

劲性砼柱端部轴力扩散性能 的试验研究

孙国良 王英杰

(土建系)

提 要: 本文主要对劲性砼柱端部型钢与砼的粘结力, 栓钉传递力的扩散性能进行系统研究。根据 22 个试件的试验结果, 指出了各种破坏形态及发生的条件, 分析了试件的受荷特性及工作机理, 并讨论影响力扩散性能的主要因素, 提出计算模式, 从而建立了力扩散范围的计算公式。与试验结果比较, 符合程度良好。

关键词: 混凝土柱, 力传递, 钢—砼组合柱

劲性砼柱较钢柱大大节省钢材, 且无锈蚀并具有防火能力。它较钢筋砼柱截面小, 给建筑以更多的使用空间和减轻地基承载。劲性柱除上述优点外, 还有: ①砼部分由于有了荷载的轴向压力这个予压应力, 使压弯组合柱截面受拉部分砼增加抗拉力, 从而使劲性柱增加了抗挠曲的承载力。②钢柱需要防止构件产生局部屈曲, 劲性柱受到周边砼干缩后的紧箍, 从而增加柱的刚度。③在多层结构中, 施工时首先竖立钢框架, 先以钢柱承受各楼层的施工荷载, 各层可以同时施工, 然后再将钢柱外包砼以承受全部建筑荷载, 大大加快施工进度, 且柱的钢筋砼部分施工较钢筋砼柱简易。④自 1923 年日本东京大地震后, 从实践看出, 劲性柱较普通钢筋砼结构有较大的吸震能力, 已普遍用于日本的多层与高层结构上。

关于劲性柱的设计国外已有深入的理论分析并制订有规范或规程。在组合结构的框架中, 梁柱间力的传递主要是通过柱端与梁端钢与钢的连接点。那么如何能在柱端部分使钢与砼间均匀的受力呢? 为什么高层建筑中组合柱端部还加焊栓钉连接件呢? 为此, 我们查阅了有关资料, 感到劲性柱端部力传递及扩散尚需要研究:

①力传递与扩散性能的工作机理, 并与多项试验结合, 所得结果能反映实际受力特性和物理意义;

②较全面系统地提出设计公式, 供实际应用。

1 试验研究

1.1 试验内容及试件情况

试验包括埋入砼的型钢粘结试验, 栓钉分别布置在翼板和腹板上的压力扩散试验, 以

①收到日期: 1989.04.10

及与之相应的栓钉抗剪推出试验。主要研究栓钉个数, 砼覆盖层厚度, 栓钉位置及箍筋用量对力扩散性能的影响, 了解力扩散范围的工作机理, 并建立计算模式。

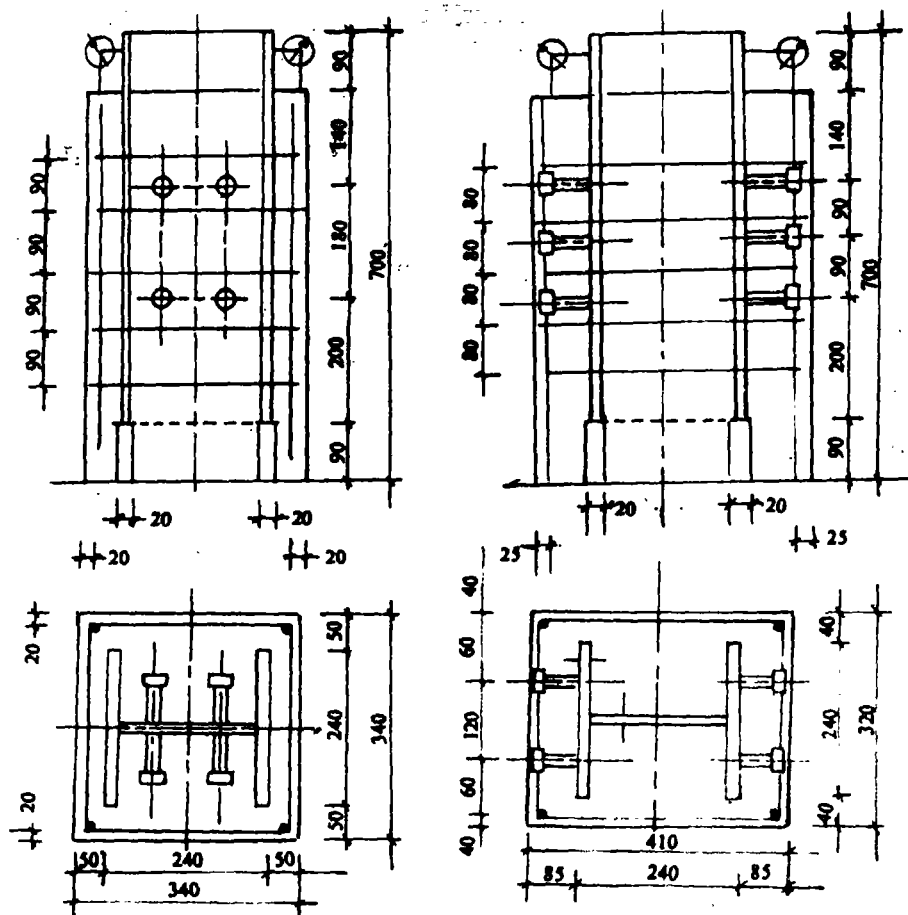
试件分五类, 共 22 个, 主要特征见表 1, 试件构造: 压入力扩散试件共十六个见图 1, 压力机工作台上加载示意图 2, 推出试验共 6 个供前者参考, 图形见参考文献[6]图 3-5(A~C)。

表 1 试件特征

试验类型	试件号	栓钉位置 及个数		配筋情况	砼覆盖层厚度(mm)		纵 筋	砼强度 N/mm^2
					C_r	C_r		
压 入 力 扩 散 试 验	I / 1	无 栓 钉		0	85	70	6 ϕ 12	54.18
	I / 2			7 ϕ 6.5@70	85	70	6 ϕ 12	36.40
	I / 3			0	85	50	/	54.18
	I / 4			7 ϕ 6.5@70	85	50	6 ϕ 12	49.56
	II / 1	腹 板	4	4 ϕ 6.5@90	85	50	6 ϕ 12	49.56
	II / 2		4	6 ϕ 8@90	85	50	6 ϕ 12	35.10
	II / 3		8	4 ϕ 6.5@90	85	70	6 ϕ 12	48.94
	II / 4		8	6 ϕ 8@90	85	70	6 ϕ 12	35.10
	III / 1	翼 板	8	5 ϕ 6.5@80	85	70	6 ϕ 12	49.56
	III / 2		12	5 ϕ 8@80	85	70	6 ϕ 12	35.10
	III / 3		12	8 ϕ 6.5@70	85	70	6 ϕ 12	54.18
	III / 4		8	6 ϕ 8@90	85	70	6 ϕ 12	36.40
	III / 5		12	5 ϕ 6.5@80	85	50	6 ϕ 12	35.10
	III / 6		8	5 ϕ 8@80	85	50	6 ϕ 12	54.18
	III / 7		8	8 ϕ 6.5@70	85	50	6 ϕ 12	36.40
	III / 8		12	6 ϕ 8@90	85	50	6 ϕ 12	36.40
推 出 试 验	A / 1	翼 板	4	/	/	/	/	49.56
	A / 2		4	/	/	/	/	48.94
	A / 3		4	/	/	/	/	36.14
	B / 1	腹 板	4	/	0	75	/	48.94
	B / 2		4	/	0	75	/	48.94
	B / 3		4	/	0	75	/	48.94

1. 2 材料特征及加载方案

所有压入试验试件均用 3[#] 钢拼焊的 H 型钢, 栓钉为 $\Phi 18 \times 75$, 其屈服强度为 $518 N/mm^2$ 。箍筋采用的是冷拉 I 级钢 $\Phi 6.5$ (实测为 $\Phi 6.3$) 及 $\Phi 8$, 屈服强度分别为 $438.6 N/mm^2$ 和 $380 N/mm^2$ 。砼使用普通硅酸盐水泥, 中级砂子, 水灰比为 0.46。砼试块(100×100×100)和试件一起养护到试验, 其强度值见表 1。



a) 栓钉位于腹板上

b) 栓钉位于钢翼板上

图1 压入力扩散典型试件

所有试件试验均在 500^t 三轴试验机上进行, 使电测位移计与 X-Y 函数仪相连, 测得荷载——相对滑移曲线。试验加荷装置如图 2。部分型钢翼缘、栓钉、箍筋和砼表面上贴有应变片, 应变值均由 YJ-5 型静态应变仪输出。

予加百分之十的计算破坏荷载后, 荷载分十级加至破坏。在每级稳定后读数并观察现象。每个试件试验大约 120 分钟完成。

1.3 主要试验结果

各试件的砼初裂荷载, 极限荷载, 失效后平稳残余荷载和达到极限荷载时试件的滑移量 W_u 见表 2。

I 类试件是纯粘结试验, 为了防止发生

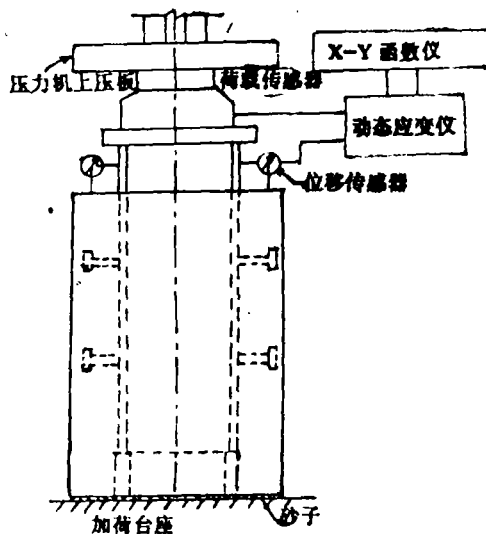


图2 试验装置示意图

突然破坏, 采用了“全曲线”的方法进行加荷。典型的荷载—相对滑移曲线如图 3, 试验结果表明: 配置箍筋对极限荷载提高不明显, 但可以提高极限荷载后残余的抵抗力, 并起到限制裂缝宽度的作用。

表 2 试验结果

试件号	初裂荷载 (KN)	极限荷载 (KN)	平稳残余荷载 (KN)	W_u (mm)	破坏形态
I / 1	715.4	764.6	406.7	0.6	粘结
I / 2	686.0	686.0	548.8	0.9	粘结
I / 3	637.0	730.1	406.7	0.4	粘结
I / 4	617.4	632.1	455.7	0.3	粘结
II / 1	588.0	882.0	392.0	8.0	栓钉
II / 2	490.0	862.4	416.0	8.5	栓钉
II / 3	784.0	1445.0	401.8	6.2	栓钉
II / 4	784.0	1513.2	392.0	6.6	栓钉
III / 1	686.0	1259.3	/	4.4	箍筋
III / 2	784.0	1435.7	/	2.7	箍筋
III / 3	1225.0	1793.4	/	3.7	箍筋
III / 4	784.0	1274.0	/	3.3	箍筋
III / 5	686.0	1342.6	/	2.4	箍筋
III / 6	588.0	1274.0	/	2.5	栓钉
III / 7	637.0	1323.0	/	6.3	栓钉
III / 8	784.0	1470.0	/	4.3	砼斜压
A / 1	588.0	588.0	/	6.3	栓钉
A / 2	539.0	539.0	/	4.0	砼劈裂
A / 3	441.0	475.3	/	2.0	砼劈裂
B / 1	784.0	847.7	220.5	6.7	栓钉
B / 2	637.0	837.9	196	7.5	栓钉
B / 3	784.0	784.0	196	6.7	栓钉

II 类试件典型的荷载—相对滑移曲线如图 4。经过试验后破开试件, 典型分析表明极限荷载后腹板上的栓钉全部被剪断了。

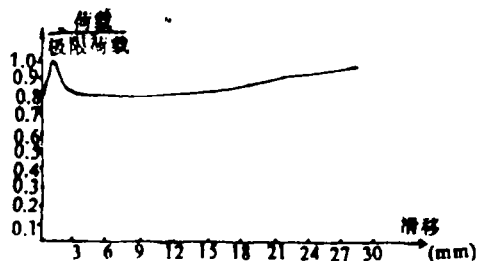


图 3 I 类试件荷载—滑移曲线(I / 1)

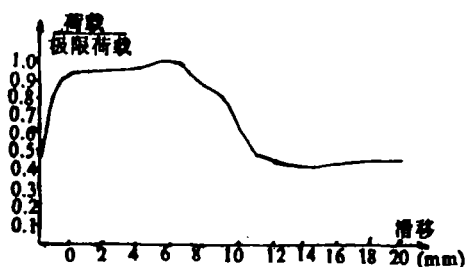


图 4 II 试件荷载—滑移曲线(II / 1)

Ⅲ类试件在低级荷载作用下工作特性与Ⅱ类试件相似。其典型的荷载—相对滑移曲线如图5。初始时,都是由粘结和栓钉共同抗剪,微小的滑移导致了粘结力失效。从力扩散范围中的裂缝分布(见图10)也可以清楚地了解砼的受力情况。

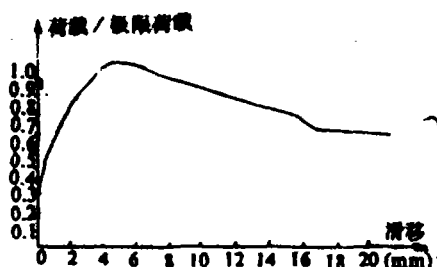


图5 Ⅲ类试件荷载—滑移曲线(Ⅲ/8)

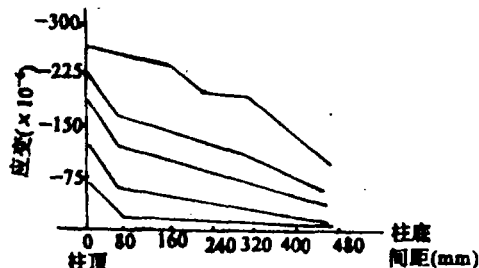


图6 I类试件(I/3)钢翼缘的应变分布

推出试验: A类试件栓钉焊在钢两翼表面; B类试件栓钉焊在钢腹板两侧, 工作特性与Ⅱ类试件类同。

2 工作机理分析

2.1 I类试件

在试件的顶部, 砼中的应力为零, 而型钢中的应力较大。粘结应力在试件顶部则相当大, 因为相对滑移(趋势)较大。但是粘结应力在砼表面与型钢交接表面上明显地表现为面上的剪应力, 这样在顶部附近会引起粘结应力的剧烈突变, 而在型钢底面钢的应力及粘结应力均为零。

H型钢翼缘板上的应变分布为粘结机理提供了一个侧面依据。在较低荷载时, 分布在整个长度的应变值接近于一个典型的指数函数, 但在高荷载接近于极限荷载时分布在整个长度上的应变接近于线性变化, 如图6。本试验中加荷自始至终型钢都保持着弹性, 那么某段型钢轴力的差就是粘结力。在整个具有粘结应力的边长上和随长度变化的粘结应力可以由测得的应变读数和平衡条件得出。

在通常荷载时型钢应变分布几乎是指数分布的, 则与应变分布相应的型钢应力也是指数分布, 可以认为粘结力就是型钢轴力的导数, 那么粘结应力也应是指数分布。当加荷至邻近极限状态时, 钢翼应变分布接近于直线变化而粘结应力在整个埋入长度上接近于常量。注意这个过程都是在极小的相对滑移情况下发生的。

从表2可以看出这类不用栓钉的试件依靠型钢与砼的自然粘结力承受轴压力, 特别是砼凝固后将核心型钢紧紧裹住。初裂荷载值与极限值很接近, 在这种程度的荷载下, 可以不用加强抗力的栓钉。试件I/4在滑移达

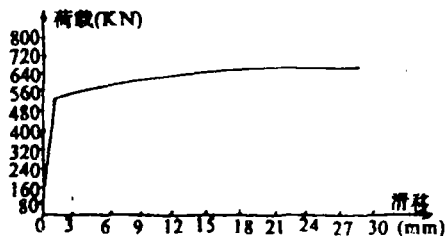


图7 试件(I/4)重新加载的荷载—滑移曲线

到 0.3mm 后, 卸荷重新加荷, 其荷载—滑移曲线如图 7。

2.2 II 类试件及 B 类试件

从下文分析可以看出, 由于栓钉的作用受腹腔约束的砼在翼缘内侧产生了更高的摩擦力, 从而导致了较高的破坏荷载。另外, 由于箍筋的存在, 在粘结失效后型钢翼外侧与砼之间也存在摩擦剪力。

2.3 III 类试件

在低级荷载作用下, 粘结和栓钉共同传递荷载占很大一部分, 因为相对滑移很小。随着滑移增大, 粘结失效了, 荷载就由栓钉及摩擦剪力来传递。

对于栓钉少, 砼级别较高, 箍筋量较多的情况会出现栓钉剪断而失效; 栓钉数量相对较多, 箍筋较少的情况下, 极限荷载到达时箍筋就屈服了; 当栓钉较多、箍筋适当, 砼强度较低或砼覆盖层厚度较小时, 就会发生砼斜压破坏。这就是第 III 类试件破坏的三种主要模式。

观察知, III 类试件腹板腔中与 I、II、B 类一样, 在极限荷载下都出现砼与腹板的分离, 但与翼板内侧的接触是紧密的, 这说明此面上摩擦剪力是存在的。

从以上三类试件分析可知: 影响力扩散区域工作性能的主要因素有: 砼强度, 箍筋用量, 栓钉个数及承载力, 砼覆盖层厚度和型钢的表面情况等。

3 计算公式及与试验结果比较

3.1 计算公式的建立

3.1.1 I 类试件

① 砼覆盖层无开裂时粘结应力值

笔者采用 C.W.Roeder 的试验结果^[5], 对有关数据进行通过原点的直线最小二乘回归得:

$$\tau_b = 0.5644f_t \quad (\text{N/mm}^2) \quad (1)$$

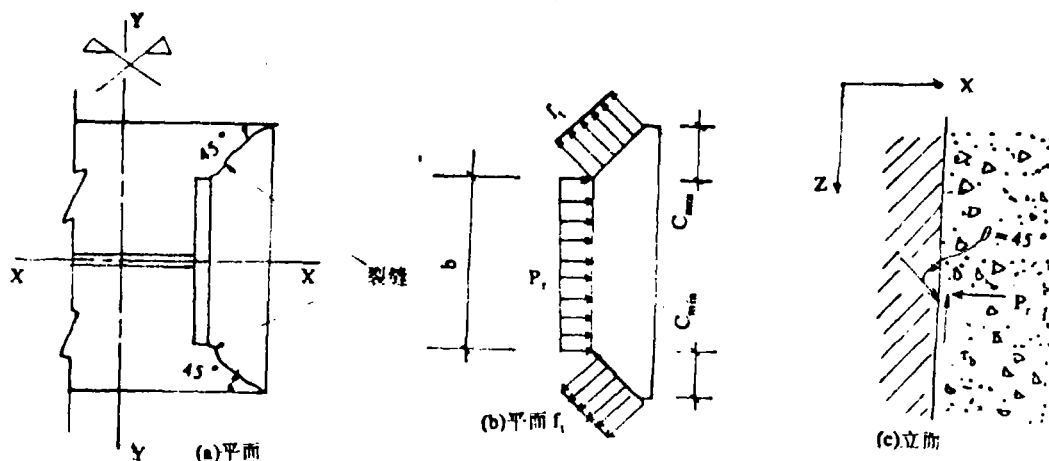
式中 τ_b 为平均在翼缘边长上的粘结应力; f_t 为砼抗拉强度。回归离散率为 $v=0.17$ 。

② 临界覆盖层厚度

当砼覆盖层厚度较小时, 砼的开裂势必影响粘结强度的大小。所谓临界覆盖层厚度即是砼不开裂而降低粘结应力强度的最小覆盖层厚度。假定: a) 开裂面的砼均达到抗拉强度 f_t ; b) 翼缘对砼的挤压力均布在翼缘上; c) 粘结应力失效前型钢向砼中扩散力的角度是 45° ; d) 砼沿翼缘肢脚 45° 方向开裂。由图 8 计算简图结合平衡条件并考虑有一定保证率得:

$$(C_{\min})_{cr} = \frac{1}{3}b \quad (2)$$

式中: $C_{\min} = \min(C_x, C_y)$, C_x 、 C_y 分别为 X、Y 方向上砼的覆盖层厚度; b 为 H 型钢翼缘宽度。

图8 $(C_{min})_{cr}$ 的计算简图

③ $C_{min}/b < \frac{1}{3}$ 时粘结应力强度的计算。

由以上分析知当 $C_{min}/b \geq \frac{1}{3}$ 时, 粘结应力就取式(1)。当 $C_{min}/b < \frac{1}{3}$ 时, 由于砼开裂会影响到粘结强度, 经分析取:

$$\tau_b = 0.282f_t [1 + 9(\frac{C_{min}}{b})^2] \quad (3)$$

④ 摩擦剪应力

摩擦剪应力是本文特有一个名词, 它就是当粘结失效后存在于型钢与砼之间的摩擦力在交接面上产生的剪应力, 也就是构件经过最大承载力后平稳段的残余承载力, 几乎与砼强度无关。由本试验和 C.W.Roeder 试验中有关残余承载力值经回归分析得:

$$\begin{cases} \tau_{a0} = 1.372 \text{ N/mm}^2 & (\frac{C_{min}}{b} \geq \frac{1}{3} \text{ 时}) \\ \tau_{a1} = 0.867 \text{ N/mm}^2 & (\frac{C_{min}}{b} < \frac{1}{3} \text{ 时}) \end{cases} \quad (4)$$

式中 τ_{a0} , τ_{a1} 分别为考虑砼不开裂, 开裂时的摩擦剪应力。

⑤ 利用粘结应力进行扩散的计算式:

仅用粘结力进行力扩散时, 取力扩散长度不大于短边长度 b_y 的 2 倍, 得极限扩散能力:

$$P_u = \tau_b l \cdot l_1 \quad (5)$$

式中: P_u 为极限扩散能力; l 为翼缘的总边长, 即 $l = 4b$; l_1 为力扩散的计算长度 $l_1 < 2b_f$ 。

3. 1. 2 A 类试件——栓钉承载力的确定

根据所做 A 类试验证明, 可以应用我国钢结构新规范 GBJ17-88 中的有关计算式, 或应用 K.Roik 等人建议的栓钉极限承载力公式:

$$Q_u = \alpha 0.25d^2 \sqrt{f_{cu} E_c} \quad (6)$$

式中折减系数 α 采用 0.8。

3.1.3 II类及B类试件

根据 K. Roik 等人结论及本次的试验结果取栓钉的力扩散角 $\theta = 45^\circ$, 并取栓与型钢翼表面的摩擦系数 $\mu = 0.5$, 得极限扩散能力:

$$P_u = n \cdot Q_u + n' \frac{1}{2} Q_u + 2l_1 b \tau_u \quad (7)$$

式中: n 为工字钢腹板上栓钉的总个数; n' 为靠近翼板的栓钉个数, 当只有一排栓钉时 $n' = 2n$, τ_u 为栓与型钢之间的摩擦剪应力; l_1 为扩散区域的计算长度, 取:

$$l_1 = 5d + m'S_y + \frac{1}{2} b_y \leq 2b_y \quad (8)$$

其中: d 为栓钉直径; S_y 为栓钉纵向间距; b_y 为组合柱 Y 轴方向的边长. m' 为一侧栓钉的横排数.

3.1.4 III类试件

①栓钉失效

栓钉失效时, 极限扩散能力 $P_{s,u}$ 为栓钉的纯抗剪力 and 翼缘内侧与栓之间摩擦剪力之和:

$$P_{s,u} = n \cdot Q_u + 2l_1 b \tau_{s0} \quad (9)$$

②箍筋失效

采用如图 9 的计算模式得:

$$P_{t,u} = \frac{m \cdot 4A_t f_{ty}}{\tan \theta} + 2l_1 b \tau_{s0} \quad (10)$$

式中 m 为一侧栓钉的纵排数; A_t 为力扩散区域中箍筋的总截面积; θ 为力扩散角, $\theta = 30^\circ$.

③栓斜压失效

这种失效形式的特征是, 在起决定性作用的覆盖厚度为 C_y 的断面上达到了栓的抗压强度, 采用图 10 的计算模式:

$$P_{c,u} = m \cdot 4 \cdot \frac{1}{2} \cdot f_c \sin 2\theta C_y l + 2l_1 b \tau_{s0} \quad (11)$$

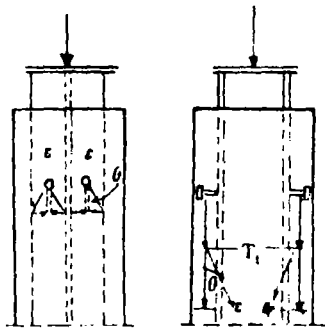


图 9 箍筋失效的计算模式

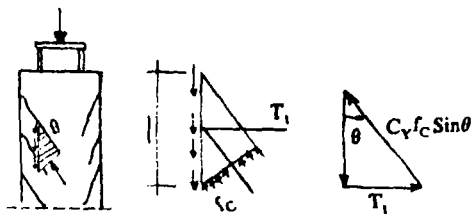


图 10 栓斜压失效的计算模式

④ III类试件中, 栓钉与箍筋的最佳配比关系.

在砼强度有足够保证的前提下, 让:

$$P_{tu} = P_{tu} \quad (12)$$

得栓钉与箍筋的最佳配比关系为:

$$\frac{A_t}{n} = \frac{Q_u \tan \theta}{4 \cdot f_{ty} \cdot m} \quad (13)$$

此时要求砼强度级别不得小于:

$$f_{cu} = \frac{1.32 A_t f_{ty} \cdot m}{l_t C_y \sin^2 \theta} \quad (14)$$

3. 2 理论分析与试验结果比较见表 3

表 3 计算值与试验值比较

试件号	试验值 P_u' (KN)	理论导出公式 P_u^{c1} (KN)	建议设计公式 P_u^{c2} (KN)	P_u' / P_u^{c1}	P_u' / P_u^{c2}
I / 1	764.4	721	270	1.06	2.83
I / 2	686.0	745	285	0.92	2.41
I / 3	730.1	682	235	1.07	2.11
I / 4	632.1	695	254	0.91	2.49
II / 1	891.8	892	738	1.00	1.21
II / 2	862.4	808	654	1.07	1.32
II / 3	1445.5	1567	1140	0.92	1.27
II / 4	1513.2	1398	983	1.08	1.54
III / 1	1259.3	1250	824	1.01	1.53
III / 2	1435.7	1619	1105	0.89	1.30
III / 3	1793.4	1818	1152	0.99	1.56
III / 4	1274.0	1274	946	1.02	1.35
III / 5	1342.6	1237	810	1.08	1.66
III / 6	1274.0	1370	106	0.93	1.27
III / 7	1323.0	1234	934	1.07	1.42
III / 8	1470.0	1507	1010	0.98	1.46
B / 1	847.7	810	594	1.05	1.43
B / 2	837.9	810	594	1.03	1.41
B / 3	784.0	810	594	0.97	1.32

3. 3 设计建议公式

对上述 3. 2 节中所导公式中的参数代以设计值, 并使回归的结果有 95% 的保证率, 即得设计建议公式如下:

3. 3. 1 组合结构完全靠型钢与砼间粘结力时:

① 仅靠粘结力进行力扩散时的扩散能力:

$$P_u = 4 \tau_b l_t b \quad (15)$$

②上式粘结应力强度:

$$\tau_b = \begin{cases} 0.4f_t & (\frac{C_{\min}}{b} \geq \frac{1}{3} \text{ 时}) \\ 0.2f_t[1 + 9(\frac{C_{\min}}{b})^2] & (\frac{C_{\min}}{b} < \frac{1}{3} \text{ 时}) \end{cases} \quad (16)$$

③摩擦剪应力值 (构件的残余承载能力):

$$\begin{cases} \tau_{a0} = 1.24 & \text{N/mm}^2 \\ \tau_{a1} = 0.68 & \text{N/mm}^2 \end{cases} \quad (17)$$

3.3.2 组合结构柱端部采用栓钉时:

①栓钉布置在腹板情况下的扩散能力:

$$P_u = nQ_u(1 + \frac{n'}{4n}) + 2l_t b \tau_a \quad (18)$$

②栓钉布置在翼板上进行力扩散, 构件的扩散能力:

$$P_u = \min(P_{au}, P_{tu}, P_{cu}) \quad (19)$$

其中:

$$\begin{cases} P_{au} = n \cdot Q_u + 2l_t b \tau_{a0} \\ P_{tu} = 7mA_t f_{ty} x + 2l_t b \tau_{a0} \\ P_{cu} = 1.7mf_c C_y l_t + 2l_t b \tau_{a0} \end{cases} \quad (20)$$

③栓钉位于翼缘上时, 栓钉与箍筋的最佳配比关系:

$$\frac{A_t}{n} = 0.144Q_u / (f_t, y, m) \quad (21)$$

通常使:

$$f_{cu} \geq \frac{5.28A_t f_{ty}}{l_t C_y} \quad (22)$$

设计建议公式与试验结果的比较见表3. 详见[7].

参 考 文 献

- [1] Beiblatt 1 Zu DIN 18806 Teil 1. Verbundkonstruktion, Verbundstutzen. Erläuterung en. Okt. 1981
- [2] K.Roik und H.Bode. Tragfähigkeit von Verbundstutzen Deutscher Stahlbautag Stuttgart art. 1976. (14 Okt)
- [3] K.Roik und G Hanswill Beifrag zur Bestimmungder Tragfähigkeit von Kopfbolzendube ln. Der Stahlban 10/1983
- [4] DIN 18806 Teil 1. Verbundkonstruktionen Verbundstutzen Entwurf Sep. 1981
- [5] Eurocode NO.4 Common Unified Rules for Composite & Concrete Structures. 1985

- 【6】 K.Roik und G.Honswille. Untersuchung zur Krafteinleitung bei Verbundstutzen mit einbetonierten stahlprofilen. Der stahlbau 12 / 1984
- 【7】 C.W.Roider. Bond stress of Embedded Steel Shapes in Concrete Composite & Mixed Construction. 1985
- 【8】 K.Roik und R.Bergmann. Zur Traglastberechnung von Verbundstutzen. Der stahlbau 1 / 1982
- 【9】 孙国良. 钢-砼组合柱. 郑州工学院土建系钢-砼组合结构资料. 第16期, 1987年6月
- 【10】 孙国良. 钢-砼组合梁及组合楼层结构. 郑州工学院土建系钢-砼组合结构资料第14期, 1986年10月
- 【11】 滕智明主编. 钢筋砼基本构件. 第二版, 清华大学出版社. 1984年4月
- 【12】 王英杰. 劲性柱端轴力扩散性能的试验研究. 郑州工学院硕士学位论文. 1988年4月

The study of Axial Load Transmission in the Top Section of Encased Columns

Sun Guoliang Wang Yingjie

Abstract: The paper studies the studs as the transsmission components of axial loading in the top section of encased columns, according to the results of 22 test pieces, they have different characters destroyed and their mechanics. The main factors of force distribution are discussed. The calculation models are suggested, and the calculation equations of force distributions are offered. They are in good agreement with the test results.

Keywords: concrete columns, force transmission, steel-concrete composite columns