

# 压型钢板肋中栓钉连接件的 静力强度计算

杨卫忠

(郑州工学院土建系)

**摘 要:** 本文从分析带压型钢板的栓钉剪力连接件的推出试验破坏形态入手, 提出一简化的计算模型, 由平衡条件导出了计算栓钉连接件的静力强度计算公式。该公式与国际上较为流行的公式相比, 具有概念明确、形式简单等优点, 而且试验值与计算值吻合很好。

**关键词:** 组合结构, 剪力连接件, 强度

**中图分类号:** TU31

从压型钢板作为永久模板而发展形成的组合楼层结构, 由其具有施工速度快、节省模板等优点而广泛应用于工业与民用建筑中。而保证该结构具有良好的共同工作的关键是组合板(即压型钢板与砼组成的板)与钢梁之间的剪力连接件。在众多连接件形式中, 以粗头栓钉的“焊接速度快、施工质量易保证”而最为普遍采用。文献[1][2]的试验研究表明: 连接件的静力强度是影响压型钢板组合梁的极限弯矩和疲劳寿命的主要因素。因此, 正确计算连接件的静力强度十分重要。

连接件的静力强度是通过推出试验来确定的, 即在一段工字钢二侧焊上连接件和压型钢板, 然后在二侧浇注砼板, 图1为文献[1][2]所采用的推出试验构件示意。

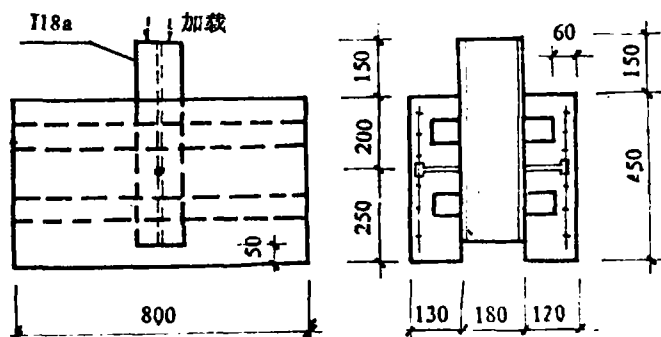


图1 推出件尺寸示意

收稿日期: 1992-09-25

国内外许多学者对带压型钢板的推出件中栓钉静力极限强度进行了专门研究。由于压型钢板有肋, 在组合截面中形成某些孔洞, 相应就具有不同的受力特点, 按压型钢板与支撑钢梁的相对位置分, 有压型钢板的肋与钢梁跨度方向垂直和平行二种, 图 1 即是压型钢板肋与钢梁相垂直的情况。对于压型钢板肋平行于钢梁的情况, 肋中栓钉的受力与普通砼板中栓钉受力相似, 而压型钢板肋垂直于钢梁的情况, 不同的学者提出有不同的计算公式, 参见文献[2], 在众多的计算公式中, 比较常采用的是以埋入普通砼板中栓钉静力强度  $Q_{sol}$  为基础, 再考虑压型钢板的肋形状参数和栓钉高度等因素的一个综合折减系数  $\alpha_m$ , 即

$$Q_{rib} = \alpha_m Q_{sol} \leq 0.7 \alpha_m A_s f_u \quad (1)$$

式中:

$$\alpha_m = \frac{0.85}{\sqrt{n}} \frac{\omega}{h_e} \left( \frac{h_s}{h_e} - 1 \right) \leq 1 \quad (2)$$

$Q_{rib}$ —压型钢板肋中单个栓钉静力强度;

$Q_{sol}$ —砼实板中单个栓钉静力强度;

$n$ —单个肋中栓钉个数; ( $n \geq 3$ )

$\omega$ —压型钢板肋平均宽度,  $\omega = \frac{\omega_1 + \omega_2}{2}$ ;

$\omega_1$ 、 $\omega_2$ —压型钢板肋的上、下底宽度;

$A_s$ —栓钉杆截面积;

$f_u$ —栓钉极限抗拉强度;

$h_e$ —压型钢板肋高度;

$h_s$ —栓钉的总高度。

有关砼实板中栓钉连接件静力强度计算可参考文献[3], 该公式在国内外比较一致, 此处从略, 本文主要讨论压型钢板肋与钢梁垂直的情况下的栓钉静力强度计算。

许多研究者的研究表明<sup>(1)(4)(5)</sup>, 用(1)式计算的  $Q_{rib}$  并不十分可靠, 通常过高地估计了连接件的静力强度, 笔者对他们的试验研究结果及埋在普通砼板中栓钉的推出试验结果<sup>(7)</sup>分析发现, 这二种推出试验具有不同的破坏形态, 尤其在规范允许的  $h_s/d > 4$  范围内, 带压型钢板的推出件多发生砼肋的剪切破坏, 而普通砼实心板的推出件则多发生栓钉屈服、砼板的压溃或劈裂等破坏形态, 显然, 公式(1)带有经验性, 并不能很好地反映栓钉的静力强度, 为此, 笔者从分析上述试验的破坏形态入手, 利用平衡条件建立了计算压型钢板肋中栓钉静力强度计算公式。

## 1 $Q_{rib}$ 的计算

### 1.1 计算模式

带压型钢板的推出试验表明, 随着外加荷载的增加, 在栓钉顶部出现了向肋二边发展的斜裂缝, 并沿平行肋的方向发展, 达到极限荷载时, 形成一个以栓钉为高度的锥体, 锥

体的底边长约为 2—3 倍的栓钉高度, 宽度即为压型钢板的底肋宽度, 即由栓钉顶部近似沿  $45^\circ$  方向向平行于肋方向扩散, 锥体底面近似为四边形, 其形状近似与该侧发生砼肋破坏的数量有关<sup>(1)(4)</sup>。为了方便计算, 对破坏锥体作如下假定:

- (1) 破坏锥体是由栓钉顶部以  $45^\circ$  方向沿平行肋方向扩散而成, 其三视投影如图 2。
- (2) 忽略砼板与钢板与钢板之间的粘结力。

下面以肋中仅有一个栓钉为例来推导其静力强度计算公式。

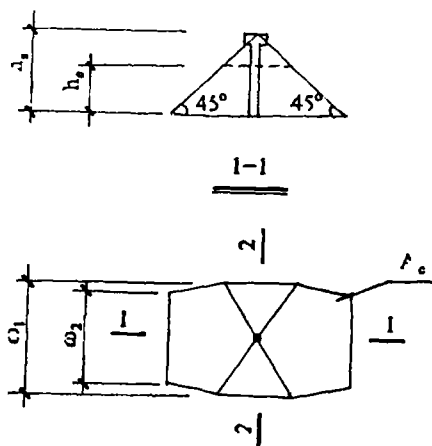


图 2 破坏简化模型

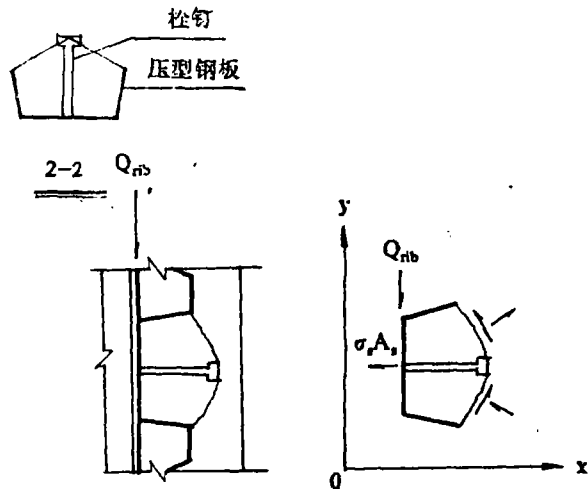


图 3 受力图与等效图

取出破坏锥面, 由受力分析知, 其面上应力分布如图 3, 该面上不仅存在剪应力, 而且还存在正应力, 而且各种应力并不均匀分布。为了消除应力分布不均匀的影响和破坏锥面不规则的影响, 采用等效的原则, 即将其破坏锥面投影于荷载方向, 得到其投影平面 (如图 2), 在此平面上有剪应力和正应力, 设此投影平面上的平均剪应力和平均正应力分别为  $\bar{\tau}$  和  $\bar{\sigma}$ , 栓钉中的拉应力为  $\sigma_s$ , 锥体投影面积为  $A_c$ , 栓钉截面积为  $A_s$ , 由平衡条件得:

$$\sum x = 0 \quad \sigma_s A_s - \bar{\sigma} A_c = 0 \quad (3)$$

$$\sum y = 0 \quad Q_{nb} - \bar{\tau} A_c = 0 \quad (4)$$

由 (4) 式得:

$$Q_{nb} = \bar{\tau} A_c \quad (5)$$

(3)、(4) 式表明: 作用于投影面上的正应力合力和栓钉中拉力相平衡, 剪应力的合力与该栓钉的  $Q_{nb}$  相平衡。对砼这种脆性材料, 当砼中产生的拉应变超过其极限拉应变时, 即发生砼的破坏。确定砼的剪切强度是个较复杂的问题<sup>(8)</sup>, 因此, 对于  $\bar{\tau}$ , 我们不妨假定它是砼的纯剪引起的, 由莫尔强度理论知, 由纯剪引起的主拉应力和主压应力在数值上相等, 而砼发生破坏时, 主拉应力即为砼的抗拉强度  $f_t$ , 即:

$$\bar{\tau} = \sigma_1 = f_t \quad (6)$$

将(6)式代入(5)式, 得:

$$Q_{rib} = f_t A_c \quad (7)$$

因此, 计算栓钉  $Q_{rib}$  的问题转化为求栓抗拉强度与投影面积  $A_c$  的问题。

## 1.2 $f_t$ 、 $A_c$ 的确定

### 1.2.1 $f_t$

不同的试验方法有不同的结果<sup>(8)</sup>, 国内外普遍采用的是费烈公式, 即:

$$f_t = 0.2336 f_{cu}^2 \quad (8)$$

式中:

$f_{cu}$  —— 砼立方体强度 ( $N/mm^2$ ).

本文也引用这一结论。

### 1.2.2 $A_c$

由上节的计算假定, 从图 2 中可方便地求出单个栓钉时的破坏锥体的投影面积, 用  $A_c(SS)$  表示, 即

$$A_c(SS) = (\omega_1 + \omega_2)h_e + 2(h_s - h_e)\omega_1 \quad (9)$$

由 (7) 式得单个栓钉的  $Q_{rib}$ , 即

$$Q_{rib} = A_c(SS)f_t \quad (7a)$$

## 1.3 公式推广

(7) 式不仅适用于肋中具有单个栓钉的情形, 也同样适用于肋中具有多个栓钉的情形。对肋中具有 1 个以上栓钉时, 由上节假定 (1) 知,  $A_c$  仅与平行于肋方向的栓钉间距  $S$  有关, 而与垂直于肋方向的栓钉间距无关。设平行于肋方向的栓钉间距为  $S$ , 对具有  $S$  的二颗栓钉情形, 由  $S$  的不同而有可能出现图 4 所示的三种情形, 相应的投影面积  $A_c$  (用  $A_c(ds)$  表示) 计算公式如下:

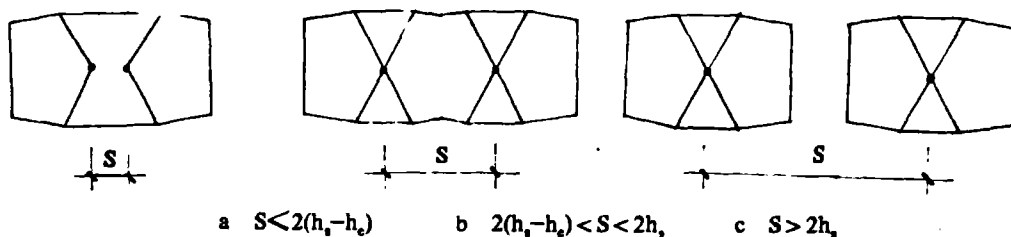


图 4 栓钉间距对投影面积影响

当  $S < 2(h_s - h_e)$  时 (图 4a)

$$A_c(ds) = A_c(SS) + S\omega_1 \quad (9a)$$

当  $S > 2h_s$  时 (图 4c)

$$A_c(ds) = 2A_c(SS) \quad (9b)$$

当  $2(h_s - h_e) < S \leq 2h_s$  时 (图 4b), 由内插法得:

$$A_c(ds) = 2A_c(SS) - \frac{2h_s - S}{2h_s} [A_c(SS) - 2(h_s - h_e)\omega_1] \quad (9c)$$

式(9c)也可按式(9a)近似计算, 因为在  $S = 2(h_s - h_c)$  与  $S = 2h_s$  这两个极限之间, 用式(9a)和用式(9c)计算所得的  $A_c(ds)$  相差  $\Delta A_c(ds)$

$$\Delta A_c(ds) = 2(h_s - h_c)(\omega_1 - \omega_2)$$

而实际上  $S$  介于上述二分界之间, 其计算误差也比  $\Delta A_c(ds)$  更小, 但可使计算进一步简化。

由 (7) 式, 肋中单个栓钉静力强度  $Q_{rib}$  按平均值考虑, 即

$$Q_{rib} = \frac{1}{2} A_c(ds) f_t \quad (7b)$$

对于平行于肋方向具有多于 2 颗栓钉的情况, 可按上述二颗栓钉时的情况类推, 但实际结构中很少见。其余情况按此考虑, 将所得的总抗剪承载力  $\sum Q_{rib}$  平均分配给每一颗栓钉。

由此可见, 影响锥体投影面积  $A_c$  的因素除与肋形状参数 ( $\omega_1$ 、 $\omega_2$ 、 $h_c$ ) 和栓钉长度  $h_s$  外, 还与平行于肋方向的肋中栓钉间距有关, 而与肋中垂直于肋的栓钉间距无关。

#### 1.4 适用条件

公式(9a—c)是以砼肋发生剪切破坏, 并产生有完整的锥体时, 依据上节假定而导出的, 即栓钉每侧的砼板宽度必须不小于栓钉高度 ( $h_s$ ), 若有一侧不满足, 可按类似于二颗栓钉的情况考虑或按上节假定重新推导计算。

## 2 试验验证

### 2.1 计算结果

为了验证上节所导出的计算  $Q_{rib}$  的公式正确性, 笔者借助于国内外有关此类推出件的试验结果进行验证, 试件中单个肋中栓钉个数从 1 到 3, 其中, 单个肋中具有 3 颗栓钉的布置方式是以三角形布置, 平行于肋方向的间距为 50mm, 垂直于肋方向的间距为 55mm。推出件中每侧砼肋也从 1 个到 3 个。另外, 表中最后 18 个试件是栓钉一侧砼板宽度小于栓钉高度, 按单肋中二颗栓钉情况进行计算所得的单颗栓钉的  $Q_{rib}$ , 肋中栓钉一般位于肋中央, 但也有偏离肋中央线的情况。计算结果、试验参数、几何参数等均列于表 1 中, 其中  $QQ_{rib}^o$  表示试验结果值  $QQ_{rib,1}^o$ , 表示按公式(7)得的计算值。

表 1

序号	$f_{cu}$ (MPa)	$\omega_1$ (mm)	$\omega_2$ (mm)	$h_c$ (mm)	$h_s \times d$ (mm)	$n$ (个)	$S$ (mm)	$Q_{nb}^c$ (KN)	$Q_{nb,1}^c$ (KN)	$\frac{Q_{rb,1}^c}{Q_{rb}^c}$	$Q_{nb,2}^c$ (KN)	$\frac{Q_{rb,2}^c}{Q_{rb}^c}$	备注
1	34.20	150	130	70	110×18	3	50	36.70	32.08	1.144	30.38	1.208	资 料 来 源 于 文 献 [1]
2	32.59	150	130	70	110×18	3	50	36.70	31.06	1.818	30.13	1.218	
3	20.62	150	130	70	110×18	3	50	33.33	22.89	1.456	27.82	1.198	
4	30.50	150	130	70	110×18	2	50	41.00	44.58	0.920	44.68	0.918	
5	30.40	150	130	70	110×18	2	50	46.79	44.48	1.052	44.65	1.048	
6	34.20	150	130	70	110×18	2	50	42.50	48.12	0.883	45.58	0.932	
7	28.44	150	130	70	110×18	1	0	85.00	68.78	1.236	85.25	0.997	
8	21.09	150	130	70	110×18	1	0	76.00	56.35	1.349	80.92	0.939	
9	20.62	150	130	70	110×18	1	0	75.00	55.51	1.351	80.60	0.931	
10	28.98	70	50	70	110×18	2	50	20.00	19.28	1.037	30.64	0.653	
11	30.50	70	50	70	110×18	2	50	17.50	19.95	0.877	30.91	0.566	
12	28.98	70	50	70	110×18	2	50	18.50	19.28	0.959	30.64	0.604	
13	30.50	70	50	70	110×18	1	0	30.00	31.93	0.940	57.92	0.518	
14	27.49	70	50	70	110×18	1	0	22.50	29.79	0.755	56.88	0.396	
15	44.80	175	125	50	100×19	1	0	96.30	95.77	1.006	95.69	1.006	来 源 于 文 献[4]
16	44.80	175	125	50	100×19	1	0	96.20	95.77	1.005	95.69	1.005	
17	44.80	175	125	50	100×19	1	0	93.30	95.77	0.974	95.69	0.975	
18	35.30	175	125	50	100×19	1	0	83.30	81.70	1.020	91.80	0.907	
19	35.30	175	125	50	100×19	1	0	83.30	81.70	1.026	91.80	0.913	
20	35.30	175	125	50	100×19	1	0	78.30	81.70	0.958	91.80	0.853	
21	39.50	175	125	50	100×19	1	0	79.20	88.06	0.899	93.61	0.846	
22	39.50	175	125	50	100×19	1	0	100.00	88.06	1.136	93.61	1.068	
23	39.50	175	125	50	100×19	1	0	90.50	88.06	1.028	93.61	0.967	
24	46.30	175	125	50	100×19	1	0	95.80	97.89	0.979	96.25	0.995	
25	46.30	175	125	50	100×19	1	0	91.70	97.89	0.937	96.25	0.953	
26	46.30	175	125	50	100×19	1	0	100.00	97.89	1.022	96.25	1.039	
27	43.60	175	125	50	100×19	1	0	100.20	94.05	1.065	95.24	1.052	

续表 1

序号	$f_{cu}$ (MPa)	$\omega_1$ (mm)	$\omega_2$ (mm)	$h_0$ (mm)	$h_s \times d$ (mm)	$n$ (个)	$S$ (mm)	$Q_{rib}^0$ (KN)	$Q_{rib,1}^0$ (KN)	$\frac{Q_{rib,1}^0}{Q_{rib}^0}$	$Q_{rib,2}^0$ (KN)	$\frac{Q_{rib,2}^0}{Q_{rib}^0}$	备注
28	43.60	175	125	50	100×19	1	0	108.5	94.05	1.154	95.24	1.139	来源于文献[4]
29	43.60	175	125	50	100×19	1	0	100.00	94.05	1.063	95.24	1.050	
30	43.80	175	125	50	100×19	1	0	97.30	94.33	1.031	95.32	1.021	
31	43.80	175	125	50	100×19	1	0	101.00	94.33	1.071	95.32	1.060	
32	43.80	175	125	50	100×19	1	0	98.00	94.33	1.039	95.32	1.028	
33	37.30	175	125	50	100×19	1	0	100.50	84.75	1.186	92.68	1.084	
34	37.30	175	125	50	100×19	1	0	95.00	84.75	1.121	92.68	1.025	
35	37.30	175	125	50	100×19	1	0	89.20	84.75	1.052	92.68	0.962	
36	39.60	175	125	50	100×19	1	0	76.50	88.20	0.867	93.66	0.817	
37	39.60	175	125	50	100×19	1	0	94.00	88.20	1.066	93.66	1.004	
38	39.60	175	125	50	100×19	1	0	91.30	88.20	1.035	93.66	0.975	
39	39.80	175	125	50	100×19	1	0	85.70	88.50	0.968	93.74	0.914	
40	39.80	175	125	50	100×19	1	0	90.70	88.50	1.025	93.74	0.968	
41	39.80	175	125	50	100×19	1	0	88.70	88.50	1.002	93.74	0.946	
42	38.30	175	125	50	100×19	1	0	96.70	86.26	1.121	93.11	1.039	
43	38.30	175	125	50	100×19	1	0	97.50	86.26	1.130	93.11	1.047	
44	38.30	175	125	50	100×19	1	0	97.50	86.26	1.130	93.11	1.047	
45	31.52	203	160	76	116×16	1	0	106.40	102.16	1.042	102.12	1.042	来源于文献[5]
46	31.52	203	160	76	116×16	1	0	104.85	102.16	1.026	102.12	1.027	
47	31.52	203	160	76	116×16	1	0	105.15	102.16	1.029	102.12	1.030	
48	31.52	203	160	76	116×16	1	0	95.00	102.16	0.930	102.12	0.930	
49	31.52	203	160	76	116×16	1	0	95.45	102.16	0.934	102.12	0.935	
50	31.52	203	160	76	116×16	1	0	101.10	102.16	0.990	102.12	0.990	
51	31.52	184	121	76	116×16	1	0	83.60	88.34	0.946	94.74	0.882	
52	31.52	184	121	76	116×16	1	0	81.40	88.34	0.921	94.74	0.859	
53	31.52	184	121	76	116×16	1	0	79.60	88.34	0.901	94.74	0.840	
54	29.97	203	160	76	116×16	2	102	64.30	73.06	0.880	52.86	1.216	
55	29.97	203	160	76	116×16	2	102	64.23	73.06	0.879	52.86	1.215	
56	29.97	203	160	76	116×16	2	102	65.23	73.06	0.893	52.86	1.234	
57	31.52	184	121	76	116×16	2	102	53.20	69.27	0.768	50.43	1.055	
58	31.52	184	121	76	116×16	2	102	53.80	69.27	0.777	50.43	1.067	

续表 1

序号	$f_{cm}$ (MPa)	$\omega_1$ (mm)	$\omega_2$ (mm)	$h_0$ (mm)	$h_s \times d$ (mm)	$n$ (个)	$S$ (mm)	$Q_{nb}^0$ (KN)	$Q_{nb,1}^0$ (KN)	$\frac{Q_{nb,1}^0}{Q_{nb}^0}$	$Q_{nb,2}^0$ (KN)	$\frac{Q_{nb,2}^0}{Q_{nb}^0}$	备注
59	35.90	159	95	60	125×19	1	0	84.00	91.29	0.920	88.99	0.944	来 源 于 文 献[6]
60	35.90	159	95	60	125×19	1	0	90.00	91.29	0.986	88.99	1.011	
61	27.20	159	95	60	100×19	1	0	74.00	59.07	1.253	82.28	0.899	
62	27.60	159	95	60	100×19	1	0	60.00	59.65	1.006	82.49	0.727	
63	29.80	159	95	60	100×19	1	0	74.00	62.78	1.179	83.60	0.885	
64	29.80	159	95	60	100×19	1	0	78.00	62.78	1.242	83.60	0.933	
65	29.80	159	95	60	100×19	1	0	79.00	62.78	1.258	83.60	0.945	
66	36.10	159	95	60	100×19	1	0	75.00	71.34	1.051	86.44	0.868	
67	29.40	159	95	60	125×19	2	90	69.50	55.88	1.244	46.14	1.506	
68	29.40	159	95	60	125×19	2	90	74.45	55.88	1.332	46.14	1.613	
69	33.20	159	95	60	100×19	2	90	61.50	52.37	1.174	45.58	1.349	折 算 成 二 顺 栓 钉 的 推 出 件 。 来 源 于 文 献[5]
70	30.00	159	95	60	100×19	2	90	55.50	48.95	1.134	44.78	1.289	
71	31.52	184	121	76	116×16	2	38	49.85	52.32	0.953	48.55	1.027	
72	31.52	184	121	76	116×16	2	38	47.50	52.32	0.908	48.55	0.978	
73	31.52	184	121	76	116×16	2	38	51.20	52.32	0.979	48.55	1.055	
74	31.52	184	121	76	116×16	2	65	57.35	58.11	0.987	49.36	1.162	
75	31.52	184	121	76	116×16	2	65	53.80	58.11	0.926	49.36	1.090	
76	31.52	184	121	76	116×16	2	65	52.30	58.11	0.900	49.36	1.060	
77	27.97	203	160	76	116×16	2	38	51.60	55.47	0.930	51.10	1.010	
78	27.97	203	160	76	116×16	2	38	61.05	55.47	1.101	51.10	1.195	
79	27.97	203	160	76	116×16	2	38	60.45	55.47	1.090	51.10	1.183	
80	27.97	203	160	76	116×16	2	65	59.45	61.37	0.969	51.86	1.146	
81	27.97	203	160	76	116×16	2	65	63.10	61.37	1.028	51.86	1.217	
82	27.97	203	160	76	116×16	2	65	65.60	61.37	1.069	51.86	1.265	
83	27.97	203	160	76	116×16	2	38	48.05	55.47	0.866	51.10	0.940	
84	27.97	203	160	76	116×16	2	38	44.25	55.47	0.798	51.10	0.866	
85	27.97	203	160	76	116×16	2	38	37.20	55.47	0.671	51.10	0.728	
86	27.97	203	160	76	116×16	2	65	51.05	61.37	0.832	51.86	0.984	
87	27.97	203	160	76	116×16	2	65	42.70	61.37	0.696	51.86	0.823	
88	27.97	203	160	76	116×16	2	65	49.05	61.37	0.799	51.86	0.946	
平均值										1.016		0.997	
标准差										0.146		0.183	



## 2.2 公式比较

文献[4]作者由推出试验, 提出基于剪切破坏核的经验公式:

$$Q_{rib} = 0.92(A_c \sqrt{f_{cu}})^{0.349} \quad (10)$$

其中:

$$A_c = 2\omega_1 \sqrt{\omega_1^2 / 4 + (h_s - h_c)^2} + \omega_1 \sqrt{\omega_1^2 + 2(h_s - h_c)^2} + 2\sqrt{3}\omega_2 h_c + 2S \sqrt{\omega_1^2 / 4 + (h_s - h_c)^2}$$

各符号意义同前。

用公式(10)计算的栓钉静力强度为  $QQ_{rib,2}^c$ , 也列于表1中。若在公式(1)中不考虑  $Q_{so1} < 0.7A_s f_u$  这一限制条件, 则按公式(1)所得的  $Q_{rib}$  平均比试验值高23%。

公式(10)是由试验结果, 并回归分析而提出, 在一定程度上最能反映试验结果, 因而, 它与试验结果较为接近, 但它具有经验性。而公式(1)由于破坏形态差异, 导致计算值偏高, 一般采用  $Q_{so1} < 0.7A_s f_u$  来限制, 这一条件实际上是限制栓钉的剪切强度, 防止发生栓钉剪断, 而表1中试验均未出现栓钉剪断这一破坏形态, 这一限制条件可适当放宽。本文导出的公式(7)不仅能较好地反映试验结果, 而且具有比其它公式简单、概念明确等特点。

## 2.3 其它问题

### 2.3.1 砼强度

从上面计算中发现, 砼强度对  $Q_{rib}$  有较大影响, 砼强度越低, 计算的  $Q_{rib}$  也越低。文献[9]作者在研究锚固件受拉力情况时指出, 锚固件拔出锥体倾角因砼强度不同而不同, 大约在  $45^\circ$  左右, 当强度较低, 倾角小于  $45^\circ$ 。而带压型钢板的推出试验中, 由图3的受力分析, 其破坏锥体具有锚固件拔出锥体破坏特点, 可采用引入提高系数  $\beta$  来克服这一不足, 建议取:

$$\beta = \frac{25}{f_a} \geq 1 \quad (11)$$

由于受试件个数的限制, 该系数有待进一步验证。随生产力的发展, 越来越多地采用C25以上的砼, 这一影响将逐渐消失。

### 2.3.2 栓钉的位置

前面推导  $A_c$  时认为栓钉位于压型钢板肋中央, 事实上, 栓钉的位置对砼肋的破坏有一定影响。如图5示肋中布置一个栓钉的情况, 图(a)中栓钉所受合力作用点较高, 栓钉受力前方砼肋尺寸较大, 此种情况下砼肋难以发生“转动”, 相应地, 其抗剪承载力也就较高。图(b)所示情况与图(a)所示的情况相反, 肋中栓钉受力合力作用点较低, 栓钉受力前方砼肋尺寸较小, 砼肋易于“转动”, 其抗剪承载力较低。

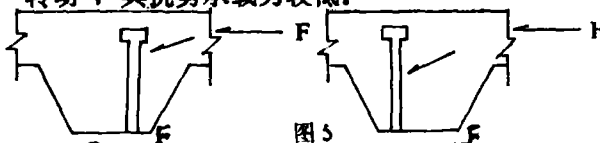


图5

## 3 结论

影响压型钢板肋中栓钉剪力连接件的静力强度的主要因素是砼立方体强度、压型钢板

肋参数和栓钉高度, 其破坏形态是砼肋剪切破坏; 估算栓钉静力强度可用本文由简化砼肋剪切破坏模型导出的公式 (7)。

### 参 考 文 献

- (1) 黄道元. 简支压型钢板组合梁在短斯静荷下受弯性能的试验研究. 郑州工学院硕士论文. 1988.5
- (2) 杨卫忠. 压型钢板组合梁中栓钉剪力连接件的疲劳性能试验研究. 郑州工学院硕士论文. 1990.12
- (3) 钢结构设计规范. (GBJ17—88). 1989. 北京.
- (4) R. M. L. Ioyd & H. D. Wright. Shear Lonnnection between Composite Slabs and Steel Beams. J. construct. Steel Research 15 (1990) 255—285
- (5) Robinson, H., Multiple stud shear connections in deep-ribbed metal deck. Can. J. Civ. Eng., 15(1988) 553—569
- (6) K. Roik und K. -E. Burkner, Beitrag Zur Tragfahigkeit Von Kopfbolzendu beln in Verbundtragern mit Stahlprofilblechen. Bauingenieur 56 (1981) 97—101
- (7) 张少云. 钢—砼组合梁栓钉剪力连接件抗剪强度及性能研究. 郑州工学院硕士论文. 1987.9
- (8) 王传志. 滕志明. 钢筋混凝土基本理论. 中国建筑工业出版社. 1985
- (9) McMackin P. J, Headed Steel anchor under Combined Loading. Engineering Journal AISC, 1973

## The Static Strength of stud shear Connectors between Composite Slabs and Steel Beams

Yang Wei Zhong

(Zhengzhou Institute of Technology)

**Abstract:** Based on the analysis of fail modes of pushout specimen, which have stud shear connectors and profiled steel sheets. In this paper, A simple calculation mode is presented and calculation formulers of stud shear connectors are deduced from the balance condition. Compared with the current formulers. They have many meits such as clear concept, simple form, otherwise, the Calculation results have a good agreement. With the experiment's.

**Keywords:** Composite Structure, Shear Lonnector, Strength