

文章编号: 1000-4750(2005)02-0089-07

钢管混凝土哑铃形偏压构件试验研究

*陈宝春, 肖泽荣, 韦建刚

(福州大学土木学院, 福建 福州 350002)

摘 要: 进行了 8 根钢管混凝土哑铃形短柱的偏压试验。试验参数为偏心率。试验结果表明, 钢管混凝土哑铃形偏压短柱受力性能与单圆钢管混凝土偏压柱的有相似之处。对极限承载力的计算表明, 现有的折算面积法偏于保守而格构式算法又偏于不安全。提出的修正的格构式算法与试验结果吻合良好且偏于安全, 可供工程应用参考。

关键词: 哑铃形; 钢管混凝土; 偏压; 试验; 极限荷载

中图分类号: TU398 文献标识码: A

EXPERIMENTAL STUDY OF CONCRETE-FILLED STEEL TUBULAR DUMBBELL SHAPED COLUMNS UNDER ECCENTRIC LOADS

*CHEN Bao-chun, XIAO Ze-rong, WEI Jian-gang

(College of Civil Engineering and Architecture, Fuzhou University, Fuzhou 350002, China)

Abstract: Experiments of 8 concrete-filled steel tube (CFST) dumbbell-shaped columns under eccentrically loads are introduced. The load eccentricity ratio is taken as the experimental parameter. The test results indicate that the behavior of CFST dumbbell shaped eccentrically-loaded columns is similar to that of CFST single tubular specimens. The analyses of the ultimate load-carrying capacity show that the predicted results by the equivalent area method are too conservative and those obtained from truss method are larger than the test results. The predicted ultimate load by a modified truss method proposed in this paper agrees well with the test results. The modified truss method is shown to be safe and promising in engineering practice.

Key words: dumbbell; concrete-filled steel tube (CFST); eccentric load; experiment; ultimate load

国内外对钢管混凝土(单圆管)构件已进行了大量的试验研究^{[1][2]}。然而, 对于钢管混凝土拱肋中常见的哑铃形截面构件的试验研究才刚刚开始。文献[3]进行了哑铃形钢管混凝土轴压短柱的试验研究, 对其基本受力性能有了了解。然而, 对于得到广泛应用的竖哑铃形拱肋, 除受压外一般还受到弯矩作用, 因此属于偏心受压构件。为此, 本文在文献[3]的研究基础上, 进行哑铃形钢管混凝土偏压构件的试验研究, 对文献[4-6]提出的极限承载力计算

方法进行分析, 在此基础上提出较为合理的哑铃形钢管混凝土偏心构件的强度极限承载力简化计算方法。

1 试件设计与制作

试件的截面尺寸与文献[1]的基本构件相同, 由两根 $\Phi 108 \times 4\text{mm}$ 的无缝钢管和 4mm 厚的腹板焊接而成, 在钢管内和腹腔内灌注 C50 混凝土, 见图 1。由文献[1]的试验研究可知, 两管距离、腹板间

收稿日期: 2003-05-06; 修改日期: 2003-06-19

基金项目: 福建省重大科技项目(2003F007)

作者简介: *陈宝春(1958), 男, 福建罗源人, 教授, 博导, 从事桥梁与结构工程研究(E-mail: baochunchen@fzu.edu.cn);

肖泽荣(1977), 男, 江西吉安人, 硕士生, 从事结构工程研究;

韦建刚(1971), 男, 福建福州人, 工程师, 博士生, 从事结构工程研究

距及腹板有无拉杆加劲对构件的受力影响均不大，因此，本文不再将它们作为试件的参数，而仅考虑偏心率为试验参数。偏心矩作用在竖向(强轴方向)。偏心率为 $e/2i$ ，其中 e 为荷载偏心距， i 为截面强轴方向组合截面的回转半径，变化范围为 0.063-0.25。在计算截面回转半径时，组合截面的抗压与抗弯刚度按文献[7]的方法计算且略去钢腹板与腹腔内混凝土的贡献。试件的长度 L 均为 800mm，长细比 $\lambda = L/i$ 为 10。试件两端焊有两个厚 4mm、长宽为 $270 \times 120\text{mm}$ 的矩形钢板。试件的详细情况见表 1。表中编号 1、2、3、4 分别代表偏心距为 10、20、30、40mm，每个试件有两根，用括号内的数字 1 和 2 来表示。表中， f_y 为钢管的屈服强度， f_{cu} 为混凝土立方体强度， N_e 为试验的极限荷载值。

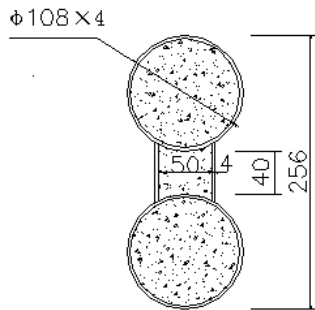


图 1 试件断面

Fig.1 Cross section of the specimen

表 1 试件资料一览表

Table 1 Parameters of the specimens

序号	试件编号	偏心距(mm)	$e/2i$	f_y (MPa)	f_{ck} (MPa)	N_e (kN)
1	B-1(1)	10	0.063	429	29.8	2100
2	B-1(2)	10	0.063	429	29.8	2120
3	B-2(1)	20	0.125	429	29.8	1955
4	B-2(2)	20	0.125	429	29.8	2000
5	B-3(1)	30	0.188	429	29.8	1700
6	B-3(2)	30	0.188	429	29.8	1690
7	B-4(1)	40	0.250	429	29.8	1625
8	B-4(2)	40	0.250	429	29.8	1600

2 试验装置与试验方法

试验在福州大学结构工程试验中心的 500 吨压力机上进行，试件两端采用刀铰。由于本试验主要考察哑铃形钢管混凝土试件在强轴面内的受弯，为了防止试件的面外失稳破坏，在试件的 1/4L 和 3/4L 的高度处用两根工字钢约束其面外的变形。试验装

置见图 2 和图 3。



图 2 试验装置图

Fig.2 Test set-up

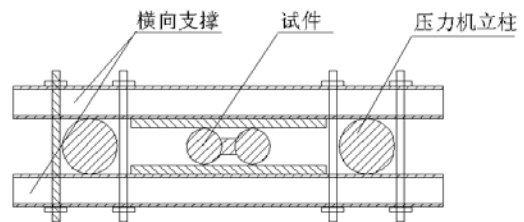


图 3 横向限制变形装置平面图

Fig.3 Plan view of the transverse deformation restraint set-up

试验采用分级加载，弹性范围内每级荷载为预计极限荷载的 1/10，当钢管受压区边缘纤维屈服后每级荷载约为预计极限荷载的 1/20，每级荷载的持荷时间约为 3 分钟。当接近破坏时慢速连续加载，同时连续记录各级荷载所对应的变形值，直至试件最终破坏时停止试验。

3 试验结果与分析

3.1 荷载—挠度曲线

两组试件的试验结果基本相同，图 4 给出第一组试件在不同偏心率情况下的荷载(N)和中截面挠度(u_m)关系曲线。由图 4 可知，各试件的荷载—挠度曲线在线性段相差较小，但进入非线性段后，偏心率越大，其曲线斜率减小越快，极限荷载也越小。哑铃形偏压短柱的荷载—挠度曲线随偏心矩的变化规律与单圆钢管混凝土偏压柱的相似^[8]。

试验表明，试件破坏时受压区的钢管先屈服，然后腹板鼓出，最后整个试件失去承载力，试件的典型屈服段见图 5。试件的极限承载力(两组试件的平均值)与偏心率的关系见图 6，由图 6 可知，随着偏心率的增加，试件的极限承载力下降。

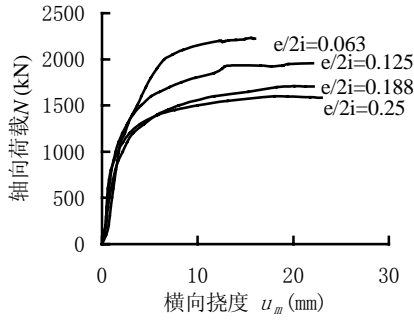


图4 荷载—位移(N-um)曲线

Fig.4 Load-deformation curves



图5 试件 B-1 破坏时中截面附近区域的照片

Fig.5 Failure of specimen in mid-sectional area

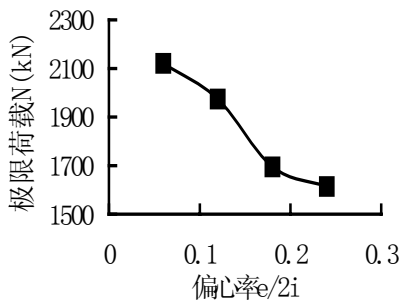


图6 荷载-偏心率曲线

Fig.6 Load-eccentricity ratio curve

3.2 荷载—组合材料泊松比曲线

图7和图8分别给出荷载—钢管(最大受压处)的材料泊松比和荷载—钢腹板的材料泊松比关系曲线。组合材料的泊松比是指钢管的环向应变与纵向应变之比。当荷载较小时,应变片给出的应变值基本可以反映构件的整体变形;当荷载值较大时,各点的应变可能相差很大,因此,钢管表面的纵横向应变片给出的应变比值不一定能反映构件的整体特性,但从图7和图8可以看出,从定性的角度,它还是能够反映钢管对混凝土的紧箍作用的趋势。

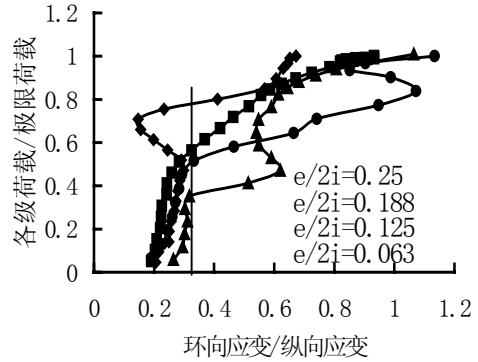


图7 荷载—受压区钢管泊松比关系曲线

Fig.7 Load-Poisson's ratio curve in compressive region of steel tube

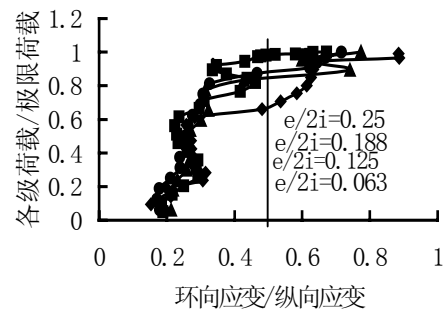


图8 荷载—钢腹板泊松比关系曲线

Fig.8 Load-Poisson's ratio curve in steel web

无论是受压钢管边缘还是钢腹板,组合材料的泊松比的增大趋势均随着偏心率的增大而降低,换言之,外侧的钢材对内填混凝土的紧箍作用就越弱,这与圆钢管混凝土的规律是一致的^[8]。但是,在哑铃形中的圆钢管混凝土与文献[8]中的单圆管偏压柱相比,构件的偏心率对组合材料泊松比的影响不是那么明显,这是因为哑铃形截面由上下两管组成,单个钢管混凝土的偏心率比整个构件的偏心率要小很多。因此,其荷载—钢管(最大受压处)的材料泊松比曲线与单圆管偏压试件中的小偏压试件相似,钢管对核心混凝土的紧箍力不仅能提高混凝土的延性、还能提高混凝土的强度,构件偏心率对哑铃形截面中圆钢管混凝土紧箍力削弱的作用不是很明显。图8与图7的比较说明,腹板对腹腔内混凝土的紧箍作用发展不如圆钢管对管内混凝土的作用发展得快。试件在荷载小于极限荷载的约0.6倍以前,钢腹板的泊松比大约在0.2-0.3之间,即为钢材的泊松比,钢腹板对腹腔内混凝土基本无约束作用。当荷载超过极限荷载的0.6倍左右以后,泊松比迅速增大,钢腹板对腹腔内的混凝土产生了约束作用。

3.3 关于平截面假定

图 9 为在不同荷载阶段各试件的中截面纵向应变发展图。在不同的受荷阶段，试件中截面的纵向应变分布基本上能保持平面。当边缘的最大压应变超过 $10000 \mu\epsilon$ 后，应变分布出现曲线形状，分析认为，其原因主要有二，一是应变片的量程大约为 $10000 \mu\epsilon$ ，超过 $10000 \mu\epsilon$ 以后测量的数值不准确；二是可能钢管出现局部屈曲，此时量测到的变形值已不足以代表真实的构件整体变形。

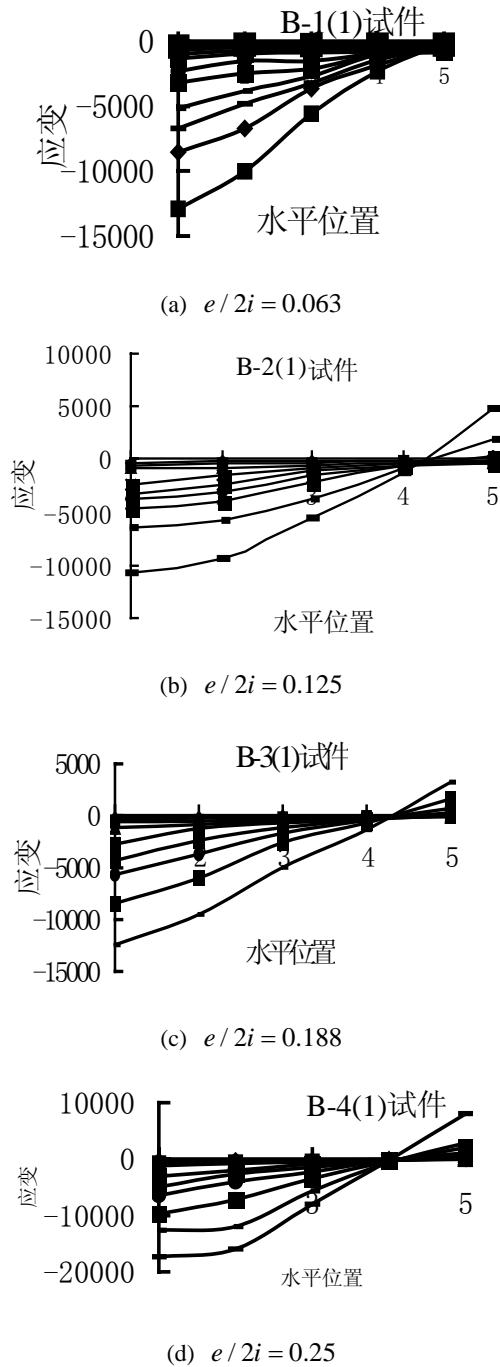


图 9 构件中截面纵向应变发展图

Fig.9 Longitudinal strain in mid-sections of specimens

4 极限承载力计算

4.1 现有的计算方法

4.1.1 折算面积法^{[4][5]}

文献[2]根据钢与混凝土的弹性模量之比将钢折算成混凝土面积，对钢管混凝土哑铃形拱肋采用容许应力法并按钢筋混凝土构件进行强度计算(完全不考虑钢管对管内混凝土的套箍作用)。文献[5]的计算原理和文献[4]相同，不过该文献通过将混凝土的强度提高一级(如将 C50 的混凝土按 C60 来计算)来考虑钢管对混凝土的套箍作用。应用文献[4][5]的方法，计算了试验中的 14 根试件的承载力，计算结果见表 2。

表 2 折算面积法计算结果(单位: kN)

Table 2 Predicted results of equivalent area method

试件 编号	文献 [2]		文献[3]		试验 结果 N_e
	N_1	N_1/N_e	N_2	N_2/N_e	
B-1(1)	825	0.39	990	0.47	2100
B-1(2)	825	0.39	990	0.47	2120
B-2(1)	763	0.39	916	0.47	1955
B-2(2)	763	0.38	916	0.46	2000
B-3(1)	684	0.40	821	0.48	1700
B-3(2)	684	0.41	821	0.49	1690
B-4(1)	629	0.39	755	0.46	1625
B-4(2)	629	0.39	755	0.47	1600

由表 2 可知，利用文献[4][5]方法计算的试件承载力均不到试验值的 50%左右。从文献[3]对钢管混凝土哑铃形轴压短柱极限承载力的分析可知，圆钢管内混凝土因受钢管紧箍力作用提高的强度在整个构件的极限荷载中占相当的比重，不应忽略。虽然偏压构件与轴压构件相比，偏心率会对紧箍力的作用有所削弱，但由于哑铃形构件由上下两管组成，单个圆管的偏心矩要大大地小于整个构件的偏心矩，从 4.2 的分析可知，整个构件的偏心率对构件受力性能的影响远不如单圆管构件受偏心率的影响，因此文献[4]按钢筋混凝土构件计算的极限承载力因此过于保守，而文献[5]虽然考虑到紧箍力的因素对管内混凝土的强度按提高一个等级来考虑，计算的结果比文献[4]的方法略高一些，但这种方法过于简单化且对紧箍力的作用估计还是不够，也还是偏于保守的。

4.1.2 格构式算法^[6]

文献[6]将哑铃形截面视为桁式拱肋,相当于建筑物柱子中用缀板连接的格构柱,认为整个截面的弯距通过两肢钢管混凝土的轴力来平衡,不考虑单肢钢管混凝土承受弯距作用,即将单肢钢管混凝土视为轴心受压构件进行承载力计算。本文称这种方法为格构式算法。由图 10 的平衡条件,

$$\left. \begin{aligned} N &= N_1 + N_2 \\ M &= Ne = N_1 \times (h/2) + N_2 \times (h/2) \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

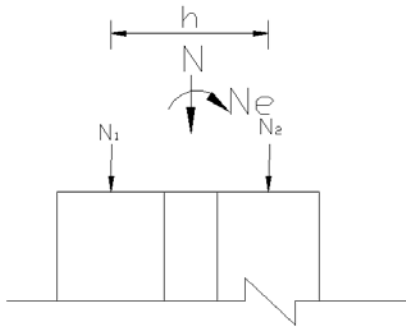


图 10 格构式算法示意图

Fig.10 Schematic diagram of lattice method

可求得上下管的轴力为,

$$\left. \begin{aligned} N_1 &= \frac{N}{2} - \frac{M}{h} = \left(\frac{1}{2} - \frac{e}{h} \right) N \\ N_2 &= \frac{N}{2} + \frac{M}{h} = \left(\frac{1}{2} + \frac{e}{h} \right) N \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

式中, N_1, N_2 分别为两肢钢管混凝土的轴力; N, M 分别为整个哑铃形截面的轴力和弯距; h 为哑铃形截面两管中心距离。

应用国内已出版的 CECS^[7]、JGJ^[10]和 DL/T^[9]三本有关钢管混凝土结构的设计规程,计算的哑铃形偏压试件的极限荷载与试验值的比较见图 12。由图 12 可知,计算值与试验值吻合较好;其中,一部分比试验值大,一部分比试验值小。但从应用角度来说,比试验值大的部分在应用中是偏于不安全的。

4.2 本文提出的修正的格构式算法

从前面的分析可以看出,现有的计算方法因为不是建立在试验研究的基础上,各算法之间结果相差很大,且各算法均不理想。

由 3.3 节的分析可知,在偏心荷载作用下,截面基本符合平截面假定,截面的变形既有平均压缩变形、又有转角变形。而上述的格构式算法视哑铃形截面为桁式截面,忽略了单根圆钢管混凝土承担的弯矩,从变形方面来说,是忽略了与截面整体转

角变形相同的每根圆钢管混凝土的转角变形,使得截面的变形成为台阶式分布。而哑铃形截面与桁式截面不同,其圆管的直径与高度并不悬殊,其比值一般在 1/2.5 附近,因此,单肢钢管混凝土本身的转角变形不能忽略,换言之,它所承担的弯距不能忽略不计。所以,在哑铃形钢管混凝土偏心受压构件中,单肢钢管混凝土不仅承受轴向压力,还要承受相当大的弯距,即单肢钢管混凝土也是压弯构件。

大量试验研究表明,偏心率对钢管混凝土的承载力有很大的影响,偏心率越大,承载力越低,因此,格构式算法将单肢钢管混凝土视为轴压构件,高估了其承载能力,在应用上偏于不安全。为此,本文在格构式算法的基础上,提出考虑哑铃形构件中单肢管也承受弯距的修正的格构式算法,见图 11。

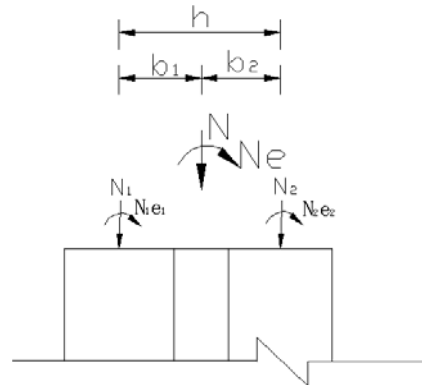


图 11 修正的格构式算法示意图

Fig.11 Schematic diagram of modified lattice method

由图 11,根据外力平衡条件

$$\left. \begin{aligned} N &= N_1 + N_2 \\ M &= Ne = N_1 \times b_1 + N_2 \times b_2 + M_1 + M_2 \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

式(3)的第一式(轴力平衡)与式(1)相同,第二式比式(1)中多了两项 M_1, M_2 (单肢钢管混凝土所承受的弯距)。因此,要先求出 M_1, M_2 , 再求出 N_1, N_2 , 再求出每肢的偏心矩 e_1, e_2 , 这样就可以对各肢应用单圆钢管混凝土的偏压计算公式进行极限荷载的计算了。

由试验可知,哑铃形截面在各受荷阶段基本能保持平截面假定,根据刚度分配原则可得:

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= \frac{(EI)_1}{(EI)} M = \alpha_1 Ne \\ M_2 &= \frac{(EI)_2}{(EI)} M = \alpha_2 Ne \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

其中, $\alpha_1 = (EI)_1 / (EI)$, $\alpha_2 = (EI)_2 / (EI)$,

$$\begin{aligned} (EI) &= (EA)_1 b_1^2 + (EA)_2 b_2^2 + (EI)_1 + (EI)_2 \\ (EA)_1 &= E_s A_{s1} + E_c A_{c1}, \\ (EA)_2 &= E_s A_{s2} + E_c A_{c2}. \\ (EI)_1 &= E_s I_{s1} + E_c I_{c1}, \\ (EI)_2 &= E_s I_{s2} + E_c I_{c2}. \end{aligned}$$

E_s 、 E_c 分别为钢管和混凝土的弹性模量；

A_{s1} 、 A_{s2} 分别为上下肢钢管的面积； A_{c1} 、 A_{c2} 分别为上下肢管内的混凝土面积； I_{s1} 、 I_{s2} 分别为上下肢钢管的抗弯惯矩； I_{c1} 、 I_{c2} 分别为上下肢管内的混凝土抗弯惯矩； b_1 、 b_2 为上下肢距截面中心线的距离。一般情况下，有 $(EA)_1 = (EA)_2$ ， $(EI)_1 = (EI)_2$ ， $b_1 = b_2 = h/2$ 。

将式(4)代入式(3)，可得

$$\left. \begin{aligned} N_1 &= \frac{N}{2} - \frac{1 - (\alpha_1 + \alpha_2)}{h} M \\ &= \left[\frac{1}{2} - \frac{1 - (\alpha_1 + \alpha_2)}{h} \times e \right] \times N \\ N_2 &= \frac{N}{2} + \frac{1 - (\alpha_1 + \alpha_2)}{h} M \\ &= \left[\frac{1}{2} + \frac{1 - (\alpha_1 + \alpha_2)}{h} \times e \right] \times N \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

令

$$M_1 = N_1 e_1, \quad M_2 = N_2 e_2$$

由式(4)和式(5)可求得，各肢的偏心矩 e_1 、 e_2 为

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{M_1}{N_1} = (\alpha_1 \times e) / \left[\frac{1}{2} - \frac{1 - (\alpha_1 + \alpha_2)}{h} \times e \right] \\ e_2 &= \frac{M_2}{N_2} = (\alpha_2 \times e) / \left[\frac{1}{2} + \frac{1 - (\alpha_1 + \alpha_2)}{h} \times e \right] \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

钢管混凝土哑铃形构件中两管可能都承受压力或者一管受压另一管受拉力，所以在计算时分为两种情况：

(1) 当 N_1, N_2 都大于 0 (两管受压)

此时由于 $N_1 < N_2$ ，一般受压力较大的 N_2 这一肢的极限荷载为整个构件的控制荷载，求出 N_2 的极限荷载后，由式(4)和式(6)求得与其相应的 N_1 值，将此 N_1 、 N_2 代入式(3)求出构件的极限荷载 N 。

(2) 当 $N_1 < 0, N_2 > 0$ (一管受拉、一管受压)

此时一肢为偏心受拉构件，一肢为偏心受压构件，需分别求出两肢的极限荷载及其相应的构件的极限荷载；以其中构件极限荷载较小的一个作为计算结果。

本文利用修正的格构式截面法，计算了 8 个试件的极限承载力，图 13 给出了应用三本规程的计算结果。一般情况下，钢管混凝土哑铃形偏压构件

的受力情况以第一种情况为多，本文的 8 个试件的极限承载力计算全部为第一种情况。从图 13 可知，修正的格构式算法计算钢管混凝土哑铃形的偏压试件的极限承载力，与试验值吻合良好且偏于安全，建议工程应用时采用。

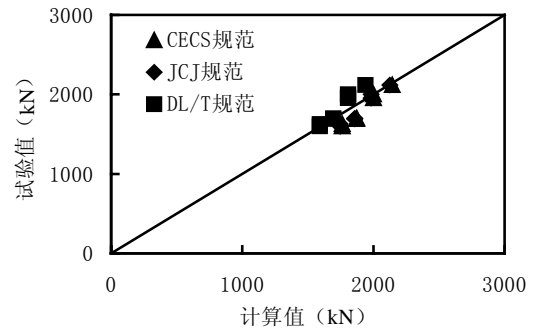


图 12 格构式算法与试验值对比

Fig.12 Comparison between test and predicted results by truss method

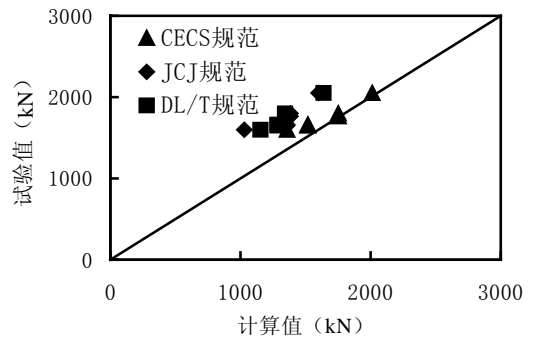


图 13 修正的格构式算法与试验值对比

Fig.13 Comparison between test and predicted results by modified truss method

5 结论

(1) 钢管混凝土哑铃形偏压短柱的荷载—挠度曲线随偏心矩的变化规律与单圆钢管混凝土偏压柱的相似。在哑铃形截面中圆钢管混凝土的受力相当于单圆钢管混凝土小偏压受力，腹板对腹腔内的混凝土有一定的约束作用。

(2) 钢管混凝土哑铃形试件的中截面在受荷各阶段基本能保持平截面假定。试件破坏时受压区的钢管先屈服，然后腹板鼓出，最后整个试件失去承载力。

(3) 计算钢管混凝土哑铃形偏压短柱极限承载力时，面积折算法实质是将钢管混凝土折算成钢筋混凝土来计算，没有考虑钢管套箍力对核心混凝土强度提高的作用，计算结果偏于保守；而格构式算

法没有考虑单肢钢管混凝土也承受一定的弯距, 所以计算结果偏于不安全。

(4) 本文提出钢管混凝土哑铃形偏压短柱极限承载力的修正的格构式算法, 计算结果与试验值吻合较好, 且偏于安全, 建议工程应用时采用。

参考文献:

- [1] Mohammad Shames and M Ala Saadeghvaziri. State of the art of concrete-filled steel tubular columns [J]. *ACI Structural Journal*, 1997, 94-S51: 558-571.
- [2] 韩林海. 钢管混凝土结构理论与实践[M]. 北京: 科学出版社, 2004.
Han Linhai. Theory and practice of concrete-filled steel tubular structures [M]. Beijing: Science Press, 2004. (in Chinese)
- [3] 陈宝春, 黄福云, 盛叶. 钢管混凝土哑铃形短柱轴压试验研究[J]. *工程力学*, 2005, 22(1): 187-194.
Chen Baochun, Huang Fuyun, Sheng Ye. Experimental study of dumbbell-shaped concrete-filled steel tube columns under concentric load [J]. *Engineering Mechanics* 2005, 22(1): 187-194. (in Chinese)
- [4] 刘金福. 哑铃型钢管混凝土拱桥拱肋截面设计[J]. *福建建筑*, 1996, (3): 16-18.
Liu Jinfu. Section design of CFST arch bridge ribs of dumbbell-shape [J]. *Construction of Fujian*, 1996, (3): 16-18. (in Chinese)
- [5] 金鹏, 李立昌. 哑铃型截面钢管混凝土构件有限元分析[J]. *油气田地面工程*, 1998, (11): 70-73.
Jin Peng, Li Lichang. Finite element analysis of dumbbell-shaped cross-section of CFST members [J]. *Oil Gas Surface Engineering*, 1998, (11): 70-73. (in Chinese)
- [6] 蒋凌云, 江晖. 深圳芙蓉大桥设计[J]. *桥梁建设*, 2000, (3): 38-40.
Jiang Lingyun, Jiang Hui. Design of Shenzhen Furong bridge [J]. *Bridge Construction*, 2000, (3): 38-40. (in Chinese)
- [7] 中国工程建设标准化协会标准. 《钢管混凝土结构设计与施工规程》(CECS 28:90)[S]. 中国计划出版社, 1990.
Standard of the Construction Standard Committee of China. Specification for design and construction of concrete-filled steel tubular structures (CECS 28: 90) [S]. Beijing: The Statistics Publishing House, China, 1992. (in Chinese)
- [8] 陈宝春, 王来永, 欧智菁, 韩林海. 钢管混凝土偏心受压应力—应变试验研究[J]. *工程力学*, 2003, 20(6): 154-159.
Chen Baochun, Wang Laiyong, Ou Zhijing, Han Linhai. Experimental study of stress-strain relationship of eccentrically-loaded concrete-filled steel tubular columns [J]. *Engineering Mechanics*, 2003, 20(6): 154-159. (in Chinese)
- [9] 中国电力行业标准. 《钢管混凝土组合结构设计规程》(DL/T 5058-1999)[S]. 北京: 中国电力出版社, 1999.
Standard of the Economic and Trade Committee of China. Specification for design of steel-concrete composite structures (DL/T 5085 — 1999) [S]. Beijing: China Electricity Publishing House, 1999. (in Chinese)
- [10] 国家建筑材料工业局标准. 《钢管混凝土结构设计与施工规程》(JCJ 01-89)[S]. 上海: 同济大学出版社, 1989.
Standard of the Architectural Material Bureau of China. Specification for design and construction of concrete-filled steel tubular structures (JCJ 01-89)[S]. Shanghai: Tongji University Press, 1989. (in Chinese)

(上接第 123 页)

- [6] 陈亮, 陈功, 王显耀. 钢纤维增强混凝土拉伸损伤本构特性[J]. *山西建筑*, 2002, 28(9): 82-83.
Chen Lang, Chen Gong, Wang Xianyao. Damage constitutive characteristics of steel fiber-reinforced concrete under tension [J]. *Shanxi Architecture*, 2002, 28 (9): 82-83. (in Chinese)
- [7] 王爱红. 钢纤维混凝土力学特性的研究[J]. *山西交通科技*, 2002, (A01): 45-47.
Wang Aihong. Mechanical performance of steel fiber concretes [J]. *Shanxi Science and Technology of Transportation*, 2002, (A01): 45-47. (in Chinese)
- [8] 邓煜辉, 方海涛. 道路钢纤维混凝土性能的探讨[J]. *森林工程*, 2002, 18(1): 39-40.
Deng Yuhui, Fang Haitao. Introduction to road steel fiber concrete properties [J]. *Forest Engineering*, 2002, 18(1): 39-40. (in Chinese)
- [9] 高丹盈, 徐磊, 李趁趁. 钢纤维混凝土轴拉初裂强度的计算方法[J]. *郑州大学学报(工学版)*, 2002, 23(1): 31-33.
Gao Danying, Xu Lei, Li Chenchen. Failure strength of fiber-reinforced concrete under axial tension [J]. *J. Zhengzhou Univ.*, 2002, 23(1): 31-33. (in Chinese)
- [10] 曾庆敦. 复合材料的微观破坏机制与强度[M]. 北京: 科学出版社, 2002.
Zeng Qingdun. Micro-failure Mechanism and Strength of Composites[M]. Beijing: Science Press, 2002. (in Chinese)
- [11] 邓宗才. 钢纤维混凝土疲劳断裂与损伤特性的试验研究[J]. *土木工程学报*, 2003, 36(2): 20-25.
Deng Zongcai. Experimental study of fatigue fracture and damage behavior of steel fiber-reinforced concrete [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2003, 36(2): 20-25. (in Chinese)