

剪力连接件在钢—混凝土 组合梁中的实际工作性能*

聂建国 卫 军

(郑州工学院土建系)

摘 要: 本文通过钢-砼组合梁的试验,研究了成组剪力连接件的实际工作性能和承载能力。提出了利用试验结果计算剪力连接件实际承载力的方法。试验和计算表明剪力连接件在组合梁中的实际承载力比推出试验得到的承载力要高(8~35%)。本文研究表明我国《钢结构设计规范》(GBJ17-88)所建议的槽钢和栓钉剪力连接件承载力计算公式是偏于安全的。

关键词: 组合梁, 成组连接件, 承载力

中国图书分类号: TU323

剪力连接件的工作性能和极限承载力与钢-混凝土组合梁的设计密切相关。关于剪力连接件的研究,已有不少文献报道^[1, 2, 3],但现有的剪力连接件承载力计算公式及有关基本性能的结论都是根据推出试验而得到的。众多学者指出,推出试验结果用于组合梁的设计是偏于安全的,即剪力连接件在组合梁中的实际承载力比推出试验得到的承载力要高,至于提高的程度尚无定论。笔者认为,由于在推出试验中剪力连接件的工作性能和组合梁中成组剪力连接件的工作性能之间存在一些差异,因此直接通过组合梁试验来考察连接件在组合梁中的实际性能,并定量分析其承载力提高程度,对了解连接件在组合梁达到极限状态时的强度储备,进行组合梁的设计和强度校核是有益的。

1 试验研究

为了充分地表现剪力连接件在组合梁中的实际性能,笔者按照不完全剪力连接设计了三根钢-混凝土组合梁试件。不完全剪力连接设计的基本思路是,先根据简化塑性理论^[4]计算出在极限弯曲状态时跨中截面钢梁的拉力

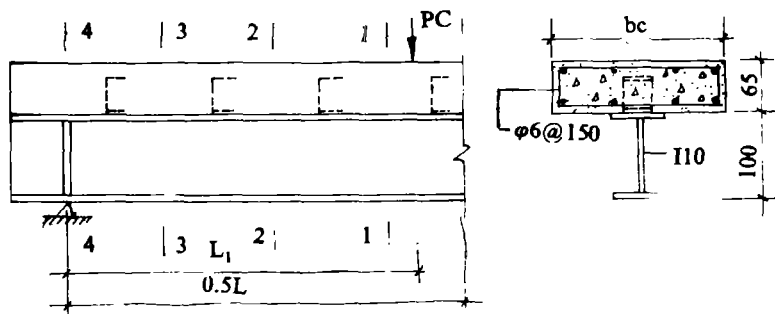


图1 试件详图

* 收稿日期: 1990.04.10

T, 由剪力跨钢梁的平衡条件有: $n = T / V_u$ (这里采用了剪力连接件具有充分重分布剪力性能的假定, 它已被试验所证实), V_u 为单个连接件的计算承载力; n 为按照完全剪力连接在剪力跨所需剪力连接件的个数; 不完全剪力连接只需在剪力跨布置 n' 个连接件, $n' < n$ 。试件见图 1 所示。试件参数见表 1 所示。L 为梁的净跨长度; L_1 为剪力跨长度; b_c 为混凝土翼缘宽度; L_c 为槽钢连接件的长度; f_{cy} 和 f_y 分别为槽钢和钢梁的屈服强度; f_{cu} 为混凝土立方体强度; n' 为剪力跨内连接件个数。表中长度单位均为 mm, 强度单位为 MPa, P_u 的单位为 KN。为了消除摩擦力的影响, 在浇注混凝土之前在钢梁上翼表面上涂刷机油并放置一层塑料薄膜。

表 1:

试件	L	L_1	b_c	L_c	f_{cy}	f_y	n'	f_{cu}	P_u
L1-1	1400	550	300	40	274	292	3	21	115
L1-2		550	300					19	110
L2-1		580	400					29	125

试件采用两点对称加载, 梁两端简支。为了精确求得剪力连接件的实际承载力, 在三个控制截面 (图 1 中的 1, 2, 3 截面) 沿钢梁高度设置了电阻应变片, 以便由应变分布求得钢梁的实际拉力。

典型的截面应变分布见图 2 所示。由图 2 可见, 在混凝土翼缘和钢梁之间存在滑移应变, 即混凝土翼缘底部和钢梁顶部的应变不等, 存在一应变差, 此应变差就是滑移应变。滑移应变随荷载的增大而增大。虽然在交接面上存在滑移应变, 但钢梁截面和混凝土截面的曲率在整个受荷过程中始终基本保持相同。在达到极限荷载时, 钢梁的 1-1 截面大部分已进入屈服状态, 达到了预期试验目的。引起滑移应变的原因是, 连接件在受力后要发生变形, 而连接件和其周围的混凝土是协调工作的,

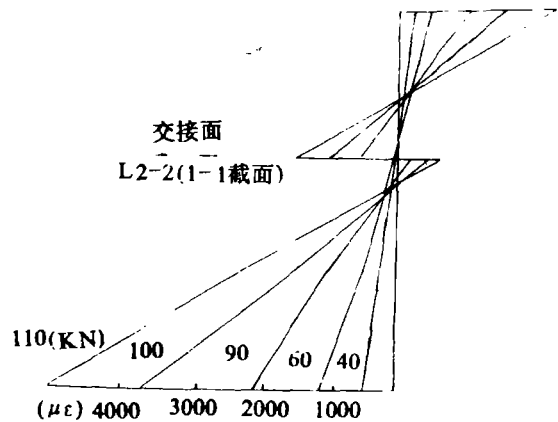


图 2 截面应变发展及分布

所以连接件的变形必将引起混凝土翼缘底部的变形。影响的结果是在交接面上产生相对滑移, 相对滑移沿剪力跨长度呈非常数的函数分布, 对相对滑移分布的函数求导数便可得到滑移应变。一般说来, 不完全剪力连接的组合梁, 其滑移应变随荷载增加发展较快。值得指出的是, 即使在完全剪力连接的组合梁中, 只要连接件属于柔性连接件, 交接面上的滑移应变总是存在的, 笔者的其他有关试验已证实了这一点。关于相对滑移和交互作用问题, 不是本文重点, 故在此不作详细讨论。

试验梁均属于混凝土翼缘纵向劈裂破坏, 即在荷载达到 $0.9P_u$ 时, 开始在混凝土翼缘上表面出现细小的纵向裂缝, 随着荷载的进一步增加, 此裂缝不断发展, 最后基本形成连

续贯通的纵向裂缝而宣告梁的破坏。由于钢梁的存在, 组合梁在纵向裂缝贯通后仍表现出承载力。在纵向裂缝出现后跨中截面的混凝土板上表面已基本达到了极限压应变。

2 理论分析及讨论

剪力连接件在钢-混凝土组合梁中的实际承载力可以通过间接方法来确定, 由于采取了消除交接面摩擦力的措施, 故只需求出连接件两侧钢梁截面中的拉力 T_i 和 T_{i-1} 见图 3 所示, 连接件实际极限承载力可按下式计算:

$$V_u = T_i - T_{i-1} \quad (1)$$

精确计算 T_i 及 T_{i-1} ($i=1, 2, 3, T_4=0$) 至关重要, 为了计算 T_i , 可采用如下假设:

①, 钢梁截面在变形后仍保持为平截面, 即应变沿截面高度始终呈线性分布; ②, 钢梁为理想弹塑性体材料, 即 ε

$< \varepsilon_y$ (ε_y 为屈服应变) 时, 取 $\sigma = E\varepsilon$,

$\varepsilon > \varepsilon_y$ 时, 取 $\sigma = f_y$ 。为了计算方便, 将非矩形翼缘的工字钢面积等效简化成矩形翼缘工字钢。设在极限状态时, 钢梁截面的曲率为 φ , 钢梁底部应变为 ε_b , 则:

$$Kh = \varepsilon_b / \varphi \quad (2)$$

式中 Kh 见图 3 所示, 如果 $Kh > h_s$, 说明中和轴位于混凝土翼缘中, 如果 $Kh < h_s$, 说明中和轴位于钢梁中。根据假定, 对不同情况下 T 的计算公式推导如下:

2.1 $Kh > h_s$, 设 $y_1 = Kh - h_s$ 见图 3b:

2.1.1 $\varepsilon_b < \varepsilon_y$ 时, 有:

$$T = b_f t_f \varphi E (Kh - \frac{1}{2} t_f) + \int_{y_1}^{Kh-t_f} t_w \varphi y E dy + b_f t_f \varphi E (Kh - h_s + \frac{t_f}{2})$$

$$\because t_f < Kh, \text{ 取 } Kh - t_f \approx Kh$$

$$\therefore T = b_f t_f \varphi E (2Kh - h_s) + \frac{1}{2} t_w \varphi E [(Kh)^2 - y_1^2] \quad (3)$$

2.1.2 $\varepsilon_b > \varepsilon_y$ 时, 设中和轴钢梁屈服部分最近的距离为 y_2 , 则 $y_2 = \varepsilon_y / \varphi$

$$T = b_f t_f f_y + (Kh - y_2 - t_f) t_w f_y + \int_{y_1}^{y_2} t_w \varphi y E dy + b_f t_f \varphi E (Kh - h_s + \frac{t_f}{2})$$

$$\because Kh - h_s + \frac{t_f}{2} \approx y_1, \quad Kh - y_2 - t_f \approx Kh - y_2,$$

$$\therefore T = b_f t_f (f_y + y_1 \varphi E) + (Kh - y_2) t_w f_y + \frac{1}{2} \varphi E (y_2^2 - y_1^2) \quad (4)$$

2.2 $Kh \leq h_s$, 设 $y_1 = h_s - Kh$.

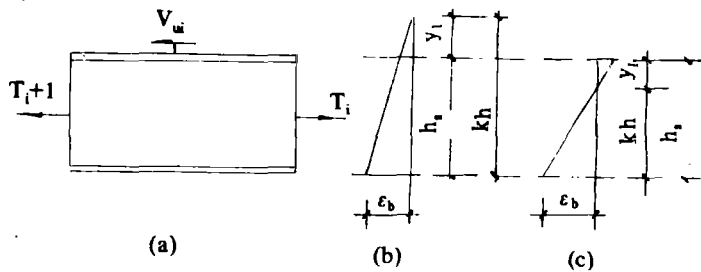


图3 计算模型

2.2.1 $\varepsilon_b \leq \varepsilon_y$ 时, 由类似推导和简化, 有:

$$T = b_f t_f \varphi E (K h - y_1) + \frac{1}{2} t_w \varphi E [(K h)^2 - y_1^2] \quad (5)$$

2.2.2 $\varepsilon_b > \varepsilon_y$ 时, 同样可以得到:

$$T = b_f t_f (f_y - \varphi y_1 E) + \frac{1}{2} t_w \varphi E (y_2^2 - y_1^2) + (K h - y_2) t_w f_y \quad (6)$$

在以上公式中, b_f , t_f , t_w 分别为钢梁翼缘的宽度、厚度和腹板的厚度。由于试验测量的误差, 实测应变分布并不真正 (实际上也不可能) 在同一条直线上, 但可取:

$$\varphi = (\sum_{i=1}^m \varphi_i) / m \quad (7)$$

$$\varphi_i = (\varepsilon_b - \varepsilon_i) / h_i \quad (8)$$

式中 m 为沿钢梁截面高度布置的应变测点个数减 1, ε_i 为第 i 测点的应变值, h_i 为第 i 测点到钢梁底部的距离。将公式(1)到(8)编成计算机程序, 将测试结果输入进行计算, 其结果列于表 2 所示。表 2 中的 T_1 、 T_2 和 T_3 分别代表图 1 中的 1-1, 2-2, 3-3 截面钢梁的拉力, 由公式(1), 可以得到:

$$V_{u1} = T_1 - T_2 \quad (9)$$

$$V_{u2} = T_2 - T_3 \quad (10)$$

$$V_{u3} = T_3 \quad (11)$$

$$V_{ua} = (V_{u1} + V_{u2} + V_{u3}) / 3 \quad (12)$$

表 2:

试 件	T_1 (KN)	T_2 (KN)	T_3 (KN)	V_{u1} (KN)	V_{u2} (KN)	V_{u3} (KN)	V_{ua} (KN)	$\frac{V_{ua}}{V_{u(3)}}$	$\frac{V_{ua}}{V_{u(7)}}$
L1-1	275	187	94	88	93	94	91.6	1.33	1.25
L1-2	265	180	92	85	88	92	88.3	1.35	1.29
L2-1	311	215	105	96	100	105	100.3	1.20	1.13

表 2 中的 $V_{u(3)}$ 和 $V_{u(7)}$ 分别代表根据文献[3]和文献[7]中 V_u 公式的计算结果。由表 2 可见, 剪力跨中成组连接件具有良好的剪力重分布性能。

笔者还对文献[5]中槽钢剪力连接件和文献[6]中栓钉剪力连接件的实际承载力进行了计算和分析。结果表明, 对于文献[5]报道的两根梁, 连接件的实际承载力与 $V_{u(3)}$ 之比分别为 1.25 和 1.15, 对于文献[6]报道的采用栓钉连接件的六根梁, V_u 的试验值与 $V_{u(7)}$ 之比在 (1.08-1.20) 之间变化。

3 结 论

3.1 利用本文建议的有关公式和试验结果, 可以较精确地计算钢-混凝土组合梁中剪力连接件的实际承载力。

3.2 试验和计算结果表明, 剪力连接件在组合梁中的实际极限承载力比推出试验得到的极限承载力要提高 8%~35%。

3.2 在正常横向配筋情况下, 我国《钢结构设计规范》(GBJ17-88) 建议的有关栓钉和槽钢剪力连接件极限承载力公式是偏于安全的。

参 考 文 献

- (1) Colin Davies, Small-Scale Push-Out Tests on Welded Stud Sheer Connectors, Concrete, September, 1967
- (2) Slutter R.G., Shear Strength of Stud Connectors in Lightweight and Normal-Weight Concrete, AISC, September, 1971
- (3) Nie Jianguo and Sun Guoliang, Experimental investigation of channel shear connectoers for composite steel-concrete beams, Proceedings of the international speciality conference on composite structures, Harbin, China, August, 1988
- (4) Slutter R.G. and Driscoll G.C., Flextural Strength of steel-concrete beams, Journal of Strutural Division, ASCE, No.ST4, April, 1965
- (5) 郑州工学院钢-混凝土组合结构科研组. 钢-混凝土组合梁的试验研究. 郑州工学院学报, 第2期, 1982年
- (6) 王聚厚. 简支钢-混凝土叠合板组合梁基本性能的试验研究及理论分析. 研究生毕业论文, 郑州工学院, 1989年5月
- (7) 钢结构设计规范国家标准管理组. 钢结构设计规范(GBJ17-88). 北京, 1988年

Real Behaviour of Shear Connectors in Composite Steel-Concrete Beams

Nie Jianguo Wei Jun

(Zhengzhou Institute of Technology)

Abstract: Experiments of composite steel-concrete beams were carried out and analysis was made to investigate the behaviour and the capacity of a group of shear connectors in composite beams. An approach to predict the real capacity of shear connectors in compotit beams by using the test results is made. Test results and predictions show that the capacity of connectors gives by beams tests is higher 8%~35% than that given by push-out tests. Results given by this paper have shown that the suggested equations for stud and channel shear connectors in the code of steel structures (GBJ17-88) of P.R. China are conservation to safety.

Keywords: Composite beams, a group of connectors, real behaviour, experiment