

双向应力作用下X型断续节理岩体的强度特性研究*

刘东燕 朱可善 范景伟

(重庆建筑工程学院) (成都科技大学)

摘 要 本文基于石膏模型试验的结论,借助断裂力学理论,着重讨论了含X型断续节理岩体的压剪断裂强度特性及破坏机理。结合有限元数值模拟计算,分析了节理方位、围压大小对这类岩体强度的影响。

关键词 岩体,断裂节理,断裂力学,双向应力

节理在岩体强度上的决定性作用,很早就引起了国内外岩石力学的普遍重视。早期的研究多是针对单向的贯通性节理,其中莫尔-库仑准则的合理运用得到了工程界的一致公认。对于断续节理也普遍采用结构面抗剪强度参数 c_j 和 f_j 与完整岩体的库仑参数 c_0 和 f_0 ,按连通率 η 加权平均得综合抗剪参数:

$$\left. \begin{aligned} \bar{f} &= f_j \eta + (1 - \eta) f_0 \\ \bar{c} &= c_j \eta + (1 - \eta) c_0 \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

然后用参数 \bar{c} 和 \bar{f} 按单向贯通性节理来估算岩体强度^[1]。Müller和Pacher在1965年首次利用石膏模型成功地探讨了含多排单向断续节理岩体的强度特性,表明了贯通节理和断续节理在破坏机制上的差异,取得了很有价值的结论^[2]。

对于多向多组交叉节理的强度效应,人们往往采用迭加原理,将单向节理的结论推广运用到有几个相交节理的岩体上,以建立组合的破坏准则^[3]。1970年Brown用石膏模型进行了断续节理块体强度试验。从一系列轴压试验中研究了含双向交叉断续节理的强度特性。Brown首次引入使节理中断的所谓“岩桥”这一新的可变因素,强化了结果解释,使模型变得更加符合实际,而且还发现了新的破坏模式^[4]。

Brown的试验研究虽然引入了岩桥的概念,但采用块体堆砌而成的模型,其各节理之间实质是锯齿状相互串通的。(如图1所示)显然这种结构的块体效应起着主导作用。真正的断续节理岩体如图2所示,节理没有完全将完整岩石切割开,其结构块体效应相应削弱,而节理端部的应力集中及断裂效应相应增加。

本文1990年12月14日收到。

* 本研究得到国家高校基金资助。

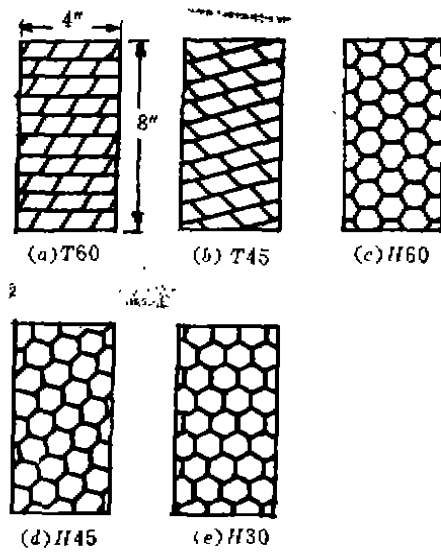


图1 块体堆砌节理模型试件(Brown)

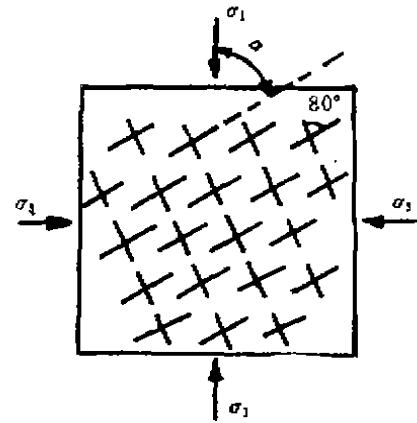


图2 双向交叉断续节理模型示意图

格里菲斯强度理论指出^[6]：含裂隙材料在压剪应力作用下将产生裂隙尖端的高度应力集中，导致裂纹的扩展，从而引起含裂隙材料在新生裂纹的不稳定扩展下的破坏。大多数岩石属脆性材料，由于受节理端部高应力集中的影响，使得断续节理岩体对断裂特别敏感。实验告诉我们，这类岩体的破坏实质是沿原有节理面滑移，伴随着节理端部岩桥的撕拉破坏，最终形成阶梯状滑移破裂面。就裂纹端部的应力状态而言是由使裂纹上下表面闭合的负I型裂纹和裂纹上下表面在同一平面内相互滑移错开的II型断裂复合所构成的压剪断裂破坏。为此，我们引入断裂力学的理论。

1 模型试验及破坏机制

为了探索含断续节理脆性岩体的强度特性及破坏机制，以寻求有限元模拟的合理的数学模型。本文用石膏材料模拟岩石，聚四氟乙稀薄片模拟节理。对含有拟定节理分布的断续节理岩体模型进行了不同节理倾角的单向及双向压缩试验。

试件尺寸如图3所示，节理用厚度为0.2mm的聚四氟乙稀薄片模拟，分布如图，结合某工程的实际情况，选择主、次节理方向的交叉角80°；主节理长9.6cm，排距4cm，间距5.8cm，连通率 $\eta=60\%$ ；次节理长4.8cm，排距7.7cm，间距3.2cm，连通率67%。浇注石膏比为1:1的石膏浆以成模，形成了含闭合X型断续节理的岩体模型。试验荷载为与主节理方向呈 α 角度的主应力 σ_1 和与之相垂直的主应力 σ_2 ，即为双向平面应力状态。

1.1 破坏机理

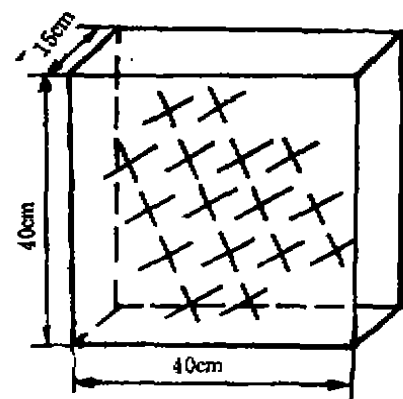


图3 X型节理模型试件尺寸示意图

由试验发现,除 α 接近 0° 或 90° 时,破坏模式有所不同,一般情况下, $15^\circ \leq \alpha \leq 75^\circ$ 时,模型破坏经历了以下四个阶段。

1) 线弹性阶段,模型承载的初始阶段,由于所受应力较小,节理面还未发生滑移,整个模型材料处于线弹性状态。

2) 裂纹稳定扩展阶段,(初裂阶段)当应力增至一定程度后,节理面首先发生滑移。由于节理端部高度应力集中,便产生沿最小应变能密度方向的扩展,裂纹扩展到一定长度后即停止发展,这时尚未与原生节理彼此贯通。

3) 裂纹失稳扩展阶段,(峰值阶段)随着外荷进一步增加,节理面的滑移加剧,造成初始裂纹进一步扩展而发生撕拉破坏。节理间的“岩桥”被拉裂,新生裂纹与原生节理贯通形成阶梯状破坏面。

4) 残余强度阶段,“岩桥”破裂后,强度主要表现为沿原有节理面的残余摩擦力。这时其残余强度是很低的。

值得指出的是,试验完毕后,翻开“岩桥”裂面,可以看到表面比较粗糙,没有滑动痕迹,同时拉裂面有一定的张开度。

当 α 接近 0° 时,在单轴压力下模型呈脆性轴向劈裂破坏,即张性断裂;围压增高,模型呈滑裂破坏,在节理端部有脆性断裂的痕迹。当 α 接近 90° 时,模型强度受次节理的控制,初裂发生在次节理的端部,由于次节理尺寸较小,且倾角较小,强度显得很高。

图4描绘了上述几种破坏模式。

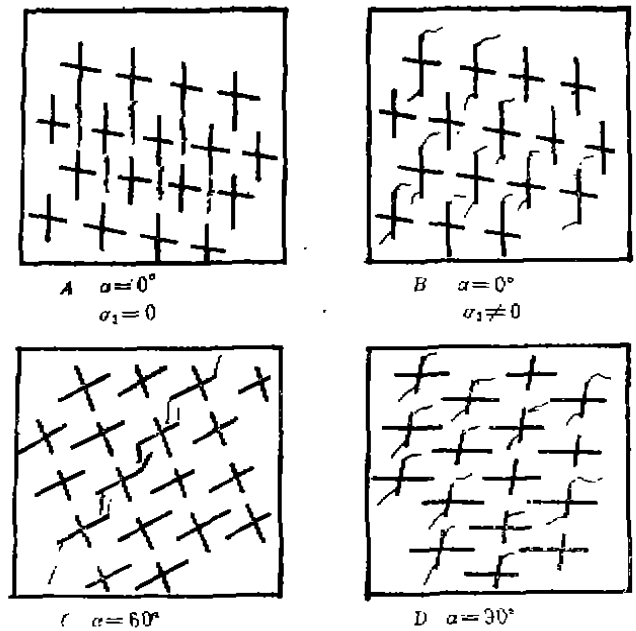


图4 试件典型破坏模式

1.2 强度分析

根据含断续节理岩体的破坏机制,其强度可分为初裂和峰值两种。但模型初裂强度的取值点难以确定,尤其是脆性材料以初裂到峰值发展迅速,难以用肉眼识别。为保证取值的稳定性,笔者所论的试验强度值皆指峰值强度,即模型的极限承载能力。本试验包括单轴、双轴($\sigma_3 = 0.177\text{MPa}$)二组,其成果见图5及表1。

通过分析可得如下结论:

1) 围压 σ_3 增加,模型的强度随之升高;

表1. 峰值强度试验值 σ_1 (MPa)

α	0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
$\sigma_3 = 0$	1.502	0.941	0.672	0.473	1.230	1.594	1.594
$\sigma_3 = 0.177$	2.158	1.848	1.178	1.467	1.747	1.907	1.731

2) 当 α 由 0° 增至 30° 时, 强度随 α 角增大而递减; 相反当 α 由 45° 增至 75° 时, 强度随 α 角增大而递增, 随后 $\alpha = 75^\circ \sim 90^\circ$, 强度有降低的趋势; 强度最低值在 $\alpha = 30^\circ \sim 45^\circ$ 之间波动。

3) 主节理是强度控制的主要因素, 除 α 等于 0° 和 90° 外, 破坏几乎都发生在主节理端部。和单向多排节理强度试验值相比, 可以看出, 次节理的出现影响了节理岩体的强度变化规律, 而且有助于提高整个模型的承载能力。

2 有限元计算及强度准则

针对含断续节理岩体的结构特征, 及石膏模型试验所观察到的破坏形态, 笔者在有限元程序设计中全面考虑了线弹性, 弹塑性及断裂三种力学模型。程序设置了四边形等参八节点元; 蜕化等参六节点元及其奇异元; 六节点直线节理元及其蜕化的五节点节理元。以求适应含X型断续节理岩体的三个典型的力学特征: 岩石材料的线弹性; 大范围几何不连续的非线性; 裂纹尖端高度应力集中的奇异性。结合模型试验, 这里就节理岩体的初裂强度利用该程序进行了断裂计算。

2.1 初始断裂判据

最小应变能密度因子判据(S判据)^[1], 在脆性材料的断裂分析中得到广泛运用, 它反映了材料性质对断裂的影响, 把拉伸和压缩断裂问题统一到裂纹端部的综合应变能密度场上, 计算的数据也得到相当一些实验的支持。S判据表明, 当最小应变能密度因子 S_{min} 达到同一临界应变能密度因子值 S_c 时, 压缩断裂应力要比拉伸断裂应力大得多。特别是当裂纹角 β 较大时, 这一结论与岩石材料抗压强度甚大于抗拉强度的实验结果一致。因此, 笔者选用了S判据作为初裂强度判断准则。

应当承认, S判据用于压剪复合断裂, 也仅只在强度趋势上和实测值较吻合, 而定量分析上尚有一定的差异。特别当 β 角较低时, 实测值低于理论值, 而且 $K_I \sim K_{II}$ 曲线也明显与实测值不十分吻合。所以我们这里重点在定性的研究上, 而作为定量分析还有待于进一步深入。

对于I~II型复合裂纹, 应变能密度:^[1]

$$S = a_{11} K_I^2 + 2a_{12} K_I K_{II} + a_{22} K_{II}^2 \quad (2)$$

$$a_{11} = \frac{1}{16\pi G} [(3 - 4\mu' - \cos\theta)(1 + \cos\theta)]$$

$$a_{12} = \frac{1}{16\pi G} [2\sin\theta(\cos\theta - (1 - 2\mu'))]$$

$$a_{22} = \frac{1}{16\pi G} [4(1 - \mu')(1 - \cos\theta) + (1 + \cos\theta)(3\cos\theta - 1)]$$

其中: μ 平面应变条件

$$\mu' = \frac{\mu}{1 + \mu} \quad \text{平面应力条件}$$

μ 为岩石材料的泊桑比, G 为岩石材料的剪切模量, K_I , K_{II} 分别为I, II型裂纹断裂强度因子, θ 为初始开裂方向。

$$\text{条件: } \frac{\partial S}{\partial \theta} = 0, \quad \left. \frac{\partial^2 S}{\partial \theta^2} \right|_{\theta = \theta_0} > 0 \quad (3)$$

$$\text{判据: } S \Big|_{\theta = \theta_0} = S_c \quad (4)$$

S_c 是材料临界断裂韧性指标。本文考虑到断裂机理是以沿裂纹面滑移为主，故采用纯剪情况推得：

$$S_c = \frac{K_{II}}{12G} [2(1-\mu) - \mu^2] \quad (5)$$

式中 K_{II} 为岩石纯剪断裂韧性指标，可由“四点弯曲”试验测定。

2.2 模型试验的有限元分析

本课题研究的最终目的，是分析节理方位及其围压对节理岩体强度的影响。故拟定了节理面和主应力 σ_1 方向的夹角 α 为 $0^\circ, 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ, 75^\circ, 90^\circ$ 以及围压 σ_3 为 $0, 0.177 \text{ MPa}, 0.354 \text{ MPa}$ 进行组合计算，最终得出强度 σ_1 随 α 及 σ_3 的变化规律。节理面分别考虑张开和闭合两种情况，张开节理用线弹性力学模型，认为初裂前节理面未闭合；闭合节理则按节理非线性，认为初裂时节理面滑移满足莫尔-库仑屈服准则。

前面谈到，模型试验的结果，在以初裂到峰值强度的四个阶段中，试验只取了峰值强度值。在理论计算中，峰值强度尚无统一的准则，加之峰值阶段的破坏性态相当复杂，笔者在数值计算中未作探讨，这里仅对模型试验的初裂强度进行了数值模拟分析。计算模型的几何

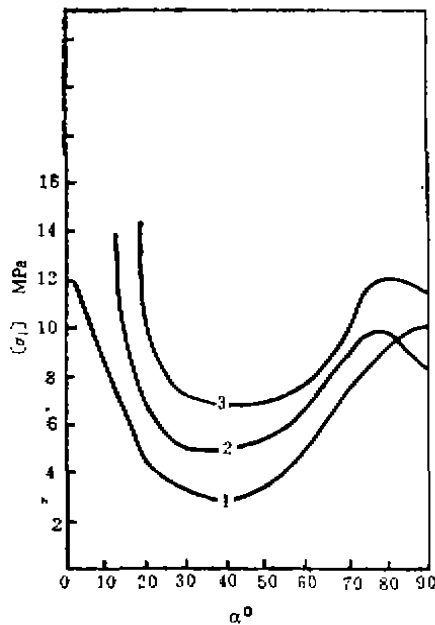


图5 未闭合节理初裂强度有限元计算
1. $\sigma_3 = 0$ 2. $\sigma_3 = 0.177 \text{ MPa}$
3. $\sigma_3 = 0.354 \text{ MPa}$

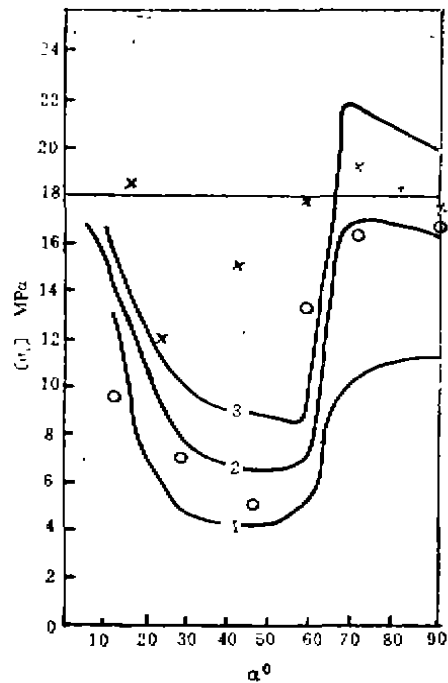


图6 闭合节理有限元计算及模型
试验初裂强度
—FEM结果
1. $\sigma_3 = 0$ 2. $\sigma_3 = 0.177 \text{ MPa}$
3. $\sigma_3 = 0.354 \text{ MPa}$, O模型试验 $\sigma_3 = 0$
X模型试验 $\sigma_3 = 0.177 \text{ MPa}$

尺寸,节理排列等控制参数;以及模型材料的力学性能指标均采用与前述石膏和节理材料相应的数据。

大量的有限元计算,得出了在不同围压下含X型断续节理岩体的强度随主节理方位变化的规律。如图5所示,我们可以总结得这类岩体的强度特性。

1) 在 $0^{\circ}\sim 30^{\circ}$ 范围内,初裂强度 $[\sigma_1]$ 随 α 的增大而逐渐递减,最低强度介于 $\alpha = 30^{\circ}\sim 60^{\circ}$ 之间,而且强度在该范围内变化梯度不大,在 60° 到 75° 之间,强度迅速增高,随后向 $\alpha = 90^{\circ}$ 有缓降的趋势。这一规律和模型试验成果基本吻合。低强度区间较大,不象单向多排节理那样集中在 $\alpha = 40^{\circ}$ 左右,说明次节理影响低强度的变化范围。

2) 在 $\alpha = 15^{\circ}\sim 75^{\circ}$ 范围内,初裂多发生在主节理尖端,这和试验所观察的现象一致,说明控制初裂强度的主要因素是主节理。然而,在 $\alpha = 0^{\circ}\sim 15^{\circ}$ 时,次节理有先于主节理而扩展的;特别是在 $\alpha = 75^{\circ}\sim 90^{\circ}$ 时,初裂多发生在次节理的尖端,而且强度有降低的趋势,显然是次节理影响的结果。这也反映了双向节理和单向节理在强度规律上的差异。

3) 计算成果仍然表现出初裂强度随围压增高而上升的规律,闭合节理尤为突出。当围压太高时,未闭合节理有反常现象,这是由于高围压使得处于强度不利位置的次节理在主节理之前开裂扩展,另外,强度随围压增大的关系在同一 α 值下接近线性,说明节理方位,性质确定之后,围压效应随之确定,这和理论分析相吻合。

4) 节理的张开或闭合,对初裂强度的影响很明显。这不仅表现在围压效应上的差异,而且强度值也有明显的差距。节理闭合后,承担了部份正应力,使得岩体的强度显著提高。可见,节理的物理力学性质是影响岩体强度的重要因素。

试验数据与有限元计算成果相比较,总体规律是一致的,只是在量值上试验强度普遍高于电算强度,这是因为电算考虑节理尖端初裂,而试验测值是接近峰值强度,说明初裂和破坏的关系。另外,试验分析中材料性质的变异,观测手段的精度,以及电算模型与试验模型在边界条件上的细微差异,都会造成二者在结果上的悬殊。再则,选择断裂分析点的任意性和断裂准则的合理性,等诸因素都会影响成果的精度。

计算中发现只有少数节理元屈服,而绝大多数区域的材料仍处于线弹性阶段,这与试验中所观察到的现象是吻合的,也符合石膏这类脆性材料的断裂特点,从而反映出岩石的脆性断裂特性。

3 结 论

1) 本文借助于断裂力学的理论,采用模型试验及有限元模拟电算的方法,探讨了含X型断续节理的强度特性,经过两种方法的对比分析可得。第一,X型双向交叉多排节理岩体的强度在一定程度上依赖于主节理的方位,其破坏机制为节理尖端应力集中导致的撕拉性复合断裂破坏。第二,这种节理岩体的强度受主节理的大小及物理力学性质的控制,最低强度介于 $\alpha = 30^{\circ}$ 到 60° 之间。第三,双向交叉多组节理的初裂强度,高于单向多组节理的强度,说明次节理非但没有削弱其岩体强度,反而有所增强,故分别考虑单向节理的强度,忽略其相互影响是偏于安全的。

2) 通过模型试验和有限元计算成果相互比较,可见二者所得的节理岩体强度规律是一致的。说明本文所采用的有限元计算模型及强度准则是合理可行的。引入实际岩体的相应参

数,即可分析实际工程中断续节理岩体的初始断裂强度。

3) 最小应变能密度因子判据可用于判断压剪断裂岩体的初裂强度。但该判据未能充分考虑 K_I 对 K_{II} 的遏制作用,故其结论偏于保守。闭合节理 K_I 较小,以 K_{II} 确定 S_c 较为合理;但对于未闭合节理,由于 K_I 较大,其遏制作用甚为明显。总之 S 判据在拉剪和压剪条件下其结论有所不同,这方面有待于进一步研究。

本文模型试验及电算工作均在成都科技大学完成,并得到何江达、谢嘉琼等同志的大力协助,特此致谢!

参 考 文 献

- 1 孙广忠. 岩体力学基础. 北京: 科学出版社. 1983. 74—99
- 2 Muller, L. Ed Rock Mechanics Udine 1974
- 3 米勒, L. 主编, 李世平等译. 岩石力学. 煤炭工业出版社. 1981
- 4 Brown, E.T Strength of Models of Rock with intermittent Joints, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. Ascf. Vol.96, No SM6 (1970)
- 5 "G.P.Cherepanov. "Mechanics of Brittle Fracture" 1979
- 6 G.C. Sih, Strain—energy—density factor Applied to mixed mode crack problems Int. J.Fracture 10 (1974)

(编辑: 徐维森)

STRENGTH PROPERTIES OF ROCK MASS WITH BIDIRECTIONAL INTERMITTENT CROSS JOINTS

Liu Dongyan Zhu Keshan

(Chongqing Institute of Architecture and Engineering)

Fan Jingwei

(Chengdu University of Science and Technology)

ABSTRACT In this paper, the strength properties of rock mass with rows of intermittent bidirectional cross joints by simulating models are discussed. Work has been done on finding the failure mechanism of the rock mass as well as the influence of joint direction and lateral pressure on the strength of the rock mass. At the end of the paper, model test results and FEM analyses are presented and strength criteria for this kind of rock mass are proposed.

KEY WORDS rock mass, intermittent joints, fracture mechanics, bidirectional pressure