

文章编号:1671-6833(2008)03-0108-05

## 钢-高性能混凝土组合桥塔承载能力试验研究

王茜,王春生,俞欣,徐岳

(长安大学桥梁与隧道陕西省重点实验室,陕西西安710064)

**摘要:**通过对钢-高性能混凝土组合桥塔节段进行轴压承载力试验,研究了组合桥塔的受力特性.参考相关规范和规程,对组合桥塔的承载力进行了计算.试验和计算结果表明:组合桥塔中混凝土的存在,可以避免或延缓塔壁发生局部失稳,提高结构的承载能力,较钢桥塔具有较大的优势;采用直接叠加的方法得到的承载力较试验值大7.3%,采用DBJ13-51-2003中的方法得到的承载力较试验值大25.3%,前者计算简便,后者可以考虑壁板和混凝土的相互作用,但这两种方法均不能计入壁板局部屈曲的影响;组合桥塔的焊缝和母材应等强,否则会因焊缝破坏而造成整个结构的破坏.

**关键词:**桥梁工程;钢-高性能混凝土;组合桥塔;稳定性;模型试验;承载力

**中图分类号:**U 443.38

**文献标识码:**A

### 0 引言

钢-混凝土组合结构发挥了钢材和混凝土两种材料的优点,在桥梁工程中得到了广泛的应用.近年来随着钢桥塔在我国的成功应用,对钢桥塔的研究也逐渐深入<sup>[1-3]</sup>.钢桥塔不仅强度高,而且体积小,自重轻,基础造价低,结构耐久可靠,此外,采用钢桥塔还可以缩短施工周期.但是,钢桥塔的壁板较薄,在压力作用下容易发生局部失稳,从而降低结构的承载能力,甚至造成整个结构的破坏<sup>[4]</sup>,需要采取适当的措施加以防止.在钢桥塔中填充混凝土形成钢-混凝土组合桥塔,可以使钢桥塔的局部失稳得到延缓,提高结构的承载能力,但国内对此尚未开展研究.笔者通过在钢桥塔节段中填充自密实高性能混凝土,形成钢-高性能混凝土组合桥塔,对其进行轴心受压试验,研究填充混凝土后组合桥塔的受力特性.

### 1 试验概况

#### 1.1 试件的设计和制作

根据国内外已建钢桥塔的截面型式,设计了较为典型的钢桥塔节段模型截面.钢桥塔模型采用Q235钢材制作,由壁板、加劲肋等部分焊接而成.模型尺寸为:塔高1.10 m,截面尺寸300 mm

×500 mm,壁板厚6 mm,各壁板中间分别设一道纵向加劲肋,宽40 mm,厚4 mm.为传力均匀,在塔底焊接一块500 mm×700 mm的承压板,厚30 mm,并设有加劲肋与钢塔相连.

钢桥塔内填充自密实高性能混凝土以形成组合桥塔,该种混凝土在自重作用或少振捣的情况下就能自密实成型,且硬化后的混凝土结构均匀、致密,对方便组合桥塔的施工,节约劳动力投资,减轻噪音污染,确保工程质量具有重要意义<sup>[5]</sup>.配制混凝土时采用秦岭牌525R普通硅酸盐水泥,用料配合比按重量比(kg)为:水泥:粉煤灰:砂:碎石:水=360:90:700:1 050:175.混凝土水灰比为0.486,砂率为0.4.砂子采用优质河砂,细度模数2.6;碎石粒径5~15 mm.粉煤灰采用发电厂出产的Ⅱ级粉煤灰.水采用清洁自来水.减水剂采用恒升牌HSP-V型减水剂,掺量1.35%(水泥+粉煤灰).

试验时配置的混凝土坍落度为250 mm,坍落流动度为570 mm,新拌混凝土流经“L”形仪的平均流速为57.5 mm/s.混凝土28 d抗压强度 $f_{cu}$ 和弹性模量由与试件同条件下成型养护的150 mm×150 mm×150 mm的立方体和150 mm×150 mm×300 mm的棱柱体试块测得,测试方法依据《普通混凝土力学性能试验方法标准》(GB/

收稿日期:2008-04-20;修订日期:2008-06-18

基金项目:霍英东青年教师基金资助项目(101078);国家西部交通建设科技项目(200431822317)

作者简介:王茜(1981-),女,陕西西安人,长安大学博士研究生,主要从事桥梁结构方面的研究,E-mail:brightq@

163.com.

T 50081-2002) 进行。测得混凝土 28 d 的立方体抗压强度为  $f_{cu} = 48.46$  MPa, 试验时混凝土的轴心抗压强度  $f_c = 49.42$  MPa, 弹性模量为  $3.57 \times 10^4$  MPa。在进行混凝土浇灌时, 从塔顶灌入混凝土, 在自然条件下进行养生。试验前用打磨机将塔顶的钢板和混凝土打磨平整, 并放置一厚盖板, 盖板和试件的几何中心保持对中, 尽可能保证钢板与核心混凝土在试验施荷初期就能共同受力。组合桥塔节段模型的截面见图 1。

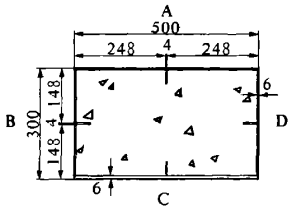


图 1 组合桥塔模型截面图(单位:mm)

Fig.1 Cross section of the composite bridge tower segment

### 1.2 试验设备及测点布置

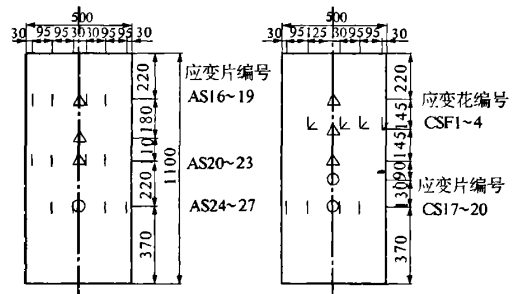
试验采用 20 000 kN 长柱压力试验机对钢桥塔模型进行轴心加载, 采用 TDS-602 静态电阻应变仪对试验全过程的应变和位移进行数据采集。

根据试验目的, 将模型的失稳极限荷载以及模型各壁板的应变、位移测量作为本次试验的主要测试内容。模型的 4 个壁板分别称为 A、B、C、D 面, 见图 1。在 4 个面上沿不同高度以及在同一高度的不同位置分别布置若干应变测点和位移测点, 同时设置 4 个轴向位移测点用以测量试件 4 个面的轴向变形。A、C 面的测点布置见图 3, B、D 面的测点布置方法分别与 A、C 面相同。

### 1.3 试验过程及现象

加载前, 先对模型进行预压, 以确保轴心受压。试验过程中采用分级加载, 待读数稳定后采集数据, 试件破坏时连续进行数据采集。试件破坏前, 各壁板均无明显的横向变形。荷载加至 9 080 kN 时, 壁板 D 与壁板 A 及壁板 C 之间的两条焊缝被撕裂, 发出“砰, 砰”的响声。壁板 B 上方出现局部凸曲, 内部混凝土被压溃, 呈现劈裂破坏现象。造成这种现象的原因是由于试件是由 4 块钢板拼焊而成, 受到操作空间的限制, 在焊接最后 1 块壁板(D 板)时只能从外部进行焊接, 其与相邻壁板的焊缝为单面焊缝, 而其余焊缝均为双面焊缝。故随着混凝土横向变形的发展, 强度较弱的单面焊缝首先被撕裂, 壁板 D 无法继续承载, 壁板 B 在巨大的压力作用下发生了局部屈曲, 失去

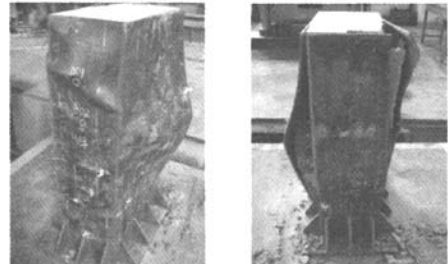
了约束作用的混凝土随即被压溃。可见组合桥塔的焊缝质量和强度至关重要, 直接影响到整个结构的安全, 需引起重视。试件破坏后发现, 壁板 D 的加劲肋与混凝土全部剥离, 其余壁板的加劲肋在发生变形的部位均与混凝土剥离, 说明加劲肋与混凝土间的粘结作用较弱。如果焊缝与母材等强并采取有效措施增加钢板与混凝土间的粘结作用, 试件的承载能力还可以得到进一步提高。试件的破坏形态如图 3 所示。



△一位移计; ○一百分表; |—应变片; ⊥—应变花。

图 2 测点布置图

Fig.2 Arrangement of the measuring points



(a) B、C 面

(b) A、C、D 面

图 3 试件的破坏形态

Fig.3 Failure mode of the specimen

## 2 试验结果及分析

### 2.1 荷载-轴向应变曲线

试件壁板典型的荷载-轴向应变曲线如图 4 所示, 图中应变均为压应变。由图 4 中可以看出, 宽壁板 A 与窄壁板 B 的荷载-轴向应变曲线变化规律较为一致。在加载初期, 各壁板均处于弹性阶段, 壁板的轴向应变呈线性增加, 此时, 钢板与混凝土各自单独受力。荷载加至 4 000 kN 时(约为极限荷载的 44%), 壁板轴向应变增量突然减小, 可能是钢板对混凝土产生了约束作用, 应变重新分配。继续加载至 5 500 kN 后, 应变基本以非线性方式增长, 且增速越来越快。试件破坏时, 荷载不再增加, 而应变发生了突变。

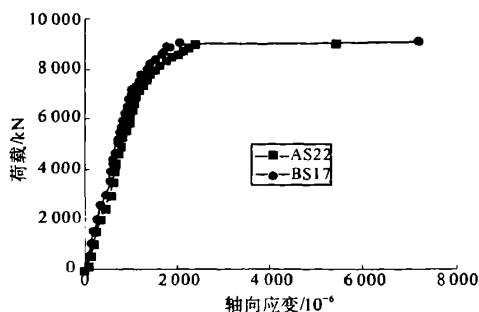


图4 荷载-轴向应变曲线

Fig.4 Load-axial strain curve

## 2.2 荷载-侧向应变曲线

壁板典型的荷载-侧向应变曲线如图5所示,图中应变均为拉应变.由图5可知,各点的侧向应变随荷载变化的规律基本一致.随着荷载的增加,核心混凝土和壁板的横向变形均增大,壁板的侧向应变也随之增大,且沿壁板宽度方向上,宽度中心的侧向应变大于其它部位的侧向应变.试件破坏时应变发生了突变.

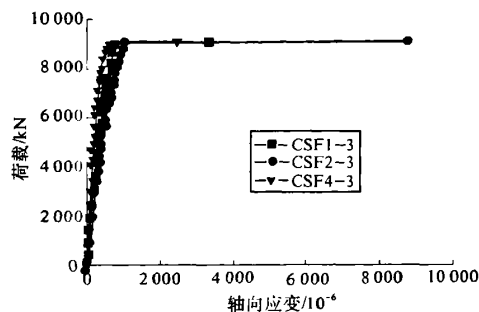


图5 荷载-侧向应变曲线

Fig.5 Load-lateral strain curves

图6所示为试件宽壁板和窄壁板在同一位置的侧向应变随荷载变化的关系对比图,从图6可以看出,试件宽壁板和窄壁板的侧向应变变化规律存在一定的差异,即在加载初期,二者的变化规律基本一致,随着荷载的增加,窄壁板的侧向应变随荷载增加的速率大于宽壁板的侧向应变增加速率,说明试件横截面短边方向的混凝土对壁板的横向作用力强,而长边方向相对较弱.

## 2.3 应变分布

图7所示为壁板A的轴向应变在部分荷载等级作用下沿板宽度方向的分布情况,图中横坐标表示测点沿板宽度方向的相对位置,纵坐标表示轴向压应变.由图7可以看出,当荷载小于4 500 kN(约为极限荷载的49.6%)时,应变沿板

宽度方向的分布较为均匀,各部分共同受力,且应变增量基本保持一致,壁板仍处于弹性阶段;当荷载大于4 500 kN时,应变分布逐渐变得不均匀,且荷载越大,应变分布越不均匀,同时,应变增量也越来越大,说明壁板已进入弹塑性阶段,并且各部分受力已经发生了改变.

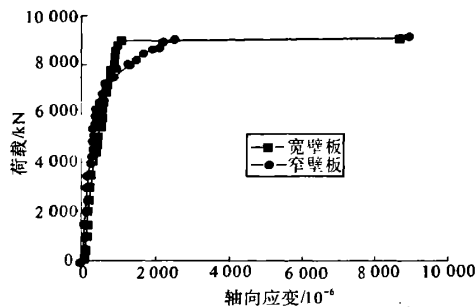


图6 荷载-侧向应变曲线对比

Fig.6 Comparison of the load-lateral strain curves

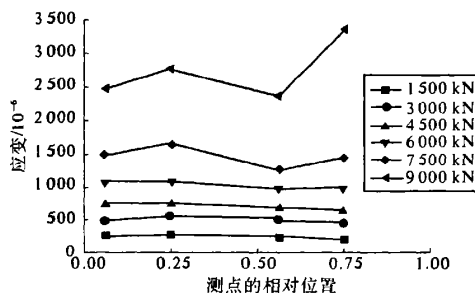


图7 应变分布图

Fig.7 Distribution of the axial strain

## 2.4 荷载-轴向变形

图8所示为试件发生破坏前的荷载-轴向变形曲线,由图8可知,试件的轴向变形随荷载的增加逐渐增大,由于混凝土的存在,每增加一级荷载,轴向变形的增量并不大.试件接近破坏时,轴向变形的增加速率明显加快.

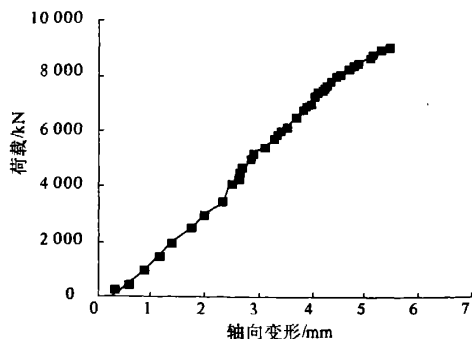


图8 荷载-轴向变形曲线

Fig.8 Load-axial deformation curves

### 3 承载力计算

目前国内外尚未有关于组合桥塔承载力的计算公式,但已有关于方、矩形钢管混凝土试件承载力的验算方法,如美国 ACI (2002)、日本 AIJ (1997)、美国 AISC (1999)、英国 BS5400 (1979) 及欧洲 EC4 (1994) 以及我国福建省的工程建设标准《钢管混凝土结构技术规程》(DBJ13-51-2003)。这些规范及规程中提供的计算公式并不适用于带加劲肋的钢管混凝土,也不适用于钢-混凝土组合桥塔。由文献[6]可知,各国规范在计算带加劲肋钢管混凝土轴压承载力时,以 DBJ13-51-2003 和 EC4 的计算结果和试验结果最为吻合。因此,笔者参考以上两种规范,对文中试件的承载力进行计算。

#### 3.1 EC4(1994)规范

EC4(1994)按下式计算钢管混凝土柱的轴压承载力

$$N_{EC4} = A_s f_y + A_c f_c \quad (1)$$

式中: $A_s$ 、 $A_c$  分别为混凝土和钢管的截面积; $f_y$  为钢管的屈服强度; $f_c$  为混凝土的圆柱体抗压强度。

按照公式(1)的方法,并计入加劲肋的影响,笔者采用直接叠加的方法对组合桥塔的承载力进行计算,即

$$N_{u1} = f_c A_c + f_{y,p} A_{s,p} + f_{y,s} A_{s,s} \quad (2)$$

式中: $A_c$ 、 $A_{s,p}$ 、 $A_{s,s}$  分别为混凝土、壁板和加劲肋各自的截面积; $f_{y,p}$  和  $f_{y,s}$  分别为壁板和加劲肋的屈服强度,由钢材的材性试验,取为 280 MPa; $f_c$  为混凝土的轴心抗压强度,取试验时的实测值  $f_c = 49.42$  MPa。

#### 3.2 DBJ13-51-2003(2003)规程

在 DBJ13-51-2003(2003)中,约束效应系数  $\varepsilon$  被用来描述钢管和混凝土二者之间的相互作用,其定义为

$$\varepsilon = \frac{A_{s0} f_{y,1}}{A_s f_{ck}} \quad (3)$$

式中: $f_{ck}$  为混凝土轴心抗压强度的标准值。由此组合截面的轴压强度可以表示为

$$N_{DBJ} = A_{s0} f_{scy} \quad (4)$$

式中: $A_{s0}$  为钢管和混凝土二者的截面面积之和,  $A_{s0} = A_{s,1} + A_c$ ;  $f_{scy}$  为方形或矩形钢管混凝土的组合轴压强度,按下式进行计算,即

$$f_{scy} = (1.18 + 0.85\varepsilon) f_{ck} \quad (5)$$

对于本文中的组合桥塔,加劲肋对轴压承载

力的贡献  $A_{s,1} f_{y,1}$  可直接加入式(5)中。因此,组合桥塔的承载力为

$$N_{u2} = A_{s0} f_{scy} + A_{s,1} f_{y,1} \quad (6)$$

为得到组合桥塔的实际承载力,笔者对混凝土的轴心抗压强度和钢材的屈服强度均按试验实测取值。

#### 3.3 计算结果对比

表1列出了由以上两种方法计算得到的组合桥塔的承载力  $N_{u1}$ 、 $N_{u2}$ , 并与试验结果  $N_{u0}$  进行对比。

表1 承载力对比

Tab. 1 Comparison of limit load capacity

计算方法	试验值 $N_{u0}/\text{kN}$	EC4 方法 $N_{u1}/\text{kN}$	DBJ13-51-2003 方法 $N_{u2}/\text{kN}$
承载力	9 080	9 740.9	11 379.7
与 $N_{u0}$ 比值	—	1.073	1.253
与 $N_{u1}$ 比值	—	—	1.168

由表中数据可知,按照 EC4 的方法进行直接叠加,得到组合桥塔的承载力  $N_{u1}$  较试验值  $N_{u0}$  大 7.3%,按照 DBJ13-51-2003 中的方法进行计算,得到组合桥塔的承载力  $N_{u2}$  较试验值  $N_{u0}$  大 25.3%。由于试验中试件的焊缝与母材不等强,焊缝的破坏造成了试件的最终破坏,所以焊缝与母材等强的试件的承载力较试验实测值要大,说明这两种方法在一定程度上可以反应结构的承载能力,前者计算较为简便,但没有考虑壁板对混凝土的约束作用,而后者考虑了壁板和混凝土的相互作用,但两种方法均没有计入壁板局部屈曲的影响。 $N_{u2}$  较  $N_{u1}$  大 16.8%,说明考虑了约束效应的承载力较直接叠加的承载力有所提高,能够更加合理地反应结构的真实受力状况,但提高幅度有限,表明矩形组合桥塔的约束作用较小。

### 4 结论

(1) 钢-混凝土组合桥塔在受力过程中,钢壁板可以对混凝土产生一定的约束作用,使混凝土的强度略有提高,混凝土又可以避免或延缓钢壁板发生局部屈曲,保证其材料性能的充分发挥,因此,较钢桥塔具有较高的承载能力和抗局部屈曲能力。

(2) 在计算组合桥塔的轴压承载力时,采用直接叠加的方法较为简便,但没有考虑壁板对混凝土的约束作用。而采用 DBJ13-51-2003 中的方法可以考虑壁板和混凝土的相互作用。但以上

两种方法均没有计入壁板局部屈曲的影响。

(3)考虑了约束效应的组合桥塔承载力较直接叠加的承载力有所提高,能够更加合理地反应结构的真实受力状况。但提高幅度有限,表明矩形组合桥塔的约束作用较小。

(4)组合桥塔在制作工程中,需注意焊缝质量和强度,焊缝与母材应等强,以免由于焊缝破坏而造成整个结构的破坏,使材料强度不能得到充分发挥。

#### 参考文献:

- [1] 王春生,黄本才,俞欣,等.钢桥塔的塔形力学特性分析[J].长安大学学报:自然科学版,2007,27

(4):20-25.

- [2] 张清华,李乔,唐亮.桥塔钢-混凝土结合段剪力键破坏机理及极限承载力[J].中国公路学报,2007,20(1):85-90.
- [3] 王茜,王春生,俞欣,等.钢桥塔的构造设计研究[J].公路,2008,(5):46-49.
- [4] 陈骥.钢结构稳定理论与设计[M].第二版.北京:科学出版社,2003.
- [5] 尧国皇,韩林海.钢管自密实高性能混凝土压弯构件力学性能研究[J].建筑结构学报,2004,25(4):34-42.
- [6] 陶忠,于清.新型组合结构柱的性能研究[J].建筑钢结构进展,2006,8(5):17-29.

## Experimental Research on the Limit Load Capacity of Steel-high Performance Concrete Composite Bridge Towers

WANG Qian, WANG Chun-sheng, YU Xin, XU Yue

(Key Laboratory for Bridge and Tunnel Engineering of Shaanxi, Chang'an University, Xi'an 710064, China)

**Abstract:** An axial compression test was carried out on a steel-high performance concrete composite bridge tower segment in order to study the mechanical behavior of composite bridge towers. The theoretic calculations of the limit load capacity of the specimen were conducted according to correlative codes. The test results and calculation data show that because of the existence of concrete, the composite towers can avoid or delay the local buckling of the tower panels and have more bearing capacity, which have more advantages than the steel bridge towers. The load capacity calculated by the superposition method is 7.3% larger than the test result, by the DBJ13-51-2003 method is 25.3% larger than the test result. The former method is convenient, while the latter can consider the restriction effect of the panels to the concrete, but neither of the above methods takes into account the local buckling of the tower panels. The welds and the base metal of the composite towers should be equal in strength, otherwise the destructive of the welds can lead to the failure of the whole structure.

**Key words:** bridge engineering; steel-high performance concrete; composite bridge tower; stability; model test; load-bearing capacity