k_1}{\delta_h}\right)} \quad (4)$$

式中： $\delta_{v,\max}$ 为 δ_v 在剪切位移无穷大时的恒定值； k_1 为拟合参数，用于控制收敛速度； δ_v 为节理法向位移。

如图 2 所示，剪胀角为节理法向变形-切向位移曲线的切线与切向位移轴的夹角，即

$$\psi = \arctan\left(\frac{\partial\delta_v}{\partial\delta_h}\right) \quad (5)$$

对于存在剪缩现象的法向变形-切向位移曲线，如图 2 中 OA 所示。唐志成等^[10]针对剪缩段 OA 提出了二次抛物线模型式 (6)，与曲线 ABC 构成完整的剪胀模型曲线。

$$\delta_v = \alpha_1\delta_h^2 + \alpha_2\delta_h \quad (6)$$

式中： α_1 、 α_2 均为拟合参数。

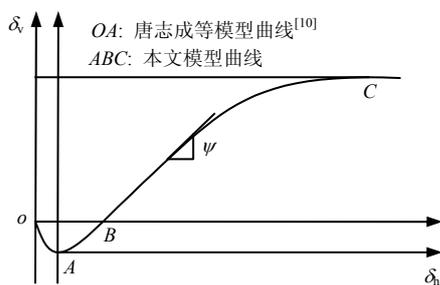


图 2 节理剪胀模型曲线
Fig.2 Model curves of joint dilation

3.4 抗剪断模型

对于由于抗剪断效应产生的剪应力 a ，如图 1 中曲线 $OB''C$ 所示。结合极限位移分析结论式 (2) 中第 1、2 式和式 (3) 中第 1、2 式，可采用如下公式拟合：

$$a = \frac{S\delta_h}{1 + C\delta_h^{k_2}} \quad (7)$$

由式 (2) 中第 3 式可知，剪切位移 $\delta_h \rightarrow 0$ 时， S 、 C 、 k_2 之间应满足如下关系：

$$S = \frac{k_{sl}(1 + C\delta_h^{k_2})^2}{1 + C\delta_h^{k_2} - Ck_2\delta_h^{k_2}} \quad (8)$$

式中： S 、 C 、 k_2 为拟合参数； k_2 用于控制软化段的收敛速度。

3.5 残余摩擦模型

弹性“点”残余摩擦角 φ_r 不发挥作用，且并不是在产生相对剪切位移时就发挥恒定值，即 φ_r 可表示为位移 δ_h 的函数，同时根据极限位移分析结论式 (2) 中第 3、4 式和式 (3) 中第 3、4 式， $\tan\varphi_r$ 可用如下函数表示：

$$\tan\varphi_r = \frac{2\tan\varphi_{r,\text{const}}}{1 + \exp\left(\frac{k_3}{\delta_h}\right)} \quad (9)$$

式中： $\varphi_{r,\text{const}}$ 为 φ_r 在剪切位移无穷大时的恒定值； k_3 为拟合系数，用于控制收敛速度。

式 (1)、(4) ~ (7)、(9) 构成本文完整的分量式岩体节理剪胀和剪切本构方程。本模型的优势主要表现在：(1) 体现了剪胀与剪切之间的耦合效应；(2) 采用分量式表达物理意义明确，在位移趋于 0 和无穷时能够反映节理的实际状态；(3) 每一分量采用简单函数，避免了总量式分段构造函数的不足。本模型的不足之处在于各分量式数学表达存在人为因素影响。为了能够实现数学上的表达，基于以下 3 点：①初始条件有严格的限制条件，决定了各分量的初值、最终值和变化趋势；②剪切过程中各分量的变化不存在突变，即是连续可导的；③剪胀角分量通过垂向位移-剪切位移可以完全剥离。通过这三点实现对抗剪断分量和摩擦分量的分离，尽量减少人为因素影响。

3.6 模型参数确定

为了反映新模型明确的物理意义，使用参数较多，确定参数的过程繁琐，具体的参数确定方法：

(1) 剪胀模型参数 $\delta_{v,\max}$ 由节理直剪试验直接确定或拟合得到， k_1 可以通过法向变形-剪切位移数据拟合确定；如果存在剪缩段， α_1 、 α_2 均可通过法向变形-剪切位移数据拟合确定。(2) 残余摩擦模型参数 $\varphi_{r,\text{const}}$ 、 k_3 ，抗剪断模型参数 S 、 C 、 k_2 ，在确定了 (1) 中参数后通过节理面直剪试验数据联合拟合确定。

4 双安全系数概念和求解原则

4.1 节理边坡双安全系数的定义

边坡的安全系数是岩质边坡稳定性评价和加固设计的依据，对于可以看作连续介质的边坡，如土质边坡、碎石土边坡和碎裂岩体边坡，边坡体变形均匀，可以采用强度折减法进行安全系数的求解，见式 (10)^[14]。

$$\left. \begin{aligned} \tau &= c' + \sigma_n \tan \varphi' \\ c' &= \frac{c}{F}; \quad \tan \varphi' = \frac{\tan \varphi}{F} \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

式中： c 、 c' 分别为折减前后的黏聚力； $\tan \varphi$ 、 $\tan \varphi'$ 分别为折减前后的内摩擦角正切值，这里均指有效应力参数。

对于岩体边坡，学者们通过理论计算或根据实测反演，提出了一系列等效岩体黏聚力 c 和内摩擦角 φ 的方法用于安全系数计算，但这些等效方法不能够反映岩体在受力后力学变形的各向异性，没有明确的物理意义。在节理剪切变形的细观力学过程中，剪切应力由抗剪断分量、剪胀和残余摩擦分量三部分构成，抗剪断分量和剪胀分量实际为节理粗糙度所引起，所以节理剪切应力也可以看作由粗糙度分量和残余摩擦分量构成。基于此，本文应用双强度折减安全系数的概念来分析节理边坡的稳定性和各分量对边坡稳定性的贡献。

双安全系数概念首先由唐芬等^[15]基于均质边坡岩土体中 c 、 φ 不同时发挥的问题而提出。如上文所述，进入叠加、耦合效应阶段后，粗糙岩体节理在直剪过程中抗剪断分量 a ，剪胀角 ψ 和岩石残余摩擦角 φ_r 均发挥作用，抗剪断分量 a 与剪胀角 ψ 分量二者皆由于节理的粗糙不平所引起且最终随剪切位移衰竭殆尽，而进入残余强度阶段仅残余摩擦角 φ_r 分量发挥作用，这就说明对节理剪切应力的三个分量在同一时间同等折减是不合理的，基于强度折减法的双安全系数定义如下。

(1) 粗糙度安全系数 F_1

仅对由于节理粗糙度引起的剪切强度部分进行折减而使边坡趋于临界状态的安全系数，折减后的抗剪断分量 a' 与剪胀角正切值 g' 表达式为

$$a' = a / F_1; \quad g' = \tan \psi / F_1 \quad (11)$$

(2) 残余强度安全系数 F_2

仅对于残余摩擦引起的抗剪应力进行折减而使边坡趋于临界状态的安全系数。折减后的残余摩擦角正切值 u' 为

$$u' = \tan \varphi_r / F_2 \quad (12)$$

采用双安全系数折减后的剪切强度表达式为

$$\tau' = a' + \sigma_n \frac{g' + u'}{1 - g'u'} \quad (13)$$

4.2 双安全系数的求解原则

在获取岩体节理的剪切本构模型后，依据以下原则（见图 3）对岩体边坡安全系数进行求解和边

坡稳定性分析：

(1) 取 $F_1 = \infty$ ， $F_2 = 1$ ，即仅考虑残余强度判断边坡的稳定性。

(2) 如果此时（ $F_1 = \infty$ ， $F_2 = 1$ ）边坡是稳定的，则对 F_2 取大于 1 的安全系数进行折减，直至临界状态安全系数 $F_1 = \infty$ ， $F_2 = c_1$ ，表明边坡尚处于稳定状态，且仅依靠残余强度就能够维持稳定，采用残余强度是岩石边坡设计中常用的保守方法。

(3) 如果此时（ $F_1 = \infty$ ， $F_2 = 1$ ）边坡是不稳定的，则对 F_1 取(0, ∞)之间的系数对峰值强度进行折减，直至临界状态安全系数 $F_2 = 1$ ， $F_1 = c_2$ ； $c_2 > 1$ 表明边坡尚处于稳定状态且边坡依靠节理粗糙度而稳定， $0 < c_2 < 1$ 表明，边坡处于不稳定状态。

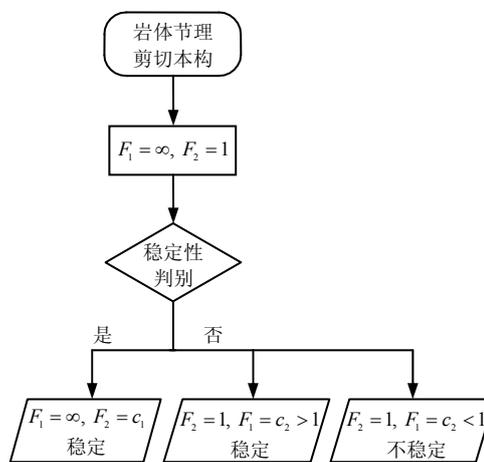


图 3 双安全系数求解流程图
Fig.3 Flow chart for solving the dual safety factors

应用强度折减法求解连续介质边坡时存在如下问题：对处于不同应力状态的边坡不同部位采用了统一的安全系数折减。双安全系数应用于岩质边坡则有以下优点，由于岩质边坡通常有少数几组关键节理控制^[16]，岩块的变形相对节理变形可以忽略，这就说明边坡中的关键节理基本处于同一应力状态，这一点为双安全系数应用提供了极大的便利，对于峰值前的状态，取峰值状态进行折减，峰后状态，取对应的应力状态即可。

关于双安全系数的意义，详见本文第 5 章节 (2) 的讨论。

4.3 节理本构模型验证与 F_1 、 F_2 的求解算例

为了验证本构模型，并举例计算双安全系数，本文用 Bandis^[17]的直剪试验数据和 1 组多应力下的花岗岩节理直剪试验数据^[18]进行本构模型的对比分析，并利用 Bandis^[17]的直剪试验数据进行双安全系数计算。

在常法向应力条件下, Bandis 对人工复制节理面做了一系列室内直剪试验, 本次针对在常法向载荷为 24.5 kPa 的剪切试验进行了验证。剪切过程中保持节理法向应力与初始法向应力相等, 节理试样长 36 cm, 岩壁的单轴抗压强度为 2.0 MPa。节理的计算参数见表 1。分量式模型计算结果、抗剪断分量计算结果、剪胀与摩擦分量计算结果与试验结果的对比如图 4 所示。

表 1 计算模型的主要参数^[17]

Table 1 Primary parameters of computational modeling^[17]

δ_n, \max / mm	k_1	α_1	α_2	φ_n^{const} /($^\circ$)	k_3	S	C	k_2	δ_h / mm
0.69	5.55	0.08	0.04	32	0.40	164.85	20.89	1.26	7.00

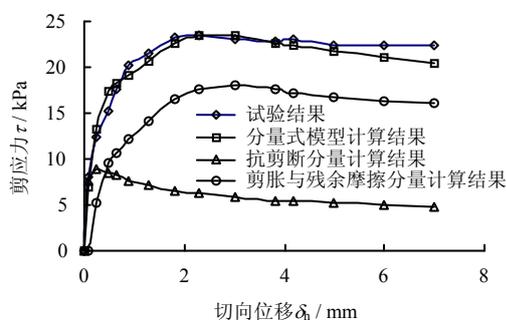


图 4 计算结果与试验结果的对比^[17]

Fig.4 Comparison between calculating results and experimental results^[17]

从图 4 可以看出, 抗剪断分量与剪胀角随剪切位移衰竭殆尽实际上是一个相对较长的过程; 抗剪断分量在剪切位移极小时即达到峰值, 剪胀与残余摩擦分量达到峰值所需剪切位移较大, 本模型中峰值强度为抗剪断分量、剪胀、残余摩擦分量相互叠加的结果, 但主要受剪胀与摩擦分量的影响; 分量式模型计算结果在峰前段与试验结果符合较好, 且对峰值位移预测较好, 峰后软化段则下降较快。

在 1.00、2.01、2.51 MPa 三级应力条件下对花岗岩节理面进行一系列单试件法直剪试验^[18]。节理试样长 20 cm, 岩壁的单轴抗压强度为 130 MPa。分量式模型计算结果、抗剪断分量计算结果、剪胀与摩擦分量计算结果与试验结果的对比如图 5 所示。从图中可以看出, 应力水平对总体试验曲线外形影响不大, 但对各个分量随剪切位移的发挥过程影响很大。1.00 MPa 应力下剪胀角分量先于抗剪断分量发挥作用, 这一点与图 4 不同, 随着应力水平增加, 抗剪断分量作用逐渐凸显, 与图 4 趋同。

假定某岩质边坡关键节理参数与表 1 一致, 节理倾角为 40° , 厚 1.31 m (节理面正应力 $\sigma_n \approx$

24.5 kPa, 之所以采用 $\sigma_n \approx 24.5$ kPa, 详见章节 5 (1), 节理应力状态尚处峰前。由于该算例并非工程实例, 目的性不强, 未对室内试验参数进行合理确定。依据章节 4.2 的求解原则, 双安全系数计算结果: $F_2 = 1$, $F_1 = 1.31 > 1$, 说明此岩质边坡尚处于稳定状态, 但残余摩擦强度并不能够使得边坡稳定。

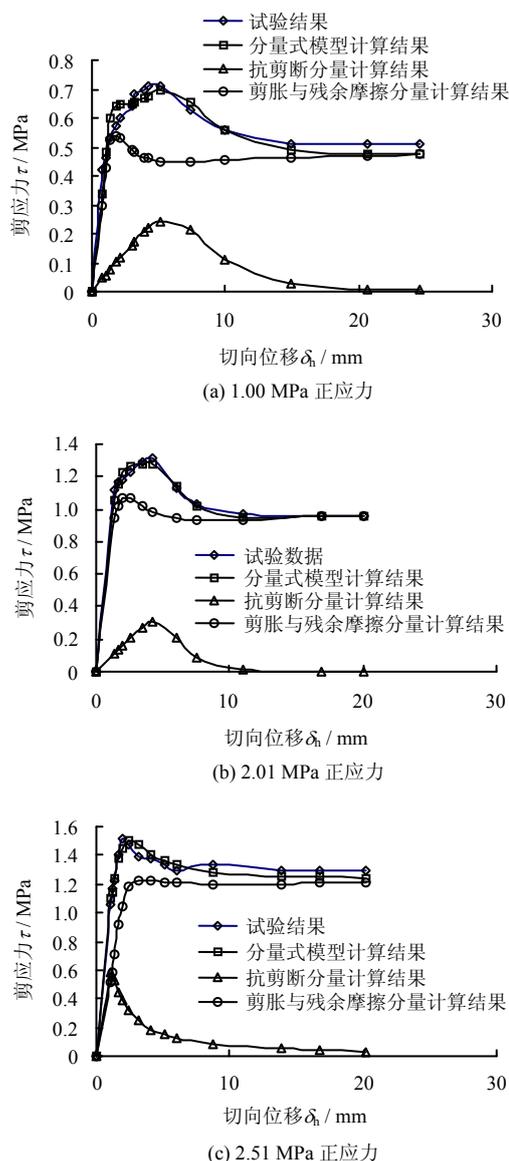


图 5 不同正应力下计算结果与试验结果对比

Fig.5 Comparison between calculating results and experimental results under different normal stresses

5 讨论

(1) 由图 5 可看出, 随着正应力 σ_n 的变化, 本文的岩体节理剪切本构模型方程式 (1) 所体现出的抗剪断分量与剪胀角与残余摩擦分量对剪应力 τ 的贡献是变化的, 即抗剪断分量、胀角与残余摩擦分量均为正应力 σ_n 的函数^[12], 而理想塑性摩尔库仑模

型中假定黏聚力 c 与内摩擦角 φ 均为恒定值, 这是本模型与摩尔-库仑模型最本质的不同之处。所以, 正应力也是岩体节理本构模型的重要组成部分, 本文中的本构模型仅为常应力状态下的本构未考虑正应力变动的影 响。

更进一步地, 岩土力学界已经认识到岩土抗剪强度中黏聚力成分和内摩擦成分不是随剪切位移 δ_h 同时发挥最大作用, 并开展了相应的研究工作^[19-20]。本文岩体节理的抗剪断模型、剪胀模型和残余摩擦模型, 均是在已知极限位移状态式 (2)、(3) 的物理结论下与参数拟合方法相结合的结果。关于岩体节理中抗剪断分量 a 、剪胀角 ψ 分量和残余摩擦角 φ_r 分量以及均质岩土体中黏聚力 c 与内摩擦角 φ 随剪切位移 δ_h 的发挥问题, 值得进一步研究。

(2) 双安全系数中, F_2 与节理的残余摩擦角分量 φ_r 有关, 而 F_1 与抗剪断分量 a 、剪胀角 ψ 分量有关; 特别是对于发生过预剪切现象的岩质边坡节理, 受边坡原位应力状态的长期影响, 节理凸起部分被磨平并产生微裂隙损伤, 节理的剪切应力-位移曲线由峰值型曲线向塑性破坏曲线转变, 残余摩擦角 φ_r 分量在边坡稳定性中所起的作用逐渐增大。抗剪断分量 a 、剪胀角 ψ 分量随环境条件变化较大且空间变异性大, 而残余摩擦角 φ_r 基本不随环境条件和空间位置变化, 残余摩擦角 φ_r 对边坡稳定性的贡献不一定比抗剪断分量 a 、剪胀角 ψ 分量大, 但更为基础, 所以安全系数 F_2 可以称为“基本安全系数”, 与边坡的长期稳定性关系密切, 依靠残余摩擦角稳定的边坡, 由于参数变异性小, 可靠性高。安全系数 F_1 与节理的粗糙度有关, 随环境条件和空间位置而变, 可以称为“附加安全系数”, 依靠粗糙度稳定的边坡, 由于参数的变异性大, 可靠性较低。对于残余摩擦角 φ_r 分量不能满足边坡稳定性要求时, 节理的抗剪断分量 a 、剪胀角 ψ 分量便发挥重要作用, 此时控制节理风化、提高节理正应力与控制节理剪切位移对岩质边坡稳定性具有重要意义。采用双安全系数评价岩质边坡稳定性的意义在于双安全系数能够明确地表示出节理粗糙度分量 (抗剪断分量、剪胀角分量) 与残余摩擦分量对于边坡稳定性所做出的贡献。

综合上述两点讨论, 岩质边坡节理的原位应力状态和初始接触关系是获取原位边坡岩体节理剪切本构模型的关键因素, 与边坡的稳定性密切相关。

6 结 论

(1) 真实的细观物理过程中岩体节理的剪切应

力由抗剪断分量、剪胀和残余摩擦分量三部分构成, 节理剪切硬化和软化现象为抗剪断分量与剪胀和残余摩擦耦合作用分量相互叠加的结果, 宏观上的峰值点在细观力学层面上并无特殊性。

(2) 抗剪断分量 a 、剪胀角 ψ 、残余摩擦角 φ_r 、法向位移 δ_v 均可表示为剪切位移 δ_h 的函数, 结合极限位移分析的结论, 得到了分量表示的切向变形与剪胀耦合的岩体节理剪切本构模型。

(3) 在节理分量式本构模型的基础上, 根据细观的物理过程提出了节理边坡双安全系数的概念和基于剪切-剪胀-摩擦现象的双安全系数求解原则, 能够较好地反映岩体节理剪切破坏直至残余摩擦的物理过程。

岩质边坡岩体节理的力学效应与边坡的稳定性密切相关, 也是节理力学重要的应用领域。本文总结了边坡岩体节理的工程地质特性, 为节理剪切本构模型的建立提供工程依据。

参 考 文 献

- [1] KULHAWAY F H. Stress deformation properties of rock and rock discontinuities[J]. *Engineering Geology*, 1975, 9(4): 327-350.
 - [2] GOODMAN R E. 不连续岩体中的地质工程方法[M]. 北方交通大学隧道与地质教研室译. 北京: 中国铁道出版社, 1980.
 - [3] HUNGR D, COATES D F. Deformation of joints and its relation to rock foundation settlement[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1978, 115(2): 239-249.
 - [4] BARTON N. Review of a new shear strength criterion for rock joints[J]. *Engineering Geology*, 1973, 7(4): 287-332.
 - [5] BARTON N, CHOUBEY V. The shear strength of rock joints in theory and practice[J]. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 1977, 10(1/2): 1-54.
 - [6] BARTON N. Modeling rock joint behavior from in-situ block tests: Implications for nuclear waste repository design[R]. Columbus: Office of Nuclear Waste Isolation, 1982.
 - [7] SIMON R. Analysis of fault-slip mechanics in hard rock mining[D]. Canada: McGill University, 1999: 118-120.
 - [8] 尹显俊, 王光纶, 张楚汉. 岩体结构面切向循环加载本构关系研究[J]. *工程力学*, 2005, 22(6): 97-104.
- YIN Xian-jun, WANG Guang-lun, ZHANG Chu-han. Study of constitutive model for rock interfaces and joints under cyclic shear loading[J]. *Engineering Mechanics*,

- 2005, 22(6): 97—104.
- [9] 肖卫国, 兑关锁, 陈铁林, 等. 剪胀和破坏耦合的节理岩体本构模型的研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(12): 2535—2543.
- XIAO Wei-guo, DUI Guan-suo, CHEN Tie-lin, et al. A study on constitutive model coupling dilatancy and degradation for jointed rock[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2009, 28(12): 2535—2543.
- [10] 唐志成, 夏才初, 肖素光. 节理剪切应力-位移本构模型及剪胀现象分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, 30(5): 917—925.
- TANG Zhi-cheng, XIA Cai-chu, XIAO Su-guang. Constitutive model for joint shear stress-displacement and analysis of dilation[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2011, 30(5): 917—925.
- [11] BANDIS S C, LUMDEN A C, BARTON N R. Experiment studies of scale effects on the shear behaviour of rock joints[J]. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts**, 1981, 18(1): 1—21.
- [12] GERRARD C. Shear failure of rock joints: appropriate constraint for empirical relation[J]. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts**, 1986, 23: 401—429.
- [13] 夏才初, 孙宗顺. 工程岩体节理力学[M]. 上海: 同济大学出版社, 2002.
- [14] 陈祖煜. 土质边坡稳定分析[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2003.
- [15] 唐芬, 郑颖人. 基于双安全系数的边坡稳定性分析[J]. 公路交通科技, 2008, 25(11): 39—44.
- TANG Fen, ZHENG Ying-ren. Slope stability analysis based on two safety factors[J]. **Journal of Highway and Transportation Research and Development**, 2008, 25(11): 39—44.
- [16] 冯树荣, 赵海斌, 蒋中明. 节理岩体边坡稳定性分析新方法[J]. 岩土力学, 2009, 30(6): 1639—1642.
- FENG Shu-rong, ZHAO Hai-bin, JIANG Zhong-ming. A new method of stability analysis of jointed rock slope[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2009, 30(6): 1639—1642.
- [17] BANDIS S C. Experimental studies of scale effects on shear strength and deformation of rock joints[D]. UK: Leeds University, 1980.
- [18] 杜时贵. 岩体结构面抗剪强度经验估算方法的应用研究[R]. 金华: 金华职业技术学院, 2004.
- [19] BARTON N, PANDEY S K. Numerical modelling of two stoping methods in two Indian mines using degradation of c and mobilization of ϕ based on Q -parameters[J]. **International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences**, 2011, 48: 1095—1112.
- [20] HAJIABDOLMAJID V, KAISER P K, MARTIN C D. Modelling brittle failure of rock[J]. **International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences**, 2002, 39: 731—741.

关于第八届亚洲岩石力学大会征文通知

由国际岩石力学学会主办, 国际岩石力学学会日本国家小组(日本岩石力学委员会)承办的第八届亚洲岩石力学大会将于2014年10月14~16日在日本札幌举行。此次会议是2014年度国际岩石力学学会年会, 同期还召开国际学会理事会、主席团会议及各专委会会议等。大会的主题: 自然灾害、环境和能源。研讨内容涵盖石力学从理论到工程实践及对岩石工程技术将来发展分析的所有方面, 并有以下议题: 地质灾害减灾, 地震和岩石动力学; 风险和风险管理; 防灾减灾; 边坡稳定; 环境问题, 全球变暖; 二氧化碳的捕获和储存放射性废物处置; THMC 耦合; 能源, 采矿工程; 石油工程; 地热发电; 油藏工程; 新技术和基本的方面, 岩石的性质和场地特征; 地球物理勘探和测试方法; 隧道及地下空间; 生命周期维护成本; 现场测量和分析。本届会议将会邀请精彩的主题报告演讲者。ISRM 的两个专业委员会将举行研讨会, 会议展览也同期举办。

大会组委会现正在征集论文。我们希望广大的岩石力学学者、科研人员积极向大会投稿, 将您在岩石力学和岩石工程领域的最新理论和实践的研究成果向国际岩石力学同行们展示出来。

现将论文征集时间通知如下: 摘要接收截止日2013年12月31日摘要接受、通告作者, 2014年1月31日全文提交截止日2014年6月30日, 全文修正提交日2014年7月31日。

会议的相关信息, 可登陆大会网站 www.rocknet-japan.org/ARMS8/index.htm 查询。

(信息来源: 中国岩石与工程学会网站)