

文章编号: 1000-5013(2009)04-0443-06

# 考虑滑移效应的薄壁型钢-混凝土组合梁 抗弯承载能力分析

王 进<sup>1</sup>, 高轩能<sup>1</sup>, 周期源<sup>2</sup>

(1. 华侨大学 土木工程学院, 福建 泉州 362021;  
2. 深圳市电子院设计有限公司, 广东 深圳 518031)

**摘要:** 分析滑移对冷弯薄壁 U 型钢-混凝土组合梁抗弯性能的影响. 通过对组合梁进行理论分析和 ANSYS 分析, 建立考虑滑移效应的弹性和极限抗弯强度计算公式, 计算简支冷弯薄壁 U 型钢-混凝土组合梁抗弯承载力. 理论计算值与试验结果对比表明, 考虑滑移效应的弹性弯矩计算值和极限弯矩计算值与试验值吻合较好, 滑移对组合梁弹性抗弯强度的降低不能忽略; 考虑强度极限状态时, 钢梁部分截面进入应力强化阶段的有利影响, 滑移对极限抗弯强度的影响可以忽略不计.

**关键词:** 冷弯薄壁型钢; 钢-混凝土组合梁; 滑移效应; 承载性能; 刚度折减系数; 极限弯矩

**中图分类号:** TU 398<sup>+</sup>.902; TU 311.4

**文献标识码:** A

冷弯薄壁型钢-混凝土组合梁是, 由冷弯薄壁型钢和混凝土组成整体而共同工作的一种结构形式. 钢梁在施工阶段可代替模板, 混凝土结硬后可代替受拉钢筋. 这种组合梁充分发挥了混凝土和钢材各自的力学性能, 具有承载力高、刚度大、抗震性能和动力性能好等优点, 而且可降低梁高度以增加房屋净空, 减少模板的施工量, 具备良好的发展前景. 钢-混凝土组合梁作为结构中重要的横向承重构件, 在我国多、高层民用建筑, 工业建筑及桥梁结构等领域已经得到越来越多的应用, 并取得了显著的技术经济效益和社会效益<sup>[1]</sup>. 组合梁中的钢梁和混凝土板能够共同工作, 是由于剪力连接件传递了钢梁-混凝土界面的剪力, 而采用栓钉等柔性抗剪连接件的型钢-混凝土组合梁在荷载作用下, 连接件会产生变形, 导致混凝土翼板与钢梁的交界面出现相对滑移. 本文对组合梁进行理论分析, 建立承载力极限状态下的受弯计算模型, 分析滑移对组合梁抗弯承载力的影响.

## 1 微分方程的建立

### 1.1 计算模型与计算假定

以 U 型截面冷弯薄壁型钢-混凝土组合梁为对象, 考虑滑移效应对其承载性能的影响, 计算模型如图 1 所示. 图 1 中,  $dx$  为薄壁型钢-混凝土组合梁的一微段,  $M, V, T$  分别表示微段上的弯矩、剪力和轴力,  $r$  为单位长度上的积压力,  $v$  为结合面单位长度水平剪力,  $s$  为微段上的相对滑移量. 下标  $c$  和  $s$  分别表示混凝土和钢.

为便于推导组合梁考虑滑移的平衡微分方程, 做如下 4

点计算假定. (1) 钢材与混凝土均为理想的弹塑性体. (2) 组合梁截面受荷后符合平截面假定, 且钢梁与混凝土应变分别沿截面高度按线性分布. (3) 钢梁与混凝土具有相同的曲率, 即忽略钢梁与混凝土之

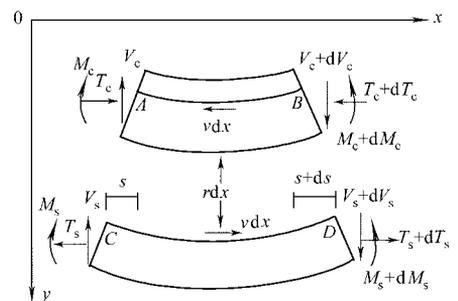


图 1 组合梁滑移计算模型

Fig. 1 Calculation model of slip of composite beam

收稿日期: 2008-03-16

通信作者: 高轩能(1962-), 男, 教授, 博士, 主要从事钢结构及组合结构的研究. E-mail: gaoxn@hqu.edu.cn.

基金项目: 福建省科技计划重点项目(2006H0030); 福建省建设科技计划项目(闽建科 05-22-17); 国务院侨办科研基金资助项目(07QZR04); 厦门市科技计划资助项目(3502Z20073036)

间的竖向掀起。(4) 组合梁中剪力连接件沿梁长均匀分布,结合面剪力与相对滑移成线性关系。即

$$v = ks/m. \tag{1}$$

式(1)中,  $k$  为抗剪连接件的刚度,参考文[2]取  $k = 0.66 nN_v^c$ 。其中,  $n$  为一根梁上抗剪连接件的列数,  $N_v^c$  为剪力连接件的抗剪承载力,可根据文[3]计算,  $m$  为组合梁剪力连接件的间距。

### 1.2 滑移微分方程的建立

对微段取平衡(略去二阶微量),并列混凝土单元平衡方程。由  $x = 0$ , 可得

$$dT_c + vdx = 0, \quad vdx = -dT_c;$$

而由  $M_z = 0$ , 可得

$$dM_c + vdx \cdot d_c - V_c dx = 0. \tag{2}$$

同理,对钢梁单元列平衡方程得

$$dT_s + vdx = 0, \quad vdx = -dT_s,$$

$$dM_s - vdx \cdot d_s - V_s dx = 0. \tag{3}$$

式(2), (3)中,  $d_c$  为受压区混凝土形心到钢梁上翼缘的距离,  $d_s$  为钢梁形心到钢梁上翼缘的距离。将式(2), (3)相加,可得到

$$\frac{dM_c}{dx} + \frac{dM_s}{dx} - vd_0 - V = 0. \tag{4}$$

式(4)中,  $d_0 = d_s - s_c$ ,  $V = V_c + V_s$ 。由假定(2), 可得组合梁的截面曲率为

$$\vartheta = \frac{M_s}{E_s I_s} = \frac{E_c M_c}{E_s I_c}. \tag{5}$$

式(5)中,  $I_c, I_s$  分别为受压区混凝土和钢梁的截面惯性矩,  $E_s$  为钢梁的弹性模量,  $E_c$  为钢梁与混凝土的弹性模量之比,  $E_c = E_s / E_c$ 。令  $I_0 = I_s + I_c / E_c$ , 将式(5)求导后代入式(4), 并考虑到式(1), 可得

$$\frac{d\vartheta}{dx} \cdot E_s I_0 - \frac{ks}{m} \cdot d_0 - V = 0.$$

交界面的滑移应变为

$$s = ds/dx = AB - CD = \vartheta d_0 - T / E_s A_0. \tag{6}$$

式(6)中,  $T = T_c = T_s$ ,  $A_0 = A_c A_s / (A_c + E_c A_s)$ 。对式(6)求导并整理, 可得结合面滑移微分方程为

$$\frac{d^2 s}{dx^2} - \lambda^2 s - \lambda^2 V = 0. \tag{7}$$

式(7)中,  $\lambda^2 = \frac{k \cdot A_1}{E_s I_0 m}, \lambda = \frac{d_0 m}{k \cdot A_1}, A_1 = d_0^2 + \frac{I_0}{A_0}$ 。

## 2 组合梁弹性抗弯强度

### 2.1 换算截面法计算

钢-混凝土组合梁的弹性计算方法可以利用材料力学公式。但是,材料力学是针对单质连续弹性体的,因此对于由钢和混凝土两种材料组成的组合梁截面,首先应把它换算成同一种材料的截面。参考文[4]的方法确定薄壁型钢-混凝土组合梁截面中和轴,计算模型如图2所示。假设组合梁截面中和轴到混凝土翼板的距离为  $x$ , 换算成钢的组合截面面积为

$$A_{e,p} = A_s + A_c / E_c;$$

而换算成钢截面时,组合截面中和轴至混凝土翼板顶面的距离为

$$x + h_c = \left[ \frac{b_c \cdot h_c}{E} \left( \frac{h_c}{2} + x \right) + \frac{b_s x}{E} \cdot \frac{x}{2} + A_s \cdot y \right] / A_{e,p}. \tag{8}$$

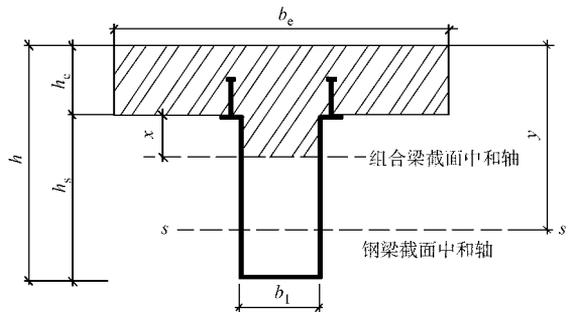


图2 组合梁截面中和轴计算模型

Fig.2 Neutral axis calculation model of composite beam cross section

式(8)中,  $y$  为钢梁截面中和轴至混凝土翼板顶面的距离. 将式(8)化简可得

$$\frac{b}{2} x^2 + (A_s + \frac{b \cdot h_c}{E}) x + \frac{b \cdot h_c^2}{2 E} - A_s (y - h_c) = 0. \tag{9}$$

由式(9)可解出  $x$  值. 若  $x$  值小于零, 组合梁截面中和轴在混凝土翼板内; 否则, 组合梁截面中和轴在混凝土翼板之下. 确定了组合截面中和轴后, 可以按材料力学的方法求出组合梁弹性极限抗弯强度为

$$M_y = W_0^b \cdot f_y. \tag{10}$$

式(10)中,  $W_0^b$  为按照换算截面法得到的钢梁截面底部纤维的截面抵抗矩,  $f_y$  为钢梁的屈服强度.

### 2.2 理论分析

由于滑移效应的存在, 截面的实际弯矩小于按式(10)计算所得的理论值. 为了定量计算滑移效应引起截面弯矩的降低, 引入以下 2 点假设<sup>[5]</sup>. (1) 钢梁和混凝土翼板弯曲曲率相同. (2) 滑移应变引起截面的附加应力按线性分布. 其中, 假设(2)考虑到由滑移引起的附加应力主要分布在截面中和轴附近, 并且混凝土的应力水平处于应力-应变曲线上升阶段, 因此, 混凝土非线性特征对计算结果的影响可以忽略不计.

根据冷弯薄壁型钢-混凝土组合梁的特点, 和轴一般在混凝土翼缘板以下, 计算模型如图 3 所示. 图 3 中,  $s$  为交界面的相对滑移应变,  $c, b$  为混凝土翼板底部的附加拉应变,  $s, b$  为钢梁上翼缘的附加滑移拉应变. 根据相似三角形定理, 可得  $c, b / s, b = h_c / h_s$ , 从而可得

$$c, b = \frac{h_c}{h_s} s, b = \frac{h_c}{h} s. \tag{11}$$

根据图 3(d) 所示模型, 混凝土翼板的附加合力  $N_c$  为

$$N_c = 0.5 E_c \frac{h_c}{h} s A_{y, c}. \tag{12}$$

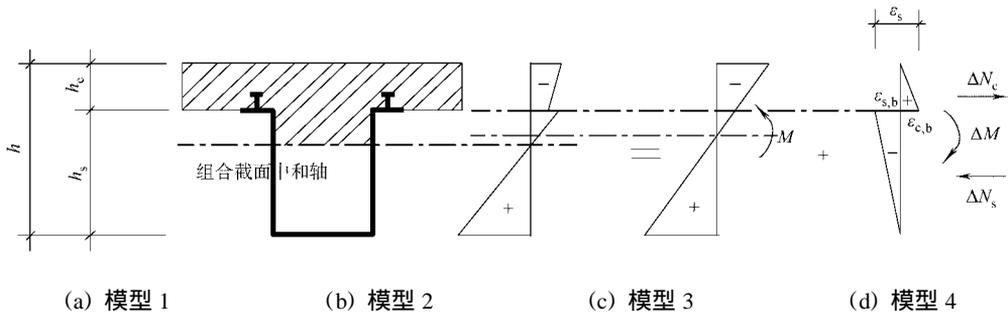


图 3  $M$  的计算模型

Fig. 3 Calculation model of  $M$

式(12)中,  $A_{y, c}$  为混凝土翼缘板的面积. 考虑到钢梁内填混凝土也分担部分由滑移引起的压应力, 故可近似取钢梁的附加合力  $N_s$  的作用点在  $\frac{h_s}{2}$  处. 由  $N_c$  引起的附加弯矩  $M$  (使截面弯矩减小) 为

$$M = N_c \cdot \frac{h}{2} = \frac{E_c h_c s A_{y, c}}{4}. \tag{13}$$

因此, 组合梁截面的实际弯矩  $M_p$  为

$$M_p = M - M. \tag{14}$$

式(14)中,  $M$  为不考虑滑移效应的组合梁截面弯矩. 根据变形叠加原则, 滑移效应引起的附加曲率为

$$\phi = \frac{c, b}{h_c} = \frac{s, b}{h_s} = \frac{c, b + s, b}{h_c + h_s} = \frac{s}{h} = \frac{M}{E_s I} (1 + ) - \frac{M}{E_s I} = \frac{M}{E_s I}.$$

因此,  $s$  可以表达为

$$s = \frac{M}{EI} h. \tag{15}$$

将式(15)代入式(13),  $M$  便可以表达为

$$M = \frac{M E_c h h_c A_{y, c}}{4 E_s I}.$$

所以,考虑滑移效应后截面的实际弯矩  $M_p$  可以表示为

$$M_p = M. \tag{16}$$

在式(16)中,  $\eta = 1 - \frac{E_c h h_c A_{yc}}{4 E_s I}$ , 其中  $I$  为按换算截面法计算的组合梁截面惯性矩. 参考文[6]取

值,当  $L \geq 5$  时,  $\eta = [0.4 - \frac{3}{(L)^2}]$ ; 当  $L < 5$  时,  $\eta = [0.5 + \frac{1 - \exp(-L)}{L(1 + \exp(L))}]$ . 其中,  $\eta = 24 EI / L^2 h$ ,

称为刚度折减系数. 当交界面无滑移时,即连接件的刚度  $k \rightarrow \infty$ , 由  $\eta = \frac{d_0 m}{k \cdot A_1}$  可知,  $\eta = 0$ ,  $\eta = 0$ . 此时,  $M_p = M$ , 这与实际情况吻合.

在弹性极限状态时,即对应钢梁开始屈服时的弯曲强度为

$$M_{p,y} = M_y.$$

### 3 组合梁极限抗弯承载力

按弹性理论分析,在确定构件承载力方面,由于未考虑塑性变形发展带来的强度潜力,计算结果偏于保守. 基于塑性理论较弹性理论分析更符合组合梁实际工作情况,因此,采用“简化塑性理论”计算冷弯薄壁型钢-混凝土组合梁的极限抗弯强度.

#### 3.1 完全剪力连接组合梁

完全抗剪连接假定了钢梁和混凝土之间没有滑移,截面应变符合平截面假定,并忽略混凝土的抗拉作用,计算截面的应力呈矩形分布,受压区混凝土压应力达到其抗压强度  $f_c$ , 钢梁的拉、压应力分别达到屈服强度  $f$ . 组合梁截面在承载力极限状态,应考虑以下两种应力状态.

(1) 塑性中和轴在混凝土翼缘板内. 计算模型如图 4(a) 所示. 在  $Af \leq b_e h_c f_c$  时,有

$$x = \frac{Af}{b_e f_c}, \quad M = b_e x f_c y. \tag{17}$$

式(17)中,  $M$  为正弯矩设计值,  $A$  为钢梁的截面面积,  $x$  为塑性中和轴至受压区混凝土翼板顶面的距离,  $y$  为钢梁截面应力的合力至混凝土受压区截面应力的合力间的距离,  $f, f_c$  分别为钢梁的强度设计值和混凝土抗压强度设计值.

(2) 塑性中和轴在钢梁内. 计算模型如图 4(b) 所示. 在  $Af > b_e h_c f_c$  时,有

$$\left. \begin{aligned} A &= \frac{1}{2} (A - b_e h_c f_c / f - b_1 y_3 f_c / f), \\ M &= (A - A') y_1 - A' y_2. \end{aligned} \right\} \tag{18}$$

式(18)中,  $A'$  为钢梁受压区截面面积,  $y_1$  为钢梁拉应力的合力至受压区混凝土截面应力合力的距离,  $y_2$  为钢梁压应力的合力至受压区混凝土截面应力合力间的距离,  $y_3$  为塑性中和轴至组合梁交界面的距离.

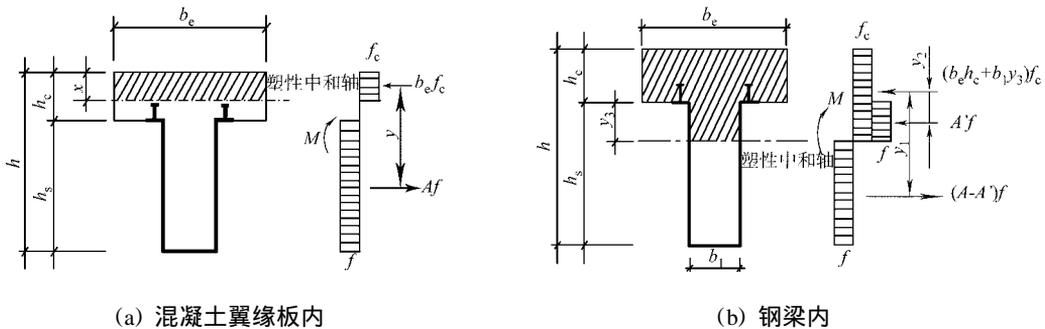


图 4 完全剪力连接组合梁计算简图

Fig. 4 Simplified calculation model of composite beam with full shear connection

#### 3.2 部分剪力连接组合梁

在满足承载力和变形要求的前提下,有时没有必要充分发挥组合梁的强度,而只需要按照部分抗剪连接设计简支组合梁. 试验和分析表明,采用栓钉等柔性抗剪连接件的组合梁,随着连接件数量的减少,

钢梁与混凝土板协同工作程度下降<sup>[7-8]</sup>. 这导致钢梁和混凝土翼板的交界面产生相对滑移变形,钢梁的塑性性能得不到充分发挥,使极限抗弯承载力随抗剪连接程度的降低而减小.

部分抗剪连接假定了抗剪连接件具有充分的塑性变形能力,混凝土翼板中的压力等于抗剪连接件所传递的纵向剪力之和,计算截面的应力呈矩形分布. 对于剪力连接程度系数为  $\eta = n/n_r$  的部分剪力连接组合梁,计算模型如图 5 所示. 按照极限平衡的方法,其抗弯承载力计算公式为

$$\left. \begin{aligned} x &= \frac{n_r N_v^c}{b_c f_c}, \\ A &= \frac{1}{2} (A - b_c x f_c / f - b_1 y_3 f_c / f), \\ M_{u,r} &= (A - A') f \cdot y_1 - A' f \cdot y_2. \end{aligned} \right\} \quad (19)$$

式(19)中,  $M_{u,r}$  为部分抗剪连接组合梁截面抗弯承载力,  $n_r$  为部分抗剪连接时一个剪跨区内抗剪连接件数目,  $N_v^c$  为每个抗剪连接件的纵向抗剪承载力,可按文[3]计算.

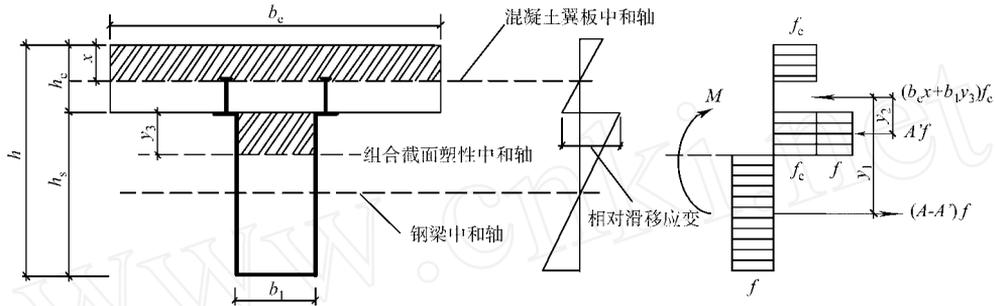


图 5 部分剪力连接组合梁计算简图

Fig. 5 Simplified calculation model of composite beam with partial shear connection

### 3.3 理论分析

为验证极限抗弯承载力计算公式的正确性,以及分析滑移对极限抗弯强度的影响,取文[9]的组合梁 UCB-1 至 UCB-10 作为计算模型,其理论计算值、ANSYS 模拟值及试验结果如表 1 所示. 表 1 中,  $M_{y,t}$ ,  $M_{u,t}$  分别为弹性抗弯强度试验值和极限抗弯强度试验值,  $M_{y,a}$ ,  $M_{u,a}$  分别为弹性抗弯强度 ANSYS 模拟值和极限抗弯强度 ANSYS 模拟值<sup>[6]</sup>,  $M_{y,h}$  为按换算截面法计算的弹性抗弯强度值,  $M_{y,c}$ ,  $M_{u,c}$  分别为考虑滑移效应的弹性抗弯强度理论值和按简化塑性理论计算的极限抗弯强度理论值.

表 1 组合梁弹性抗弯强度和极限抗弯强度的比较分析表

Tab. 1 Flexural and ultimate bending bearing capacity of composite beam

试件编号	$M_{y,t}/$ kN · m	$M_{y,a}/$ kN · m	$M_{y,h}/$ kN · m	$M_{y,c}/$ kN · m	$M_{u,t}/$ kN · m	$M_{u,a}/$ kN · m	$M_{u,c}/$ kN · m	$\frac{M_{u,c}}{M_{y,c}}$
UCB-1	195.00	180.75	187.15	180.23	294.00	316.01	286.71	1.591
UCB-3	106.50	118.63	120.64	114.77	203.75	208.72	181.92	1.585
UCB-4	180.00	206.90	189.73	181.71	309.00	324.63	298.68	1.644
UCB-6	95.25	117.37	122.32	115.54	189.30	215.30	189.24	1.638
UCB-7	135.00	151.72	156.16	150.44	246.00	271.63	233.32	1.551
UCB-8	135.00	146.88	155.61	149.80	241.50	258.38	225.34	1.504
UCB-9	90.00	99.85	103.45	98.55	157.05	172.25	152.27	1.545
UCB-10	64.18	65.06	102.03	97.15	132.15	162.98	146.00	1.503

## 4 结论

(1) 由对比分析可得,未考虑滑移效应影响,计算所得的弹性极限抗弯强度值与试验结果相比误差较大,平均误差在 10% 以上,最大误差达到 58.9%;而考虑滑移效应的影响,弹性极限抗弯强度与 ANSYS 模拟值相比误差较小. 这说明,滑移对组合梁弹性抗弯强度影响是不能忽略的.

(2) 从试验结果与考虑滑移效应影响的弹性抗弯强度值比较可知,后者虽对结果做出较大改善,但

仍有部分结果误差较大。其主要原因在于,试验用材性能、试验设备、人为误差等因素使得试验结果具有一定的离散性;而在 ANSYS 分析中,由于可以避免这些因素,考虑滑移效应的弹性抗弯强度与 ANSYS 模拟值吻合的更好。所以,文中提出的考虑滑移效应影响的 U 型薄壁型钢-混凝土组合梁弹性强度计算方法是正确的,对工程实际具有参考价值。

(3) 在极限状态下,实际抗弯极限承载力与按照简化塑性理论计算值很接近,平均误差为 5.24%,最大误差仅为 10.71%。因此,计算中可以忽略滑移效应对组合梁极限抗弯强度的降低。究其原因在于,简化塑性理论没有考虑钢材的应力强化,但是在强度极限状态时,钢梁底部部分截面进入了强化阶段,并且这部分截面距混凝土压应力合力点的距离最远。钢材应力的提高有利于增大组合梁的极限抗弯强度,钢材的应力强化效应,在很大程度上弥补滑移效应引起组合梁极限强度的降低。

(4) 极限抗弯强度与弹性抗弯强度之比都大于 1.5,说明薄壁型钢-混凝土组合梁具有较好的延性,对于吸收地震能量非常有利,抗震性能较好。

#### 参考文献:

- [1] 聂建国,沈聚敏,延滨,等.冷弯薄壁型钢-混凝土组合梁的试验研究及应用[J].建筑结构,1998(1):53-56.
- [2] 聂建国,沈聚敏,余志武.考虑滑移效应的钢-混凝土简支梁变形计算的折减刚度法[J].土木工程学报,1995,28(6):11-17.
- [3] 中华人民共和国建设部,中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局.GB 50017-2003 钢结构设计规范[S].北京:中国计划出版社,2003.
- [4] 周起敬,姜维山,潘泰华.钢与混凝土组合结构设计施工手册[M].北京:中国建筑工业出版社,1991.
- [5] 聂建国,沈聚敏.滑移效应对钢-混凝土组合梁弯曲强度的影响及其计算[J].土木工程学报,1998,31(1):31-36.
- [6] 周期源.冷弯薄壁型钢-混凝土组合梁抗弯承载性能研究[D].江西:南昌大学,2006.
- [7] 聂建国,刘明,叶列平.钢-混凝土组合结构[M].北京:中国建筑工业出版社,2005.
- [8] 高轩能,朱皓明,周期源.粘钢补强钢筋混凝土梁的正截面承载性能[J].华侨大学学报:自然科学版,2007,2(28):196-200.
- [9] 林于东,宗周红.帽型截面钢-混凝土组合梁受弯强度[J].工业建筑,2002,32(9):11-13,59.

## Bearing Behavior of Cold-Formed Thin-Walled Steel-Concrete Composite Beams Considering Slip Effect

WANG Jin<sup>1</sup>, GAO Xuan-neng<sup>1</sup>, ZHOU Qi-yuan<sup>2</sup>

(1. College of Civil Engineering, Huaqiao University, Quanzhou 362021, China;

2. Shenzhen Electronics Design Institute Co. Ltd., Shenzhen 518031, China)

**Abstract:** The slip effect on elastic bending moment and ultimate bending moment of composite beams with U-section of cold-formed thin-walled steel-concrete is studied. ANSYS analysis and theoretical analysis of the composite beams are conducted. Expressions for elastic strength and ultimate strength considering slip effect are given. The bending moment of eight simple composite beams are calculated. The comparison between theoretical value and test results shows that the calculation values of elastic moment and ultimate moment conform well with the test results. The slip effect can not be neglected in calculating elastic strength. In calculating ultimate strength, due to favorable influence of the steel stress hardening in partial part of beam section, the effect of slip on the ultimate strength can be neglected.

**Keywords:** cold-formed thin-walled steel; steel-concrete composite beam; slip effect; stiffness reduction factor; ultimate bending moment

(责任编辑:黄仲一 英文审校:方德平)