

外包钢—混凝土组合梁受扭性能

赵 静¹, 蔡建林²

(1. 淮阴工学院 建筑工程系, 江苏 淮安 223001; 2. 江苏大学 土木工程系, 江苏 镇江 212013)

摘要:为了研究外包钢—混凝土组合梁的扭转性能,对 8 根外包钢—混凝土组合梁进行了纯扭和复合受扭实验。研究了组合梁在纯扭和复合受扭作用下的破坏形态,工作机理以及裂缝发展分布的情况,比较分析了组合梁扭矩—扭率、荷载—应变、弯矩—挠度、荷载—裂缝之间的相互关系。通过对组合梁受扭性能的弹塑性理论分析,提出了组合梁纯扭及复合受扭作用下开裂扭矩的计算公式;采用变角空间桁架模型,提出了该新型组合梁在纯扭及复合受扭作用下的极限扭矩计算公式,理论公式计算结果与试验结果吻合良好。

关键词:新型外包钢—混凝土组合梁;扭转试验;开裂扭矩;极限扭矩

中图分类号: TU 375.1; TU398 文献标志码: A 文章编号: 1674-4764(2009)05-0016-08

Torsion behavior of Steel-encased Concrete Composite Beams

ZHAO Jing¹, CAI Jian-lin²

(1. Department of Civil Engineering, Huaiyin Institute of Technology, Huai'an, Jiangsu 223001, P. R. China; 2. Department of Civil Engineering, Jiangsu University, Zhenjiang, Jiangsu 212013, P. R. China)

Abstract: In order to study torsion behavior of steel-encased concrete composite beams, experiments were carried out with eight specimens. The destruction shape, working mechanism and the crack development and distribution were analyzed under pure torsion and combine torsion conditions. And also the relationships were investigated between torque and torsion ratio, load and strain, bending moment and deflection and load-crack. On the basis of elasticity plastic theory, the formulas of cracking torque were presented for pure torsion and combined torsion of combined beam. And with spatial truss model of variable angle, formulas for ultimate torsion strength of pure torsion and combined torsion were put forward. The predicted results were in good agreement with measured ones. The proposed formulas provided basis for evaluating safety and stability of the structural.

Key words: steel-encased concrete composite beams; torsion testing; cracking torque; ultimate torque

外包钢—混凝土组合梁是以较厚钢板做底板,较薄的冷弯薄壁型钢做腹板,二者通过焊缝连接形成 U 形截面,作为 T 形组合梁的肋部,翼缘为现浇楼板,钢与混凝土通过剪力连接件共同作用^[1-2]。该组合梁具有结构受力合理、施工工序优化、防火性能改善、综合经济性能好等优点。工程中的钢—混凝土组合梁处于受扭状态的有很多(如桥梁、吊车梁、框架边梁、托梁、支撑悬臂板或阳台的梁等),目前对组合

梁受扭性能的研究大多局限于传统的工字钢—混凝土组合梁^[3-6],对外包钢—混凝土组合梁的受扭性能尚未涉及。该文将对此类组合梁进行抗扭性能研究。

1 试验概况

1.1 试件设计

试验以新型外包钢—混凝土组合梁为研究对象,共制作了 8 根组合梁试件,其中 SBD-1、SBD-2 梁为

收稿日期:2009-02-10

基金项目:江苏省博士后基金(0701008B)

作者简介:赵静(1973-),女,博士生,主要从事结构工程研究,(E-mail)hyzhaojing1973@163.com。

纯扭, SBD-3、SBD-4、SBD-5 梁为复合受扭, 所有试件的截面尺寸相同。组合梁的构造如图 1 所示, 其配筋及参数见表 1。为了解此新型组合梁的受力钢筋、型钢腹板以及混凝土的受力状态, 在混凝土翼板

的上下表面、纵筋、箍筋、型钢腹板都贴有电阻应变片, 如图 2 所示。在混凝土翼板上表面和 U 形钢板各布置 4 个位移计, 通过量测单位长度的扭转角得到组合梁的扭率。

表 1 试件设计主要参数

试件编号	跨度/mm	翼板箍筋	翼板纵筋	$\rho / \%$	ξ	受力情况
SBD-1	1 500	$\phi 6 @ 150$	10 $\phi 6$	1.09	1.35	纯扭
SBD-2	1 500	$\phi 6 @ 130$	10 $\phi 6$	1.16	1.19	纯扭
SBD-3	1 500	$\phi 6 @ 130$	10 $\phi 6$	1.16	1.19	复合受扭(弯扭比 1:1)
SBD-4	1 500	$\phi 6 @ 130$	10 $\phi 6$	1.16	1.19	复合受扭(弯扭比 3:1)
SBD-5	1 500	$\phi 6 @ 130$	10 $\phi 6$	1.16	1.19	复合受扭(弯扭比 5:1)

注: ρ 表示翼板体积配筋率; ξ 表示配筋比。表中, 抗扭箍筋的体积配筋率 $\rho_{vt} = \frac{A_{st1} u_{cor}}{b_c h_c s}$, 抗扭纵筋的体积配筋率 $\rho_{st} = \frac{A_{st}}{b_c h_c}$, 总体积配筋率 $\rho = \rho_{vt} + \rho_{st}$, 配筋强度比 $\xi = \frac{\rho_{st} f_{sy}}{\rho_{vt} f_{yv}}$ 。

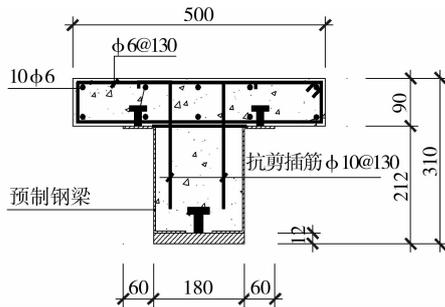
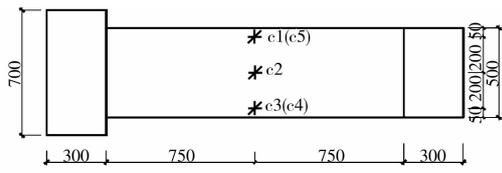
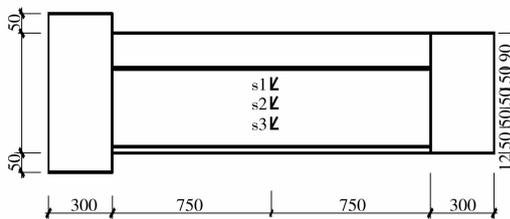


图 1 试验构件截面示意图



(a) 混凝土上(下)表面应变花布置图



(b) 腹板U形钢板表面应变花布置图

图 2 应变片布置图

1.2 材料性能

混凝土的设计强度等级为 C30, 实测强度 $f_{cu} = 30.4 \text{ MPa}$; 钢筋为 $\phi 6$, 实测屈服强度 $f_y = 345 \text{ MPa}$; 钢板采用 Q235 钢, 厚 4 mm 钢板实测

屈服强度 $f_y = 354 \text{ MPa}$, 厚 8 mm 钢板实测屈服强度 $f_y = 288 \text{ MPa}$ 。栓钉间距为 130 mm, 沿梁长均匀分。

1.3 加载方式

图 3、图 4 为构件加载的示意图。纯扭时, 在加载端由油路串联的 60 t 油压千斤顶同步施加 1 对大小相等方向相反的集中力, 形成加载扭矩。对于复合受扭, 弯扭比为 1:1 时采用 3 个千斤顶来加载, 其中 2 个千斤顶由油泵控制, 另 1 个手动控制, 用 2 个力传感器来控制扭矩与弯矩; 对于弯扭比为 3:1 与 5:1 时则采用在端部一侧加载, 用 1 个千斤顶与 1 个力传感器来控制。按 1.0 kN 为一个等级, 分级加载。试验过程中, 采用先荷载控制加载后位移控制加载, 每级荷载持续时间为 5 min。

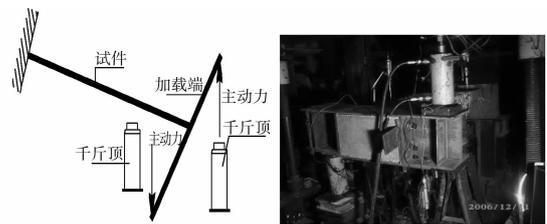
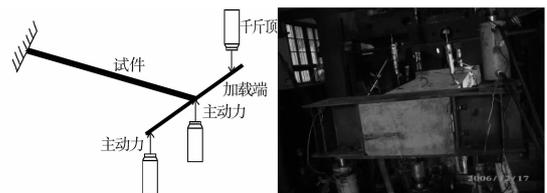
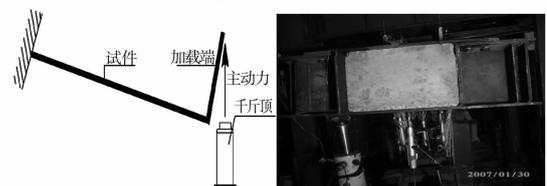


图 3 纯扭试验加载示意图



(a) 弯扭比 1:1 加载示意图



(b) 弯扭比 3:1 和 5:1 加载示意图

图 4 复合受扭试验加载示意图

1.4 量测内容

试验在每个试件上布置了位移传感器、电阻应变片和应变花等测点,通过 TDS-303 数据采集系统进行自动记录、量测。取跨中 800 mm 段为主要量测段。量测内容主要有:

- 1)混凝土、钢梁腹板、钢梁底板、纵筋和箍筋的应变
- 2)裂缝与纵轴的角度
- 3)荷载和极限荷载
- 4) $P-\Delta$ 曲线

2 试验现象

SBD-1、SBD-2 梁:加载初期,组合梁处于弹性阶段,扭转角较小。扭矩加至 22 kN·m 时,混凝土翼板的上表面中部出现斜向裂缝。随着扭矩的增大,斜裂缝逐渐向两侧边延伸,数量不断增加,混凝土翼板下表面也开始出现斜裂缝并向两侧边开展,整个混凝土板形成近似螺旋形裂缝。加载接近 44 kN·m 时,裂缝的数量不再增加,但裂缝宽度急剧增大,最后混凝土翼板形成破坏主裂缝,混凝土脱落,认为组合梁发生受扭破坏。

SBD-3 梁:当达到开裂荷载 25.2 kN·m 时,混凝土翼板首先在长边表面中间出现斜裂缝。随着荷载的增加,裂缝逐渐向两侧延伸,裂缝的数量不断增加。当荷载达到极限荷载 48.9 kN·m 时,翼板上下表面的斜裂缝相互贯通,形成沿梁长均匀分布的环绕整个混凝土翼板的螺旋形裂缝。此时梁的扭转变形较大而弯曲变形则相对较小,即弯扭比较小时发生了典型的扭型破坏。

SBD-4、SBD-5 梁:当达到开裂荷载时混凝土翼板出现裂缝,当荷载加到极限荷载时,混凝土翼板端

部受压破坏,同时端部钢筋全部达到屈服。此时梁的弯曲变形很大而扭转变形则相对较小。即扭弯比较大时发生了典型的弯型破坏。

3 主要试验结果及分析

3.1 扭矩-扭率关系曲线

图 5 为纯扭作用下混凝土翼板以及钢梁的扭矩-扭率曲线。荷载较小时扭矩-扭率曲线接近直线,近似认为组合梁处于弹性阶段。沿梁的纵轴方向均匀地出现螺旋形裂缝后,部分开裂混凝土退出工作,钢筋骨架作用逐渐增大,在截面上建立起新的内力平衡关系。从钢梁与混凝土翼板的扭矩-扭率曲线的吻合程度可以看出,钢梁与混凝土梁基本上共同协调扭转变形。

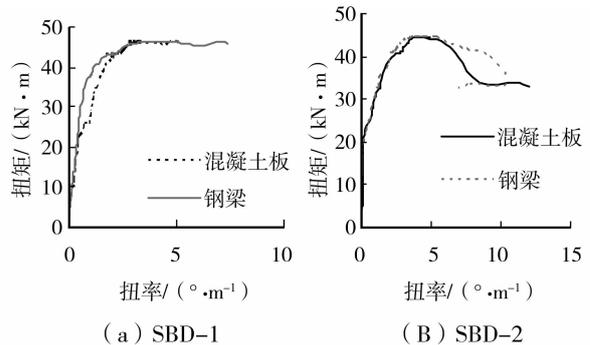


图 5 纯扭作用下扭矩-扭率关系曲线

图 6 为复合受扭作用下混凝土翼板以及钢梁扭矩-扭率曲线。从图中可以看出,在弯扭共同作用下,无论是弯型破坏还是扭型破坏,混凝土翼板和钢梁的扭率相差不大,二者仍基本保持共同协调扭转变形,可以用混凝土翼板的扭率作为整个组合梁的扭率。

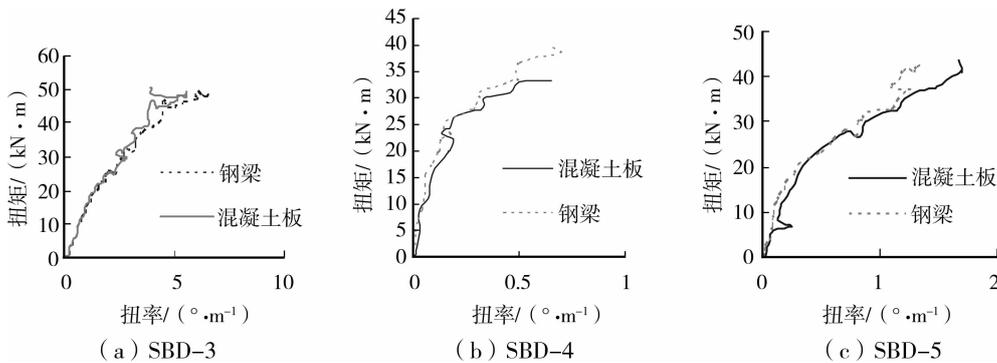


图 6 复合受扭作用下扭矩-扭率关系曲线

3.2 应变分布

图 7 为纯扭作用下混凝土翼板主拉(压)应变随扭矩变化图。从图中可以看出,混凝土的主拉(压)

应变在开裂前基本保持对称发展。开裂后,由于受钢梁和混凝土开裂的影响,混凝土主拉应变与主压应变的增加表现出不规则性。

图 8 为复合受扭作用下混凝土翼板主拉(压)应变,剪应变随扭矩变化图。从图中可以看出,混凝土主应变方向倾角接近 45°。开裂后,SBD-3 混凝土的主拉压应变基本上仍能保持同开裂前一样对称发展,SBD-5 混凝土主拉应变与主压应变的增加表现出不规则性。此时压区混凝土开始进入塑性状态,应变的增长较快,压应变值要大于拉应变值。混凝土翼板的剪应变分布沿翼板宽度方向基本呈抛物线型分布。

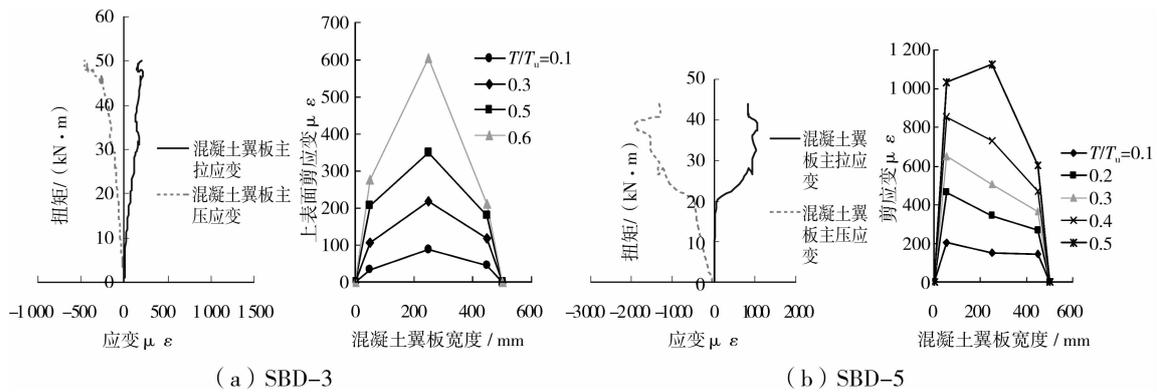


图 8 复合受扭作用下混凝土翼板应变变化图

图 9(a)为纯扭作用下钢筋的扭矩-应变图。从图中可以看出,当混凝土未开裂时,箍筋与纵筋的应变都很小,处于弹性状态。当翼缘混凝土开裂时,钢筋应变发生突变,扭矩-应变曲线出现一个转折点,箍筋与纵筋的应变变化不规则,屈服段较长。当达到极限荷载时,试件中的受力钢筋均屈服。

图 9(b)、(c)为复合受扭作用下钢筋的扭矩-应

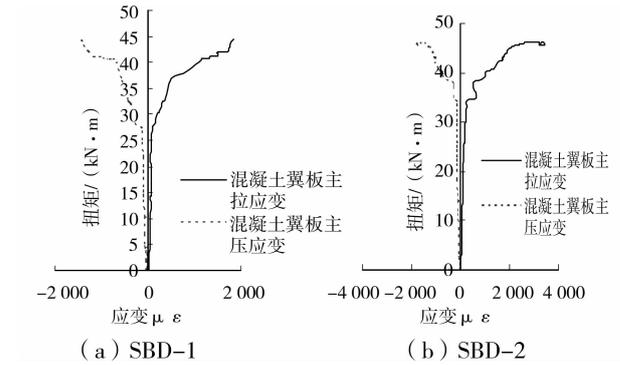


图 7 纯扭作用下混凝土翼板主拉(压)应变变化图

变图。从图中可以看出,受力钢筋的扭矩-应变曲线与纯扭时的受力钢筋的扭矩-应变曲线相似。当达到开裂荷载后,纵筋与箍筋的扭矩-应变曲线出现屈服段,这表明混凝土翼缘板开裂后纵筋与箍筋将承担原来由混凝土承担的部分应力,从而导致钢筋应变突然增大。

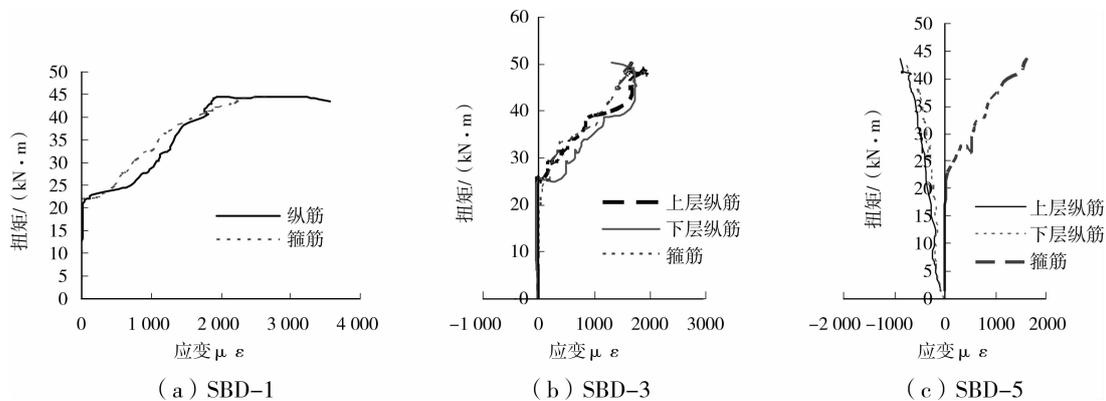
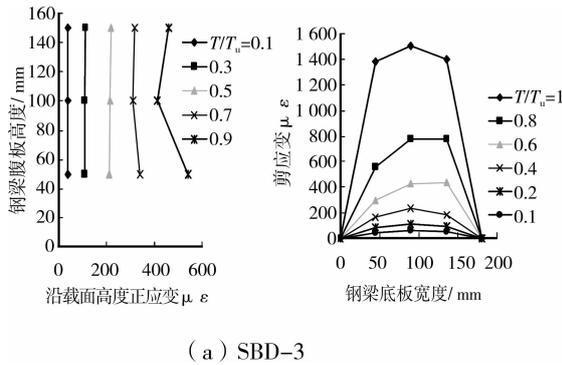


图 9 钢筋扭矩-应变关系图

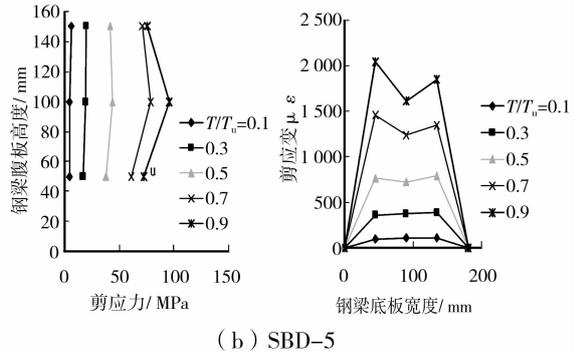
图 10 为纯扭作用下 U 形外包钢的应力-应变曲线。从图上可以看出,U 形钢腹板中部的剪应力分布比较均匀,剪力流的方向与外扭矩的方向一致。这与狭长矩形受扭状态下的长边剪应力分布情况比

较吻合。当 $T/T_u < 0.6$ 时,U 型钢的应力一直非常小,在 50 MPa 以内。当 $T/T_u > 0.6$ 以后,U 型钢的应力有明显的增大,但直到破坏,U 型钢仍处于弹性变形阶段,应力不到屈服强度的一半。

图 11 为复合受扭作用下 U 型钢的应变、应力图。从图中可以看出, U 型钢在弯扭比较小时(如 SBD-3),破坏时仍然处于弹性阶段;而当弯扭比较大时(如 SBD-5),破坏时 U 型钢的底板已经屈服。因此,认为此新型组合梁在发生扭型破坏时 U 型钢处于弹性阶段,而发生弯型破坏时 U 型钢已经屈服。



(a) SBD-3



(b) SBD-5

图 11 复合受扭作用下 U 型钢外包钢的应力-应变曲线

3.3 弯矩和挠度的关系

图 12 反映了新型外包钢组合梁在复合受扭时跨中位移与弯矩之间的关系。从图中可以看出挠度基本上随着弯矩的增加呈线性增大。弯矩作用下的 $M - \delta$ 关系曲线同 $T - \theta$ 曲线基本相似,也可划分成相应的 3 个阶段。SBD-3 挠度曲线之所以显得不光滑,是由于中间加弯矩的千斤顶是由手动控制,在加到设定荷载时不能很好的稳住,导致数据波动稍大。SBD-5 破坏时挠度曲线已经呈现出下降的趋势。延性好的结构,后期塑性变形能力大,避免突然破坏能力强,能适应偶然的超载和反复荷载。从图上可以清楚的看出 3 根复合受扭试件的延性比关系为 $SBD-5 > SBD-4 > SBD-3$ 。弯扭比越大,组合梁的延性越好。

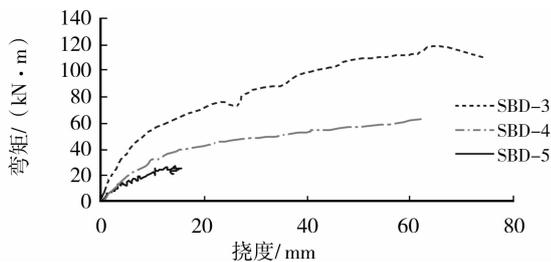


图 12 跨中弯矩-挠度曲线

3.4 荷载和斜裂缝宽度的关系

图 13 为纯扭作用下混凝土翼板裂缝开展情况。在扭转时斜裂缝的两侧发生错动,卸载后裂缝处的骨料咬合作用受到削弱,因此其残余裂缝宽度要比弯曲裂缝宽度大。从图中可以看出,在相同的 T/T_u 下, SBD-1 的裂缝宽度较大。实验验证了 Collins 的试验结论:配置同样数量的钢筋,当钢筋的间距较密时,其斜裂缝的宽度细而密,对结构的耐久性有利;当钢筋的间距较大时,其斜裂缝的宽度宽而疏。

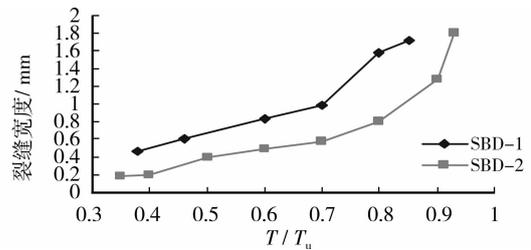


图 13 纯扭作用下混凝土翼板裂缝开展情况图

图 14 为复合受扭作用下混凝土翼板裂缝开展情况。从图中可以看出,对于弯扭比较小的试件当 $T/T_u = 60\%$ 时,裂缝宽度已达到 0.2 mm。而对于弯扭比大的试件,斜裂缝开展很慢,即使在接近破坏,当 $T/T_u = 90\%$ 时,裂缝宽度才达 0.12 mm。可见弯扭比的增加,弯矩所产生的压应力可以抵消部

分由扭矩引起的斜拉应力,抑制斜裂缝的开展。

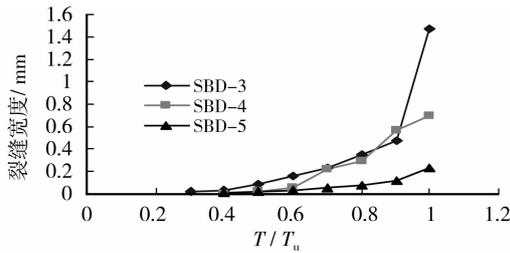


图 14 复合受扭作用下混凝土翼板裂缝开展情况图

4 新型外包钢-混凝土组合梁受扭构件开裂扭矩的计算

在组合梁整体承受扭矩的情况下,由于混凝土是脆性材料,混凝土的抗拉强度远小于它的抗压强度,而 U 型外包钢截面的抗扭转变形能力远大于翼板混凝土的抗扭转变形能力,所以,可以将翼板混凝土的开裂作为整个组合梁的开裂标志。

同时由于 U 型钢内部混凝土在弯矩作用下处于受拉区,所以在翼板混凝土开裂时,认为 U 型钢内部混凝土已经开裂,不考虑它的作用。

根据以上分析,新型外包钢-混凝土 T 形截面组合梁的开裂扭矩可表示为:

$$T_{cr} = T_c + T_s = W_{tp} \tau + 2hbh_c \tau \quad (1)$$

式中: T_c 为混凝土的抗扭贡献; T_s 为在混凝土开裂时, U 型外包钢与混凝土翼板所形成的组合箱形梁的抗扭贡献;纯扭时, W_{tp} 表示 T 形截面抗扭塑性抵抗矩,为各分块矩形截面的 W_t 与分块矩形截面连接处的 W_t 之和, τ 即为 f_t , 是混凝土的抗拉强度, b 为下面钢板宽度, h 为梁总高, h_c 为混凝土翼板高度。

$$W_{tp} = \frac{1}{2} \left[b^2 \left(h - h_c + \frac{b}{4.5} \right) + h_c^2 \left(b_c - \frac{h_c}{3} \right) \right] - \frac{1}{12} \frac{b^4}{h_c} + \frac{1}{96} \frac{b^5}{h_c^2} \quad (2)$$

所以,纯扭时开裂扭矩可以表示为:

$$T_{cr} = \left(\frac{1}{2} \left(b^2 \left(h - h_c + \frac{b}{4.5} \right) + h_c^2 \left(b_c - \frac{h_c}{3} \right) \right) - \frac{1}{12} \frac{b^4}{h_c} + \frac{1}{96} \frac{b^5}{h_c^2} \right) f_t + 2hbh_c f_t \quad (3)$$

复合受扭时, W_{tp} 为混凝土翼板截面的塑性抵抗矩, τ 为剪应力计算公式^[7]。

$$W_{tp} = \frac{h_c^2}{6} (3b_c - h_c) \quad (4)$$

$$\tau = f_c \sqrt{-0.122 \left(\frac{\sigma}{f_c} \right)^2 + 0.112 \left(\frac{\sigma}{f_c} \right) + 0.009 81} \quad (5)$$

式中 $\sigma = M/W$, W 为组合梁截面抗弯模量^[8]

所以复合受扭的开裂扭矩可以表示为:

$$T_{cr} = \frac{h_c^2}{6} (3b_c - h_c) f_c \cdot \sqrt{0.009 81 - 0.122 \left(\frac{\sigma}{f_c} \right)^2 + 0.112 \left(\frac{\sigma}{f_c} \right)} + 2hbh_c f_c \cdot \sqrt{0.009 81 - 0.122 \left(\frac{\sigma}{f_c} \right)^2 + 0.112 \left(\frac{\sigma}{f_c} \right)} \quad (6)$$

表 2 为开裂扭矩计算值与实测值的对比,可以看出,计算值与实测值误差在 10% 左右,两者吻合较好。

表 2 开裂扭矩计算值与实测值的比较

试件	计算值/(kN·m)	试验值/(kN·m)	计算值/试验值
SBD-1	25	22	1.136
SBD-2	25	23	1.087
SBD-3	27.32	25.2	1.084
SBD-4	28.60	26.7	1.071
SBD-5	18.94	21.5	0.881

5 新型外包钢-混凝土组合梁受扭构件极限扭矩的计算

纯扭时,对混凝土翼板来说,U 型钢约束混凝土翼板纵向裂缝的开展,其作用相当于向翼板施加一个偏心的轴压力。所以,混凝土翼板处于压弯扭复合受力状态,可以采用变角空间桁架模型进行受扭极限承载力分析,见图 15。

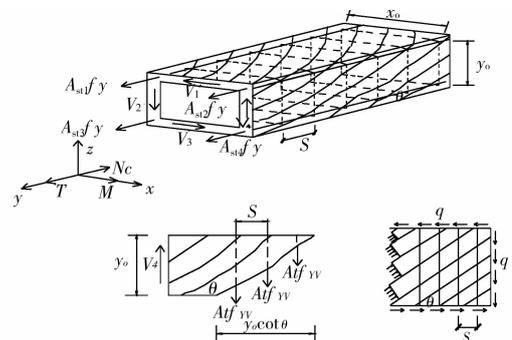


图 15 变角空间桁架模型

5.1 基本假定

- 1) U 型钢和混凝土翼板在受扭过程中保持变形协调一致,即扭转角相同;
- 2) U 型钢内填充的混凝土开裂后,可忽略其抗扭贡献^[9];
- 3) 试件破坏时,钢筋均达到屈服;
- 4) 构件开裂后,可以忽略组合梁上部翼板内核心混凝土的作用;

5) 近似认为剪力由 T 形截面组合梁的腹板承担;

6) 混凝土板与钢梁间有可靠的连接, 忽略两者之间的翘曲与滑移。

5.2 计算公式

新型外包钢-混凝土 T 形截面组合梁的极限扭矩可表示为^[10]:

$$T_u = T_c + T_s \quad (7)$$

式中: T_c 为上部钢筋混凝土翼板的极限抗扭贡献; T_s 为 U 型外包钢与混凝土翼板所形成的组合箱形梁的抗扭贡献。

T_c 的计算: 翼缘板混凝土开裂, 混凝土的抗扭能力降低到约为未裂构件的一半, 其余将由钢筋来承受^[11]。开裂后, 剪力路径所包围的面积是由量测最外层封闭横向钢筋的中心线的尺寸 x_0 和 y_0 来确定, 这些尺寸确定了量自钢筋中心线的总面积 $A_0 = x_0 y_0$ 和剪力周长 $U_0 = 2(x_0 + y_0)$ 。

矩形截面构件提供的抗扭承载力, 可由等效空心管壁每个壁剪力贡献的和来体现。

$$T_4 = x_0 \frac{V_4}{2}, V_4 = A_t f_{yv} n \quad (8)$$

式中: A_t 为箍筋的单肢面积; f_{yv} 为横向钢筋的屈服强度; n 是与扭转裂缝相交的钢箍数。

由于裂缝的水平投影为 $y_0 \cot \theta$ 和 $n = y_0 \cot \theta / s$, 这里 θ 为压杆的倾角, s 为箍筋的间距。

$$V_4 = \frac{A_t f_{yv} y_0}{s} \cot \theta, T_4 = \frac{A_t f_{yv} y_0 x_0}{2s} \cot \theta \quad (9)$$

显然, 对每个水平壁和竖直壁可得相同的表达式。于是, 对全部 4 个边求和, θ 近似取 45° , 所以截面的名义承载力为:

$$T_c = \sum_1^4 T_i = \frac{2A_t f_{yv} y_0 x_0}{s} \cot \theta = \frac{2A_t f_{yv} A_0}{s} \quad (10)$$

T_s 的计算: 根据试验可知道, 纯扭破坏时 U 型钢仍处于弹性阶段, 应力和应变仍为线性关系。

$$T_s = GJ\theta_s = GJ\theta_c = GJ \frac{T_c}{K_c} \quad (11)$$

式中: G 为剪切模量, J 为扭转惯性矩。

式中 K_c ^[7] 为:

$$K_c = \frac{4E_c b_0^3 h_0^3}{u_0^2} \left(\frac{1}{\frac{1}{\rho_1^v} + \frac{1}{\rho_2^v} + \frac{4\alpha_E \lambda_t b_0 h_0}{u_0 t}} \right) \quad (12)$$

所以纯扭作用下极限扭矩为:

$$T = \frac{2A_t f_{yv} A_0}{s} \left(1 + GJ u_0^2 \frac{\frac{1}{\rho_1^v} + \frac{1}{\rho_2^v} + \frac{4\alpha_E \lambda_t b_0 h_0}{u_0 t}}{4E_c b_0^3 h_0^3} \right) \quad (13)$$

复合受扭时, 根据 Bredt 的薄壁管理论, 可知极限扭矩为:

$$T_u = T_c + T_s = 2A_0 t \tau + \frac{T_c}{K_{t0}} GJ = 2A_0 t \tau \left(1 + \frac{GJ}{K_{t0}} \right) \quad (14)$$

τ 根据受拉破坏准则^[12] 计算:

$$-\frac{f_{cm}}{2} + \sqrt{\left(\frac{f_{cm}}{2}\right)^2 + \tau^2} = 7.5 \sqrt{f_c} \quad (15)$$

式中, f_{cm} 表示弯矩引起的正应力。

发生扭型破坏时, 混凝土翼板的抗扭刚度^[13]:

$$k_{t0} = \frac{4b_0 h_0}{0.00238 f_c} \left[\frac{A_{svt} f_{yv}}{s} \times \frac{A_{st} f_y}{u_0} \right] \quad (16)$$

发生弯型破坏时, 混凝土翼板的抗扭刚度^[14]:

$$k_{t0} = \frac{E_s b_0 h_0^3}{\left(\frac{(1+2k)(1+k)}{2\rho_2^v} + 5\alpha_E k(1+2k) + \frac{(1+k)^2}{4\rho_1^v} + \frac{(1+k)}{2\phi\rho_1^v} \right)} \quad (17)$$

式中, E_s 为钢筋的弹性模量, ρ_1^v 和 ρ_2^v 为纵筋和箍筋的体积配筋率, $\alpha_E = \frac{E_s}{E_c}$, λ_t 为附加系数按试验分析取, 取 $\lambda_t = 3$, $k = h_0/b_0$, $\phi = T/M$, $f_{cm} = M/W$, t 为有效壁厚^[15]。

表 3 为极限扭矩计算值与实测值的对比, 表明纯扭构件计算值与实测值吻合较好, 配箍率较大的 SBD-2 相对于配箍率较小的 SBD-1 的抗扭效果稍好; 复合受扭构件的实测值与计算值吻合较好; SBD-5 因弯扭比为 5, 主要以受弯破坏为主, 破坏时未达到抗扭强度极限值, 故极限扭矩的计算值比实测值大 28.86%, 误差稍大, SBD-4 的试验极限扭矩为 52.5 kN·m, 比 SBD-2 的试验极限扭矩 46 kN·m, 增加了 14%, 即适当的弯矩可以提高抗扭强度。

表 3 极限扭矩计算值与实测值的比较

试件	计算值/(kN·m)	试验值/(kN·m)	计算值/试验值
SBD-1	40.3	44	0.916
SBD-2	41.8	46	0.909
SBD-3	53.9	48.9	1.102
SBD-4	58.6	52.5	1.116
SBD-5	55.4	43	1.288

6 结论

1) 组合梁无论处于纯扭还是复合受扭的情况下, 混凝土翼板和钢梁的扭率相差不大, 二者仍基本保持共同协调扭转变形, 可以用混凝土翼板的扭率作为整个组合梁的扭率。

2)配箍率,弯扭比对组合梁斜裂缝有一定的影响,适当的配箍率和弯扭比可以抑制斜裂缝的开展。

3)组合梁受扭破坏时,混凝土翼板上形成环绕整个翼板截面的近似 45° 的螺旋形裂缝,形成带有斜裂缝的空间桁架体系,这为采用空间桁架模型提供了试验依据。

4)当弯扭比 $M/T \leq 2$ 发生扭型破坏时,新型外包钢-混凝土T形截面组合梁破坏时文中提出的极限扭矩理论计算公式的计算值与试验值基本吻合,误差在10%左右;而当弯扭比 $M/T > 2$ 发生弯型破坏时,文中提出的公式与实际值有稍有偏差。

5)新型外包钢-混凝土T形截面组合梁的扭矩主要由混凝土翼板和下部钢共同承担,在弯扭作用下,混凝土翼板实际处于压扭状态,轴压力对极限抗扭强度有提高作用,即适当的弯矩可以提高组合梁的抗扭强度,扭矩最大提高达14%左右;但当弯扭比很大时,组合梁往往不能达到受扭破坏,抗扭强度相对于纯扭时反而有所降低。

参考文献:

- [1] 范旭红,石启印,马波. 钢-混凝土组合梁的研究与展望[J]. 江苏大学学报:自然科学版, 2004, 25(1): 89-92.
FAN XU-HONG, SHI QI-YIN, MA BO. Development and perspective of steel-concrete composite beams[J]. Journal of Jiangsu University: National Science Edition, 2004, 25(1): 89-92.
- [2] 肖辉,李爱群. 钢与混凝土组合梁的发展、研究与应用[J]. 特种结构, 2005, 22(1): 38-42.
XIAO HUI, LI AI-QUN. Development, research and application of steel and concrete composite beams[J]. Special Structures, 2005, 22(1): 38-42.
- [3] 胡少伟,聂建国. 钢-混凝土组合梁的受扭试验与分析[J]. 建筑结构学报, 2006, 27(4): 103-109
HU SHAO-WEI, NIE JIAN-GUO. Torsional experiment and analysis on composite steel-concrete beams[J]. Journal of Building Structures, 2006, 27(4): 103 - 109.
- [4] LYCKEGAARD A, THOMSEN O. Nonlinear analysis of a curved sandwich beam joined with a straight sandwich beam[J]. Composites: Part B, 2006, 37(2): 101 - 107.
- [5] SINGH R, MALLICK S. Experiments on steel-concrete beams subjected to torsion combined flexure and torsion[J]. Indian Concrete Journal, 1977, 51(1): 67-73.
- [6] HSU T T C, Torsion of structural concrete-behavior concrete rectangular section[R]. Detroit: American Concrete Institute, 1968.
- [7] 殷芝霖,张誉,王振东. 抗扭[M]. 北京:中国铁道出版社, 1990.
- [8] 王连广. 钢与混凝土组合结构理论与计算[M]. 北京:科学出版社, 2005.
- [9] 舒小娟,钟新谷,沈明燕. 差分法计算钢箱-混凝土组合梁的纯扭转刚度及剪应力[J]. 南方冶金学院学报, 2003, 24(5): 77-82.
SHU XIAO-JUAN, ZHONG XIN-GU, SHEN MING-YAN. Difference method for the calculation of torsion stiffness and shearing stress of steel box-concrete composite beam[J]. Journal of Southern Institute of Metallurgy, 2003, 24(5): 77-82.
- [10] LEE JAEHONG. Flexural analysis of thin-walled composite beams using shear-deformable beam theory[J]. Composite Structures, 2005, 70(2): 212 - 222.
- [11] 尼尔逊 A H. 混凝土结构设计[M]. 12版. 北京:中国建筑工业出版社, 2003.
- [12] MITCHELL D, COLLINS M. Behavior of structural concrete beams in pure torsion[R]. Department of Civil Engineering, University of Toronto, 1974.
- [13] GHOSH B, MALLICK S. Strength of steel-concrete composite beams under combined flexure and torsion[J]. India Concrete Journal, 1979, 53(2): 48-53.
- [14] KUYT B. A method for ultimate strength design of rectangular reinforced concrete beams in combined torsion, bending and shear[J]. Magazine of Concrete Research, 1972, 24(78): 15-24.
- [15] 朱聘儒. 钢-混凝土组合梁设计原理[M]. 北京:中国建筑工业出版社, 1989.

(编辑 胡英奎)