

文章编号: 1000-4750(2010)10-0090-06

确定压力隧洞混凝土衬砌初裂间距的 钢筋混凝土曲梁法

彭守拙, *钟建文

(清华大学水沙科学与水利水电工程国家重点实验室, 北京 100084)

摘 要: 压力隧洞钢筋混凝土衬砌的裂缝间距直接影响裂缝宽度, 是限裂设计重要参数之一。4 个现场水压试验的结果和实际经验表明: 与建筑构件相比, 衬砌初次开裂的特点是裂缝间距较大、条数较少。提供一个确定“初裂间距”的钢筋混凝土曲梁法, 它能考虑配筋量、衬砌曲率、内水压力、围岩的法向及切向反力的作用, 且计算较为简易。比较了本法和“弹性地基曲梁理论”的优缺点并进行了讨论。算例表明, 两法计算结果大体一致, 都能反映衬砌的初裂特点, 较为符合实际。也可利用所提供的方法判断随着内水压的升高是否发生第二次开裂。

关键词: 地下工程; 压力隧洞; 钢筋混凝土衬砌; 初裂间距; 裂缝宽度; 围岩

中图分类号: U451⁺.4 文献标识码: A

A CURVED REINFORCED CONCRETE BEAM METHOD FOR CALCULATING INITIAL CRACK SPACE IN THE LINING OF PRESSURE TUNNELS

PENG Shou-zhuo, *ZHONG Jian-wen

(State Key laboratory of Hydrosience and Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China)

Abstract: The space between cracks in the concrete lining of pressure tunnel has an important effect on the crack opening. The practical results of four prototype water pressure tests indicate that less initial cracks, of relatively larger spacing, would be triggered under critical internal water pressure as compared to that of reinforced concrete members in structural engineering. A curved reinforced beam method is presented for the determination of initial crack space in the lining of pressure tunnels, which, as a simple approach, can consider the effects of lining curvature, reinforcement ratio, the internal water pressure, as well as the normal and tangential reaction forces by the surrounding rock mass. A comparison is also made between the proposed method and the theory of a bending beam on elastic foundation, and the advantages and disadvantages of both methods are discussed. A field case of a pressure tunnel is analyzed and the predictions by the two methods compare favorably and are basically in agreement with the actual cracking behavior in the lining. Moreover, the occurrence of further cracking under increasing water pressure can be determined by the proposed method.

Key words: underground engineering; pressure tunnel; reinforced concrete lining; initial crack space; crack opening; rock mass

我国水工压力隧洞钢筋混凝土衬砌设计一般按文献[1]规定的“限裂设计”进行, 其裂缝间距公

式可能源自土建构件的半理论半经验公式^[2-3], 它不能反映圆形高压隧洞衬砌的特点: 截面较厚, 配

收稿日期: 2009-04-21; 修改日期: 2009-08-18

作者简介: 彭守拙(1935—), 男, 湖北武汉人, 教授, 从事水电站建筑及地下工程研究(E-mail: hedf@tsinghua.edu.cn);

*钟建文(1976—), 男(畲), 福建罗源人, 助研, 硕士, 从事水电站建筑及地下工程研究(E-mail: bluestar@tsinghua.edu.cn).

有钢筋，具有曲率，受到内水压力、围岩法向抗力和切向摩擦力的作用；它们都是影响裂缝间距的重要因素，与建筑构件大不相同。几个钢筋混凝土衬砌现场原型试验洞的裂缝情况是条数少、缝宽较大（在不允许内水外渗条件下），第一条裂缝出现后，很快出现其余裂缝，它们与建筑构件裂缝条数多、间距小的特点有很大差别，几个工程的现场试验结果列于表 1。

表 1 几个钢筋混凝土衬砌压力隧洞现场水压试验结果

Table 1 Results of four prototype water pressure tests in-situ for tunnel linings

工程名称	西洱河一级电站		鱼子溪	前苏联 试验洞	备注
	上试验洞	下试验洞			
围岩	黑云母片岩及 片麻花岗岩		花岗闪 长岩	不详，岩层 可能较差	围岩并 非均质
k_0 / GPa	约 4.0		约 5.0	较小	
试验洞内 直径/m	1.8		2.5	2.2	
衬砌厚/m	0.3		0.5	0.15	因超挖， 实际厚度 大于表列值
最大试验 水压/MPa	1.7	1.5	1.2	0.6	
裂缝条数	2	3	2	6*	*内压 0.5MPa 时，有缝 2 条， 最大内压 1.2 MPa，此 时裂缝条数 增至 9

注：现场试验采用双筒法进行，此法使衬砌开裂后，水不能进入裂缝，这是与隧洞实际工作条件不同的。不过对“初裂间距”而言，其结果具有参考价值。上表取自文献[6,11]，并参考西洱河的现场试验报告(1982.2)作了少量修改。

压力隧洞裂缝成因是复杂的，我国猫跳河五级电站压力洞(内径 6.0m)发生了裂缝，曾 5 次放空检查，大部分裂缝段是 1 条—2 条缝，少部分洞段 3 条—4 条缝，据分析，其原因除水压超过设计值外，尚有施工、温度应力、地质条件、混凝土性能等多种因素的影响。

近 20 多年来，对如何反映上述特点确定圆形隧洞衬砌裂缝间距和宽度的计算方法作了少量探讨^[4-7]，其中具有代表性的方法是文献[11]提出的“弹性地基开口环”法和文献[8]提出的钢筋混凝土方法，前者反映了圆形隧洞衬砌的特点，其计算结果较符合实际，理论上较为严格，但计算较繁，不易操作，不能考虑钢筋的作用也不能正确描述裂缝面上的受力条件，后者则因未考虑围岩作用而使求出的间距很小而与实际不符。本文提供一个计算压

力隧洞衬砌初裂间距的钢筋混凝土曲梁法，以期改进和简化文献[11]所提出的方法，并通过该算例对两种方法进行对比和讨论。

1 确定初裂间距的原理和假定

p_i 达到 p_{cr} 发生第一条裂缝后，会陆续形成其它裂缝，假定 $p_i = kp_{cr}$ 后(可取 k 为 1.05—1.2)，形成相应水压 p_{cr} 下稳定的裂缝状态，见图 1，相应的裂缝间距即为“初裂间距” l_f 。

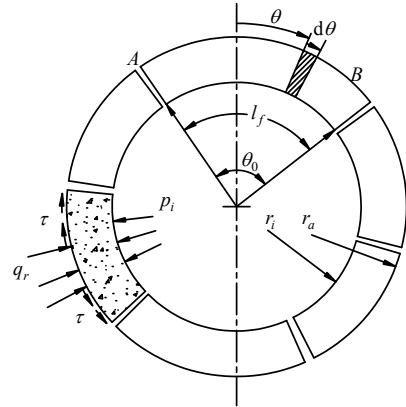


图 1 衬砌初裂后裂缝状态的概化

Fig.1 Idealization of cracked state after 1st series of cracks

确定“初裂间距”的钢筋混凝土曲梁法不论第一条裂缝形成时的“初始状态”，只论开裂后达到如图 1 所示的稳定裂缝状态，假定该状态下形成一个足够大的裂缝间距 \bar{l}_f ， \bar{l}_f 大到足以使其中截面内、外缘处的切向应力 $\sigma_{\theta i}$ 或 $\sigma_{\theta 0}$ 恰好达到混凝土的抗拉强度 f_{tk} ，则该状态下“实际的裂缝间距” l_f 即为 $\bar{l}_f / 2$ 。这一原理是文献[9]首先提出的。

在用数学式表达上述原理之前，作以下假定：

1) 采用文献[8]所作的假定：在图 2 所示 l_f 段内的钢筋粘结应力 τ_s 按直线分布即：

$$\tau_s(\theta) = \frac{\theta}{\theta_0} (2\tau_{\max}) \tag{1}$$

τ_{\max} 为 l_f 段内的最大粘结应力， θ_0 为 l_f 对应的中心角。考虑图 2 中 ds 弧段的钢筋平衡并在 $0-\theta$ 之间对 $d\sigma_s$ 积分，可得：

$$\sigma_s(\theta) = \sigma_s'' + \frac{4}{d} \frac{\tau_{\max} r_s}{\theta_0} \theta^2 \tag{2}$$

$$\sigma_s' - \sigma_s'' = \frac{r_s \theta_0}{d} \tau_{\max} = \frac{l_f}{d} \tau_{\max} = B_1 \tag{3}$$

$$\psi = \frac{\bar{\sigma}_s}{\sigma'} = 1 - \frac{2}{3} \frac{l_f}{d} \frac{\tau_{\max}}{\sigma_s'} \tag{4}$$

式中： σ'_s 为裂缝截面处($\theta = \theta_0 / 2$)的最大钢筋应力； σ''_s 为曲梁中截面处($\theta = 0^\circ$)的最小钢筋应力； $\bar{\sigma}_s$ 为 l_f 段钢筋的平均应力； d 为钢筋直径； r_s 为钢筋中心线的半径。

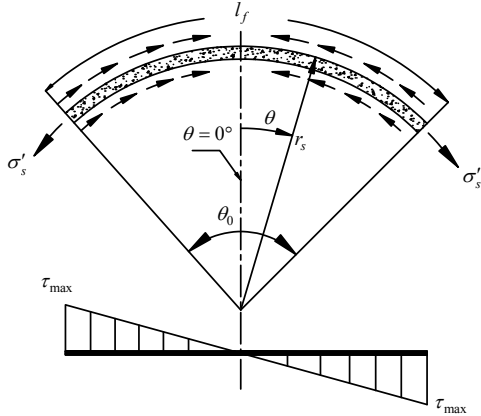


图2 钢筋粘接应力的直线分布假定

Fig.2 Assumption of bond stresses steel-concrete

式(2)表示的 $\sigma_s(\theta)$ 为抛物线分布，示于图 3。图 3 还表示了 B_1 的意义。对于隧洞衬砌，因 l_f 较大，若按式(4)算出的 $\psi < 1/3$ ，可取 $\psi = 1/3$ ，它相应 $\sigma''_s = 0$ 的情况。式(2)一式(4)可由式(1)导出。

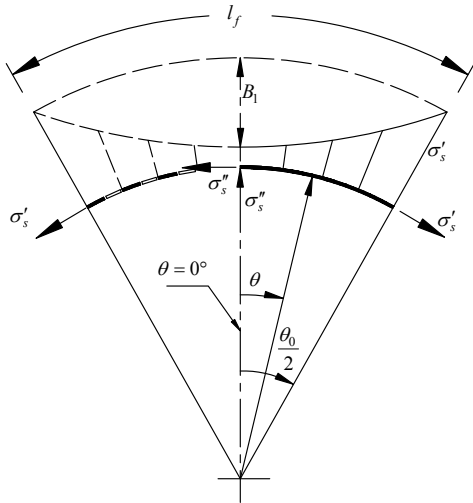


图3 衬砌钢筋应力 $\sigma_s(\theta)$ 的抛物线分布假定

Fig.3 Parabola distribution assumption of stresses in steel bars of lining

2) 目前，没有衬砌钢筋粘结力 τ_s 的试验资料，按少量的直梁试验资料^[10]，假定 τ_{max} 正比于 σ'_s ，有：

$$\tau_{max} = \frac{[\tau]}{f_y} \sigma'_s \quad (5)$$

式中： f_y 为钢筋的抗拉断强度； $[\tau]$ 为钢筋与混凝土之间的粘结强度，对光圆钢筋，可取 $[\tau] = 1.4\text{MPa} - 1.6\text{MPa}$ ^[10]。

若 σ''_s 不会为压，则 $\sigma''_s > 0$ ，由式(3)，应有：

$$B_1 = \frac{l_f}{d} \tau_{max} \leq \sigma'_s \quad (6)$$

式(6)的力学意义见图 3。

3) 假定围岩抗力 q_r 与 θ 无关。当不考虑衬砌的外缘渗压时， q_r 按下式确定^[1]：

$$q_r \cong k \left(\frac{\sigma'_s}{E_s} \psi \right) r_s \quad (7)$$

$$\sigma'_s = \frac{p_i r_i}{A_s + \frac{k_0 r_s}{E_s} \psi} \quad (8)$$

式中： k_0/MPa 为围岩的单位弹性抗力系数； k 为围岩的弹性抗力系数， $k = k_0 / r_a$ ； r_a 为衬砌外缘半径； E_s 为钢筋弹性模量； $A_s / (\text{cm}^2/\text{cm})$ 为单位长度隧洞的配筋面积； r_i 为衬砌内半径。

4) 不考虑围岩和衬砌之间摩擦力的分布规律，假定二者接触面上的平均摩擦力 τ 由下式确定：

$$\tau = f q_r \quad (9)$$

式中 f 为接触面上的摩擦系数。

2 钢筋混凝土曲梁的平衡微分方程及其内力

在图 1 所示的任一钢筋混凝土曲梁 AB 中取出一段宽度为 b ，长为 ds 的微段，示于图 4， b 为两钢筋之间距，对 ds 微段列出其平衡微分方程：

$$(N_s + N_c) + \frac{d(Q_s + Q_c)}{d\theta} - b(p_i r_i - q_r r_a) = 0 \quad (10)$$

$$\frac{d(N_s + N_c)}{d\theta} - (Q_s + Q_c) - \tau r_a b = 0 \quad (11)$$

$$\frac{dM_c}{d\theta} - \bar{r} \frac{dN_c}{d\theta} - r_s \frac{dN_s}{d\theta} + \tau r_a^2 b = 0 \quad (12)$$

在式(10)一式(12)中： M 、 N 、 Q 代表截面的弯矩、轴力和剪力；下标 c 代表混凝土所承担；下标 s 代表钢筋所承担； $N_s = A'_s \sigma'_s$ ； A'_s 为一根钢筋的截面积； b 为钢筋的间距； τ 代表围岩、衬砌间的平均摩擦力，因裂缝面应力释放和缝面渗压的影响，开裂后混凝土要回缩，实际的 τ 方向与图 4 中所示 τ 的正方向相反； p_i 为内水压； q_r 为围岩抗力，由式(7)确定(初裂时，可不考虑渗压)。

由式(10)一式(12)可导出 N_c 的微分方程：

$$\frac{d^2 N_c}{d\theta^2} + N_c = (p_i r_i - q_r r_a) b - (\sigma'_s - B_1) A'_s -$$

$$\frac{8A'_s B_1 - 4A'_s B_1}{\theta^2} \frac{\theta^2}{\theta_0^2} \quad (13)$$

式(13)的解答是:

$$N_c(\theta) = C_1 \cos \theta + C_2 \sin \theta - 4A'_s B_1 \frac{\theta^2}{\theta_0^2} + (p_i r_i - q_r r_a) b - (\sigma'_s - B_1) A'_s \quad (14)$$

由式(11)和式(14)并注意式(2)可得:

$$(Q_c + Q_s) = -C_1 \sin \theta + C_2 \cos \theta - \tau r_a b \quad (15)$$

由式(12)对 dM_c 自 0 到 θ 积分可得:

$$M_c(\theta) = \bar{r} N_c(\theta) + [M_c(0) - \bar{r} N_c(0) - \tau r_a^2 b \theta] + r_s [A'_s \sigma'_s(\theta) - A'_s \sigma''_s] \quad (16)$$

式(16)中: \bar{r} 为衬砌的平均半径; C_1 、 C_2 为积分常数; $M_c(0)$ 、 $N_c(0)$ 为曲梁中截面 $\theta = 0^\circ$ 处的弯矩、轴力。

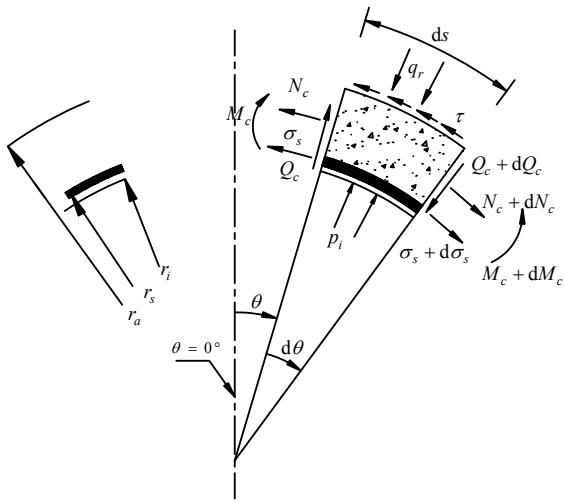


图 4 钢筋混凝土曲梁的微段平衡

Fig.4 Equilibrium of ds section in curved reinforced concrete beam

考虑图 5 中右半梁的平衡有:

$$M_c(0) - \bar{r} N_c(0) =$$

$$M'_c - \bar{r} N'_c + \tau r_a^2 b \frac{\theta_0}{2} - r_s (\sigma'_s - \sigma''_s) A'_s \quad (17)$$

式(17)中, $M'_c = M_c\left(\frac{\theta_0}{2}\right)$, $N'_c = N_c\left(\frac{\theta_0}{2}\right)$, 是裂缝面上混凝土所承受的弯矩、轴力, 即裂缝面处的端面条件, 见图 5(b), 端面处混凝土面受压、钢筋受拉。

以式(17)代入式(16), 有:

$$M_c(\theta) = \bar{r} N_c(\theta) + M'_c - \bar{r} N'_c + \tau r_a^2 b \frac{\theta_0}{2} - \tau r_a^2 b \theta - r_s A'_s B_1 \left(1 - 4 \frac{\theta^2}{\theta_0^2}\right) \quad (18)$$

式(14)、式(15)和式(18)就是钢筋混凝土曲梁的内力表达式。

积分常数 C_1 、 C_2 按下列条件确定:

$$1) \theta = 0, (Q_c + Q_s) = 0$$

代入式(15), 有:

$$C_2 = \tau r_a b \quad (19)$$

$$2) \theta = \frac{\theta_0}{2}, N'_c = -\left(\frac{p_i + p_a}{2}\right) b h = -\beta p_i b h, p_a$$

为衬砌外缘处的渗压。

以 N'_c 代入式(14), 有:

$$C_1 \cos \frac{\theta_0}{2} = (-\beta b h p_i + A'_s \sigma'_s) - (p_i r_i - q_r r_a) b - \tau r_a b \sin \frac{\theta_0}{2} \quad (20)$$

M_c 的边界条件自然满足。

曲梁中截面 $\theta = 0^\circ$ 处的内力为:

$$N_c(0) = C_1 + (p_i r_i - q_r r_a) b - A'_s \sigma'_s + A'_s B_1 \quad (21)$$

$$M_c(0) =$$

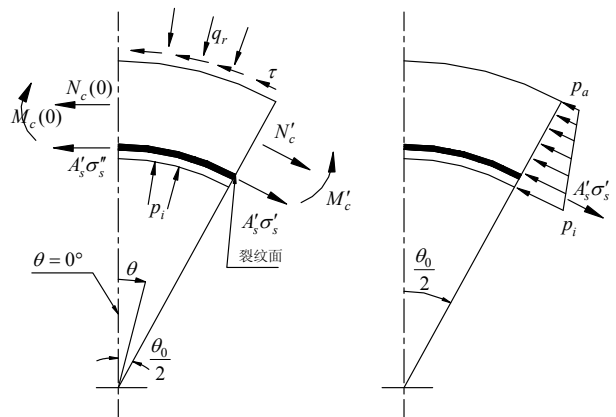
$$\bar{r} N_c(0) - \bar{r} N'_c + \tau r_a^2 b \frac{\theta_0}{2} - r_s A'_s B_1 + M'_c \quad (22)$$

曲梁中截面内缘、外缘的切向应力 $\sigma_{\theta i}(0)$ 、 $\sigma_{\theta o}(0)$ 为:

$$\sigma_{\theta i}(0) = \frac{N_c(0)}{F} + \frac{\bar{r} - r_i}{I} M_c(0),$$

$$\sigma_{\theta o}(0) = \frac{N_c(0)}{F} - \frac{\bar{r} - r_i}{I} M_c(0). \quad (23)$$

前述确定“初裂间距”原理的数学表达就是: 在式(20)~式(23)中, 视 θ_0 为自变量, 求到满足 $\sigma_{\theta i}(0) = f_{tk}$ 或 $\sigma_{\theta o}(0) = f_{tk}$ 的 θ_0 , 则 \bar{l}_f 即为 $r_s \theta_0$, 实际的初裂间距 l_f 即为 $r_s \frac{\theta_0}{2}$ 。 f_{tk} 为混凝土的抗拉强度, F 、 I 为衬砌的横截面积和惯性矩。



(a) 右半曲梁的平衡 (b) 裂缝面上的端面条件

图 5 右半曲梁的平衡及裂缝面的端面条件

Fig.5 Equilibrium of right half of beam and condition on cracked section

3 算例和讨论

1983年,文献[11]提出了确定“初裂间距”的弹性地基曲梁法或称弹性地基开口环法,为了分析比较,选用文献[11]所举算例进行计算,其资料列于表2和表3。

表2 衬砌基本资料

Table 2 Lining data of example

名称	内径 r_i	外径 r_a	平均半径 \bar{r}	截面积 F	惯性矩 I	混凝土弹性模量 E_c	抗拉强度 f_{tk}	泊松比 ν_r	配筋* A_s	配筋间距 b				
	m	m	m	m ²	m ⁴	MPa	MPa		cm ² /cm	m				
数值	4.5	5.1	4.8	0.01	0.6	1.8	2.8	10 ⁴	2.8	10 ⁴	1.6	0.167	0.294	0.167

注: *配筋 6φ25/m, $A'_s = 4.91\text{cm}^2$, 衬砌厚度 $h = 0.6\text{m}$

表3 围岩岩体和钢筋的基本资料

Table 3 Data of surrounding rock mass and reinforced of example

名称	岩体弹性模量 E_r	泊松比 ν_r	单位抗力系数 k_0	钢筋弹性模量 E_s	钢筋抗拉强度 f_y	粘结强度 $[\tau]$		
	MPa		MPa	MPa	MPa	MPa		
数值	3.0	10 ³	0.2	3000	2.1	10 ⁵	235	1.4

隧洞的工作水压 $p_i = 0.55\text{MPa}$, 临界内水压 $p_{cr} = 0.364\text{MPa}$ 。假定 $p_{cr} = kp_{cr} = 1.2p_{cr} = 0.437\text{MPa}$ 时, 达到图1所示的裂缝稳定状态, 为与文献[11]一致, 缝面渗压 N_c 取 $p_i bh$, 用式(19)~式(23)计算 $\sigma_{\theta_i}(0)$ 与 θ_0 之间的关系, 示于图6, $\sigma_{\theta_i}(0) - \theta_0$ 曲线与 $\sigma_{\theta_i}(0) = f_{tk}$ 直线的交点就是所求的 θ_0 , $l_f = \bar{r} \frac{\theta_0}{2}$, τ_{\max} 是钢筋粘结应力的最大值, $\tau_{\max} = 0$ 表示不计钢筋作用。图6说明: 钢筋的作用是使裂缝间距减小。图7表示 τ_{\max} 一定时, 不同的 τ 值对 θ_0 的影响。两图说明: τ 、 τ_{\max} 对裂缝间距 l_f 有重要影响, 准确表示裂缝上的端面条件和 q_r 也有一定影响。

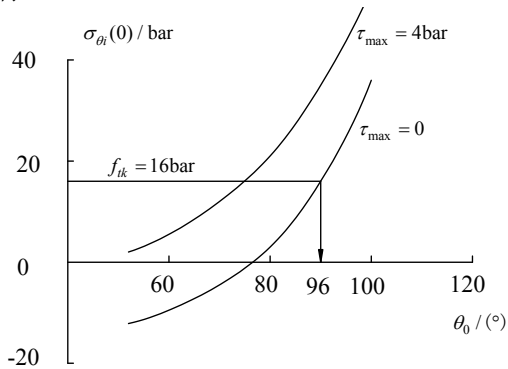


图6 算例的 $\sigma_{\theta_i}(0) - \theta_0, \tau_{\max}$ 关系 ($\tau = -1\text{bar}, p_i = 1.2p_{cr}$)
Fig.6 Relation of $\sigma_{\theta_i}(0)$ and θ_0, τ_{\max} for example ($\tau = -1\text{bar}, p_i = 1.2p_{cr}$)

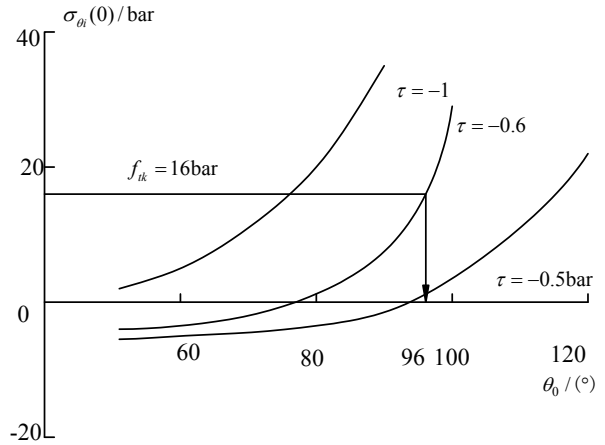


图7 算例的 $\sigma_{\theta_i}(0) - \theta_0, \tau$ 关系 ($\tau_{\max} = 4\text{bar}, p_i = 1.2p_{cr}$)
Fig.7 relation of $\sigma_{\theta_i}(0)$ and θ_0, τ for example ($\tau_{\max} = 4\text{bar}, p_i = 1.2p_{cr}$)

现对钢筋混凝土曲梁法作以下讨论:

1) 衬砌、围岩间摩擦力 τ 的评估。

图8表示1/4衬砌的平衡, 和图4不同, 图8中 τ 的正方向与实际方向一致, 列出其平衡方程:

$$\tau r_a = hp_i + (p_i r_i - q_r r_a) - A'_s \sigma'_s \quad (24)$$

若令 $\sigma'_s = 0$, 应有:

$$\tau r_a < hp_i + (p_i r_i - q_r r_a) \quad (25)$$

式(25)即为 τ 值上限的估值公式。对于算例, 以 $p_i = 5.5, q_r = 4.69\text{bar}$ 代入式(25)有 $\tau < 0.8\text{bar}$, 若取 $\tau = 0.6\text{bar}$, 有 $\theta_0 = 96^\circ$, 则 $l_f = 4.02\text{m}$ 。

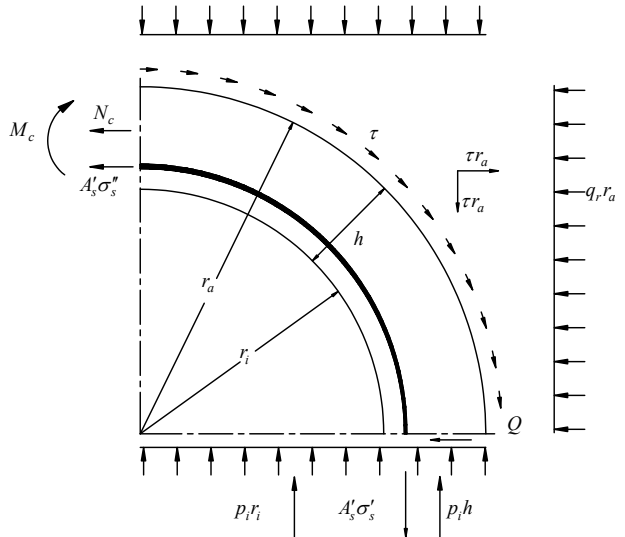


图8 1/4衬砌的平衡

Fig.8 Equilibrium of 1/4 lining

2) 钢筋混凝土曲梁法和弹性地基开口环法^[11]的比较。

弹性地基开口环法所论状态是发生第一条裂缝时的初始状态, 考虑了内力和变形的相容, 是较严格的结构力学理论, 但不能考虑钢筋对裂缝间距

的影响,在内水压很高时,钢筋作用不能忽略,因而不宜用以判断是否会发生再裂。也不能像图5那样较正确的反映裂缝面上的条件,计算较繁。当衬砌外缘摩擦力 $\tau=0$ 时,该法无解,表示此时只发生一条裂缝。若只一条裂缝,则不宜利用式(8)计算 σ'_s 。

利用弹性地基曲梁理论对图1中的AB曲梁进行了计算,曲梁外缘径向位移 $w(\theta)$ 随 θ 变化不大,本算例在0.764mm—0.852mm之间,因此,尚可作围岩径向位移及弹性抗力轴对称假定以求简化计算。

钢筋混凝土曲梁法所论状态是 $p=kp_{cr}$ 下开裂后形成的图1所示的稳定裂缝状态,作了“围岩抗力均匀分布”、“钢筋粘结应力直线分布”两个假定,能大体上体现钢筋的作用,计算较简易。 \bar{l}_f 所对中心角 $\theta_0=180^\circ$ 时无解(此系式(20)所决定),表示 l_f 所对中心角 $\frac{\theta}{2}$ 应小于 90° 。

两法都不考虑外缘摩擦力 τ 的分布规律而只论平均摩擦力。

3) 两法计算结果的比较。

文献[11]用弹性地基曲梁法为判断是否再裂对图1所示AB曲梁作了计算,用了摩擦力 $\tau=-1\text{bar}$,因该法未考虑钢筋的存在,相当于钢筋混凝土曲梁中钢筋粘结力 $\tau_{\max}=0$,即图6中 $\tau_{\max}=0$ 的情况,由该图可得 $l_f=\bar{r}\theta_0=\bar{r}\cdot\frac{\theta_0}{2}=\bar{r}\cdot\frac{\pi}{4}=3.77\text{m}$,而文献[11]算得的初裂间距是4.27m,差别不大。

4 结论

(1) 确定初裂间距的钢筋混凝土曲梁法能够反映水工压力隧洞混凝土衬砌配有钢筋,具有曲率,承担有围岩法向、切向抗力及内水压等特点,且能较正确的表达衬砌裂缝面上的受力条件,计算较简单,易于操作。分析了围岩摩擦力 τ ,钢筋最大粘结应力 τ_{\max} 对初裂间距的重要影响。由于考虑了钢筋的作用,可用以判断高内水压力下是否发生二次开裂的问题。

(2) 算例表明:在临界内水压 p_{cr} 作用下发生的初裂间距,钢筋混凝土曲梁法和弹性地基开口环法的计算结果相近。文献[11]曾对其计算结果与西洱河、鱼子溪隧洞的现场水压试验结果作了比较,大体相符。只是计算较繁,不易操作,也未考虑钢筋

的作用。

(3) 钢筋混凝土曲梁法作了开裂后,“围岩抗力均匀分布”、“钢筋粘结应力直线分布”两个假定,后一假定应随着未来有关试验资料的出现作适当修正。方法未考虑围岩衬砌接触面上摩擦力 τ 的分布规律而只论平均值, τ 的评估方法很粗略,有待进一步的研究。

参考文献:

- [1] DL/J 5195-2004, 水工隧洞设计规范[S]. 北京: 中国电力出版社, 2004.
DL/J 5195-2004, Specification for design of hydraulic tunnel [S]. Beijing: China Electric Power Press, 2004. (in Chinese)
- [2] ACI, ACI224.2R-86, Cracking of concrete members in direct tension [S]. Reported by ACI, Committee 224, 224.2R-1—224.2R-5, 1986.
- [3] Beeby A W. The prediction of crack widths in hardened concrete [J]. The Structural Engineer, 1979, 57A(1): 9—17.
- [4] 杜小凯, 任青文, 夏宁. 高压引水隧洞若干问题的研究现状和存在的问题[J]. 水力发电, 2007, 33(6): 65—68.
Du Xiaokai, Ren Qingwen, Xia Ning. Status of the study on some problem of high pressure diversion tunnel and its existing problems [J]. Water Power, 2007, 33(6): 65—68. (in Chinese)
- [5] 丁旭柳, 任鹤皋, 朱忠华. 钢筋混凝土压力隧洞裂缝宽度计算方法的探讨[J]. 武汉大学学报(工学版), 2001, 34(2): 24—27.
Ding Xuli, Ren Hegao, Zhu Zhonghua. Study on computational method of crack width of reinforced concrete pressure tunnels [J]. Engineering Journal of Wuhan University, 2001, 34(2): 24—27. (in Chinese)
- [6] 潘家铮. 水工隧洞和调压室[M]. 北京: 水利电力出版社, 1990.
Pan Jiazheng. Hydraulic engineering tunnels and surge tanks [M]. Beijing: China Waterpower Press, 1990. (in Chinese)
- [7] 彭守拙. 压力隧洞透水衬砌裂缝宽度计算的探讨[J]. 水利水电科技发展, 2009, 29(3): 46—48.
Peng Shouzhuo. Discussion on methods of calculating crack width for permeable lining of pressure tunnels [J]. Advances in Science and Technology of Water Resources, 2009, 29(3): 46—48. (in Chinese)
- [8] Schleiss A J. Design of reinforced concrete linings of pressure tunnels and shafts [J]. Hydropower and Dams, 1997(3): 88—94.

(参考文献[9]—[11]转第103页)

谱, 根据随机振动理论计算得到考虑气动阻尼比的高层建筑横风向风振响应, 该响应计算值与气弹模型风洞试验测试结果十分吻合, 证明了该气动阻尼比经验公式具有相当的精度。

参考文献:

- [1] Liang Shuguo, Liu S, Zhang L. Mathematical model of across-wind dynamic loads on rectangular tall buildings [J]. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 2002, 90(12-15): 1757—1770.
- [2] Kareem A. Wind excited motion of buildings thesis for the degree of doctor of philosophy [D]. Colorado state University at Fort Collin, Colorado, 1978.
- [3] Kareem A, Gurley K. Damping in structures: its evaluation and treatment of uncertainty [J]. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 1996, 59(2-3): 131—157.
- [4] Vickery B J, Stekley A. Aerodynamic damping and vortex excitation on an oscillating prism in turbulent shear flow [J]. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 1993, 49(1-3): 121—140.
- [5] Stekley A, Vickery B J. On the measurement of motion-induced force on models in turbulent shear flow [J]. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 1990, 36(Part I): 339—350.
- [6] 全涌, 顾明. 方形断面高层建筑的气动阻尼研究[J]. *工程力学*, 2004, 21(1): 26—30, 47.
Quan Yong, Gu Ming. Wind tunnel test study of aerodynamic damping of super high-rise buildings [J]. *Engineering Mechanics*, 2004, 21(1): 26—30, 47. (in Chinese)
- [7] 全涌. 超高层建筑横风向风荷载及响应研究[D]. 上海: 上海同济大学, 2002.
Quan Yong. Super high-rise building's wind loads and response in across-wind direction [D]. Shanghai: Tongji University, 2002. (in Chinese)
- [8] Cheng C M . Acrosswind aerodynamic damping of isolated square-shaped buildings [J]. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 2002, 90(12-15): 1743—1756.
- [9] Marukawa H, Kato N, Fujii K, Tamura Y. Experimental evaluation of aerodynamic damping of tall buildings [J]. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 1996, 59(2-3): 177—90.
- [10] 张西宁, 屈梁生. 一种改进的随机减量信号提取方法[J]. *西南交通大学学报*, 2000, 34(1): 106—107.
Zhang Xining, Qu Liangsheng. Improved method for extracting of random decrement signal [J]. *Journal of Xi'an Jiaotong University*, 2000, 34(1): 106—107. (in Chinese)

(上接第 95 页)

- [9] 潘家铮. 关于水工隧洞衬砌的裂缝开度计算[J]. *地下工程*, 1978(1): 1—25.
Pan Jiazheng. On crack width calculation of pressure tunnels [J]. *Underground Engineering*, 1978(1): 1—25. (in Chinese)
- [10] 赵国藩. 高等钢筋混凝土结构学[M]. 北京: 中国电力出版社, 1999.
Zhao Guofan. Higher reinforcement concrete structure [M]. Beijing: China Electric Power Press, 1999. (in Chinese)
- [11] 刘秀珍. 关于圆形有压水工隧洞衬砌裂缝计算的探讨[J]. *水力发电学报*, 1983(3): 91—101.
Liu Xiuzhen. An approach to crack calculation of lining of circular pressure tunnel [J]. *Journal of Hydroelectric Engineering*, 1983(3): 91—101. (in Chinese)