

隧道专题	73—02
情报资料	总021

锚杆—喷混凝土支护译文集

交通部科学研究院西南研究所

1973.1. 峨眉

目 录

1. 岩石荷载下的隧道稳定性…………… 澳·Rabcewicz (1—20)
2. 锚杆支护的发展历史…………… 澳·F. J. Gardner (21—27)
3. 岩石锚杆支护的原理… 澳·L. G. Alexander A. D. Hosking (26—37)
4. 岩石锚杆试验…………… 澳·E. L. S. Barnes (38—42)
5. 澳大利亚现用的岩石锚杆…………… 澳·K. J. Moss (43—48)
6. 岩石锚杆支护——成功或失败? …… 澳·R. J. Kininmonth (49—52)
7. 英国国家煤矿局矿山中岩石锚杆的最新发展… 英·F. Carr (53—61)
8. 用顶板桁架来支护不良地层…………… W. J. Kmetz (62—66)

岩石荷载下的隧道稳定性

澳. Rabcewicz

在谈到新奥地利法一些主要特点之后, 作者介绍了最近几年内它在理论和应用方面的发展。文中就衬砌根据剪切而破坏的新原则作了阐述, 并用模拟试验加以证实。此外还列举一些成功地应用新奥地利法的示例。

第一部分

实践经验和理论研究业已证明: 地下孔洞的围岩, 当表面被很薄的半刚性衬砌或其它类似的适当方法予以加固, 并在短时限达到永久平衡, 就能转变成最有效的承重结构。

一般岩石力学理论

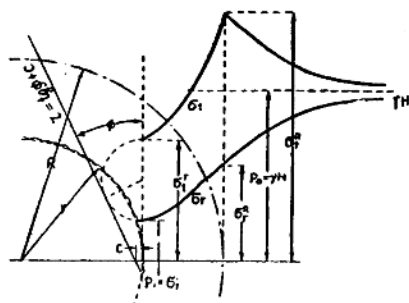
隧道开挖后, 围岩从各个方向朝着软弱带活动。在坚硬而稳定的地层, 它的单轴抗压强度大于由应力重新分布引起的边界切向应力, 可以不采取任何防护就能在短时限达到平衡而不致出现任何变形, 或仅仅造成轻微的位移。

反之, 物理性能较差的地层就需要在围岩表面进行衬砌或采用其它加固措施。众所周知, 关于围岩的动态已由芬诺-塔劳伯和卡斯特诺 (Fenner-Talobre a Kasfner) 公式从理论上作了阐述 (图 1)。

$$P_i = -C \cot \phi + (C \cot \phi + P_0 (1 - \sin \phi))$$

$$(r/R) \frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

孔洞周围防护带围岩的边界应力随着 R 的加大而减小。围岩的内缘向孔洞中心任意地活动, 只有在支护提供适当的径向抗力 P_i (亦称表层抗力) 的抵制下才能停止。内摩擦阻较小的岩石, 衬砌必须用抑拱闭合成为整

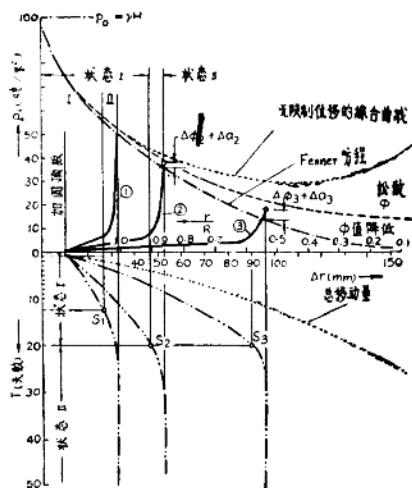


σ_r = 径向应力
 σ_t = 切向应力
 $P_i = \sigma_r$ = 表面抗力
 C = 粘结力
 ϕ = 内摩擦角
 R = 防护带半径
 r = 洞室半径

图 1 在静水压力下圆形孔洞围岩的应力图解

环才能达到目的。

图 2 表示作为时间函数 T 的各种数值的



S_1, S_2, S_3 = 采用抑拱
 1. 衬砌微量屈服变形
 2. 衬砌中等屈服变形
 3. 衬砌大的屈服变形
 Δ = 径向变形量

图 2 屈服不同衬砌的 P_i , Δr , T 及 r/R 相互关系图解

影响。当原始应力为 P_0 时,最后的径向位移 Δr ,表层抗力 P_i 和调整时间 T 都取决于支护的屈服程度。衬砌的刚度愈大,则 Δr 愈小, P_i 愈大,时间因素 T 也愈短。

图的上半部是作为 P_i 函数的 Δr 的特征曲线,它是用芬诺—塔劳伯公式按 ϕ 值假定常数绘制的。实际上, ϕ 值并不能保持常数,而是随着 r/R 值的变小, ϕ 值和弹性模量便不得不逐渐变小而接近于孔洞的接界。围岩逐步松散并用它的自重施加压力,若不采用相应的支护结构把活动制止,则这种压力便很快地增大。

把 ϕ 值变小和岩石松散的影响一并考虑在内,绘制用破折线(— —)及点线(……)表示的相应曲线,其中点线为自由位移的特征曲线,表明在一定的 r/R 值时 P_i 值变为最小。在适当的时间内用柔性适当的衬砌加固表层,从理论上应该可能取得 P_i 为最小的一点。由于施加 P_i 小的衬砌可假定比有较高表层抗力的衬砌为廉,所以同时也可能是最经济的解决方法。实践中证实这种观点需要大量的量测和试验,从而抵销了取得的效益,联系到 Δr 的容许范围和时间因素,一般是采用偏高的表层抗力而不用理论最小值。

围岩径向位移 Δr 不仅被一些次要因素限制,而且也被围岩容许的松散程度限制。当围岩与其表面加固层紧密结合时,围岩本身将承受压应力,而衬砌则承受由挠曲而可能出现的拉应力。但为了适应上述要求,围岩必须能够承受三向荷载,因此必须没有空隙、断裂和裂缝削弱它传递荷载的能力。

衬砌破坏的力学过程

为了预先了解任何结构物在静力作用下的动态,就须要知道它在不同荷载条件下是如何破坏的。如果不了解这些情况,便不可能进行正确的设计。隧道衬砌破坏的现有文献几乎没

有把挠曲造成的破裂认为是崩溃的危险方式;当沿着周边作过彻底检查,发现由剪切造成破坏实际上才是崩溃的唯一方式。作者在实践中反复地对这种现象作了观察并在文章上和会议上进行过阐述。

下面将会看到,隧道衬砌即使出现几处挠曲破裂,但仍无损于它的支护作用。当衬砌由于挠曲造成破裂时便会出现张拉裂纹,同时在对面边缘有时出现剥落,这意味着正在形成裂缝。

衬砌周边出现一系列张拉裂缝相当于一个多铰拱,它在应力重新分布过程中自行调正主动和被动压力。决定性的剪切破坏只有在很高荷载下才能出现而与形成张拉裂缝的地点完全无关。

为了研究作为隧道衬砌的薄壳动态,1965年作者进行了实验。

试验装置是一个 $300 \times 300 \times 30$ 厘米的水平矩形钢框架,可以用两台液压千斤顶推动向试件施加220吨/米²压力(图3及图4)。在以下描述中,可移动的一边作为“顶部”,另一边作为“底部”,其余各边则作为“侧壁”。

框架用砂、粘土或其它材料回填,当回填材料捣实至“原始应力状态”时,在中间仔细地挖个孔洞,然后安设试件。大多数试验都是用厚10~20毫米,宽300毫米,直径1,000毫米的混凝土环,相当于具有厚10~20厘米直径为10米隧道,亦即比例为1:10。

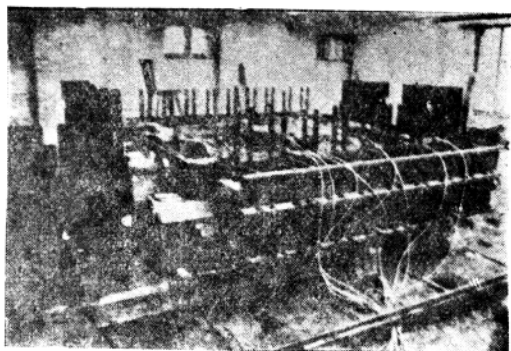


图3 为研究衬砌动态准备的试验装置

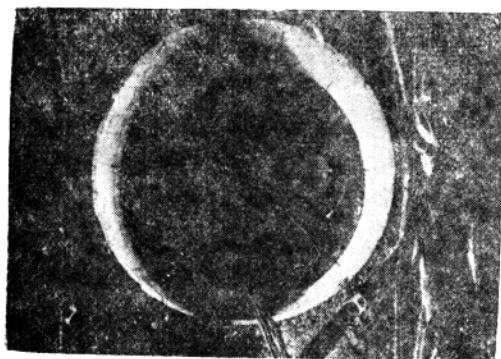


图4 试件——混凝土环厚26毫米，直径1,000毫米，宽300毫米——安设在捣实至原始应力状态的粘土里。注意变形指示仪。

为了防止试件在搬运中破裂，必须配设钢丝网。试件与开挖边界间相当于超挖的空隙应予回填并按要求捣实。

当设计装置和试验方案时，作者确实意识到围绕试件的回填材料仅厚1米，不足以给出相应于实际情况的完整结果，特别是与周围应力状态的关系。

在自然状态下，由于拱效应使传向围岩的覆盖层重量不断在加大。随着覆盖层H的

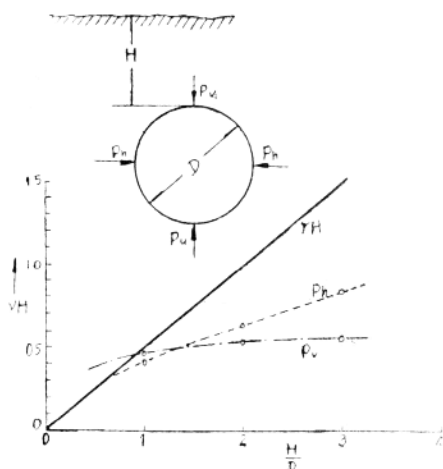


图5 径向压力，其中 P_h 作用于水平方向， P_v 作用于垂直方向，在直径D的圆形隧道和覆盖层厚H的情况下作为 H/D 函数的关系

加大，作用在顶部的压力 P_v 不久就趋近于一个最大值，而侧壁压力 P_w 则仍在继续作直线增长。在瑞士对某隧道作初步研究时，已就 P_v 与 P_w 的关系用模拟试验和试验隧道作了彻底探讨。取得的结果示于图5。

作者的试验装置，其 H/D 值不大于1，覆盖层的分布作用是有限的。增加顶部压力至最大的220吨/米²，此时 $g=2.5$ 吨/米²， $D=10$ 米，则在自然状态下的相应关系将为 $H/D=8.8$ ，约大于试验装置九倍。在转化为变形过程时，这种情况就大大改变了在自然状态下造成的荷载情况，试验中的垂直直径永远是缩短的，而水平直径则是伸长的，一旦覆盖层变得比直径为大，则在自然状态下就恰好相反。

上述加载情况的变动实际无损于第一组试验的企图，因为试验目的是研究弹性薄壳的动态和作用在薄壳外缘达到破裂点的接界应力以及破裂的性质。

试验分别用砂、粘土和砾石作为回填料。除上述混凝土环外，还用了椭圆形（下水道管断面），甚至皱纹型钢板支护进行试验。

截至目前为止的多次试验中选择了与研究问题具有重要意义的两组作为示例。

第一例用埋在粘土里能够屈服的厚26毫米混凝土环代表柔性薄衬砌进行试验。混凝土57天后的强度为 $\sigma_w=377$ 公斤/厘米²，粘土的力学性能为 $\phi=26^\circ$ ， $C=4.5$ 吨/米²。为了搬运在混凝土环内加钢丝网，其孔眼为25×12毫米，使用 $\phi=0.7$ 毫米钢丝，消除接界摩阻力采用一薄层橡皮海绵。

试验开始用14天对粘土进行捣实，尽可能模拟到原始应力状态。在中间挖除需要的部分后安设混凝土环并回填超挖，轻轻捣实。图6为试验的结果。图中曲线表示作为千斤顶压力 P_0 的函数的径向压力 P_r 和变形 ΔD 的数值。

当 $P_r=21$ 吨/米²时便停止加载，并在此后39天一直保持远样的径向压力。为此需

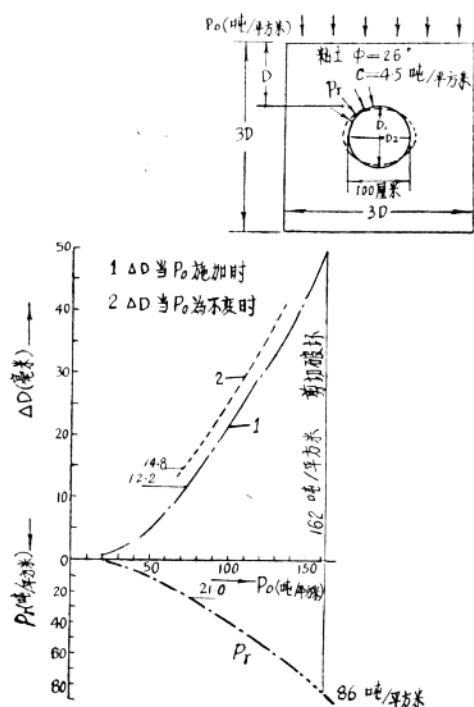


图6 半刚性混凝土衬砌的试验结果
混凝土环直径=1,000 毫米,
53天
d=20毫米, $\sigma_w=337$ 公斤/厘米²

要在23天内时常加载,用以抵销压力的逐渐降低。同时 ΔD 从12.2增加到14.8毫米。在最后的16天, P_o , P_r 和 D 都保持不变。

从此以后,又恢复加载,直至 $P_o=162$ 吨/米², $P_r=86$ 吨/米²混凝土环由剪切而破坏(图7)。剪切裂纹长45毫米,相当于

$$\sin \alpha = \frac{0.02}{0.045} = 0.444 \quad \alpha = 26^\circ$$

$$r \cos \alpha P_r = d / \sin \alpha \cdot \tau$$

$$\text{式中 } r=0.5, \alpha=26^\circ, P_r=86$$

$$\tau = \frac{0.5 \times 0.9 \times 86}{0.045} = 860 \text{ 吨/米}^2 \approx 0.256 \sigma_w$$

从本次和其它相似情况下的试验,剪切破坏以前都没有出现最轻微的挠曲裂缝。剪切破坏永远伴有类似爆炸一样的声响报导。这种现象特别显著,因为对应 $4 \times 10^{-2} D$,

混凝土环变形相当于48毫米时混凝土的抗压强度 σ_w 早已达到了337公斤/厘米²。

从本次试验结果可明显地看出,为什么直到现在喷混凝土衬砌从未发现挠曲裂缝。这首先是衬砌承受的荷载(P_r)很小,其次是试验中衬砌变形仅为1/10,最后,但不是不重要的,喷混凝土的蠕变有利于适应改变的平衡状态,其结果取得了弯矩的降低。

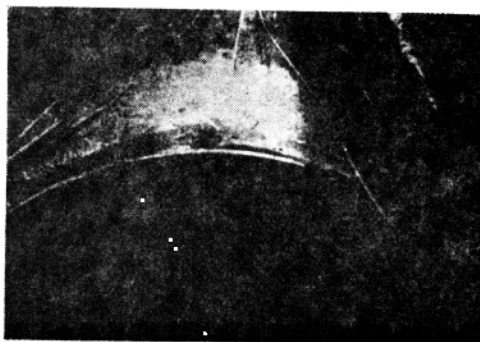


图7 图4中试件由剪切而破坏的详图

第二例用真实尺寸的下水道管代表刚性混凝土衬砌,这种下水道构件在格拉兹(Graz)城由于回填沉落不均而遭到破坏。试验的最初目的是研究有关情况并提出必要的措施。

用隧道静力学观点,可以看到几项重要问题。我们必须处理一个刚性衬砌结构,它的厚度上部为 $0.12D$,下部为 $0.31D$,亦即为例的6~15倍。

第一次试验并未出现张拉裂纹—在 $P_o=162$ 吨/米²时,试件由剪切而破坏—而本次试验则在 $P_o=92$ 吨/米²时出现张拉裂缝,当压力继续加大,在 $P_o=115$ 吨/米²及184吨/米²时又出现了更多的裂缝,试件终于变成一个6铰拱。在 $P_o=230$ 吨/米²时,7、8两点因压力过大造成另外一些剥落。这时不得不中止试验,因为已经达到了装置的最大能量。

第二次试验的 P_r/P_o 值大于第一次试验

两倍以上，说明了刚性衬砌较之柔性衬砌能产生更大的径向压力。事实上恰好在每次破坏之前，径向压力 P_r 分别达到一个极峰，大大超过记录数值，如图8点线表示的 P_r 大于被折线表示的 P_r 。

图8的下半部将径向压力 P_r 作为 P_o 的函数。 P_r/P_o 值有赖于衬砌的厚度与半径。半径愈小和衬砌厚度愈大， P_r/P_o 值也就愈大。结果 P_r/P_o 成为衬砌刚度的函数(图9)。

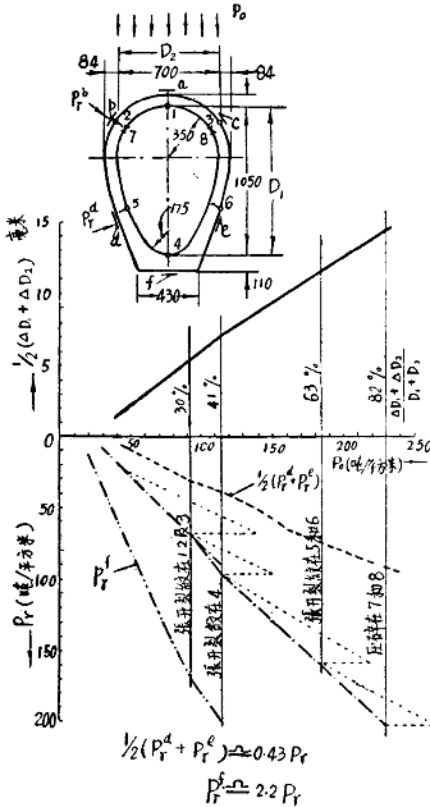


图8 刚性衬砌(下水道管段)的试验结果

从变形量值进行比较，第二次试验比第一次试验为小，仅70—50%。主要原因是外围抗力系数(Coefficient of subgrade

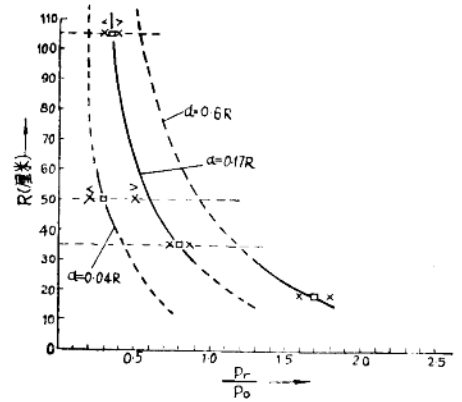


图9 作为直径R和衬砌厚度d函数的 P_r/P_o 值图解

react) 不同造成的。第一次试验，外围抗力系数为2公斤/厘米²，第二次试验用紧密捣实的砾石，外围抗力系数为16公斤/厘米²。

从第二次试验可以得出采用厚的刚性衬砌的几点结论：

张拉裂纹是容许存在的，只要它无损于衬砌的承载能力。采用刚性衬砌，即使在较小的荷载作用下也会由不必要的径向高压力造成衬砌的裂缝。剩下可以负荷的断面只有原断面的若干分之一仍足够保持结构物的永久稳定，所以衬砌过厚只是浪费材料而最不经济的。

虽然采用多铰拱衬砌有时产生不能容许的大变形，例如在挤压或膨胀性岩石或类似的特殊情况可以出现过量松动，但这种情况比例不大，可以不予考虑。

从采用新奥地利法施工的99%以上的地质情况可以看出，沉落量都毫不例外地只有几毫米，偶而才达到几厘米，相当于 $1 \sim 4 \times 10^{-3}D$ 。因此可以不必讨论任何有重要意义的变形。



图10, 11 (左) 试验中的下水道管段,
(右) 变形后情况, 周边内缘剥落

第二部分

第二部分将对衬砌与锚杆的强度进行理论分析, 并根据剪切破坏资料讨论新的设计方法。衬砌与岩石间接触情况对隧道动态的影响也加以分析。此外又对喷混凝土与锚杆相结合使岩石利用它本身的屈服达到稳定也作了叙述。

Sattler曾用数学分析的方法对薄层衬砌处在不同支承情况的围岩内进行了研究。主要研究目的是探讨为什么很多地下坑道采用看来很薄的喷混凝土衬砌也能达到永久平衡, 而且任何部位都不超过极限应力。

为此, 选用了静力系统, 用不同的方式进行支承与加载 (如图12)。

图12(a)表示混凝土衬砌的4~10点均为弹性支座, 在拱顶附近施加 35^T 荷载。为了模拟Schwaikheim隧道的特殊地质情况 (它的绝大部分为粘土, 小部分为薄层石灰石), 岩石的屈服条件认为有下列极为不利之处: 例如: 底部9和10点为 0.2 毫米/公斤/厘米²侧壁及拱部1至8点为 10.1 毫米/公斤/厘米²。混凝土衬砌与围岩的接触面认为并无摩擦阻力, 混凝土的弹性模量 $E=200,000$ 公斤/厘米²。

计算的弯矩曲线表示正弯矩最大值 13.3 吨一米, 恰好在荷载作用点下面就几乎变成

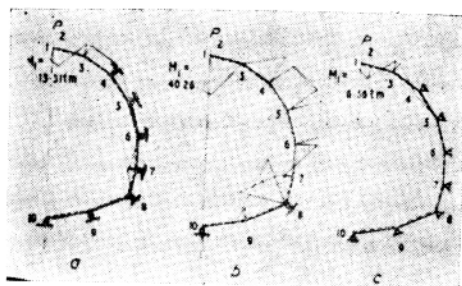


图12 用不同的支承方法, 在拱顶附近由一个 35^T 荷载引起的弯矩。(a) 4~10点为弹性支座 (b) 仅8点及10点为弹性支座 (c) 4~10点为刚性支座

负弯矩。

为了说明支承方法的重要影响, 计算了只有8、10两点是弹性支座的同一结构系统, 这时弯矩值为前者的三倍 (图12(b))。此外如果把4~10点改成刚性支座, 则所有弯矩几乎完全消失, 推力线(Linie of thrust)从2点向下一直是沿着衬砌的轴线 (图12(c))。

从图13可以看出均布荷载对弯矩曲线的影响, 结构物仍然在4~10点用弹性支座。这时把分布的荷载也画在图上, 最大弯矩值 13.6 吨一米 (这个数值并不算过高) 几乎与单个荷载所产生的弯矩相等, 但其邻近的负弯矩却变得相当小。

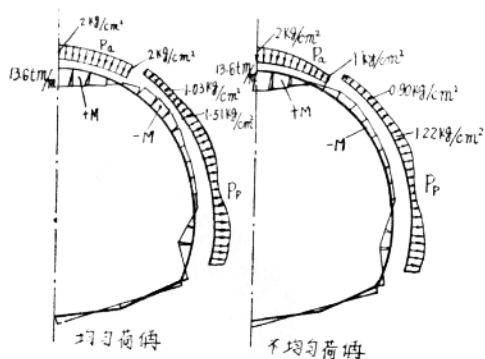


图13 隧道周边弯矩与作用力分布图

结构物如图12(a)所示的为弹性支座。均匀荷载 $=2$ 公斤/厘米², 顶部的均匀荷载, 使侧壁产生被动压力 P 。

上述计算是假设衬砌与岩石之间并无摩擦阻力。当然这是不符合实际情况的。特别是近代的衬砌方法都是使衬砌与岩石紧密结合，或是把混凝土直接浇在不平的岩石上，或是在拼装砌块时用压浆固结。

作用在衬砌与岩石接触面上的切向应力阻止了衬砌与岩石的独自变形。由于衬砌与岩石的相互作用，我们必须把它看作有似钢筋混凝土的动态那样一个真正粘结的结构物进行分析。

与实际情况和实验经验相反，设想计算的弯矩确实存在，那末假定力臂长50厘米，则一个14吨—米的弯矩在岩石内将产生28吨的压力，并在衬砌内产生同样数值的拉力，在20厘米厚衬砌内的单位拉应力将为 $28.0 / 100 \times 20 = 14$ 公斤/厘米²，较之挠曲拉应力小得很多。

由于正常成拱作用的压应力经常抵销这样的拉应力，所以在任何情况下都不会出现这样大的拉应力。

对隧道衬砌那样的混凝土薄壳从理论上分析其弯矩的大小和分布情况，清晰地说明了直到目前符合现代原则的已有隧道没有出现张拉应变。

Sattler进一步地完全证实了作者提出的原则，那就是隧道衬砌的整个周边只能由剪切而破坏。这种破坏产生在与衬砌轴线作 $20^\circ \sim 30^\circ$ 的Mohr（摩尔）面上。在空洞两侧的围岩内都形成一个垂直于推力线主要方向的锥体，并在变得可塑以后被迫压向岩体深处。破坏点位于主轴线附近。

Sattler提出的下列公式，在设计任何衬砌时只需简单地计算剪切破坏的荷载；或量测 σ_r^i 的大小，并用下列公式推算其安全度：

$$\sigma_r^i \frac{6}{2} = \frac{d}{\sin \alpha} \tau_B \quad d = \frac{\sigma_r^i b \cdot \sin \alpha}{2 \tau_B}$$

式中 σ_r^i 是通过量测求得的施加在衬砌上的径向压力。

τ_B = 衬砌材料的抗剪强度，当为混凝土时 $\tau_B = 0.2 \sigma_p^c$ ， σ_p^c = 混凝土抗压强度，

$$\frac{d}{\sin \alpha} \text{一般大于 } 2.5d, \text{ 和 } \alpha \leq 23^\circ 6'.$$

例： $r = 5$ 米，

$$b = 2 \times 5.0 \times \cos 23^\circ 6' = 9.15 \text{米}$$

$$\tau_B = 0.2 \times 3,000 = 600 \text{吨/米}^2$$

$$\sigma_r^i = 60 \text{吨/米}^2$$

$$d = \frac{60 \times 9.15 \times 0.41}{2 \times 600} = 0.18 \text{米}$$

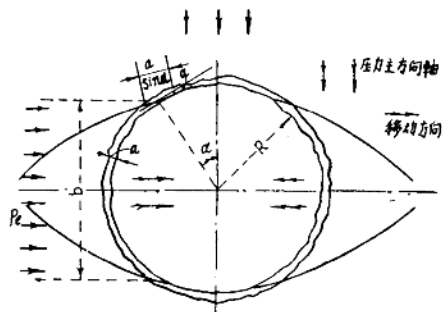


图14 剪切破坏的假定

一旦混凝土开始破坏，混凝土衬砌内的加强钢材（例如钢拱架或钢筋）的动态就与混凝土有所不同。这时钢材与混凝土的相互作用即行中止，而钢材则开始弯曲和歪扭，结果钢筋的抗剪强度不能得到充分利用，这是因为它的支承作用被认为只能达到相应于混凝土破坏变形时的那种应力情况（ 6_T ）。

$$\tau_{ST} = -\frac{\tau_B E_{ST}}{E_B} = 15 \tau_B$$

钢筋能够承受增长的径向压力可按下式估算

$$\Delta \sigma_r^i = \frac{2 F_{ST} \tau_{ST}}{b \sin \alpha} = \frac{2 F_{ST} 15 \tau_B}{b \sin \alpha}$$

例：加强材钢拱架 $G = 21$ 公斤/米，
 $F = 26$ 厘米²，中心间距1.5米

$$F_{ST} = \frac{26}{1.5} = 17.4 \text{厘米}^2/\text{米}$$

$$\tau_{ST} = 15 \times \tau_B = 15 \times 600 = 0.9 \text{吨/米}^2, \\ b = 9.15 \text{米}, \alpha = 23^\circ 6', \sin \alpha = 0.41$$

$$\Delta \sigma_r^i = \frac{2 F_{ST} \tau_{ST}}{b \sin \alpha} = \frac{2 \times 17.4 \times 0.9}{9.15 \times 0.41} = 8.5$$

吨/米²

虽然加强钢材对静力的剪切效果不大,但当钢拱架适当地锚在岩层里并将表面铺以钢丝网,则增加的安全度——预防工作人员冒落石的危险——确是很大的。

Guisant等在设计“de Glion”隧道时,

曾作了进一步的重要数学分析。

参考 Szechy 的资料,将弯矩与接界压力的大小都作为外围抗力系数 K 与衬砌厚度 d 的函数绘成了图表。为此目的使用了相同的静力系统如图13所示。

从上述研究得出下列重要的规律:

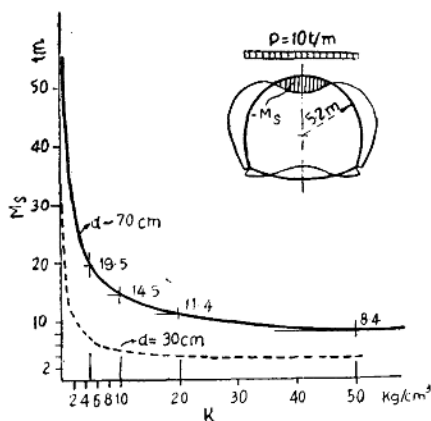
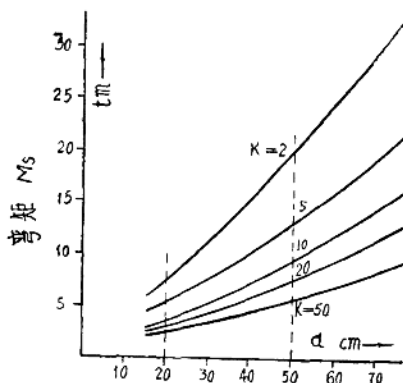


图15 当顶部承受均匀荷载10吨/米²时顶部弯矩 M_s 作为弹性抗力系数与衬砌厚度 d 的函数图



①如果外围抗力系数小于10公斤/厘米²时,则力距便开始迅速加大。

②衬砌厚度愈大,外围抗力系数 K 值较小时,则弯距也愈大(图15)。

③应用于建筑工作时就意味着使衬砌尽可能薄一些,并采用能避免围岩产生有害松动的施工方法。

锚杆的稳定作用

众所周知,有两种锚杆用法,即锚杆局部防护和锚杆系统支护。前者仅是把局部松散的岩块固定在表面上保持其原始的结合。后者则是用一系列有一定间距的径向锚杆来防止空洞周围一定厚度的围岩带——即所谓“承重环”(Carrying ring)——产生不必要的膨胀和分解。

这样,承重圆环就产生了由于予加应力取得的主动动力,或作为圆环转化成有效加固手段的被动动力。下面仅就成组的锚杆系统进行讨论。在化学上稳固的岩层中可用张壳式

锚杆,或在松散岩层中用灌浆锚杆。

在锚杆间距为“ e ”及“ t ”,并予加应力到弹性极限值时,支护抗力(Lining resistance)为

$$P_i A = \frac{f_{ST} \sigma_p^{ST}}{et}$$

式中 $P_i A$ 、 $P_i S$ (吨/米²) = 锚杆与喷混凝土的支护抗力,

σ_t (吨/米²) = 承重环的切向应力,

σ_r (吨/米²) = 承重环的径向应力,

σ_{gd} (吨/米²) = 岩石单轴抗压强度,

C (吨/米²) = 岩石粘结力,

τ (吨/米²) = 岩石抗剪强度,

ϕ = 岩石内摩擦角,

W (米) = 承重环厚度,

$P_i W$ (吨/米²) = 承重环的支护抗力,

l (米) = 锚杆长度,

d (米) = 锚杆直径,

f_{ST} (厘米²) = 锚杆表面积,

σ_p^{ST} (吨/厘米²) = 钢的弹性极限。

利用三轴试验求出 ϕ , C 和 σ_{gd} 以及有关岩石的特征曲线。从摩尔圆确定径向应力 σ_r 的相应 σ_t 、 τ 和 α 值, 并绘出剪切破坏曲线(图16中1—1)。

剪切面离开接界的点可用角 α 确定, 其底边与移动的方向重合。

承重圆环的支护抗力来自下列平衡条件:

$$\frac{\tau W \cos \psi / 2}{\sin \alpha} = P_i \cdot \frac{b}{2}$$

$$\therefore P_i \cdot w = \frac{2 \tau W \cos \psi / 2}{b \sin \alpha}$$

对园形空洞来说, $b/2 = R \cos \alpha$

$$\therefore P_i \cdot w = \frac{\tau W \cos \psi / 2}{R \cos \alpha \sin \alpha}$$

例: $R=5$, $l=3.5$, $W=3.0$,
 $e=t=1.4$, $\sigma_{p^{sr}}=5.0$, $f_{ST}=5.3$, $\phi=30$,
 $C=9.3$, $\sigma_{gd}=32.2$ 。

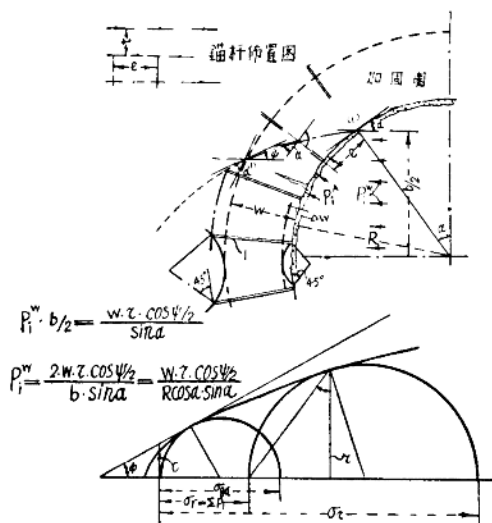


图16 锚杆的稳定作用

$$\sigma_r = P_i \cdot A = \frac{5.3 \times 5.0}{1.4 \times 1.4} = 13 \text{ 吨/米}^2$$

$$\sigma_t = 67 \text{ 吨/米}^2 \quad \alpha = 33^\circ \quad \tau = 24.7 \text{ 吨/米}^2$$

$$\psi = 46^\circ \quad \psi/2 = 23^\circ$$

$$P_i \cdot w = \frac{3.0 \times 24.7 \times 0.92}{5.0 \times 0.84 \times 0.54} = 30 \text{ 吨/米}^2$$

当隧道用喷混凝土作为衬砌时 ($d=10$ 厘米), 便在表面产生一个附加抗力。

$$P_i^s = \frac{2.5 \times d \times \tau_B}{5.0 \times \cos \alpha} \\ = \frac{2.5 \times 0.10 \times 600}{5.0 \times 0.84} = 36 \text{ 吨/米}^2$$

$$\sigma_r = \Sigma P_i = P_i^A + P_i^S = 13 + 36 =$$

$$49 \text{ 吨/米}^2 \quad \psi = 340, \psi/2 = 17^\circ$$

$$\sigma_t = 141 \text{ 吨/米}^2, \quad \alpha = 37.5^\circ,$$

$$\tau = 44.5 \text{ 吨/米}^2$$

$$P_i \cdot w = \frac{3.0 \times 44.5 \times 0.96}{5.0 \times 0.79 \times 0.61} = 53 \text{ 吨/米}^2$$

事实上 σ_r 、 σ_t 和 τ 是从接界向岩石内部逐步加大的。确定 τ 、 α 值并代入式内求 σ_r , 则最大的支护抗力 ΣP_i (锚杆、喷混凝土, 可能也有加强钢材的共同作用) 说明了计算承重环支护抗力是偏于安全的。

这样取得的额外安全度有赖于 σ_r 从接界面向外增大程度和岩石特征曲线从 ϕ 角底边的改变的偏角。 σ_r 增长愈小, 特征曲线偏角愈大, 则简化的计算误差也就愈小。从量测的结果逐步修正计算方法将会取得较大的精度。

一般来说, 当考虑到岩石力学计算中许多参数精确度的余裕, 那么即使是简化的力学图解也可达到任何复杂数学计算的目的。关于承重环的支护抗力受各种参数的影响情况示如图17。

从这样考虑出发, 就可作出如下结论:

1. 孔洞的直径要尽可能大。
2. 沙浆与岩层的粘合应用干钻改善, 尽可能对应增加岩表的粗糙度。
3. 在短期内完成加强以保持 σ_t^i 与 σ_t^a 为最大。

垫板 (Plate) 承受很大的荷载。例如下面要谈到的图21情况, 其中Perfo 锚杆原来的平垫板变成了球状, 有些锚杆在螺纹处断裂。

在这种情况下, SN 型锚杆要比 Perfo 型锚杆为佳。当为SN*锚杆时 (图18), 可

圆形隧道

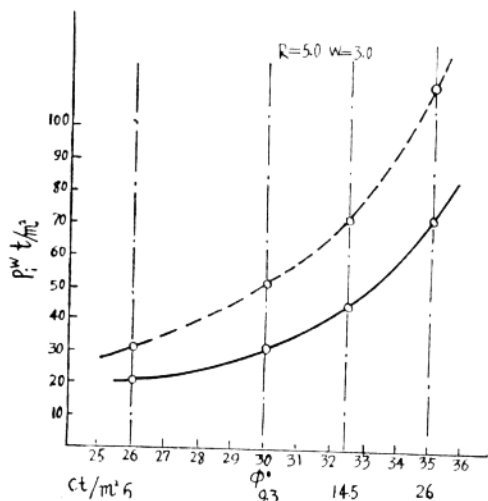


图17 承重圆环带的支护抗力与 $\phi \cdot C \cdot P_i$ 的关系图

—— P_i^w 当 $P_i^A=13$ 吨/米²…… P_i^w
当 $\Sigma P_i^A + \Sigma P_i^S=46$ 吨/米²

只用雷管或再加一小部分药卷放小炮使局部钻孔扩大以增进沙浆与岩石间的摩擦阻力(图19)。

计算锚固作用并为之建立必需的现实基础,还要进行大量的试验与研究工作。直到现在这方面的工作还做得不多,现行方法有待于发展和改进。沿着锚杆的作用力分布情况可用多点伸长仪进行量测。

一般临时支撑的破坏(木排架、钢拱架等),往往造成隧洞的整个坍塌,严重地危害人身安全。即使采用现代施工方法,也还偶而出现坍塌,特别是违反了操作规程,忽视方法的主要原则,未能用最少时间把衬砌合笼完成整个衬砌环节。

从经验中了解,一旦完成了外层衬砌,并已谨慎地向围岩灌浆,可能还出现剪切破坏,但不致危害人身安全或使整个工作受到干扰。原因就是出现了这样的剪切破裂。

剪切破坏经常从拱部出现几乎觉察不到的细小裂纹开始。这种小裂纹慢慢地发展到侧。由于微小位移取得的解除应力往往足够使结构物永久稳定。在这种情况下,变形

的速度是很慢的,每月仅几毫米,并往往逐渐减少至最初变形的若干分之一。

图20为其典型的例子。并在Iran铁路某隧道也出现过完全一样的破坏。一种具有挤压与膨胀性的薄片泥质片岩,倾角接近90°,走向与隧道中轴平行,造成了80厘米厚的混凝土衬砌从拱部两侧对称地剪切破坏。它的变形速度相当缓慢的。第一次发现裂纹是在一年前。这种破坏对运营并无影响,因此列车可以照常通过200米长的破坏地段而无任

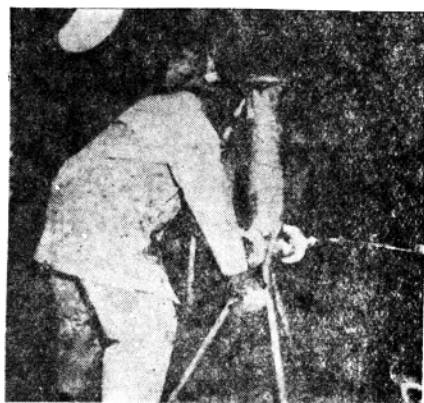


图18 灌浆用的风动手扶式设备

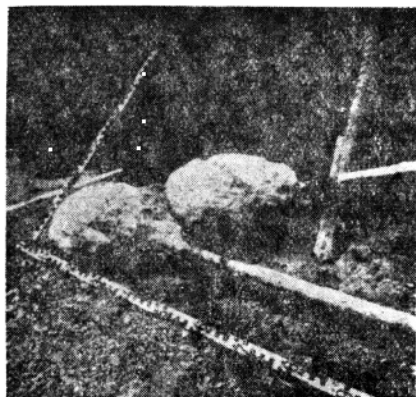


图19 SN锚头用小爆破扩大钻孔的结果随即填充水泥沙浆

译者注: (*SN锚杆是在修建瑞典某水电站发展起来的。它是在一般钻孔内将一根塑料管插到孔底,然后用一种风动装置并辅以手摇蜗杆钻将沙浆压入孔内。在填充孔眼的同时,逐步抽出塑料管再插入锚杆)。

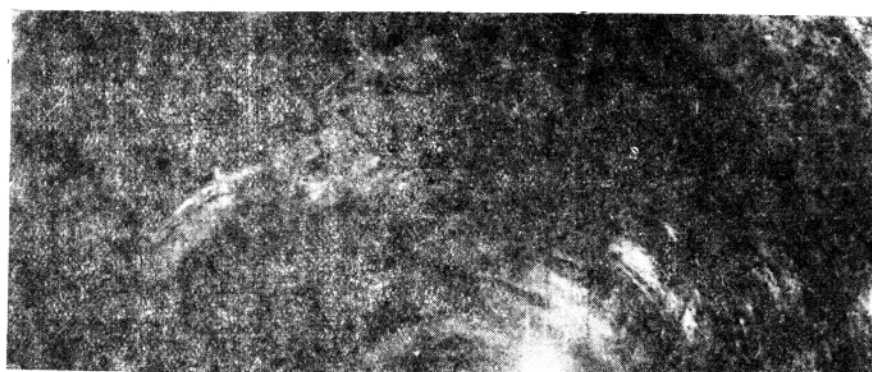


图20 美国典型剪切破坏隧道



图21 水运隧道的剪切破坏

何阻碍。

另一个例子见图21，这是一座直径5米的无压水工隧洞，穿过一段长约200米高度变质的糜棱化千枚岩接触带，最初由1,000呎以上冰层加载，实际覆盖层厚约200米。千枚岩从表面看类似极硬的粘土，它的力学性质为： $\phi=25^\circ$ ，原地含水量为3.5%，空隙率=0.16。

隧道用全断面爆破法开挖，掘进工作面无须支护，只是把拱部、边墙及仰拱在暴露后立即用15厘米厚的喷混凝土衬砌封闭起来。此后3—5天，喷混凝土在整个周边有

多处同时由剪切而严重破坏。破坏后的变形速度达到每天几个毫米，以后迅速降低到每月几个毫米。经过6个月之后几乎完全停止。

在危险地带每10米建立一处观测断面，在四个角上安装 Perfo 锚杆，量测直径 d_1 及 d_2 和弦长 S , z_1 及 z_2 ，以及锚杆突击部分 a 等的变化与时间的关系。图22为一次量测的结果。

所有这些图解都表明在衬砌被抑拱闭合后，活动就突然降低并在很短时间内几乎完全停止。尽管衬砌已由剪切造成彻底的和严重的破坏。上述由于解除应力形成衬砌上剪切裂纹的孔洞其稳定过程便不是例外，而是可以认为有确实根据的原则。当然这须要破坏了衬砌没有局部掉落致使暴露岩石造成分解从而妨碍了拱效应。

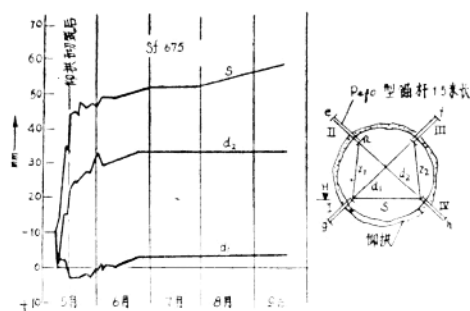


图22 周边量测结果图

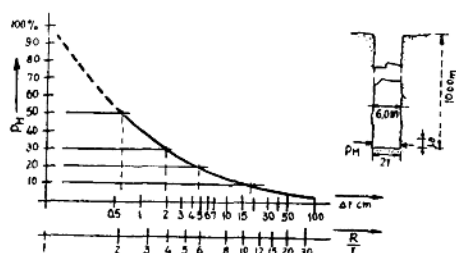


图23 径向边缘应力 P_H 的降低与释放变形的关系图。其中：

直径 $\phi 6.0$ 米， $H=10.00$ 米，

$$\lambda = \frac{P_H}{P} = 0.354, \quad P_r = rH = 2400 \text{ 吨/米}^2$$

R = 保护带的半径。

少许解除应力就能自行稳定这一人皆知的能力由 Fenner 的经典示例 (图23) 作出了深刻说明。从曲线上可以看出：胀出 6 毫米，相当于直径仅缩短 2%，降低了要求的表层摩阻 50%，当 $\Delta r = 6$ 厘米， P_H 降低到 17%。

应用岩石自行稳定的原则不良地层内孔洞进行设计，用锚杆系统加固承重环作为主要稳性措施可取得很大的经济效果。承重环表面用配合钢丝网的薄层喷混凝土作为保护层 (图24) 的这种类型衬砌已不断取得成功，即使在挤压和膨胀性地层的困难条件。

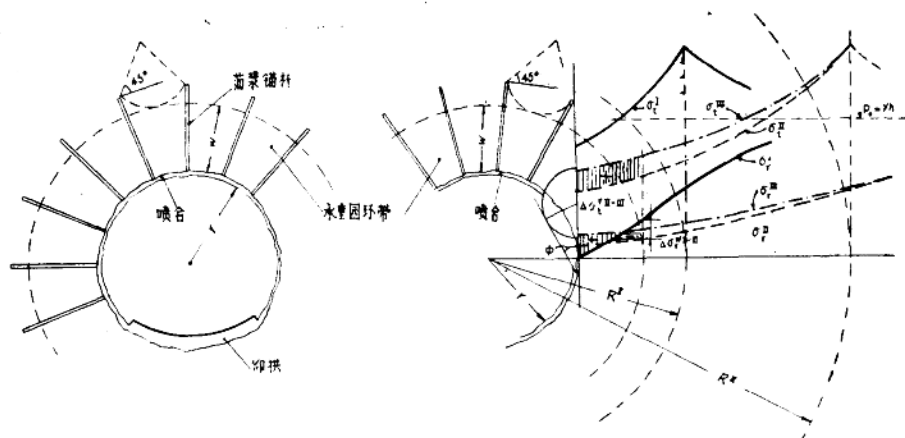


图24 左边部分：用锚杆加固承重环稳定隧道，加抑拱并喷混凝土保护层
右边部分：力学稳定的方式 I . II . III 阶段的稳定

图24的右侧为取得稳定的力学作用图解。

第一阶段：恰好在一次爆破循环把岩石暴露之后，接界切向应力 $\sigma_{t'-'}$ 大大超过岩石的单轴抗压强度，但接界径向应力 $\sigma_{r'-'}$ 则为零，为了稳定这样易变的状态，用沙浆固定嵌入的锚杆系统并在表面用薄层喷混凝土作为保护层以形成一个承重环。

从进行这项作业开始直到作用力重新分配完成为止，塑性的接界带不断胀大并向孔洞里活动，使防护带的半径 R' 增大至 R'' 。同时接界切向应力 $\sigma_{t'-'}$ 和承重环的周边上的径向应力 $\sigma_{r'-'}$ 降低，而接界的径向

应力 $\sigma_{t'-'}$ 则升高。

当喷混凝土取得了强度，接界的活动也慢慢停止，使周边位移停止，径向和切向的接界应力增加到最终的平衡值 ($\sigma_{r'-'}$ 、 $\sigma_{t'-'}$)

上述一些例子只是从作者观察到的许多情况选取一小部分。它们无例外地都证实这样一个原则，即剪切破坏尽管给衬砌以一定的破坏，但对人身安全与工作的进行却都毫无危害。

这些经验可以用来研究各种岩石在不同地质条件下的动态，从而制定适合于特殊情况的最经济的衬砌设计。这种研究同时结合

对应力与应变的量测就能收集到个别情况的典型数据,最后可根据科学的完整经验公式作出最经济的设计,而不是只凭猜想。

太沙基(Terzaghi)在廿五年前就曾说过:“我认为施加在隧道上的作用力,远远小于设计者所假定的。……由于我们的无知,为了避免破坏的危险,设计者不得不假定一些设想到的最不利的可能性作为计算隧道衬砌厚度的依据。……因此现有隧道的衬砌都是设计过强的,亦即它们的强度比需要强得多。……”

一般来说,理论上不可避免的缺陷应该作为人们判断理论可靠性究竟能达到何等程度的一个指导。作者认为如果能使设想更接近于实际,那么便能够节约大量的钢材。真实的荷载与应力以及它们与平均值的误差如何都可用压力盒与伸长计量测而揭露出来。”

目前趋势

如果没有可能破坏的危险性,那么就不存在预防性的加大断面理由。

上述知识还在逐步增加,虽然量测结果仍然不多,但我们可以假定,只要采用新的施工方法,则作用在直径10米的隧道上的径向压力很难超过50—100吨/米²——视岩石的物理力学性质而定。

个别情况才会有偶然的较大的径向应力,而且只在极端挤压地层,尤其是膨胀地层出现。这种情况接近于零而且肯定小于1%。冒这样低百分比的剪切破坏风险,在经济上是正确的。因为修复费只占不必要的加大衬砌断面所需99%费用的很小部分。

长几公里以上的隧道,量测资料在施工时可以十分有效地得到利用。在需要初步确定岩石是否能够达到平衡时(一般约为2个月),则以后在类似地质情况下,设计衬砌就可根据以前的经验易于作出纠正。

但是,正如前已指出并为试验所验证,初步试探性衬砌设计的剪切破坏安全系数应尽可能接近于1。第一部份的模拟试验已表

明:过厚的衬砌缺少适当柔性,反而产生不必要的高压力,使人们对量测结果发生误解。

衬砌与岩石的结合作用

通过衬砌与岩石的结合可以传递很多的作用力,结果使衬砌上的作用力分散在短距离的邻近岩石上。从图25中的图解可以看出喷混凝土衬砌外缘上径向与切向压力的趋势。最大的主动径向压力出现在拱顶或其附近,并向水平轴减小,接近侧壁底部时达到零。隧道按新奥地利法施工,采用由钢拱架加固的厚20厘米喷混凝土衬砌。地质情况将在以后说明。

上述结果是浅埋隧道一个典型例子,荷载的主要方向是垂直的。在这样情况下,中线以下的侧壁可以不须衬砌,用薄的防止风化保护层就能提供足够的抗力达到稳定。

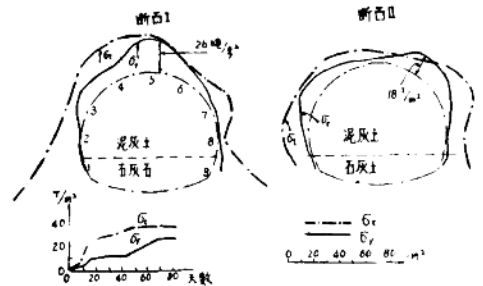


图25 (Schwaikheim) 隧道压力盒量测衬砌外周边的径向与切向压力及其与时间的关系

当衬砌与未松散的围岩结合时,从拱顶向两侧边墙逐渐增加衬砌厚度的现行设计方法是不必要的。

为了适应这样的静力条件,建议设计要刚刚相反。实际上这是易于完成的,例如从中线向下取消钢支撑,还可减薄混凝土厚度。如果在施工期间量测的记录表明作用力的主要方向已发生了变化,就把设计作相应的变更。为了简化设计,可保持衬砌厚度始终一致。

图26示例的地质情况为一层粘土质泥灰

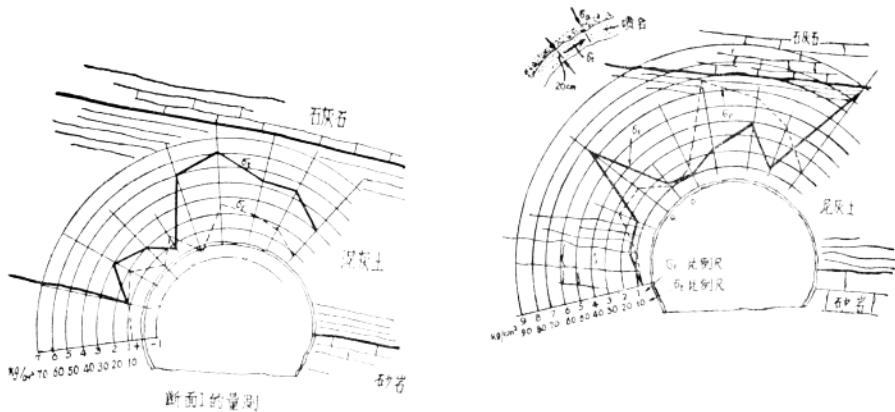


图26 一个6米直径的隧道衬砌外周边径向主动压力 σ_r 分布情况以及用钢拱架加固的喷混凝土衬砌内的切向应力分布情况

图例……表示外周边径向压力，——喷混凝土衬砌内的切向应力。

图26所示的地质情况：一层泥灰土 $\phi=28^\circ$ ，含水量=20%

岩，其中 $\phi=28^\circ$ ，含水量=20%，上面覆盖一层60米厚的石灰岩，下面是砂岩走向平行于隧道中轴，倾角如图26所示。泥灰土的力学性质在断面Ⅱ量测的结果，较断面Ⅰ量测的为低。

在断面Ⅱ增加用压力盒量测的喷混凝土内部轴向应力，是特别具有意义的。比较图中作用在外缘的径向压应力 P_e 与喷混凝土内相应的轴向力 σ_i 的趋势，可以看出它们绝大部分是刚刚相反，最大的 P_e 几乎恰好与最小的 σ_i 重合。

这种现象可能用压力线的趋势予以解释。压力线随着 P_e 的增大而向外移动，同时减轻衬砌的压应力。 P_e 变小则情况相反。图解同时也证实了通过岩石与喷混凝土的结合传递了相当的剪切力。

比较断面Ⅱ上(a)与(b)点的 σ_i 值，衬砌轴向力之差为 $\Delta P = \Delta \sigma_i \cdot d = (750 - 200) = 550 \text{ 吨/米}^2$ 。因此断面为 $0.2 \times 1.0 = 0.2 \text{ 米}^2$ 的衬砌，有110吨必须传递到远至2米的岩石，所以岩石的剪切力为 -55 吨/米^2 ，假如岩石与衬砌之间不存在摩擦阻力，则 P_e 值将会处处相等。

后一情况已由Benda通过实践得以证实并作了描述。用混凝土预制块组成一个直径

4.5米的园形衬砌，得出沿园环周边的径向应力曲线。当用一般的灌浆材料时出现了很大差异， P_e 最大值达到最小值的6倍，然后用一种特殊的灌注，成功地把最大值降低，同时把径向压力 P_e 等化接近于一个平均值（图27），这样，衬砌的弯曲应力便被消除。

如上所述，采用喷混凝土或混凝土作为

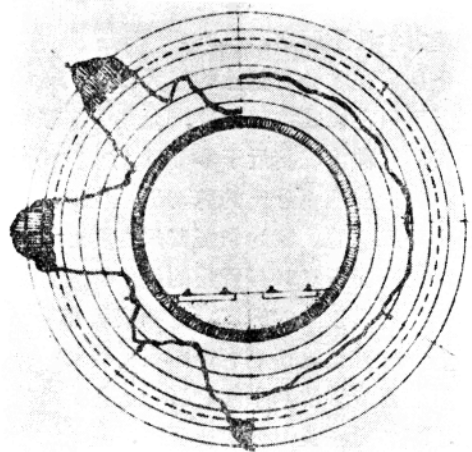


图27 砌块衬砌周边的径向压力分布情况

左边：用一般灌浆法回填的压力分布，G处表示压力超过混凝土抗压强度X

右边：回填用特殊灌浆法的压力分布

衬砌材料（混凝土紧贴岩石，随后用压浆加固）——则可能出现的弯矩（尽管不够显著）将因混凝土的蠕变而大为降低，这种蠕变在应力重新调整的初期关键阶段最为有效。

第三部分

文章最后部分对一座隧道和一座地下电厂用新奥地利法施工进行了叙述。分析观测的结果澄清了一些对此法的误解。

用新奥地利法施工的突出例子是德国的一座铁路双线隧道。隧道长 300 米，复盖层厚 20 米（如图 28 所示）。走向几乎垂直于隧道中线，倾角为 10° ，断面上半部位于各种颜色的粘土内，其物理力学性质如下： $\phi =$

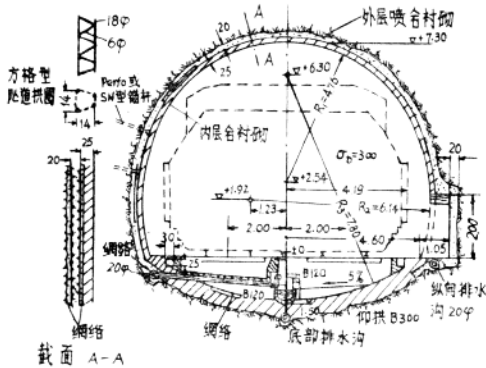


图 28 司瓦恒隧道断面图

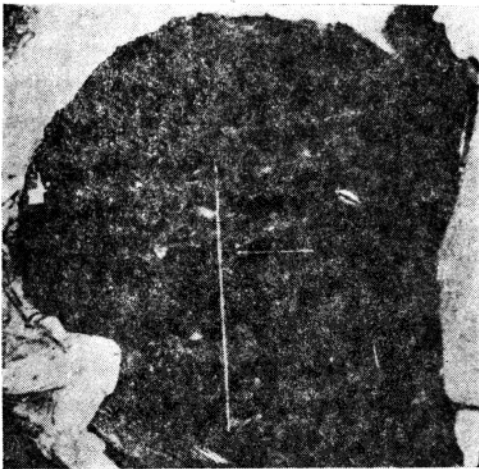


图 29 试验洞的开挖面

$23-28^\circ$, $C=0.8-1.2$ 吨/米², 含水量 21—24%。塑限 = 18—20%，下半部为薄层石灰岩，与粘土互层。（图 31 及图 33）

（为了分析粘土的动态，必须在施工之前开挖一个直径 2.5 米的圆形试验坑道，表面用细钢丝网加强的 4 厘米喷混凝土予以防护。使用精度很高的装置量测衬砌变形和围岩的活动）。

为了观察围岩的活动，在开挖试坑以前，钻了一些直径 100 毫米钻孔。这些钻孔与中线的距离逐渐逐地加大并妥当安放套管。每个钻孔都放下一根钢丝，并在量测部位的两端把钢丝网固定在钻孔中心。测量仪器放在钻孔的 I、II、III 处，容许与固定钢丝相对的钻孔周边位移，作为时间的函数量测出来。如图 30。

通过这种方法建立了一个很重要的现象，那就是岩石的位移是在开挖面前方约三倍于直径距离的地点开始的，粘土类似粘性很高的塑性体。岩石表面在活动中并无任何征兆，而是一直保持稳定。开挖试坑用气锤以 3 米/天的速度前进。

试验证明：围岩的移动可能还引起随后的地表的沉陷不仅由于施工期间衬砌的变形，而且实质上也被开挖面和前方岩石的移动所造成。只要开挖面站得住，这些活动进行极为微弱，因而是觉察不到的。

隧道是按图 31 的方案进行施工的。由于粘土稳定期限短，上半部不可能一次挖到起拱线，为此分成 I、II、III 三个部分进行开挖。紧跟开挖之后，新暴露的表面，用焊接钢筋和钢丝网加固的喷混凝土予以防护（Ia, IIa），而这些钢筋则用 SN 型锚杆（Ib, Ic）固定在岩石上、下台阶一次开挖（III），立即对边墙进行喷混凝土（IIIa），随即浇筑仰拱，从而使外层衬砌形成整环（IV）。图 32 表示工作进行的全貌。

阶段 II、IIIa 和 III 每星期进行一次，使仰拱混凝土在星期休息时间凝固。开挖拱部（I）和灌溉仰拱 III 的循环时间不超过 25