

T形截面预应力 混凝土梁抗剪强度的试验研究

西南交通大学土木系 车惠民 张开敬 陈开利*

内容摘要: 本文根据十二片具有不同预应力值的无箍筋和有箍筋T形截面预应力混凝土梁的试验结果, 分析了预应力值对无箍和有箍筋梁抗剪强度的有利作用, 证明与 β_1 成线性关系。本文建议把 Q_{f2} 做为无箍筋和有箍筋梁混凝土抗剪强度 Q_k 来考虑。以此为基础, 对无箍筋T梁抗剪强度 Q_k 和有箍筋T梁抗剪强度 Q_{kk} 提出了计算建议。同时, 将试验结果和计算建议与国内外规范进行了比较。

预应力混凝土梁正截面抗弯强度是较为明确的。但是它在弯矩和剪力共同作用下斜截面抗剪强度尚不能准确地预测。虽然国内外对抗剪强度问题曾进行过许多试验研究, 在各国的设计规范中也反映了一些科研成果, 可是, 由于问题过于复杂, 至今还没有一个普遍公认的计算方法。按照各国规范及建议计算需用箍筋的数量仍然是相差很大的。〔1〕

为了配合《铁路桥涵设计规范》**的修订工作, 结合我国铁路预应力梁标准设计的特点, 进行了T形截面预应力混凝土模型梁的抗剪性能的试验研究。

一、试验梁的设计

参照跨度24米铁路预应力混凝土梁的标准设计, 拟定试验梁的构造和尺寸如图1所示。

十二片试验梁分为两组, 在两端剪力区段内未配置箍筋的无箍筋梁称为 L_w 组梁, 在两端剪力区段内配置直径 $\phi 4$ 毫米, 间距 S 为100毫米的双肢箍筋的有箍筋梁称为 L_v 组梁。两组梁尺寸相同, 预应力筋均采用一根24 $\phi 5$ 毫米高强度钢丝束。 L_v 组梁箍筋采用 $\phi 4$ 毫米镀锌钢丝。

为了研究预应力值大小对无箍筋和有箍筋预应力梁抗剪强度的影响, 每组梁又分四种预应力值, 以预应力钢束的张拉力不同来实现。试验梁分组、预应力值、配筋情况、材料力学性能列于表1。

* 参加本文工作的还有余小华、宋韻清等同志。本文由张开敬执笔。

** 以下简称《铁路桥规》。

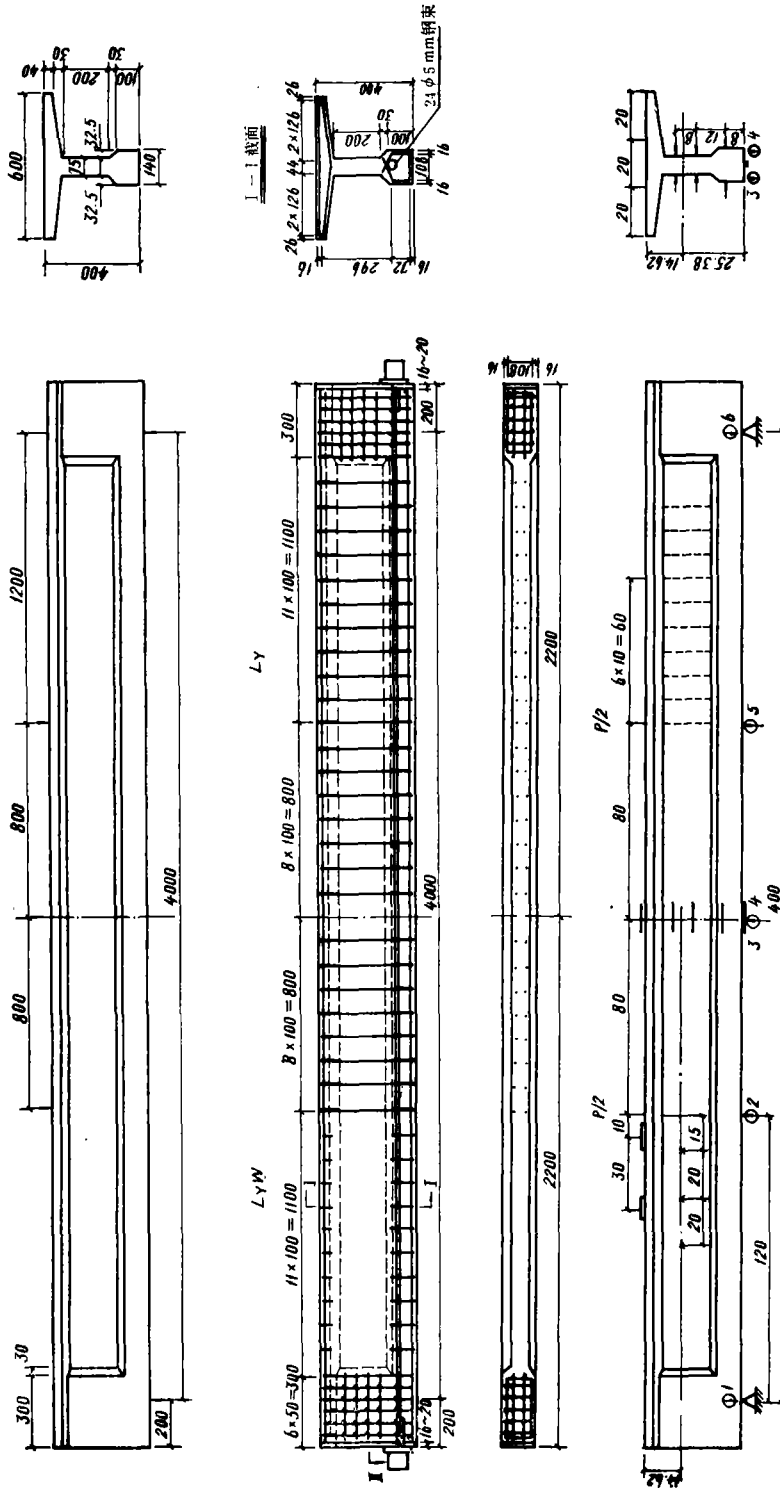


图 1 试验梁的构造和尺寸

表 1

| 梁 号 | | 预 应 力 | | | | 箍 筋 | | 纵向 配筋 μ_V % | 混 凝 土 | | | | |
|-------------|-----------------|-----------------|----------------|--------------|----------------------|--------------|---|-----------------------|--------------|--------------|--------------|---------------|---------|
| | | σ_K/R'_Y | N_K | | σ_{Y1} MPa | μ_K % | $\mu_K R_g$ kg/cm ² /MPa | | R^s MPa | R_o MPa | R_t MPa | E'_a GPa | μ_a |
| | | | kN | t | | | | | | | | | |
| 无 箍 梁 | $L_{vw}-1$ 2 | 0.17 0.34 | 138.5 272.0 | 14.1 28.2 | 215.9 494.5 | 0 | 0 | 1.96 | 64.32 | 51.46 | 3.70 | 39.3 | 0.242 |
| | $L_{vw}-3$ 4 | 0.46 0.63 | 392.3 507.7 | 40.0 51.8 | 734.1 903.4 | 0 | 0 | 1.96 | 64.89 | 51.91 | 3.72 | 39.7 | 0.244 |
| | L_v-1 甲乙 | 0.17 | 138.5 | 14.1 | 184.5 130.4 | 0.34 | 19.17/1.88 | 1.96 | 62.48 | 49.98 | 3.63 | 40.1 | 0.194 |
| 有 箍 梁 | L_v-2 甲乙 | 0.34 | 272.0 | 28.2 | 453.8 450.9 | 0.34 | 19.17/1.88 | 1.96 | 58.11 | 46.49 | 3.46 | 41.7 | 0.199 |
| | L_v-3 甲乙 | 0.46 | 392.3 | 40.0 | 721.9 | 0.34 | 19.17/1.88 | 1.96 | 54.37 | 43.50 | 3.31 | 38.6 | 0.213 |
| | L_v-4 甲乙 | 0.63 | 507.7 | 51.8 | 848.6 | 0.34 | 19.17/1.88 | 1.96 | 55.86 | 44.69 | 3.37 | 42.6 | 0.210 |

附注: $\phi 5$ 高强度钢丝: $R'_Y = 1,715 \text{ MPa}$ ($17,500 \text{ kg/cm}^2$), $\sigma_{0.2} = 1,480 \text{ MPa}$ ($15,100 \text{ kg/cm}^2$),
 $E_Y = 226 \text{ GPa}$ ($2.3 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$)
 $\phi 4$ 镀锌钢丝: $R_g = 627.2 \text{ MPa}$ (6400 kg/cm^2), $\sigma_{0.2} = 552.7 \text{ MPa}$ (5640 kg/cm^2)
 $E_g = 180 \text{ GPa}$ ($1.94 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$)

二、梁的试验情况

(一) 试验方法和测试情况

试验是在我校工程结构实验室静力试验架上进行的。通过钢分配梁进行两点对称集中加载, 剪跨 $a = 1.2$ 米, 剪跨比 $m = a/h = 3$ ($a/h_0 = 3.75$)。试验梁的应变片测点和百分表布置如图 1 所示, 用应变片量测梁两端腹板处混凝土主应变和倾角和跨中截面混凝土纵向应变, 用百分表量测梁的挠度。对 L_v 组梁, 按预先估计的斜裂缝位置, 在箍筋上贴有应变片, 用 $X-Y$ 自动函数记录仪量测加载过程中箍筋应力变化情况。试验中详细记录了裂缝的出现和发展情况。

梁出现竖裂缝时的弯矩值 M'_i 与按《铁路桥规》计算的抗裂弯矩 M'_l 比较列于表 2。 M'_i/M'_l 平均值为 1.066, 说明梁的有效预应力值与计算值基本符合, 梁的工作状态良好。

(二) 箍筋中的应力

在试验过程中, 实测箍筋应力与荷载剪力的关系 (以 L_v-2 —甲为例) 示于图 2。从图可见, 在斜裂缝出现以前, 箍筋应力基本上接近于零, 斜裂缝出现后, 与裂缝相交的箍筋的应力突然增大, 这反映了箍筋受力的特点。图 3 表示梁端部与斜裂缝相交各箍筋实测应力情况, 表明沿裂缝箍筋的应力是不均匀的, 中间较两边大, 随着荷载剪力的增加, 其应力差别逐渐减小。所以, 在抗剪强度计算中, 对箍筋应力考虑不均匀系数是恰当的。

(三) 试验梁的开裂和破坏特征

两组梁两端剪跨范围的第一条斜裂缝和破坏时所沿斜裂缝分别汇总示于图 4。

1. L_{vw} 组无箍筋梁的裂缝开展和破坏特征

从图 6(a) 可见, 预应力值低的梁 ($L_{vw}-1$), 竖裂缝出现较早, 第一条斜裂缝是由竖裂缝向上延伸发展而成的弯剪裂缝, 距加载点较近, 倾角较大 ($\alpha = 61 \sim 65^\circ$)。而预应力

值较高的三片梁 ($L_{vw}-2, 3, 4$)，第一条斜裂缝却为腹剪斜裂缝，中部宽度较大，贯通股板。随预应力值的增高，第一条斜裂缝的位置有向梁端外上角推移的倾向。值得注意，无箍筋梁第一条斜裂缝出现时宽度就达1~3毫米。显然，预应力值的大小对第一条斜裂缝的位置和性质都有明显影响。

表 2

| 梁 号 | M_i (kN·M) | M'_i (kN·M) | M_i / M'_i | 梁 号 | M_i (kN·M) | M'_i (kN·M) | M_i / M'_i |
|---|-----------------|------------------|--------------|------------|-----------------|------------------|--------------|
| $L_{Yw}-1$ | 58.4 | 60.4 | 0.97 | L_Y-2 -甲 | 107.2 | 90.6 | 1.18 |
| $L_{Yw}-2$ | 101.9 | 98.1 | 1.04 | L_Y-2 -乙 | 101.9 | 89.9 | 1.13 |
| $L_{Yw}-3$ | 143.1 | 130.6 | 1.09 | L_Y-3 -甲 | 125.4 | 125.5 | 1.00 |
| $L_{Yw}-4$ | 172.5 | 153.6 | 1.12 | L_Y-3 -乙 | 125.4 | 125.5 | 1.00 |
| L_Y-1 -甲 | 57.8 | 55.5 | 1.04 | L_Y-4 -甲 | 156.0 | 143.2 | 1.09 |
| L_Y-1 -乙 | 49.0 | 48.1 | 1.02 | L_Y-4 -乙 | 156.0 | 143.2 | 1.12 |
| 平均值 $\bar{E} 1.066$ 标准误差 $\sigma 0.061$ 相对误差 $Cv 0.058$ | | | | | | | |

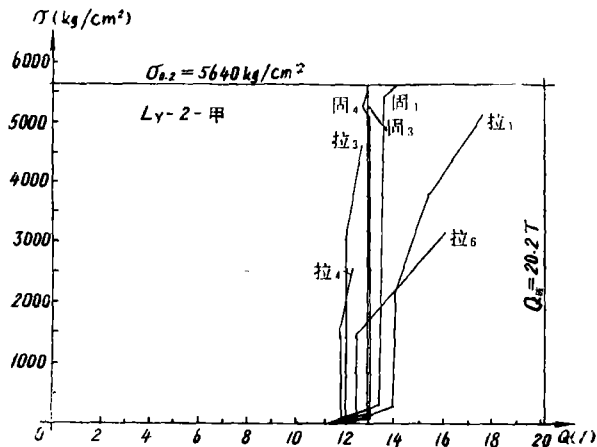


图 2 箍筋应力与剪力关系

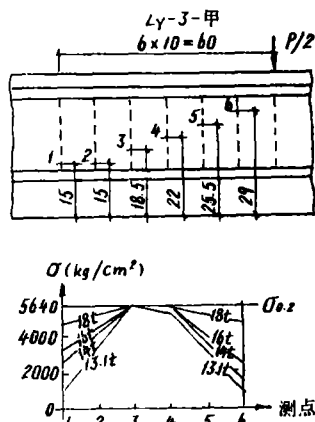


图 3 箍筋应力与位置关系

梁的破坏特征，预应力值低的梁，先出现弯剪裂缝，随荷载增加，腹版才出现腹剪斜裂缝即主斜裂缝，很快向上伸延至上翼缘与腹板连接处，向下延伸与钢束相交。从试验观察，此时梁的抗剪能力主要是由上翼缘的混凝土受剪压和钢束的键销作用来承担的。荷载再增加少许，梁就沿主斜裂缝斜拉破坏（图7）。预应力值高的梁，出现第一条斜裂缝就是腹剪主斜裂缝，宽度较大，维持荷载或少许加载，梁就沿主斜裂缝突然斜拉破坏。 $L_{vw}-2, 3, 4$ 三片梁均属此情况为脆性破坏。从图6(b)可见，当剪跨比大时 ($m \geq 3$)，无箍筋T梁破坏时

的斜裂缝大致都在支点到加载点连线附近变动, 倾角较小 ($\alpha = (21 \sim 30^\circ)$)。从破坏特征看, 把主斜裂缝出现时的荷载做为无箍筋梁的破坏荷载是符合实际的。

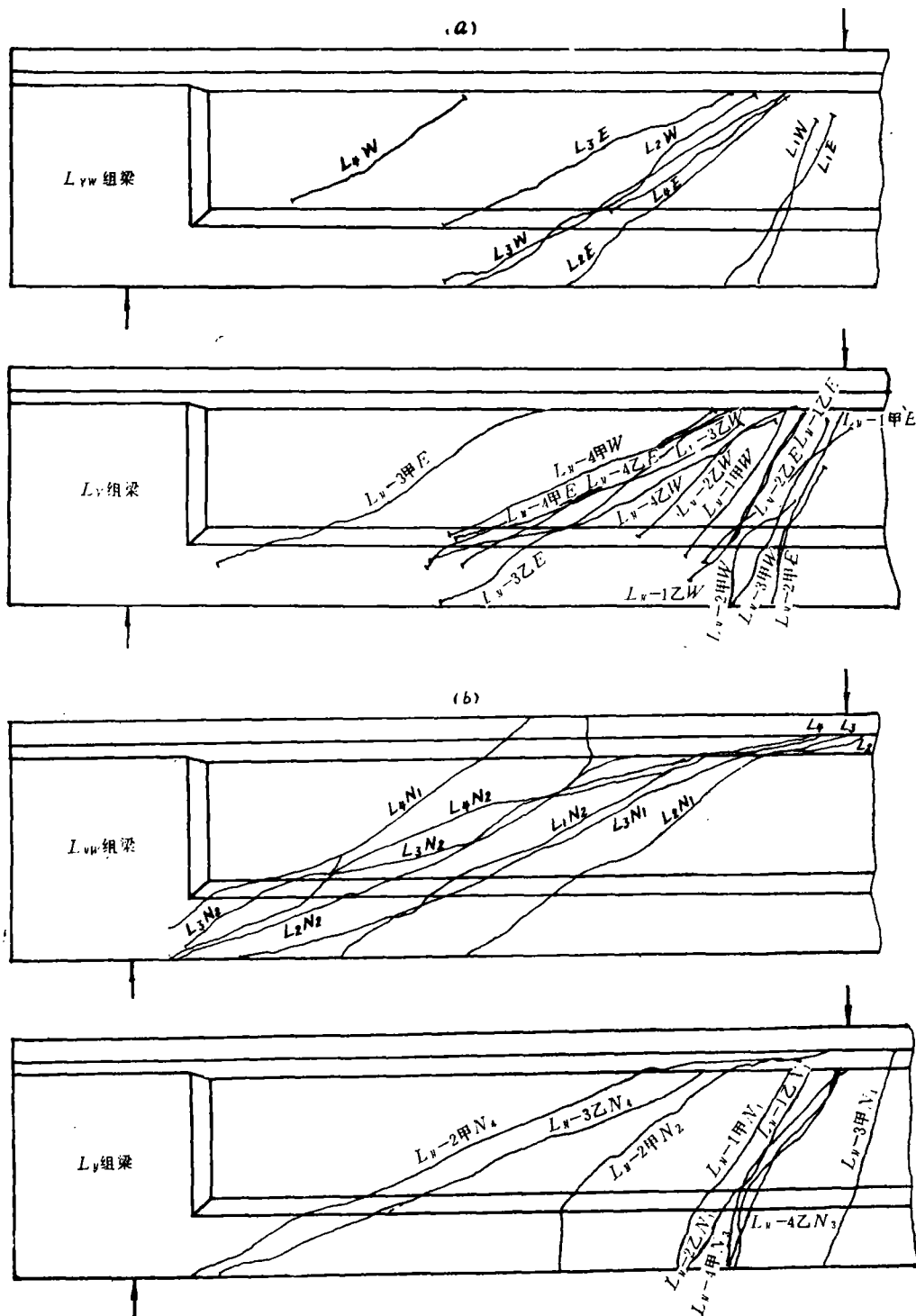


图 4 试验梁第一条斜裂缝和破坏斜裂缝位置汇总

2. L_v 组有箍筋梁的裂缝开展和破坏特征

从图6(a)可见, L_v-1 —甲、乙、 L_v-2 —甲、乙(E)、 L_v-3 —甲(W)第一条斜裂缝为弯剪斜裂缝, 倾角较大, 而无箍筋梁只有 $L_{vw}-1$ 一片梁这样。预应力值高的梁, 第一条为腹剪斜裂缝, 倾角在 $26\sim 38^\circ$ 。有箍筋梁与无箍筋梁腹剪裂缝位置大致相当。预应力值的大小对有箍筋梁第一条斜裂缝位置和性质同样有明显的影响, 而且箍筋对此也有一定的影响。

实测表明, 无箍筋T梁腹剪斜裂缝出现时的宽度为 $1.06\sim 3.00$ 毫米, 平均值2.4毫米, 大大超过允许值。而有箍筋梁第一条斜裂缝出现时的宽度为 $0.07\sim 0.59$ 毫米, 平均值为0.24毫米, 相差10倍。第一条弯剪斜裂缝出现时的平均宽度为0.18毫米, 比腹剪裂缝小。主斜裂缝出现时的平均宽度为0.36毫米。这说明箍筋对斜裂缝宽度起着显著的约束作用。

有箍筋梁的破坏特征。从图6(b)可见, L_v 组梁有六片梁是从倾角较大的弯剪裂缝处破坏的, 只有 L_v-2 —甲、 L_v-3 —乙两片梁是从倾角较小的腹剪斜裂缝剪压破坏的。破坏斜裂缝位置不像无箍筋梁那样固定。预应力值相同的梁有沿弯剪斜裂缝破坏的, 也有沿腹剪斜裂缝破坏的, 破坏时箍筋被拉断、钢束被剪弯折。

(四) 斜裂缝倾角和水平投影长度

将两组试验梁的主斜裂缝倾角 α_2^* 、倾角计算值、相应水平投影长度进行了比较。倾角的计算值是指截面重心轴处腹板主拉应力达到 R_t 时主压应力之倾角, 即按下式计算

$$\alpha_f = \frac{1}{2} \arctg \frac{2\tau}{\sigma_s} \quad (1)$$

两组梁 α_2/α_f 的平均值为1.023, C_2^*/C_f 平均值为0.98, 说明用上式估计主斜裂缝倾角是可行的。 L_{vw} 组梁实测主斜裂缝的水平投影长度的平均值 $C_2=1.34h_0$, 破坏斜裂缝水平投影长度的平均值 $C_p=2.16h_0$ 。 L_v 组梁主斜裂缝水平投影长度的平均值 $C_s=1.54h_0$ 。

(五) 试验结果

L_{vw} 、 L_v 两组梁剪力破坏试验结果汇总列于表3。

三、试验结果分析

(一) 预应力大小对斜截面抗裂性的影响

试验和理论分析表明, 预应力的对梁的竖裂缝和斜裂缝的出现都有较大的影响。随着预应力的提高, 第一条斜裂缝出现时之剪力值也就愈大。有箍筋预应力T梁试验结果表明, 在斜裂缝出现前, 箍筋应力几乎等于零。因而可以认为箍筋对斜裂缝出现时的剪力值没有多大影响。

对腹剪斜裂缝出现时之剪力值, 可按T形截面的换算截面重心轴处的主拉应力达到混凝土抗拉强度 R_t 的条件确定。当剪跨比较大时, 不考虑局部竖向压应力的影响, 可按下式计算

$$Q_f = \frac{bI_0}{S_0} \sqrt{R_t^2 - R_t \sigma_{A_0}} \quad (2)$$

式中 σ_{A_0} ——梁换算截面重心轴处混凝土的有效预应力值;

L_{rw}、L_r组试验梁剪力破坏试验结果汇总

表 3

| 梁 号 | 尺 寸 | 试 验 结 果 | | | | | 破 坏 特 征 |
|---|------------------------|-----------------|------------------|------------------|---------------------------------------|---------------|---|
| | $b \times h_0$ (mm) | M_i (kN·M) | Q_{f1} (kN) | Q_{f2} (kN) | $Q_{0.2}$ (kN) | Q_p (kN) | |
| L _{rw} -1 ^W _E | 80×320 | 58.4 | 64.3 64.3 | 80.0 80.0 | / δ 均 大 于 0.2 / | 120.1 | 梁E端沿N ₁ 斜裂缝斜拉破坏 |
| L _{rw} -2 ^W _E | 75×320 | 101.9 | 138.8 120.6 | 138.8 120.6 | | 138.8 | 梁W端沿N ₁ 斜裂缝斜拉破坏 |
| L _{rw} -3 ^W _E | 75×320 | 143.1 | 123.1 139.3 | 123.1 139.3 | | 139.3 | 梁E端沿N ₁ 斜裂缝斜拉破坏 |
| L _{rw} -4 ^W _E | 75×320 | 172.5 | 150.5 151.5 | 150.5 151.5 | | 150.5 | 梁W端沿N ₁ 斜裂缝斜拉破坏 |
| L _r -1-甲 ^W _E | 77×320 | 57.8 | 73.1 82.9 | 91.7 96.6 | 73.1 82.9 | 200.2 | 梁W端沿N ₁ (N ₂)斜裂缝剪压破坏, 受压翼缘失稳 |
| L _r -1-乙 ^W _E | 74×320 | 49.0 | 44.9 54.5 | 64.3 64.3 | 64.3 64.3 | 175.5 | 梁E端沿N ₁ 弯剪斜裂缝剪压破坏 |
| L _r -2-甲 ^W _E | 76×320 | 107.2 | 113.3 103.5 | 128.5 119.2 | 119.2 103.5 | 203.4 | 梁W端沿N ₁ 斜裂缝剪压破坏 |
| L _r -2-乙 ^W _E | 75×320 | 101.9 | 103.5 103.5 | 103.5 113.3 | 103.5 103.5 | 211.3 | 梁E端沿N ₁ 弯剪斜裂缝弯剪破坏 |
| L _r -3-甲 ^W _E | 75×320 | 125.4 | 120.6 152.5 | 132.9 152.5 | 123.1 | >206.4 | 梁E端沿N ₁ 近乎弯曲破坏 |
| L _r -3-乙 ^W _E | 75×320 | 125.4 | 132.4 140.7 | 132.4 140.7 | / δ 大 于 0.2 / | 211.3 | 梁E端沿N ₁ 斜裂缝剪压破坏, 受压翼缘失稳 |
| L _r -4-甲 ^W _E | 75×320 | 156.0 | 138.8 138.8 | 138.8 138.8 | | 220.6 | 梁E端沿N ₁ 斜裂缝弯剪破坏 |
| L _r -4-乙 ^W _E | 75×320 | 160.7 | 142.7 142.7 | 142.7 142.7 | | 228.9 | 梁W端沿N ₁ 斜裂缝弯剪破坏 |

附注: M_i ——出现竖裂缝之实际弯矩值; Q_{f1} ——出现第一条斜裂缝时之剪力值; Q_i ——出现主斜裂缝(第一条腹剪斜裂缝)时之剪力值; $Q_{0.2}$ ——斜裂缝宽度达0.2mm时相应之剪力值; Q_p ——剪力破坏时之剪力值。 R_t ——混凝土的抗拉设计强度; I_0 ——梁换算截面的惯性矩; S_0 ——梁换算截面对重心轴的面积矩。

表 4 列出两组梁第一条斜裂缝和主斜裂缝出现时的剪力试验值, 按式(2)之计算值 Q_i , 以及 Q_{f1}/Q_i 和 Q_{f2}/Q_i , 并以 σ_k/R_t 和 $\beta_1 = 1 + \frac{M_0}{M_p}$ 反映预应力值大小的指标, 其中 M_0 表示预应力混凝土梁预压边最外纤维的消压弯矩, M_p 表示截面极限抗弯强度。

从表 4 可见, 当 $\beta_1 > 1.27$ 时, 两组梁出现主斜裂缝时剪力的试验值 Q_{f2} 与计算值 Q_i 都很接近。两组梁 Q_{f2}/Q_i 平均值为 1.072, $\sigma = 0.077$, $C_v = 0.072$ 。这说明对无箍筋或有箍筋 T 梁, $\beta_1 > 1.27$ 时, 用式(2)计算主斜裂缝出现时的剪力值是可以的。

预应力值低的梁(L_{rw}-1、L_r-1)第一条斜裂缝为弯剪斜裂缝, 其剪力值仅为按式(2)计算值的 60~70%。随后出现的第一条腹剪斜裂缝(即为主斜裂缝)之剪力值也低于计算值, 所以不能用式(2)来估算。

对第一条弯剪斜裂缝出现时之剪力值, 现以 ACI 规范^[2] 计算出现弯剪斜裂缝时剪力的公式为基础。按下式分析两组试验梁的数据, 反求得系数 A 和 A' 列于表 5。

$$Q_{fw} = AR_t b h_0 + \frac{M_i}{M/Q - h_0/I} \quad \text{或} \quad Q_{fw} = A' R_t b h_0 + \frac{M_i}{M/Q}$$

L_{YW}、L_Y组梁Q_{f1}、Q_{f2}与Q_j的比较

表4

| 梁 号 | $\frac{\sigma_k}{R_y}$ | $\beta_1 = 1 + \frac{M_o}{M_p}$ | Q'_{f1} (kN) | Q'_{f2} (kN) | Q_j (kN) | $\frac{Q'_{f1}}{Q_j}$ | $\frac{Q'_{f2}}{Q_j}$ |
|---|------------------------|---------------------------------|-------------------|-------------------|---------------|-----------------------|-----------------------|
| L _{YW} -1 ^W _E | 0.17 | 1.13 | 60.3 60.3 | 75.0 75.0 | 99.92 | 0.60 | 0.75 |
| L _{YW} -2 ^W _E | 0.34 | 1.30 | 138.8 120.6 | 138.8 120.6 | 118.8 | 1.17 1.02 | 1.17 1.02 |
| L _{YW} -3 ^W _E | 0.46 | 1.44 | 123.1 139.3 | 123.1 139.3 | 133.4 | 0.92 1.04 | 0.92 1.04 |
| L _{YW} -4 ^W _E | 0.63 | 1.55 | 150.5 151.5 | 150.5 151.5 | 142.5 | 1.05 1.06 | 1.05 1.06 |
| 平 均 值 \bar{E} 1.043 1.043 | | | | | | | |
| L _{YW} -2,3,4 标准误差 σ 0.080 0.080 | | | | | | | |
| 相对误差 C_r 0.077 0.077 | | | | | | | |
| L _Y -1-甲 ^W _E | 0.17 | 1.11 | 71.2 80.7 | 89.3 94.1 | 95.8 | 0.74 0.84 | 0.93 0.98 |
| L _Y -1-乙 ^W _E | 0.17 | 1.08 | 45.3 55.2 | 65.2 65.2 | 91.7 | 0.49 0.60 | 0.71 0.71 |
| L _Y -2-甲 ^W _E | 0.34 | 1.27 | 111.8 102.1 | 126.8 117.6 | 110.4 | 1.01 0.92 | 1.15 1.06 |
| L _Y -2-乙 ^W _E | 0.34 | 1.27 | 103.5 103.5 | 103.5 113.3 | 110.3 | 0.94 0.94 | 0.94 1.03 |
| L _Y -3-甲 ^W _E | 0.46 | 1.44 | 120.6 152.5 | 132.9 152.5 | 122.4 | 0.99 1.25 | 1.08 1.25 |
| L _Y -3-乙 ^W _E | 0.46 | 1.44 | 132.4 140.7 | 132.4 140.7 | 122.4 | 1.08 1.15 | 1.08 1.15 |
| L _Y -4-甲 ^W _E | 0.63 | 1.51 | 138.8 138.8 | 138.8 138.8 | 130.6 | 1.06 1.06 | 1.06 1.06 |
| L _Y -4-乙 ^W _E | 0.63 | 1.51 | 142.7 142.7 | 142.7 142.7 | 130.5 | 1.09 1.09 | 1.09 1.09 |
| 平 均 值 \bar{E} 1.082 | | | | | | | |
| L _Y 组梁 (L _Y -1除外) 标准误差 σ 0.075 | | | | | | | |
| 相对误差 C_r 0.070 | | | | | | | |

平 均 值 \bar{E} 1.072L_{YW}、L_Y组梁 (L_{YW}-1, L_Y-1除外) 标准误差 σ 0.077相对误差 C_r 0.072

梁L_{YW}-1: $A=0.09$, $A'=0.16$; L_Y组梁除个别值外, $A \geq 0.09$, $A' \geq 0.16$ 。因此, 根据试验, 对弯剪斜裂缝出现时的剪力值, 建议暂按下式计算

$$Q_{fw} = 0.1R_l b h_0 + \frac{M_l}{M/Q} \quad (3)$$

式中暂取出现竖裂缝后附加名义剪应力为 $0.1R_l$, 相当 A' 乘0.7折减系数。ACI规范取 $0.1R_{ws}$ 折, CP110规范取 $0.1R_l$, 取值大致相当。

(二) 预应力对混凝土抗剪强度 Q_k 的影响

1. 无箍筋T梁的 Q_k 与 β_1 的关系

大量试验分析表明^[3], 影响无箍筋预应力混凝土梁抗剪强度 Q_k 的主要因素有: 剪跨比、混凝土的抗压和抗拉强度、纵筋配筋率, 及预应力值等。近年来的试验, 特别是对高标号混凝土梁的试验表明, 钢筋混凝土梁由混凝土承担的剪力 Q_k 与混凝土抗压强度并不成线性关系, 而是与混凝土抗拉强度 R_l 大致成比例^[4]。纵向配筋率对 Q_k 的影响, 大致与 $(2+p)$ 成正比关系。当剪跨比大于3时, 其对 Q_k 的影响可不予考虑。

第一条弯剪斜裂缝出现时剪力值的分析

表5

| 梁 号 | Q_{jw} (kN) | M_i (kN-M) | $\frac{M_i}{M/Q-h_0/2}$ | $\frac{M_i}{M/Q}$ | A | A' |
|----------------------|------------------|-----------------|-------------------------|-------------------|--------------|--------------|
| L_{vw-1}^W E | 64.3 64.3 | 58.40 | 56.15 | 48.6 | 0.09 0.09 | 0.16 0.16 |
| $L_{v-1-甲}^W$ E | 73.1 82.9 | 57.82 | 55.59 | 48.2 | 0.19 0.31 | 0.28 0.39 |
| $L_{v-1-乙}^W$ E | 44.7 54.5 | 49.00 | 47.12 | 40.8 | 0.00 0.09 | 0.05 0.16 |
| $L_{v-2-甲}^W$ E | 113.3 103.5 | 107.20 | 103.1 | 89.3 | 0.12 0.00 | 0.28 0.17 |
| $L_{v-2-乙}^W$ E | 132.9 103.5 | 101.90 | 98.0 | 84.9 | 0.42 0.07 | 0.58 0.22 |
| $L_{v-3-甲}^W$ E | 120.6 152.5 | 125.4 | 120.6 | 104.5 | 0.00 0.40 | 0.20 0.60 |
| $L_{v-3-乙}^W$ E | 162.3 152.5 | 156.0 | 120.6 | 104.5 | 0.53 0.40 | 0.73 0.60 |
| $L_{v-4-甲}^W$ E | 167.2 167.2 | 156.0 | 150.0 | 130.0 | 0.22 0.22 | 0.47 0.47 |
| $L_{v-4-乙}^W$ E | 172.1 172.1 | 160.7 | 154.5 | 133.9 | 0.22 0.22 | 0.48 0.48 |

附注: Q_{jw} —— 出现第一条弯剪斜裂缝时剪力试验值。

$$A = \left(Q_{jw} - \frac{M_i}{M/Q - h_0/2} \right) R_t b h_0$$

$$A' = \left(Q_{jw} - \frac{M_i}{M/Q} \right) R_t b h_0$$

参照CEB/FIP规范^[5]用系数 β_1 来考虑预应力对抗剪强度的提高作用。将表4各 Q 值除以 $R_t(2+p)bh_0$ 列入表6,并点绘在以 β_1 为 X 轴、 $Q/R_t(2+p)bh_0$ 为 Y 轴的坐标图5上。各剪力试验点的回归关系式为:

$$\frac{Q_j}{R_t(2+p)bh_0} = 0.231\beta_1 + 0.070 \quad (4)$$

$$\frac{Q_{jw}}{R_0(2+p)bh_0} = 0.222\beta_1 + 0.071 \quad (\beta_1 \geq 1.30) \quad (5)$$

$$\frac{Q_l}{R_t(2+p)bh_0} = 0.284\beta_1 - 0.035 \quad (6)$$

 L_{vw} 组梁 $\frac{Q}{R_t(2+p)bh_0}$ 与 β_1 关系

表6

| 梁 号 | $\frac{\sigma_k}{R'_y}$ | β_1 | $\frac{Q_{jw}}{R_t(2+p)bh_0}$ | $\frac{Q_l}{R_t(2+p)bh_0}$ | $\frac{Q_j}{R_t(2+p)bh_0}$ |
|---------------------|-------------------------|-----------|-------------------------------|----------------------------|----------------------------|
| L_{vw-1}^W E | 0.17 | 1.13 | 0.213 0.213 | 0.284 | (0.379) 0.320 |
| L_{vw-2}^W E | 0.34 | 1.30 | 0.395 0.343 | 0.338 | 0.395 (0.431) |
| L_{vw-3}^W E | 0.46 | 1.44 | 0.348 0.394 | 0.377 | (0.423) 0.394 |
| L_{vw-4}^W E | 0.63 | 1.55 | 0.426 0.428 | 0.403 | 0.426 (0.500) |

从图5可见,无箍筋 T 梁的 Q_{jw} 随 β_1 值呈线性增加, β_1 值基本上能反映预应力对梁混凝土

土抗剪强度的提高效应。 Q_f 与 Q_p 两直线非常接近,而表4又表明 Q_f 与 Q_p 相当符合。所以把 Q_f 当做 Q_h 的计算值 $Q_{h,f}$ 是可以的。这样,预应力的提高作用便直接反映在式(2)中。

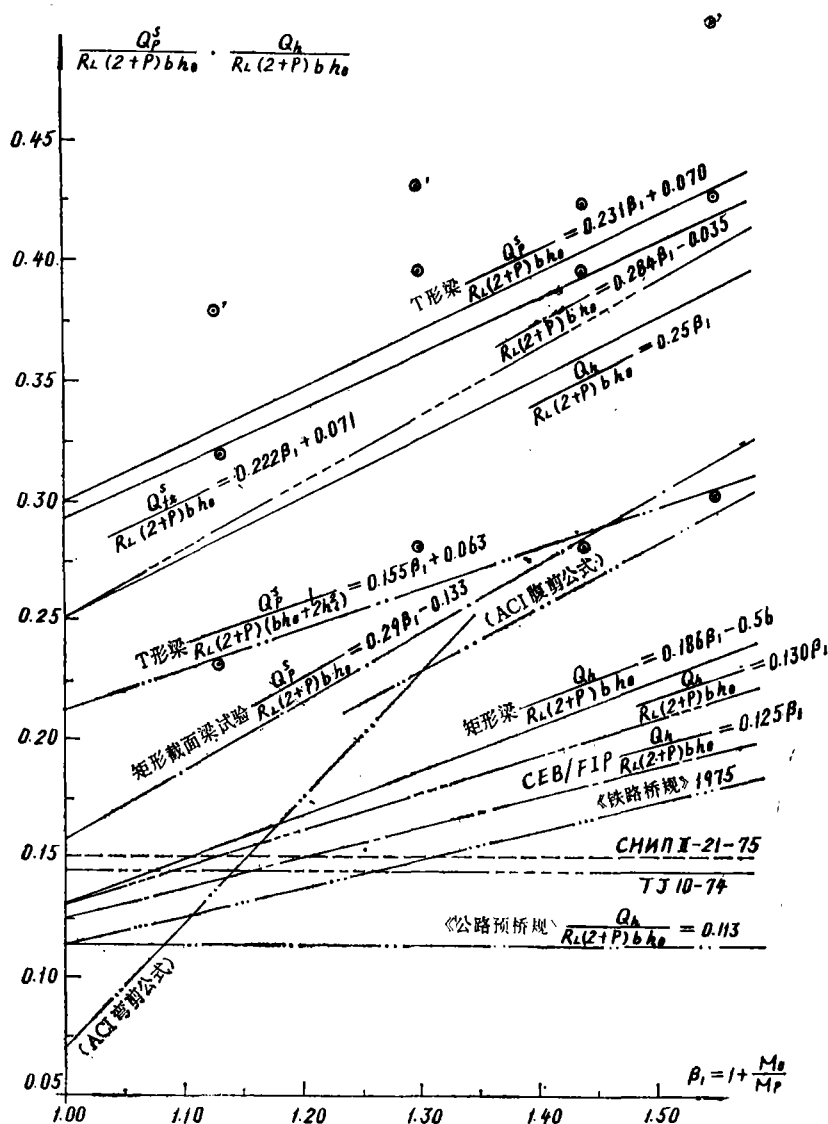


图5 L_{vv} 组T梁 $\frac{Q_h}{R_L(2+p)bh_0}$ 与 β_1 的关系

若使 Q_f 直线通过原点,可得较为简化且偏于安全的表达式

$$\frac{Q_f}{R_L(2+p)bh_0} = 0.25\beta_1$$

$\beta_1 = 1$ 时, Q_f 值与式(6)值相等,但其坡度较小。

参照CEB/FIP规范,当剪跨比小于3时, $Q_{h,f}$ 的表达式可写为

$$Q_{h,f} = Q_p = 0.25R_L(2+p)bh_0 \cdot \beta_1 \cdot \beta_2 \quad (7)$$

式中 $\beta_2 = 3h_0/a$ 或 $\beta_2 = 3h_0/M/Q = \frac{3}{m}$, m 为剪跨比。

2. T形梁与矩形梁 Q_k 的比较

为了比较无箍筋T形和矩形截面预应力混凝土梁的抗剪强度,现从南京工学院、天津大学所试验的矩形截面预应力混凝土梁资料中^[6], 选用其剪跨比 $m \geq 3$ 的无箍筋矩形梁的试验结果, 按照对T梁相同的方法计算分析的结果列于表7中, 并将数据点绘在以 β_1 为x轴、

$\frac{Q_p}{R_l(2+p)bh_0}$ 为y轴的图6上。从表7可见, 前六片梁为非预应力梁, $\beta_1 = 1$ 、 $\frac{Q_p}{R_l(2+p)bh_0}$ 最小值为0.131, 平均值为0.154。剪力破坏试验点的回归直线方程为

$$\frac{Q_p}{R_l(2+p)bh_0} = 0.29\beta_1 - 0.133 \quad (8)$$

如果经过 L_0-3-3 西和 $B-3-1a$ 的试验点画一直线, 则矩形梁所有试验点都在这条线之上, 这条直线的方程是

$$\frac{Q_p}{R_l(2+p)bh_0} = 0.186\beta_1 - 0.056 \quad (9)$$

$\beta_1 = 1$ 时 $Q_p/R_l(2+p)bh_0 = Q_k^*/R_l(2+p)bh_0 = 0.130$ 。同样可偏安全地将 Q_k 表达为 $Q_k^*\beta_1$ 的形式, 即

$$\frac{Q_k}{R_l(2+p)bh_0} = 0.130\beta \quad (10)$$

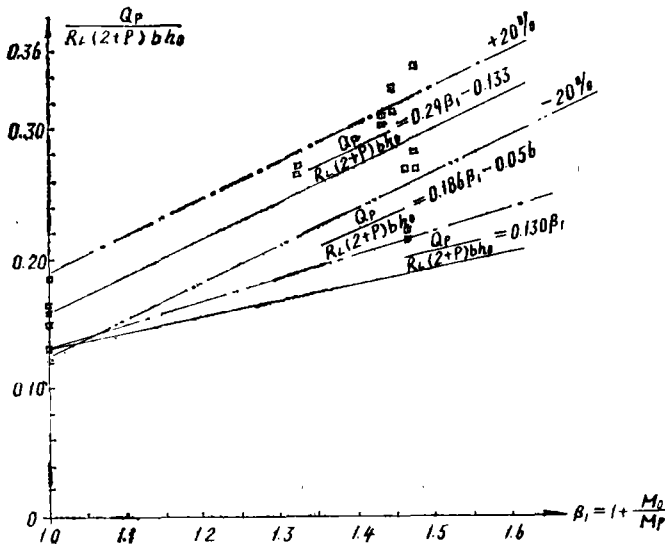


图6 矩形截面预应力混凝土梁 $\frac{Q_p}{R_l(2+p)bh_0}$ 与 β_1 的关系

从式(4)与式(8)比较可明显看出, T形截面预应力梁混凝土的抗剪强度比矩形截面梁的要高, 似应加以考虑。

无箍筋矩形截面预应力混凝土梁的试验结果分析表

表 7

| 梁 号 | 混凝土强度(MPa) | | | 纵向配筋率 | | $b \times h_0$ (mm) | Q_p (kN) | $R_l(2+p)bh_0$ | $\frac{Q_p}{R_l(2+p)bh_0}$ | $\beta_1 = \frac{1}{M_p} + \frac{M_p}{M_p}$ |
|-------------|------------|-------|-------|-------|---------|------------------------|---------------|----------------|----------------------------|---|
| | R | R_a | R_l | p | $(2+p)$ | | | | | |
| L_0-1-2 东 | 45.96 | 36.75 | 2.96 | 0.82 | 2.82 | 80×180 | 22.34 | 120.15 | 0.186 | 1.00 |
| L_0-2-2 西 | 44.98 | 35.97 | 2.93 | 1.57 | 3.57 | 79×180 | 22.44 | 148.27 | 0.151 | 1.00 |
| L_0-2-5 东 | 46.84 | 37.44 | 2.99 | 1.57 | 3.57 | 80×180 | 24.50 | 154.15 | 0.159 | 1.00 |
| L_0-2-5 西 | 46.84 | 37.44 | 2.99 | 1.57 | 3.57 | 80×181 | 25.48 | 154.94 | 0.165 | 1.00 |
| L_0-3-2 西 | 37.12 | 36.36 | 2.94 | 2.34 | 4.34 | 80×164 | 22.24 | 167.38 | 0.133 | 1.00 |
| L_0-3-3 西 | 46.65 | 37.34 | 2.94 | 2.34 | 4.34 | 83×176 | 24.40 | 186.40 | 0.131 | 1.00 |
| $A_{s,1}$ | 51.16 | 40.92 | 3.18 | 1.74 | 3.74 | 51×116 | 18.82 | 70.27 | 0.268 | 1.32 |
| $A_{s,2}$ | 51.16 | 40.92 | 3.18 | 1.74 | 3.74 | 50×115 | 18.52 | 68.31 | 0.271 | 1.32 |
| $B-4-1$ | 36.85 | 29.50 | 2.55 | 1.24 | 3.24 | 70×180 | 27.93 | 103.98 | 0.268 | 1.46 |
| $B-3-2$ | 34.30 | 27.44 | 2.43 | 1.24 | 3.24 | 72×181 | 22.54 | 102.61 | 0.220 | 1.46 |
| $B-3-1a$ | 34.30 | 27.44 | 2.43 | 1.24 | 3.24 | 74×183 | 23.03 | 106.62 | 0.216 | 1.46 |
| $L-1-6$ 东 | 44.20 | 35.38 | 2.88 | 0.82 | 2.82 | 83×178 | 32.14 | 120.05 | 0.268 | 1.47 |
| $L-1-4$ 东 | 44.20 | 35.38 | 2.88 | 0.82 | 2.82 | 81×173 | 32.24 | 113.88 | 0.283 | 1.47 |
| $L-1-4$ 西 | 44.20 | 35.38 | 2.88 | 0.82 | 2.82 | 81×176 | 40.28 | 115.84 | 0.348 | 1.47 |
| $L-2-2$ 西 | 44.49 | 35.57 | 2.89 | 1.57 | 3.57 | 80×180 | 46.65 | 148.57 | 0.314 | 1.44 |
| $L-2-4$ 东 | 44.98 | 39.97 | 2.92 | 1.57 | 3.57 | 80×184 | 50.67 | 153.47 | 0.330 | 1.44 |
| $L-3-3$ 东 | 47.33 | 37.87 | 3.02 | 2.34 | 4.34 | 82×162 | 53.90 | 174.05 | 0.310 | 1.43 |
| $L-3-4$ 东 | 47.33 | 37.87 | 3.02 | 2.34 | 4.34 | 83×170 | 56.84 | 184.83 | 0.307 | 1.43 |

对于T形截面,宜考虑上翼缘的加强作用。如果以 $(bh_0 + 2h_i'^2)$ 代替 bh_0 (图7),并对 $L_{v,0}$ 组梁的试验结果重新计算各有关数据,回归得方程为

$$\frac{Q_p}{R_l(2+p)(bh_0 + 2h_i'^2)} = 0.155\beta_1 + 0.063 \quad (11)$$

将式(11)和式(8)直线画在图9上,可见在考虑上翼缘加强作用后,表达无箍筋T梁抗剪强度的直线(式11)在矩形梁直线(式8)之上,且比较接近。因此,如果考虑T梁上翼缘的加强作用,可用 $(bh_0 + 2h_i'^2)$ 代替矩形梁抗剪强度计算式中的 bh_0 。

3. 有箍筋T梁的 Q_k 与 β_1 的关系

前面曾经提到,由于箍筋的影响,使梁破坏时斜裂缝的形式变得更加复杂。但主斜裂缝的位置比较稳定,故仍取主斜裂缝出现时的剪力 $Q_{j,0}$ 作为分析有箍筋T梁 Q_k 的基础。

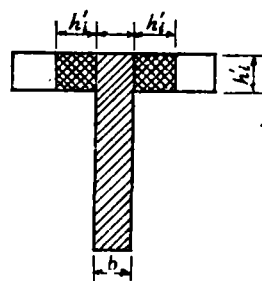


图7 T梁截面

现将 $L_{v,0}$ 组有箍筋T梁之 $\frac{Q_{j,0}}{R_l(2+p)bh_0}$ 、 $\frac{Q_{k,i}}{R_l(2+p)bh_0}$ 及相应 β_1 值列于表8,并点

绘于图 8 上。回归得 Q'_{fz} 和 Q_{fz} 与 β_1 的关系方程为

$$\frac{Q'_{fz}}{R_t(2+p)bh_0} = 0.402\beta_1 - 0.154 \quad (12)$$

$$\frac{Q_{fz}}{R_t(2+p)bh_0} = 0.344\beta_1 - 0.107 \quad (13)$$

L_v 组梁 $\frac{Q}{R_t(2+p)bh_0}$ 与 β_1 关系表

表 8

| 梁 号 | $\frac{\sigma_K}{R'_f}$ | β_1 | $\frac{Q'_{fz}}{R_t(2+p)bh_0}$ | $\frac{Q_{fz}}{R_t(2+p)bh_0}$ | $\frac{Q_s}{R_t(2+p)bh_0}$ |
|------------|-------------------------|-----------|--------------------------------|-------------------------------|----------------------------|
| L_v -1-甲 | 0.17 | 1.11 | $\frac{0.259}{0.273}$ | 0.278 | 0.566 |
| L_v -1-乙 | 0.17 | 1.08 | $\frac{0.189}{0.189}$ | 0.253 | 0.516 |
| L_v -2-甲 | 0.34 | 1.27 | $\frac{0.386}{0.358}$ | 0.336 | 0.611 |
| L_v -2-乙 | 0.34 | 1.27 | $\frac{0.315}{0.345}$ | 0.336 | 0.643 |
| L_v -3-甲 | 0.46 | 1.44 | $\frac{0.423}{0.485}$ | 0.389 | 0.656 |
| L_v -3-乙 | 0.46 | 1.44 | $\frac{0.421}{0.448}$ | 0.389 | 0.672 |
| L_v -4-甲 | 0.63 | 1.51 | $\frac{0.433}{0.433}$ | 0.408 | 0.689 |
| L_v -4-乙 | 0.63 | 1.51 | $\frac{0.446}{0.446}$ | 0.409 | 0.715 |

图 8 中, 还绘出了按 L_{vu} 及 L_v 两组十二片梁的数据, 分析得到的 Q'_{fz} 、 Q_{fz} 与 β_1 的相关线, 其回归方程分别为

$$\frac{Q'_{fz}}{R_t(2+p)bh_0} = 0.326\beta_1 - 0.057 \quad (14)$$

$$\frac{Q_{fz}}{R_t(2+p)bh_0} = 0.323\beta_1 - 0.082 \quad (15)$$

从图可见, 式 (12) 直线在式 (13) 直线的上面, 且比较接近。式 (14) 与式 (15) 大致平行且接近。因而对有箍筋 T 梁也可和无箍筋梁一样, 把 Q'_{fz} 作为混凝土抗剪强度 Q_s 来估计, 并近似地把 Q_{fz} 作为 Q_s 的计算值。

(三) Q_s 估计值与国内外各规范值的比较

根据两组试验梁所用材料各特征强度的实测值, 按照国内外各规范的相应公式计算出其 Q_s 值, 并换算成无量纲 $\frac{Q_s}{R_t(2+p)bh_0}$ 值, 连同所对应的 β_1 值分别点绘在图 9、11 上。同时将 L_v 组梁的 Q'_s 与 β_1 的相关直线也绘于图 11 上, 其回归方程为

$$\frac{Q'_s}{R_t(2+p)bh_0} = 0.369\beta_1 + 0.143 \quad (16)$$

从图上比较可以看出:

1. $\frac{Q_{fz}}{R_t(2+p)bh_0}$ 直线与 L_v 组梁的 $\frac{Q'_s}{R_t(2+p)bh_0}$ 直线基本平行, 反映试验梁的 Q_s 大致相同。这说明预应力对 Q_s 没有多大的影响, 对有箍筋 T 梁用 Q_{fz} 值来代替 Q_s 也是合适的。 Q_{fz} 随 β_1 值的增大而提高, 且呈线性关系。

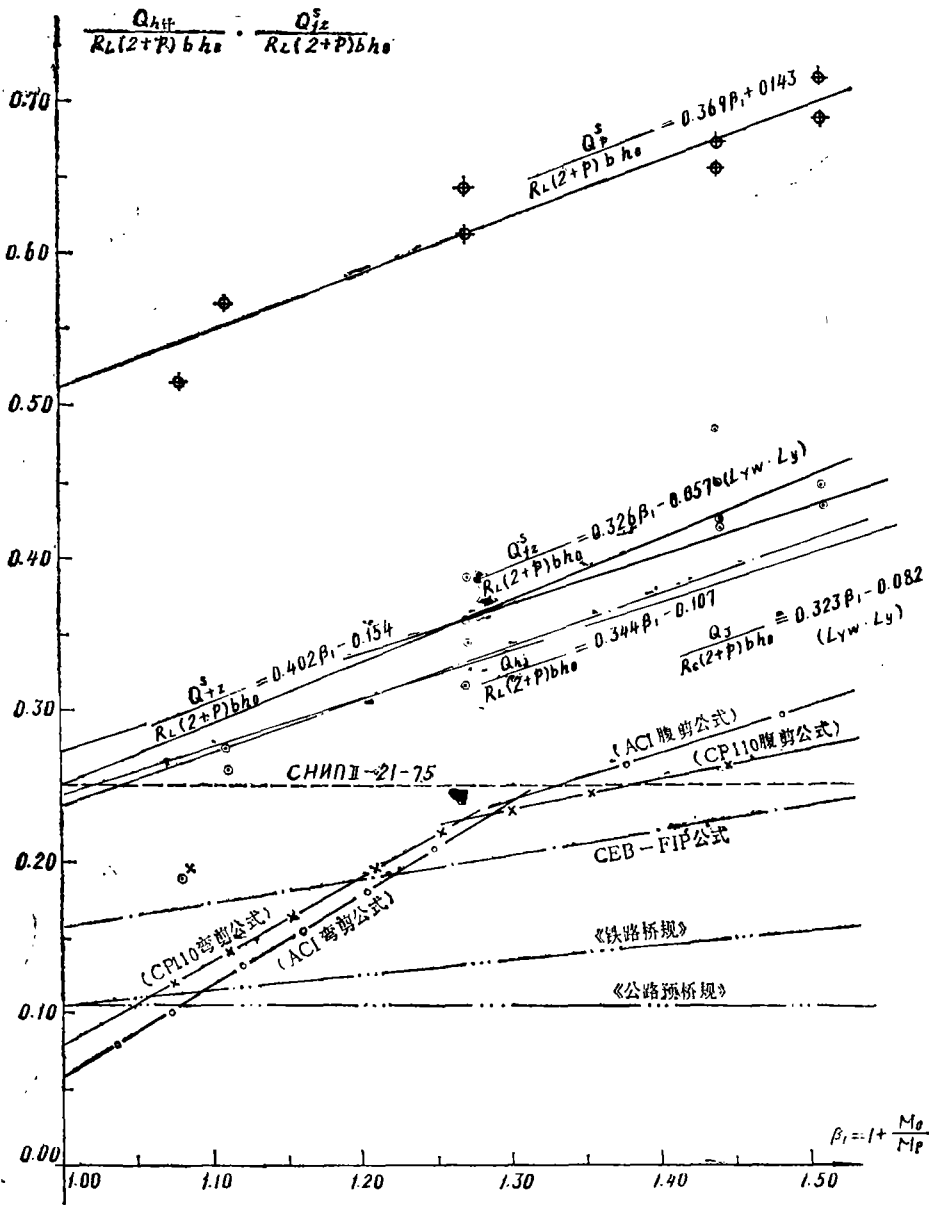


图8 L_v 组梁 $\frac{Q_{kz}}{R_L(2+p)b h_0}$ 、 $\frac{Q_{kz}}{R_L(2+p)b h_0}$ 与 β_1 关系

2. 《铁路桥规》^[7]建议的 Q_k 计算式只考虑全预应力的情况, 对部分预应力未作规定。故将相应于非预应力梁的计算点和全预应力梁的计算点连一直线, 以便比较。这条直线比试验线低得多。看来, 对 T 形截面预应力混凝土梁的 Q_k 适当提高是有可能的。

3. 按各规范计算值绘出的相关线均低于试验线, 这可能是因为有的规范尚未计入预应力的有利影响, 如 $TJ_{10}-74$ ^[8]、《公路预应力混凝土桥梁设计规范》^[9] 以及苏联 $CHNII$

II—21—75等,而且规范计算公式所考虑的构件类型、配筋情况以及破坏形式都比较广泛,并且采用了不同的材料系数。

(四) 有箍筋梁 Q_{hk} 的估算及其与各规范计算值的比较

若不考虑 Q_k 与 Q_{hk} 的相互影响,并用两项相加的方法来估算 Q_{hk} , Q_k 值可取 Q_{k1} ,而计算 Q_k 的关键是确定斜截面的倾角或者它的水平投影长度。

关于斜截面的倾角或水平投影长度,有的规范取倾角 α 为 45° ,有的规范根据 Q_{hk} 为最小值的条件来确定斜截面的水平投影长度,并规定最大不得超过 $2h_0$ 。从 L_v 组梁的试验结果分析,主斜裂缝的水平投影长度平均值约为 $1.54h_0$ 。偏于安全取 $C=1.5h_0$,则可得

$$Q_{hk} = Q_{k1} + 1.5\mu_k R_{sk} b h_0 = Q_{k1} + 1.2\mu_k R_s b h_0 \quad (17)$$

式中 Q_{k1} ——按式(2)计算的 Q_k 值;

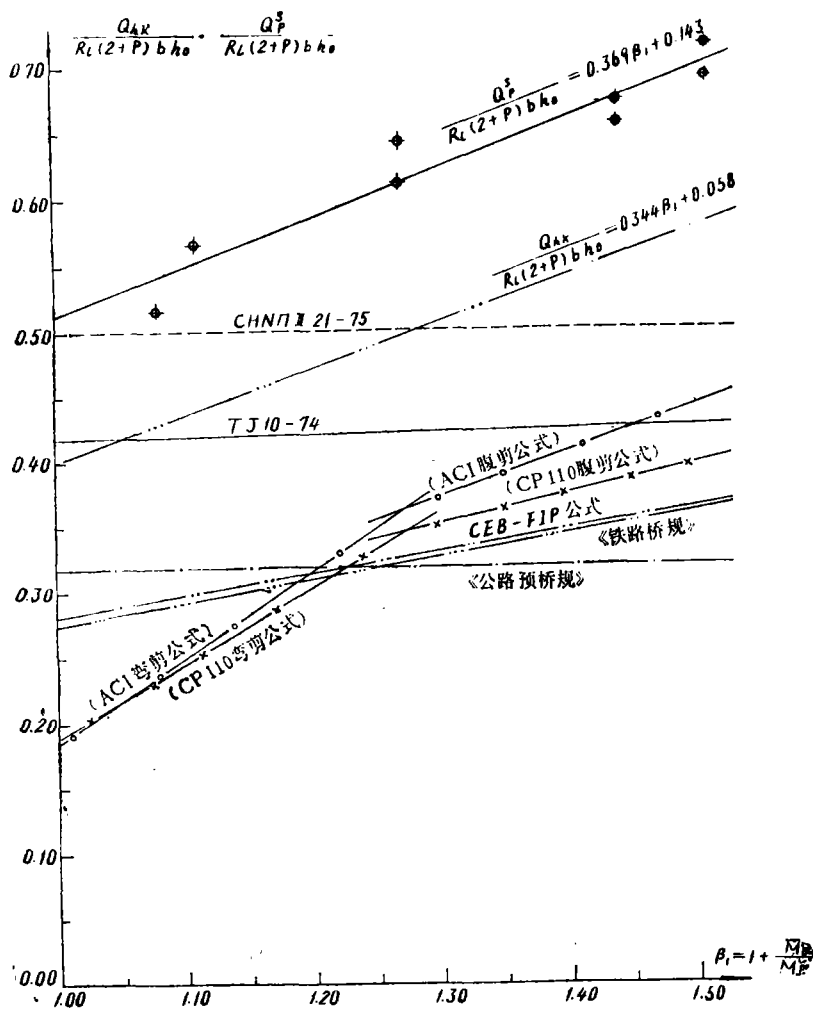


图9 L_v 组梁 $\frac{Q_{kk}}{R_L(2+p)bh_0} \cdot \frac{Q_k^3}{R_L(2+p)bh_0}$ 与 β_1 的关系

$\mu_k = A_s / b s$, 配箍率,

R_{sk} ——箍筋的计算强度, $R_{sk} = 0.8 R_{so}$.

对于 L_v 组试验梁的配筋情况, 其无量纲的表达式为

$$\frac{Q_{sk}}{R_1(2+p)bh_0} = 0.344\beta_1 + 0.058 \quad (17')$$

在图9画出了式(16)及(17')表示的相关直线, 以及按各规范公式计算的 L_v 组梁各 Q_{sk} 值与 β_1 的关系直线。

从图中可以看出:

1. 建议式(17)对T形梁是偏于安全的, 计算值约为试验值的80%。
2. 建议式(17)与ACI、CP110的腹剪公式大致平行。
3. 预应力值小时, 按TJ₁₀-74及苏联CHИП II-21-75计算的结果似乎偏大。
4. 《铁路桥规》建议式及CEB/FIP公式的计算值很接近, 但对T形梁似乎偏小。

结 语

1. 试验表明, 预应力的大小对无箍筋和有箍筋T梁第一条斜裂缝的性质和位置都有明显的影响。箍筋对斜裂缝出现时的宽度有显著的控制作用。无箍筋T梁腹剪斜裂缝一出现宽度就很大(1~3毫米), 而有箍筋T梁斜裂缝出现时的宽度较小。

2. 当剪跨比大时($m \geq 3$), 无箍筋T梁的剪力破坏都是沿倾角较小的斜裂缝斜拉破坏, 水平投影长度约达梁高的两倍。而有箍筋梁, 其破坏斜裂缝的位置不大固定, 多数沿倾角较大的弯剪斜裂缝破坏, 也有沿腹剪斜裂缝破坏的, 把主斜裂缝的 Q_{f_1} 做为有箍筋梁估计 Q_{sk} 的基础是合适的。

3. 对无箍筋和有箍筋T梁第一条腹剪斜裂缝出现时的剪力值可按式(2)计算, 第一条弯剪斜裂缝出现时的剪力值可用式(3)估算。

4. 试验表明, 预应力值对无箍筋和有箍筋T梁混凝土抗剪强度都有提高作用, 与 β_1 基本呈线性关系增加。试验说明, 箍筋对斜裂缝出现时之剪力值没有多大影响。分析表明, 对无箍或有箍筋T梁, 都把主斜裂缝出现时的剪力 Q_{f_1} 做为梁混凝土的抗剪强度是可行的。同时, 把式(2)的计算值作为 Q_{sk} 的计算值 Q_{sk} 。

5. 试验表明, 无箍筋预应力T梁混凝土的抗剪强度比矩形预应力梁的高, 初步建议用 $(bh_0 + 2h_1^2)$ 代替一般矩形梁抗剪强度计算公式中的 bh_0 。

6. 试验表明, 箍筋在斜裂缝出现之前应力几乎为零, 而斜裂缝刚出现, 则应力便突然增大。因此, 应按斜截面抗剪强度要求验算箍筋, 而不宜按主拉应力设计箍筋。

7. 从与各规范计算值对比来看, 估算 Q_{sk} 时取斜截面的水平投影长度为 $1.5h_0$ 是可以的, Q_{sk} 值建议按式(17)计算。

8. 从试验所得经验式(17)的计算值来看, Q_{sk} 值约占 Q_{sk} 总值的60%左右, 似乎偏大。而苏联桥梁设计规范CH365-67却规定 Q_{sk} 不得超过总荷载剪力的30%。因此, 对试件尺寸及配筋率等对 Q_{sk} 的影响尚需作进一步的试验研究。

本次试验梁是参照我国铁路预应力梁的标准设计, 试验结果可供类似桥梁结构的抗剪强

度设计以及《铁路桥规》修订时的参考。

参 考 文 献

1. Man-Chung Tang, "Shear design of large Concrete box girders" ACI Publication SP-42. Vol.1 p305~319.
2. ACI STANDARD 318-77, "BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR REINFORCED CONCRET" (ACI-318-77)
3. 袁国干, "公路钢筋混凝土桥受弯构件抗剪强度计算研究" 同济大学科技情报站, 1981年
4. A.A.格沃兹捷夫 "混凝土与钢筋混凝土结构设计的新理论与新方法" p122~135, 黑龙江省建筑设计院情报室, 1983年。
5. "CEB/FIP Model Code for Concrete Structures" (International System of unified Standard Codes of practice for Structures. Vol. II)
6. 南京工学院、天津大学, "预应力混凝土梁的抗剪强度计算" 《钢筋混凝土结构研究报告选集》(2), 中国建筑工业出版社, 1981年9月。
7. 铁道部, "铁路工程技术规范" 第二篇桥涵, 人民铁道出版社, 1975年。
8. "钢筋混凝土结构设计规范 (TJ10-74)", 中国建筑工业出版社, 1974年。
9. 交通部, "公路预应力混凝土桥梁规范", 人民交通出版社, 1979年。