



锚喷支护力学机理的研究

宋德彰 孙 钧

(同济大学 上海 200092)

提 要

本文通过对石膏-硅藻土材料的三向压缩试验得到的试验结果,详细地论证了隧洞周围岩塑性应变增加导致塑性区围岩强度参数 C 、 φ 值衰减而承载能力降低;着重对设置支护和无支护两种洞室围岩塑性区的强度参数和塑性范围分别作了分析和比较,并试给出了锚喷支护能有效地改善洞周围岩岩性指标的定量值。本文还对考虑与不考虑塑性区围岩强度参数衰减二种情况的计算结果加以比较和分析,提出了实际工程中应该注意的问题。

一、引 言

锚喷支护与传统的刚度很大的现浇整体式混凝土衬砌不同,锚喷支护是一种柔性结构。由于其自身具有适应力很强的变形特性,锚喷支护不仅在洞室开挖后能及时控制和调整围岩的应力重分布,而且由于对围岩施加了一定大小的径向约束力,使原先毛洞周壁上的岩石从不利的双向受力状态转变为三向受压状态,这对密切岩块间的联系起到了良好的加固效果,使围岩能承担较大的荷载,因此,与无支护毛洞相比,这实际上就是改善了围岩的岩性。然而,对于锚喷支护对围岩岩性力学指标的改善程度还没有一个定量的解答。

为此,本文提出了计入围岩塑性应变软化导致围岩强度降低,着重研究了无支护隧洞、喷混凝土、锚杆和锚喷联合支护等各情形对改善塑性区围岩岩性的影响,并试给出定量的解答。

本文主要在下列几个方面做了一些研究;

(1) 借用三向应力压缩试验机对石膏—硅藻土材料进行了不同侧压力情况下的三向压缩试验,按各自的应力水平,分别就相应的应力-应变特性作了探讨,特别是讨论了塑性软化段的应力-应变状态,并进而分析不同的侧压力值对材料抗压强度和残余强度的影响,利用数理统计回归出它们之间的关系曲线,同时说明了石膏—硅藻土所能模拟的岩类区间。

(2) 从石膏—硅藻土材料三向压缩试验的结果,回归出材料进入塑性后,其强度参数 C 、 φ 值随等效八面体塑性剪应变 $\bar{\epsilon}_p$ 的衰减规律,并将该规律作为理论公式,分别推导了试算毛洞、喷层支护、点锚杆支护和锚喷联合支护等各种情况下塑性区围岩 C 、 φ 值变化的迭代公式。

(3) 从推导出的迭代公式,分别试算并比较了有无锚喷支护、喷层厚薄程度、锚杆支数和有无对锚杆施加预应力等情况下塑性区围岩 C 、 φ 值的变化及其塑性区范围。

(4) 把传统计算中认为塑性区围岩承载力不变的理论与本站考虑塑性区围岩承载力随塑性应变增大而减小的计算作了相互比较,提出了实际工程中应予考虑的问题。

二、石膏—硅藻土材料三向压缩应力-应变试验

本试验要求从定量上得出岩体处在三向受力状态时随其塑性应变的增加导致岩体抗剪强度参数 C 、 φ 值的衰减变化。试样形状为圆柱形,其直径 D 为 40mm、高度 H 为 80mm;膏、硅、水的重量比为 0.8:4:1.5。

从图 1 可知,在侧压力为 0 至 0.4MPa 范围内,材料在某一侧压力作用下的抗压强度与残余强度之差值将随着侧压力的增加而减小,即反映了塑性软化程度的减小。

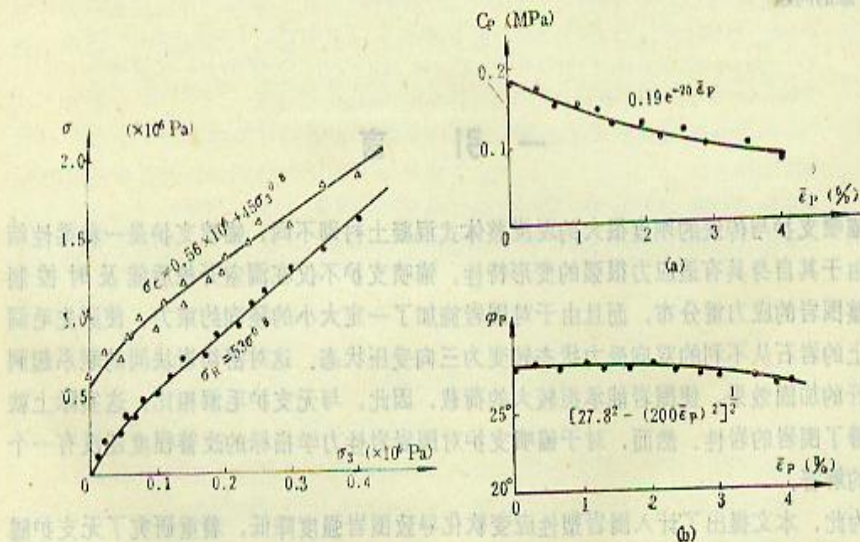


图 1 侧压力与抗压强度和残余强度的关系曲线
Fig.1 Relation between confining pressure, compressive and residual strength

图 2 材料进入塑性后的 C 、 φ 值衰减曲线
Fig.2. Decrease of C and φ in plastic zone

根据石膏—硅藻土材料三向压缩试验结果, 可求得该材料在弹性状态下和塑性软化时的 C 、 φ 值:

$$C_e = 0.19 \text{ MPa} \quad \varphi_e = 27.8^\circ \quad C_p = 0.083 \text{ MPa} \quad \varphi_p = 25.3^\circ$$

比较 C_e 和 C_p 、 φ_e 和 φ_p 可知, 材料进入塑性软化状态后, 其 C 值随塑性应变的增加而衰减得快, 而 φ 值随塑性应变的增加而衰减则较慢。塑性发展到残余强度状态时的 C_p 值比 C_e 值下降约 56%; 而同一状态时的 φ_p 值比 φ_e 值下降仅约 9%。

根据实验岩石力学的相似原理⁽³⁾, 本试验采用的石膏—硅藻土材料基本能用以模拟页岩、泥灰岩和粘土岩等类软弱围岩岩体的应力—应变关系曲线和强度曲线, 但需指出, 并不是石膏—硅藻土材料仅能模拟上述几类岩体, 它能模拟何种岩体, 主要取决于在制作该材料时所采用的石膏比⁽⁴⁾。

从图 2 可见, 石膏—硅藻土材料进入塑性软化后, 其 C_p 、 φ_p 值随 $\bar{\varepsilon}_p$ 的变化基本呈指数函数 ($C_p = 0.19e^{-2.0\bar{\varepsilon}_p}$) 和椭圆规律 ($\varphi_p = [27.8^2 - (200\bar{\varepsilon}_p)^2]^{\frac{1}{2}}$) 衰减(其中 $\bar{\varepsilon}_p$ 为等效八面体塑性剪应变)。现将此二式与文献[2]的强度参数 C 、 φ 值的衰减规律 ($C_p = C_e e^{-1.0\bar{\varepsilon}_p}$ 和 $\varphi_p = [\varphi_e^2 - (2000\bar{\varepsilon}_p)^2]^{\frac{1}{2}}$) 作比较, 可以发现, 它们属于相应的同族函数, 但其相关的参数值则不同。这说明对于不同的材料在相同的塑性应变情况下, 其应力值是不同的, 因此具有不同的 C_p 和 φ_p 值。为了研究不同材料进入塑性后的 C_p 和 φ_p , 本文建议对于不同材料, 其进入塑性软化后 C 、 φ 值的衰减规律可写为

$$C_p = C_e e^{-k\bar{\varepsilon}_p} \quad \varphi_p = [\varphi_e^2 - (J \cdot \bar{\varepsilon}_p)^2]^{\frac{1}{2}} \quad (1)$$

式中的 C_e 、 φ_e 、 k 和 J 为根据不同的材料通过试验确定的待定值。

三、计算简图与理论模型

本文的计算简图取为双向等压的圆形隧洞。

在毛洞开挖后, 进行喷混凝土支护, 施工中认为混凝土沿洞周均匀喷筑, 围岩和喷层共同变形, 设喷层施加于毛洞周边的径向约束抗力为 P_i 。

锚杆均匀地沿洞周径向分布, 且每根锚杆的长度均为 l 。用锚杆来加固围岩以限制围岩的变形, 锚杆承拉, 使围岩受压, 设单根锚杆在变形中给予围岩的作用力为 P , P 值的大小与点锚杆两端处围岩的位移差有关, 若隧洞纵向单位宽度内共有 n 根锚杆, 其总的作用力为 nP , 然后再把 nP 均匀地作为等效均布应力径向作用于点锚杆两端处的围岩。

地下工程中洞室周围岩体应力—应变以及岩体强度随轴应变的变化过程与三轴试验反映的基本相同。鉴于这种情况, 本文中对洞周塑性区围岩 C 、 φ 值衰减变化规律的理论模型取为式 (1); 对围岩的应力—应变关系选取为图 3 所示的形式。图中的 OA 段为弹性阶段; AB 段为塑性软化段, 该段曲线由塑性阶段的库仑—莫尔屈服准则确定, 即

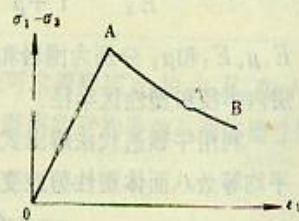


图 3 围岩的应力—应变关系
Fig. 3 Stress-strain relationship of surrounding rock

$$\sigma_1 = \frac{1 + \sin \varphi_p}{1 - \sin \varphi_p} \sigma_3 + \frac{2C_p \cdot \cos \varphi_p}{1 - \sin \varphi_p} \quad (2)$$

式中的 C_p, φ_p 分别为岩体塑性软化状态时的 C, φ 值, 它不是某一个定值, 而是随 $\bar{\epsilon}_p$ 值的增加而减小, 由式 (1) 确定。

当洞室进行支护后, 使毛洞周边的围岩受力状态得以改善, 尤其是洞壁处, 由原来的双向不利受力状态转变为三向受力状态, 在图 3 上反映为 A 点和 B 点上移, 这里 B 上移的量大于 A 上移的量。

四、本课题的计算方法

喷混凝土、锚杆或锚喷联合支护作用后, 与毛洞计算情形相仿, 只在沿洞周的内缘或锚杆两端处施加径向作用的均布抗力, 对于喷混凝土支护, 则仅有沿洞周的均布抗力; 于是, 塑性区内围岩的 C, φ 值可以采用基本相同的推导方法来演引求出, 限于篇幅, 以下仅以喷混凝土支护为例, 进行演算。

首先利用弹塑性理论导出洞周岩体的弹塑性应力表达式和喷层的弹性应力表达式, 并利用物理方程和几何方程导出它们各自的应变和位移表达式, 再根据弹塑性交界面处剪应力相等得:

$$\left(\frac{R_p}{R_0}\right)^{F_e} = \frac{(P_0 + C_e \cdot \text{ctg} \varphi_e)(1 - \sin \varphi_e)}{P_i + C_e \cdot \text{ctg} \varphi_e} \quad (3)$$

式中的 P_i 为喷层与围岩之间的相互作用应力。

由于喷层与围岩紧密贴合, 根据二者的位移协调条件得出喷层支护力 P_i 的表达式

$$P_i = \frac{[P_0 + C_e \cdot \text{ctg} \varphi_e - C_e \cdot \text{ctg} \varphi_e \left(\frac{R_p}{R_0}\right)^{F_e}] \cdot \frac{R_0^2}{R_0^2}}{D + \left(\frac{R_p}{R_0}\right)^{F_e + 2}} \quad (4)$$

然后, 将 P_i 代入式 (3) 得

$$(P_0 + C_e \cdot \text{ctg} \varphi_e) \sin \varphi_e \cdot A^{F_e + 2} + D \cdot C_e \cdot \text{ctg} \varphi_e \cdot A^{F_e} - (P_0 + C_e \cdot \text{ctg} \varphi_e)(1 - \sin \varphi_e) \cdot D = 0 \quad (5)$$

式中的 $D = \frac{1 + \mu_1}{E_1} \cdot \frac{E}{1 + \mu} \cdot \frac{R_0^2 + (1 - 2\mu_1)R_0^2}{R_0^2 - R_1^2}$; $F_e = \frac{2 \sin \varphi_e}{1 - \sin \varphi_e}$; $A = \frac{R_p}{R_0}$;

E, μ, E_1 和 μ_1 分别为围岩和喷层的弹模和泊松比; R_0, R_1 和 R_p 分别为毛洞半径、喷层内半径和塑性区半径。

利用牛顿迭代法解出式 (5) 中的 R_p , 并将 R_p 代入根据塑性区不可压缩推得的平均等效八面体塑性剪应变式:

$$\bar{\epsilon}_p = \frac{\sqrt{12}}{3} \cdot \frac{1 + \mu}{E} \cdot \frac{R_p}{R_0} \cdot \left[(P_0 + C_e \cdot \text{ctg} \varphi_e) - (P_i + C_e \cdot \text{ctg} \varphi_e) \left(\frac{R_p}{R_0}\right)^{F_e} \right] \quad (6)$$

将上式求得的 ε_p 代入式 (1) 中, 解出塑性区 C_p 和 φ_p 值, 此值一定较 C_e 和 φ_e 值为小, 并认为塑性区 R_0 至 R_p 范围内的岩体强度参数为 C_p 和 φ_p .

由于塑性区中的 C_p 、 φ_p 较 C_e 、 φ_e 为小, 所以塑性区 R_0 至 R_p 范围内的围岩承载力将降低, 这样, 在 R_p 范围以外又要形成新扩展的塑性区, 若设新扩展的塑性区半径为 R_{p2} , 在 R_p 至 R_{p2} 范围内的围岩强度参数为 C_e 和 φ_e .

根据弹塑性交界面 ($R=R_{p2}$) 处剪应力相等可求得新扩展的塑性区范围 R_{p2} 与弹塑性交界面处的相互作用应力 P_r 值的关系式

$$P_0 - \frac{1}{1 - \sin\varphi_e} \left(\frac{R_{p2}}{R_p} \right) F_e \cdot (P_r + C_e \cdot \text{ctg}\varphi_e) + C_e \cdot \text{ctg}\varphi_e = 0 \quad (7)$$

由原塑性区与新扩展塑性区交界面 ($R=R_p$) 处的径向应力相等可得喷层支护力 P_i 与 P_r 之间的关系式

$$P_e = (P_r + C_p \cdot \text{ctg}\varphi_p) \left(\frac{R_p}{R_0} \right) F_p - C_p \cdot \text{ctg}\varphi_p \quad (8)$$

式中的 $F_p = \frac{2\sin\varphi_p}{1 - \sin\varphi_p}$; C_p 和 φ_p 为前面求得的值。

根据喷层和围岩交界面处的变形协调条件, 可得

$$P_i \cdot H = \left[P_0 + C_e \cdot \text{ctg}\varphi_e - \left(\frac{R_{p2}}{R_p} \right) F_e \cdot (P_r + C_e \cdot \text{ctg}\varphi_e) \right] \left(\frac{R_{p2}}{R_p} \right)^2 \quad (9)$$

式中

$$H = \frac{1 + \mu_1}{E_1} \cdot \frac{E}{1 + \mu} \cdot \frac{R_1^2 + (1 - 2\mu_1)R_0^2}{R_0^2 - R_1^2} \cdot \frac{R_0^2}{R_1^2}$$

联立求解式 (7) 至式 (9), 可得新扩展塑性区 R_{p2} 的表示式

$$\begin{aligned} & (P_0 + C_e \cdot \text{ctg}\varphi_e) \cdot \left(\frac{R_p}{R_0} \right) F_p \cdot \sin\varphi_e \cdot B F_e + 2 \\ & + H \cdot \left[C_e \cdot \text{ctg}\varphi_e - C_p \cdot \text{ctg}\varphi_p + C_p \cdot \text{ctg}\varphi_p \cdot \left(\frac{R_p}{R_0} \right) F_p \right] B^2 \\ & - (P_0 + C_e \cdot \text{ctg}\varphi_e)(1 - \sin\varphi_e) \cdot H = 0 \end{aligned} \quad (10)$$

式中的 $B = \frac{R_{p2}}{R_p}$.

继续利用牛顿迭代法解出式 (10) 中的 R_{p2} , 并由此可求得喷层支护力 P_i 和 R_p 处的应力值 P_r , 将这些值代入整个塑性区 R_0 至 R_{p2} 范围内的平均等效八面体塑性剪应变式

$$\begin{aligned} \bar{\varepsilon}_p = & \frac{\sqrt{12}}{3} \cdot \frac{1 + \mu}{E} \cdot \frac{R_{p2}}{R_0} \cdot \left[P_0 + C_e \cdot \text{ctg}\varphi_e \right. \\ & \left. - \left(\frac{R_{p2}}{R_p} \right) F_e \cdot (P_r + C_e \cdot \text{ctg}\varphi_e) \right] \end{aligned} \quad (11)$$

将上式求得的 $\bar{\varepsilon}_p$ 代入式(1)中,即能求出塑性区 R_0 至 $R_{p,2}$ 范围内的强度参数 $\varphi_{p,2}$ 和 $C_{p,2}$ 值.比较 $R_{p,2}$ 和 R_p ,若 $R_{p,2}-R_p>\varepsilon$ (ε 为按计算精度要求预先选取的一个小值),则围岩中的塑性区要继续向外扩展,并认为 $R_{p,2}$ 范围内的强度参数为 $C_{p,2}$ 和 $\varphi_{p,2}$,继续进行以上计算,直至 $R_{p,n}-R_{p,n-1}\leq\varepsilon$ 为止,此时,塑性区范围 $R_{p,n}$ 内的围岩强度参数为 $C_{p,n}$ 和 $\varphi_{p,n}$.

五、计算结果与分析

现以处于某一松软、胶结性差的岩体内的地下洞室作为计算示例,其各有关的岩性力学参数测定如下,由于该岩体的 C_0 和 φ_0 值与本文的试验值相同,可以套用式(1),其中 $k=20$; $J=200$; $C_0=0.19\text{MPa}$; $\varphi_0=27.8^\circ$; $E=0.28\times 10^2\text{MPa}$; $\mu=0.205$; $\gamma=2.0\text{T/m}^3$.

毛洞情形

设该圆形隧洞的毛洞半径 $R_0=4\text{m}$,当埋置不同深度时,通过计算可知,塑性区围岩的 C 值随洞室埋深加大而急剧减小,当洞室埋深达 40m 时,其塑性区围岩的粘结力 C 值减小为 0.055MPa ,仅约合弹性区围岩 C_0 值的 29% ,故在工程中,对埋深较大的洞室,为防止毛洞周围围岩承载力丧失过多,一般都应适时地进行必要的支护,但塑性区围岩的 φ 值变化较 C 值的变化为小.

若不考虑塑性区围岩强度参数 C 、 φ 降低,即认为塑性区围岩的承载力仍维持原先弹性状态的值不变,表1是考虑塑性区围岩 C 、 φ 值衰减与不考虑塑性区围岩 C 、 φ 值衰减时,各自对应的塑性区范围(以塑性半径 R_p 作比较)的对比:

表1 毛洞半径 $R_0=4\text{m}$ 时对应的 R_p 值

Tab. 1 Value R_p in case of rough tunnel diameter $R_0=4\text{m}$

埋深(m)	不考虑塑性区围岩 C 、 φ 值衰减	考虑塑性区围岩 C 、 φ 值衰减
20	4.3	4.5
25	4.7	5.0
30	5.0	5.8
35	5.3	6.8
40	5.6	8.9

从表1可以看出,随着洞室埋深的增加,就毛洞情况,考虑塑性区围岩 C 、 φ 值衰减与否其塑性区范围的大小将很不相同,例如,当埋深为 40m 时,考虑与不考虑 C 、 φ 值衰减相比,其塑性区半径相差达 3.3m ,所以在实际工程中,当洞室埋深较大时,为安全计必须考虑塑性区围岩承载力的降低,以免对塑性区范围扩展过大估计不足而导致洞室围岩失稳.

锚喷联合支护情形

随着埋深的增加,锚喷联合支护能有效地改善塑性区围岩的岩性,现以埋深 20 至 40m 、洞室半径为 4m 、锚杆长为 2.5m ,不施加预应力的点锚杆为例,分析了不同喷层厚

表2 不同锚喷情况下 C 值的变化Tab. 2 Variation of C value under different conditions of bolting and shotcreting

埋深 (m)	支 护 情 形		
	喷层厚 $\delta=10\text{cm}$ 锚杆根数 $N=20/\text{m}$	喷层厚 $\delta=20\text{cm}$ 锚杆根数 $N=30/\text{m}$	锚杆根数 $20/\text{m}$
	C 值 ($\times 10^{-2}\text{MPa}$)		
20	16.3	16.7	11.2
30	15.7	16.1	10.8
40	15.2	15.6	10.1

度和锚杆作用根数对塑性区围岩 C 值的影响, 如表 2 所示。

从表 2 可以看出, 与毛洞情形相比, 锚喷联合支护很大程度地改善了塑性区围岩岩性。

锚喷联合支护能够很大程度地限制围岩塑性区的发展。当喷层厚度达 10cm 或 20cm 时, 塑性区范围相对于仅有锚杆支护来说已有较大程度的减小; 随着喷层加厚, 塑性区范围将继续随喷层厚度增加而进一步减小。锚喷联合支护的这种作用当洞室埋深更大时将愈为显著。因此, 锚喷联合支护能使埋深大的洞室其洞周塑性区围岩保持较高的承载能力, 从而充分发挥围岩的自承能力。

应该指出, 在锚喷联合支护中, 锚杆中承载力将比仅有锚杆单一支护的情形大为改善。因此, 锚喷联合支护能够避免单一锚杆支护可能出现锚杆与围岩整体失稳的现象。

锚杆中施加预应力与否, 对于洞周塑性区围岩 C 值也有一定的影响。若施加的预应力一定时, 随着锚杆作用根数 N 的增加, 在 $N \geq 20$ 根/延米后, 塑性区围岩 C 值的增加量将趋于一个定值。增大锚杆中的预应力, 也可以比较有效地控制洞周塑性区的发展, 但这时锚杆中的拉应力将比没有预应力时的情形为大, 应注意防范锚杆内力过大而引起超过杆材屈服限值的不利受力状态。

六、结 论

通过对本课题的研讨和计算, 可得下述结论意见:

(1) 考虑围岩到达峰值强度后的破坏状态, 即塑性应变软化阶段, 塑性区围岩 C 、 φ 值将随塑性应变增大而衰减, 使围岩塑性区范围及其塑性应变的量值都要比不考虑塑性区围岩 C 、 φ 值衰减时的为大, 且支护压力也明显地加大, 因而在相当程度上加剧了隧洞的不稳定性。本项研究认为, 在隧洞围岩稳定性分析中, 计入围岩塑性应变软化, 考虑塑性区围岩承载能力随塑性应变增长而降低这一不利因素是非常必要的。

(2) 锚喷支护在力学上可等价于对洞周围岩施加一定量的径向约束抗力 σ_3 , 因而针对任一种岩体材料均可通过三轴试验得出在塑性应变软化阶段计算强度参数 C 、 φ 衰减的试验关系式。

(3) 与毛洞情形相比, 采用喷层、锚杆和锚喷联合支护都能有效地控制围岩塑性

区范围和塑性应变量的发展,使塑性区围岩的承载能力保持在较高的幅值上,从而阻止塑性区围岩强度的进一步恶化。

(4) 在喷层、锚杆和锚喷联合支护三种结构形式中,一般地都以锚喷联合支护(就通常采用的锚喷参数而言)对控制塑性区围岩强度恶化、改善围岩性态的加固作用和效果最为显著。因此,对于埋深较大、岩体稳定性较差和跨度较大的洞室,应尽可能地采用锚喷联合支护的结构形式。

(5) 无论采用何种支护型式,对围岩岩性的改善主要都反映在岩体粘结力 C 的提高方面;而对岩体的 φ 而言,施作任何一种锚喷支护后,其 φ 值提高的幅度都不大。

参 考 文 献

- (1) J.G.Jaeger, N.G.W.Cook, *Fundamentals of Rock Mechanics*, Third edition, Chapman and Hall, London, 1979
- (2) 孙钧、侯学渊,《地下结构》,科学出版社,1987年
- (3) 林韵梅,《实验岩石力学》,煤炭工业出版社,1985年
- (4) 冯光北、谷志孟、徐宜保、宋家桥,石膏硅藻土混合物特性及其与岩石的相似性研究,岩土力学, No. 1, 1982.
- (5) 于学敏、郑颖人、刘怀恒、方正昌,《地下工程围岩稳定分析》,煤炭工业出版社,1983年

STUDY ON THE MECHANICAL MECHANISM OF SHOTCRETE—ROCKBOLT SUPPORT SYSTEM

Song Dezhang Sun Jun

(Tongji University, Shanghai 200092)

Abstract

According to the results of a series of triaxial compression tests on gypsum-diatomaceous-earth samples, this paper has demonstrated in details the bearing capacity loss due to the reduction of rock strength parameters C and φ caused by the increase of plastic strains in rocks surrounding an opening; emphatically analysed and compared the strength parameters of rocks in the plastic zone and the ranges of the plastic zone in two cases, supported opening and unsupported opening; and tried to give a quantitative criterion for judging whether the shotcrete-rockbolt support can effectively improve the properties of the rock surrounding an opening. The paper has also analysed and compared the calculation results of two cases in which the decreases of rock strength parameters in the plastic zone were considered and not considered respectively and posed some problems which should be noticed in engineering practice.