

节理剪切扩容效应的有限元分析

丁思保

提 要

节理剪切扩容效应意指节理在剪切过程中,由于节理面的起伏不平引起节理体积和厚度增加的作用。在垂直节理方向上,节理常常受具有一定刚度的围岩,锚杆和锚索等约束。剪切扩容和刚度约束造成作用在节理表面正应力的增加,从而大大增加了节理的剪切强度。

在模型研究,剪切扩容试验和结果分析基础上,编写了节理剪切扩容效应的有限元程序,并以某水电站地下厂房为例,说明它对洞室稳定和变形的作用。

目前,在分析节理剪切强度和剪切试验中,节理面上的法向应力,在分析和试验中始终都是按某一常量考虑和施加的。这对边坡和坝基的滑动等情况是符合实际的,但对于地下洞室,锚固的边坡和坝基等滑动面法向位移受到围岩,锚索等约束的剪切滑移情况,将不会得到符合实际的结果。这是因为节理在剪切滑移过程中,由于节理表面起伏不平,引起节理在垂直方向容积扩大这一普遍现象。在地下洞室等条件下,由于节理的法向受到具有一定刚度的围岩等的约束,所以扩容不仅提高了节理的摩擦角,还将引起节理面上法向应力的增大,从而提高了节理和节理岩体的强度。

一、试验研究

目前的剪切试验通常是在法向应力不变(常量)条件下进行的。为研究节理法向变形受周围岩体,锚索等约束条件下的剪切特性,笔者设计了控制节理周围岩体法向刚度的剪切试验装置。

(一) 试验装置及方法

试验是在改装的岩石摩擦仪上进行的(图1)。节理法向弹性约束的刚度 K_{SU} 采用标定过的钢环控制。初始法向应力 σ_{in} 通过旋转垂直丝杠、压缩钢环获得:

$$\sigma_{in} = \frac{K_{SU} \times \Delta V}{S}$$

式中: ΔV ——钢环压缩量; S ——试样面积

为模拟天然节理面的复杂起伏性状,把 $5.2 \times 5.2 \times 10.5\text{cm}$ 的灰岩长方体试样放在自制的岩样劈裂器上劈裂获得。因加载能力的限制,在裂面上涂一层极薄的油膜。为保证同一组试验具有相似的粗糙度和起

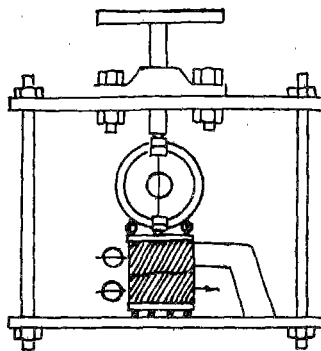


图 1 试验装置示意图

伏,本试验采用单点重复剪。首先进行三次不同常法向应力(每次试验中,法向应力保持不变)作用下的剪切试验 τ_{1-1} , τ_{1-2} 和 τ_{1-3} 。正应力由小到大,依次增加。最后进行在某一初始法向应力作用下的常法向刚度(法向刚度在试验过程中保持不变)控制的剪切试验 τ_{1-4} 。

破坏是根据剪切变形速度有加快趋势判断的。一旦确定破坏,立即卸载。

(二) 成果分析

通过上述试验获得 $\tau-u$, $\tau(\tau)-V(\tau)$ 和 $\sigma_{(1)}-u_{(1)}$ 关系曲线(图2,图3,图4)。从图2可见,随着法向应力的增高,曲线 τ_{1-1} , τ_{1-2} 和 τ_{1-3} 的屈服点和峰值点也逐渐增高,峰值位移也不断加大。曲线 τ_{1-4} 的初始法向应力为 0.134MPa ,是四次试验中法向应力最低的。但它的屈服值,峰值和峰值位移却最大。

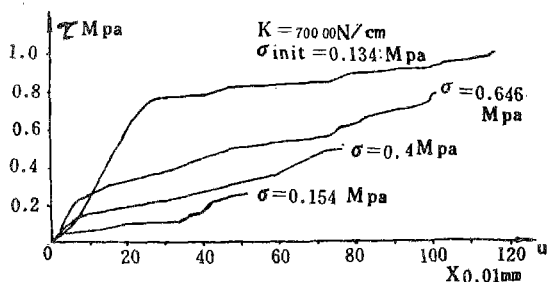


图 2 剪应力-位移关系曲线图

从图3可见随着法向应力的增加,扩容率 $\frac{\partial V}{\partial u}$ 降低的趋势十分明确。

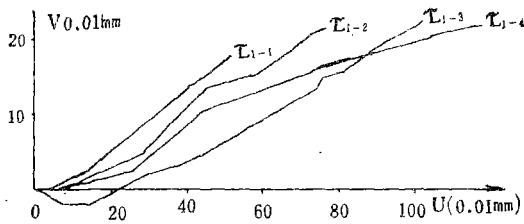


图 3 切向位移-法向位移关系曲线图

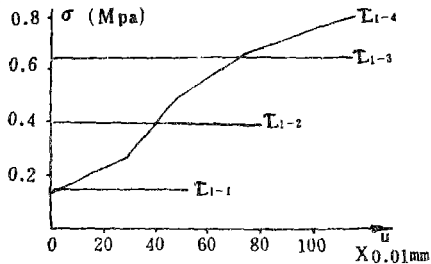


图 4 切向位移-正应力关系曲线图

图 4 表明, 随着剪切位移的发展, τ_{i-1} 、 τ_{i-2} 和 τ_{i-3} 试验的节理面法向应力保持初始值不变。虽然它们在剪切过程中也有扩容存在, 且大于 τ_{i-4} 的扩容率。但由于节理面垂直方向无约束, 即, 其周围刚度为零, 所以, 法向应力并没有增加。而在 τ_{i-4} 试验中, 节理面的法向应力却由初始值 0.134MPa 逐渐上升为 0.805MPa。峰值抗剪强度提高到 1MPa。从而提高了节理面的抗剪能力。该增量的大小取决于扩容量, 节理的法向刚度及其弹性约束的刚度。

二、节理剪切特征的力学模型

受弹性约束节理的剪切扩容机理可用图 5 表示。图中的 KN 是节理的法向刚度, KSU 为节理周围岩体在垂直节理方向上的刚度, 即弹性约束的刚度。当上下块体沿起伏节理表面滑动时, 切向位移为 ΔU , 块

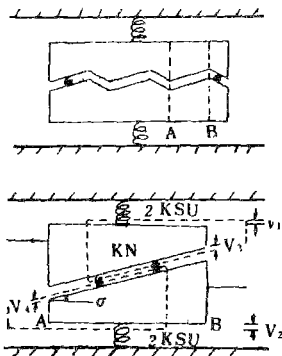


图 5 节理剪切模型示意图

体厚度增加 $\Delta V = \Delta U \times \tan \delta$, 式中: δ 为扩容角, 则必然要压缩周围的岩体 (压缩量为 V_1, V_2) 和节理 (压缩量为 V_3, V_4)。这与串联的二个不同刚度的弹簧结构受压缩时的性状相同。当结构被压缩 ΔV 时, 它们各自的压缩量与其本身的刚度成反比, 即

$$\frac{V_3 + V_4}{V_1 + V_2} = \frac{KSU}{KN} \quad (1)$$

根据比例的性质 (分比和反比), 从上式可得

$$\begin{aligned} \frac{V_3 + V_4}{V_1 + V_2 + V_3 + V_4} &= \frac{KSU}{KN + KSU} \\ V_3 + V_4 &= \frac{KSU}{KN + KSU} \times (V_1 + V_2 + V_3 + V_4) \\ &= \frac{KSU}{KN + KSU} \times \Delta U \times \tan \delta \end{aligned} \quad (2)$$

同理,

$$V_1 + V_2 = \frac{KN}{KN + KSU} \times \Delta U \times \tan \delta \quad (3)$$

式中, $V_1 + V_2$ 为节理扩容量; $V_3 + V_4$ 为节理的压缩量。

从式 (2) 可见, KSU 越大, 节理的压缩量也越大。当 $KSU \rightarrow \infty$, 则 $\lim_{KSU \rightarrow \infty} \frac{KSU}{KSU + KN} \rightarrow 1$, 则全部压缩都发生在节理中, 而无扩容发生。

扩容使节理面上增加的压力与节理压缩围岩的力处于平衡状态, 则可得,

$$\Delta \sigma = (V_1 + V_2) \times KSU = (V_3 + V_4) \times KN \quad (4)$$

把 (2) 式或 (3) 式代入 (4) 式, 得

$$\Delta \sigma = \frac{KSU \times KN}{KSU + KN} \times \Delta U \times \tan \delta \quad (5)$$

式中, $\delta = \arctan \frac{\partial V}{\partial U}$, 是扩容角, 它随正应力和位移量而变化。

三、有限元表达

节理剪切扩容效应的非线性程序是在西安矿业学院刘怀恒编写的“岩石力学平面问题, 静载非线性有限元法 YPZ-2 程序”基础上, 按节理扩容模型编写的。程序采用弹性, 无拉力和节理非线性三种分析方法。以下仅介绍节理的非线性分析。

在受压情况下, 当节理中的剪应力超过它的抗剪强度时, 节理强度降低, 应力重分布, 变形发展, 节理呈非线性特征。

程序采用一维节理单元。节理力学特性用强度, 剪切刚度和法向刚度表征。

连续节理在压应力作用下的剪切强度, 在考虑扩容效应时, 可用下式表达:

$$\tau_P = [\sigma + \Delta\sigma(u)] \times \operatorname{tg}[\phi_R + \delta(u)]$$

式中, ϕ_R ——基本摩擦角; $\Delta\sigma(u)$ ——随位移而变化的法向应力增量。

但在高法向应力作用下, 节理的剪切强度可分三种情况给出:

当 $\tau < \sigma_T$, 式中, σ_T 为转换正应力, 当 $\tau \geq \sigma_T$ 时, 扩容被完全制止。强度包线是一曲线, 曲线形态除受初始扩容角 δ_0 、 ϕ_R 和 τ_T 控制外, 还受起伏要素的组合和强度的影响, 使曲线形态变化很大。所以, 在有试验资料情况下, 应以实测强度曲线拟合的强度方程为准。否则可按 F. E. Heuze 建议的三次曲线表达:

$$\tau_P = -A \cdot \sigma + B \cdot \sigma^2 + C \cdot \sigma^3 \quad (6)$$

式中, $A = \operatorname{tg} \phi_R$

$$B = \frac{3C_b}{\sigma_T^2} + \frac{2(\operatorname{tg} \phi_P - \operatorname{tg} \phi_R)}{\sigma_T}$$

$$C = \frac{2C_b}{\sigma_T^3} + \frac{\operatorname{tg} \phi_P - \operatorname{tg} \phi_R}{\sigma_T}$$

ϕ_P ——初始摩擦角, σ 以压为负。

$$\text{当 } \sigma \geq \sigma_T \quad \tau_P = C_b - \sigma \operatorname{tg} \phi_R \quad (7)$$

$$\text{当 } \tau > \tau_P \quad \tau_R = \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi_R \quad (8)$$

刚度是联系节理应力和位移的系数, 它随正应力和位移的变化而变化。由于 YPZ-2 程序采用常刚度法, 文中 K_N 和 K_S 按常量考虑。

扩容角是法向应力的函数, $\delta = \frac{\partial \tau}{\partial \sigma} - \phi_R$ 。该

值可按作图法给出, 也可按经验公式求得,

$$\operatorname{tg} \delta = \operatorname{tg} \delta_0 \left[\left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_T} \right)^4 \right] \quad (\text{据 Ladanyi 等})$$

式中, δ_0 ——初始扩容角。

实现该模型的基本过程如下:

1. 用弹性解求出各节点位移, 节理单元的法向应力和剪应力。
2. 据节理正应力求出瞬时扩容角 δ 。当 $\sigma \geq \sigma_T$ 或节理闭合度 $V \geq V_{\max}$ 时, $\delta = 0$ 。
3. 据节理的相对剪切位移和扩容角, 通过式 3 和式 5, 求出扩容引起的法向应力增量 $\Delta\sigma$ 和扩容量 ΔV 。
4. 把 $\Delta\sigma$ 和 ΔV 分别与弹性解求得的法向应力和法向位移 U_N 叠加, 得出节理法向位移 $U_N = U_N + \Delta V$, 节理法向应力 $\sigma = \sigma + \Delta\sigma$ 。

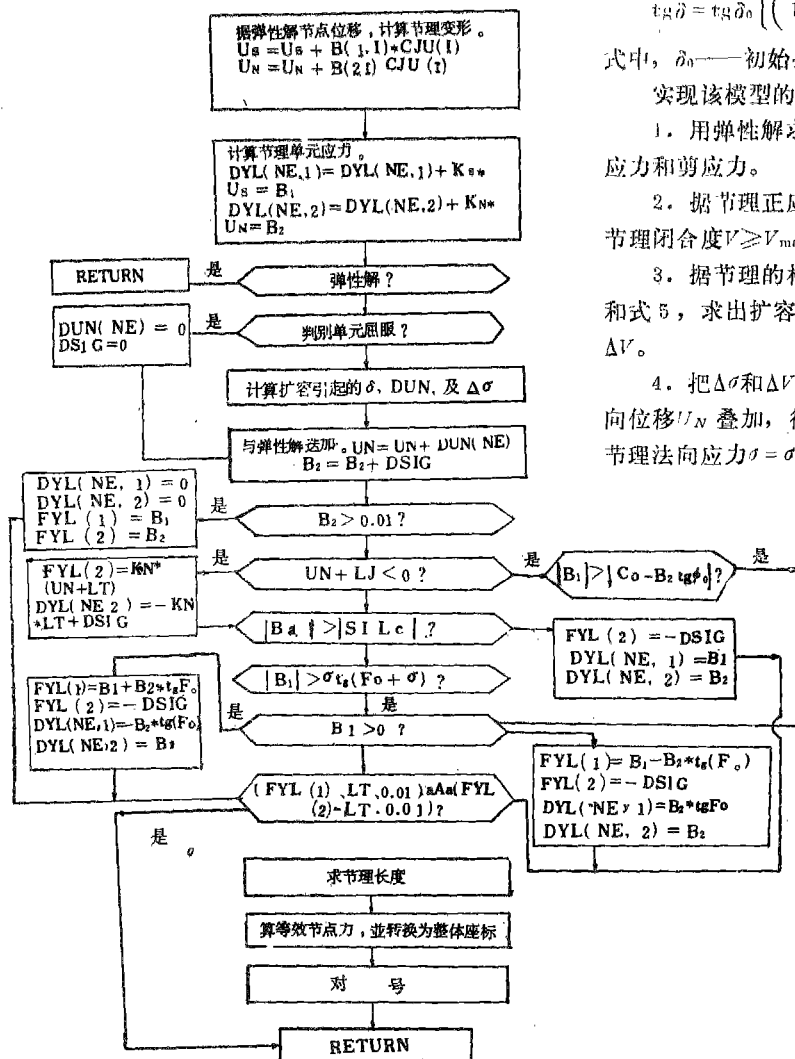
5. 按式 6, 式 7 和式 8 判别节理单元是否破坏。

6. 如果节理破坏, 则把超过残余强度部分化为等效节点力转移。

7. 为确定扩容产生的正应力增量对其周围岩体的影响, 必须把扩容产生的法向应力作为转移应力, 通过解方程来完成。该过程直至扩容产生的法向应力增量充分小为止。

8. 计算中, 为防止节理二壁相互嵌入现象采用适当的最大闭合度 $V_{\max}$ 是必要的。当法向压缩量 $U_N > V_{\max}$, 把 $(U_N + V_{\max}) \times K_N$ 作为转移应力。

按该模式计算的节理应力和位移是通过子程序 QYZ 完成



的(图6)。

实现该模型的另一关键是如何确定节理周围岩体,在垂直节理方向上的刚度 KSU 。在节理间距极大情况下,可按半无限弹性体表面的面荷载 P 引起的表面位移 W ,公式导出

$$KSU = 0.0577 \frac{E}{R(1-\nu^2)} \text{ MPa/cm}$$

考虑节理二壁同时扩张,所以,

$$KSU = 0.0288 \frac{E}{R(1-\nu^2)} \text{ MPa/cm}$$

式中, R ——假定节理面为圆形, R 为节理面半径。但在一般岩体中,节理间距很难大到这样的程度。岩体通常被不同性状和产状的结构面切割,加之,工程开挖的影响,所以,用弹性理论解析方法是难以解决的。

这里采用与上述方法相似的数值计算法求 KSU 。

首先施加一个适当小的法向张应力 F_Y 到某一条节理中去。“适当小”意指该力不会引起节理周围岩体屈服。在该力作用下,节理必然要张开一个微小量,整个岩体也因此而达到一个新的平衡状态。这时,可

按弹性解求出每一节点的位移。因而,该节理中每一单元的法向位移 UN_z 也能获得。每一节理单元周围岩体的刚度 $KSU = F_Y / UN_z$ 。依次对每一条节理进行上述计算,全部节理单元的 KSU 均可求得(图7)

四、扩容节理分类

考虑工程上应用的便利,可按扩容效应的强弱程度,把节理分成以下三类。

1. 强扩容效应节理 指节理表面岩石坚硬,新鲜,起伏角大的无充填节理。它包括单向扩容和双向扩容二种类型。

2. 弱扩容效应节理 在较软弱岩石中或在坚硬岩石中,但节理表面强风化和节理面起伏呈舒缓波状及部分夹泥的节理。

3. 无扩容效应节理 节理张开,二壁不接触或面平直,夹泥厚度大于起伏高度二倍者。

上述的双向扩容节理是指初始状态闭合,上下盘吻合很好的无充填节理,不论剪切往哪个方向进行,都将产生扩容。但在不同方向上的扩容角常常不相同。自然界中,以这种节理类型为主。

单向扩容节理是指节理的初始状态在某一方向上已有扩容发生,节理张开。在该方向上继续滑移,则扩容亦将继续发展。而在相反方向上受力滑移,则首先产生缩容。虽然,无充填节理达到剪切破坏前总会发生扩容的,但在考虑有一定位移限制的基础设计中,必须考虑缩容的可能性。

五、实例分析

为说明扩容对岩体稳定的作用,现以某水电站地下厂房为例,用工种不同的节理模型进行有限元分析。计算采用前述的YPZ-2程序和笔者改编的YPZ-2-2程序。

(一) 计算模型 计算剖面尺寸,形状,坐标,岩体结构等见图9。从影响大小和计算费用考虑,节理分布在洞跨的一倍范围之内。

(二) 计算参数选取

1. 工程岩体初始应力状态: 初始应力场按均匀应力场考虑。应力状态如表1所示。

2. 初始扩容角 δ_0 : 厂区在新鲜蚀变玄武岩和正长岩体中,据现场大型剪切试验获得的曲线 $\tau-\sigma_{(s)}$, $\tau-V_{(s)}$,统计获得平均值为 15° 。因 δ_0 是正应力等于零时的扩容角,所以,实际值必然大于 15° 。从现场实测节理面起伏性状剖面图分析, δ_0 一般均大于 20° 。考虑到节理扩容角随正应力的变化尚未进行专门研究。以及渐进破坏的可能性, δ_0 取 15° 为宜。

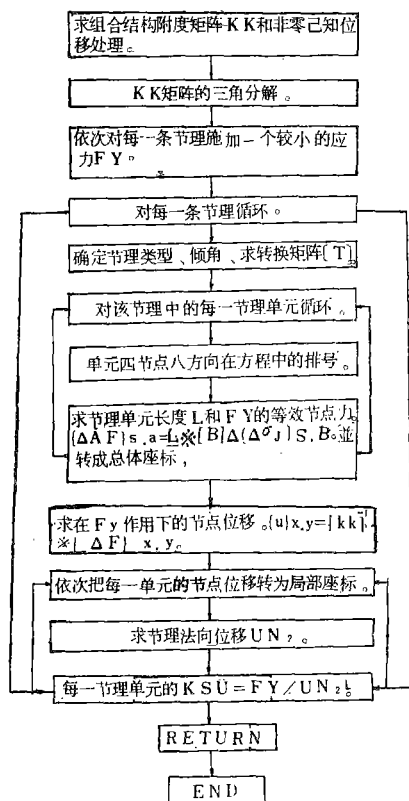


图7 子程序QKK框图

表 1 现场实测地应力值

主应力	主应力值	方位角	倾角
σ_3	-28.9Mpa	NE18°	40°
σ_2	-21.7Mpa	SE25°	42°
σ_1	-18.3Mpa	SW87°	24°

3. 法向刚度 K_N 从节理的压缩曲线可见, K_N 随法向应力增加而迅速增大。由于该工程岩体应力高, 从初算结果可见, 法向应力均大于 9.8MPa。所以, K_N 值取 294MPa/cm。

其它参数见表 2

表 2 节理的计算参数

岩性	φ_R (°)	C (Mpa)	σ_T (Mpa)	δ_o (°)	V_{max} (cm)	σ_t (Mpa)	K_N (Mpa/cm)	K_S (Mpa/cm)
正长岩	23	0	39.2	15	0.1	0	294	39.2

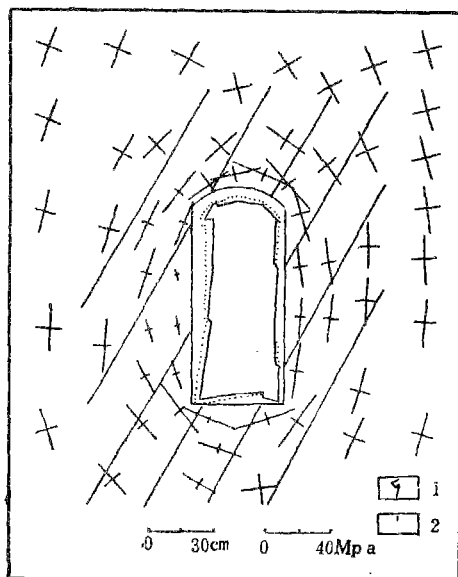


图 8 应力分布(弹塑性解)和洞周位移图

1. 不考虑扩容的洞周位移; 2. 考虑扩容的洞周位移

(四) 成果分析

1. 洞周位移: 从图 8 可见, 二种节理模型计算所得洞室的变形规律是相似的。但考虑扩容的模型位移较小(表 3)。

2. 洞周应力: 从图 8 可见, 二种模型的应力分布规律相似。最大主应力与洞周近于平行, 切向应力在

表 3 扩容和非扩容
模型位移对比表

点号	位置	非线性分析		扩容非线性分析	
		x (cm)	y (cm)	x (cm)	y (cm)
186	左边墙	6.29	2.72	4.67	0.60
167	左边墙	5.80	1.79	5.00	0.50
190	拱顶	1.13	-3.83	1.27	-2.90
106	底板	0.95	4.00	0.63	3.09
150	右边墙	-2.85	-1.27	-2.63	-0.99

四角集中, 特别在左壁脚和右拱脚处, 最大压应力分别达 -50.9MPa 和 41.2MPa, 无拉应力出现。但考虑扩容模型的剪切破坏区范围和破坏的节理单元较少。这是因为扩容引起节理单元正应力增加, 从而, 提高了节理承受剪应力的能力和抗剪破坏的安全度(表 4)。如单元 6, σ/τ 由 1.39 提高到 1.99; 单元 13 由 1.52 提高到 2.06 等。扩容还使节理周围岩石单元的应力状态

表 4 扩容和非扩容
模型应力对比表

单元号	非线性分析		扩容非线性分析	
	τ (Mpa)	σ (Mpa)	τ (Mpa)	σ (Mpa)
3	0.94	-16.21	1.83	-20.14
6	-8.94	-12.48	-10.64	-21.12
7	-0.36	-0.51	-5.86	-9.67
14	-6.69	-10.27	-8.76	-17.91
25	8.26	-17.52	10.87	-22.69
26	-7.28	-14.63	7.46	-19.40
27	-7.42	-16.03	8.36	-19.60
30	0.12	-18.16	1.22	-20.82

发生明显变化, 从而提高了左边墙应力降低区的承载能力。如单元 150 的 σ_1 由 -0.02MPa 提高为 -1.49MPa; 单元 122 由 -1.46MPa 提高为 -2.65MPa。

六、结 语

无充填节理(或其它结构面), 在有一定刚度的约束条件下, 由于剪切扩容效应, 大大提高了节理的抗剪强度和峰值剪切位移量。有限元分析结果说明, 在研究节理岩体变形, 破坏和支护设计中, 都必须考虑节理的剪切边界条件。在有一定刚度的约束条件下, 必须考虑扩容效应, 否则, 往往会得出与实际相

本研究是在王思敬教授指导下完成的。程序编制过程中,还得到刘怀恒副教授和路玉敏同志的热情帮助,特此致谢!

1. F. E. Heuze, Dilatant effect of rock joint.
Proc. 4th Congress Int. on Rock Mechanics, V. 1,
Montreux (suisse), 1979.

2. Obert L. et al, «The effect of normal stiffness on the shear resistance of rock», *Rock Mechanics V.* 8, 1976.

Abstract

The Shear Dilatant Effect of Joints Refers to the Increase of Joints' Volume and Thickness Accompanying Shear Displacement as Caused by the Asperity of the Joint Surf-

久性、膨胀性以及强度的浸水软化特性,而且具有花钱少、方法设备简单、重现性好、易于在实验室和工程现场广泛采用等优点。该分类方案中的单轴抗压强度指标,不仅可以通过压力机压缩试验直接测定,而且还可以通过点荷载试验结果来确定,亦具有快速简单的特点。

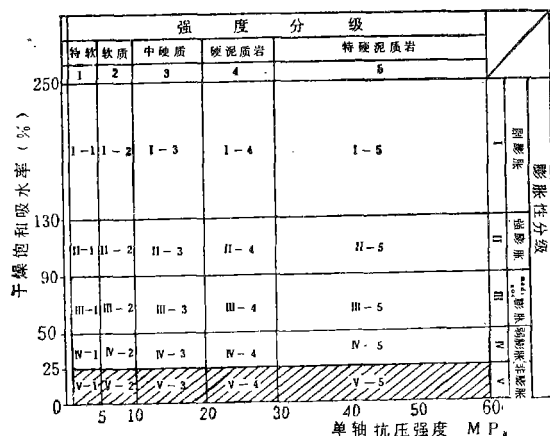


图 3 所建议的泥质岩工程分类方案

ace. A Joint is Often Restrained on Both Sides by Surrounding Rockmass, Bolts and Cables of Certain Rigidity. Both the Shear Dilatant Effect and the Rigidity Restraint Lead to the Increase of the Normal Stress Acting on the Joint Surface and Shear Strength of Joints are thus Increased Considerably.

Based on the Study of the Model, Test of Shear Dilatancy, and Analysis of Testing Results, the FE Program of Shear Dilatant Effect of Joints has been Worked out and the Underground Electric Plant in Ertan Hydroelectric Power Station is taken as an Example to Illustrate its Function to Stability and Deformation.

Through Studying its Geological Cause and Formation, Analysing the Results of Shear Test in Situ, Observing and Surveying the Asperity behaviors on Joint Surface, it is shown that the Shear Dilatancy is a Widespread behavior for Unfilled Joints.

2. 作者相信, 这一泥质岩的工程分类方案, 对于广大泥质岩分布区的地面和地下工程建设中的泥质岩的工程分类, 特别是膨胀岩的判别和快速工程预报以及地下工程支护形式的选择具有重要的实际意义。

(1) Morgenstern, N. R., K. D. Eigenbrod, Classification of Argillaceous Soil and Rocks, ASCE, Vol. 100, Ct. 10, 1974.

(2) Olivier, H. J. Some Aspects of the Influence of Mineralogy and Moisture Redistribution on the Weathering Behaviour of Mudrocks. Proc. 4th. Int. Cong. on Rock Mechanics, Vol 3, 1979.

(3) ISRM, Suggested Methods for Determining Slaking-Durability Index Properties, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 10, 1979.

(4) Taylor, R. K., D. A. Spears, Laboratory Investigation of Mudrocks of the United Kingdom, *J. Eng. Geol.* Vol. 1, 1981.

(5) 陈宗基、闻萱梅, 膨胀岩与隧洞稳定、岩石力学与工程学报, 1983。