

钢管混凝土格构柱极限承载力计算方法研究

陈宝春¹ 欧智菁²

(1. 福州大学, 福建福州 350002; 2. 福建工程学院, 福建福州 350007)

摘要: 提出钢管混凝土格构柱有限元分析方法, 应用 ANSYS 通用程序对试件的的分析结果与试验结果吻合良好。对钢管混凝土格构柱极限承载力, 进行偏心率、长细比和构造参数的影响分析。对国内 CECS 28 90、JCJ 01-89 和 DL/T 5085-1999 3 个钢管混凝土设计规程计算结果与有限元数值计算结果进行比较分析。分析结果表明 CECS 28 90 规程的偏心率折减系数计算公式较合理。柱肢的钢材种类和混凝土强度对稳定系数的影响较大, 通过算例数值分析, 提出换算长细比的材料修正系数的计算方法。斜缀条交角等构造参数对钢管混凝土格构柱整体承载力的影响均很小, 验证了换算长细比的放大系数简化算法的合理性, 并对国内 3 个规程中换算长细比的计算方法提出修正建议。最后, 给出四肢钢管混凝土格构柱极限承载力的合理实用的计算方法。

关键词: 钢管混凝土; 格构柱; 长细比; 极限承载力; 计算方法; 规程

中图分类号: TU398⁺.9 文献标识码: A

文章编号: 1000-131X (2008) 01-0055-09

Calculation method for the ultimate load carrying capacity of concrete-filled steel tubular lattice columns

Chen Baochun¹ Ou Zhijing²

(1. Fuzhou University, Fuzhou 350002, China; 2. Fujian University of Technology, Fuzhou 350007, China)

Abstract: A finite element analysis method is proposed for Concrete-Filled Steel Tubular (CFST) lattice columns. Calculation results from using the ANSYS software agree well with the test results. The influences of eccentricity, slenderness ratio and constructional parameter on the ultimate load carrying capacity are analyzed. Calculation results from three design criteria for CFST structures in China (CECS 28 90, JCJ 01—89, DL/T 5085—1999) are compared with those from FEM analysis. The results indicate that the calculation method for eccentricity reduction factor in CECS 28 90 is reasonable. Steel type and concrete strength of longitudinal elements greatly influence the stability factor. A calculation method for material modification coefficient is presented in the calculation of equivalent slenderness ratio. Constructional parameters, for example, angles of diagonal lacing tubes, have little influence on the ultimate load carrying capacity of CFST laced columns, which attests to the rationality of the simplified enlarging parameter method for calculating the equivalent slenderness ratio. Suggestions are provided for modifying the equivalent slenderness ratio in the three China design criteria on CFST structures. A rational method for calculating the ultimate load carrying capacity of four-element CFST laced columns is also presented.

Keywords: concrete-filled steel tube (CFST); lattice column; ultimate load carrying capacity; calculation method; criteria

E-mail: baochunchen@fzu.edu.cn

引 言

钢管混凝土格构柱在工程中应用较多, 但有关极限承载力的试验研究和理论研究开展地相对较少。文

献 1-2] 分别进行以长细比和偏心率为参数的钢管混凝土四肢格构短柱的偏压试验, 对柱肢和缀管的受力等进行分析。文献 3] 在文献 1] 试验研究基础上, 对其极限承载力的计算方法进行探讨, 提出换算长细比系数图表法。文献 4] 同时考虑长细比和偏心率 2 个参数, 采用棋盘式的试验方案进行 22 根钢管混凝土四肢格构柱的轴压和偏压试验, 探讨偏心率和长细比 2 个参数对钢管混凝土格构柱受力性能和极限承载力

基金项目: 国家自然科学基金 (50578042)

作者简介: 陈宝春, 博士, 教授, 博士生导师

收稿日期: 2007-02-28

的综合影响, 在文献 3] 换算长细比系数图表法的基础上, 提出了简化算法。

为扩大参数分析范围, 本文根据上述试验结果, 提出了钢管混凝土格构柱的有限元计算方法, 应用 ANSYS 程序, 在对文献 4] 的试验构件计算验证的基础上, 对钢管混凝土格构柱极限承载力进行了参数影响的数值分析, 对国内 CECS28 90、JCJ01- 89 和 DL/T 5085- 1999 3 个规程中的计算方法进行评价。最后, 在文献 4] 的基础上提出更为合理实用的计算方法。

1 有限元计算方法

1.1 计算方法

文献 4] 试件总计 22 根, 包括 6 根轴压构件和 16 根偏压构件, 构件长细比变化范围为 2~20, 偏心率变化范围为 0~0.4。由文献 4] 可知, 钢管混凝土格构柱破坏时有较明显的面内弯曲, 属整体破坏, 管结构的特性并不明显。因此有限元分析时, 可采用杆系单元。在偏压荷载下以强轴向面内受力为主, 弱轴方向缀管的受力很小且都处在弹性阶段, 因此有限元模型可以采用只考虑强轴方向的两个柱肢和缀管的平面模型。

钢管混凝土柱肢建模时采用由钢管单元和混凝土单元重合的双单元^[5], 材料本构关系采用一维的表达式。对于管内混凝土, 材料本构关系选用文献 6] 的模型, 它以一维形式表达, 但考虑了钢管对核心混凝土的套箍作用。对于钢管, 混凝土对钢管的作用使其处于双向受力状态, 但分析表明, 钢管采用一维本构关系与采用二维本构关系的计算结果相差不大。本文中, 钢管本构关系采用四折线应力应变关系曲线^[7]。

本文的有限元分析采用大型通用程序 ANSYS, 用平面弹塑性梁单元 Beam23 来建模。柱肢钢管和缀管单元截面类型选择 thin walled pipe, 柱肢管内混凝土单元截面类型选择 solid bar。

材料非线性求解时, 将试件的材料特性代入, 按上述公式计算并输入相应的应力 - 应变曲线。几何非线性求解时, 采用大挠度非线性有限元方法计算, 用 Newton-Raphson 法求解, 通过设置柱长千分之一的初挠度来考虑初始几何缺陷的影响。

1.2 计算实例

以文献 4] 中的钢管混凝土四肢格构柱试件为计算实例。试件柱高度为 0.4~4 m。钢管采用 Q345 钢, 屈服强度为 400 MPa, 钢弹性模量 $E_s=2.06 \times 10^5$

MPa。管内混凝土弹性模量 $E_c=3.25 \times 10^4$ MPa, 泊松比取为 0.2, 混凝土抗压强度标准值 f_{ck} 为 35.6 MPa。具体试验参数和试验结果见文献 4]。

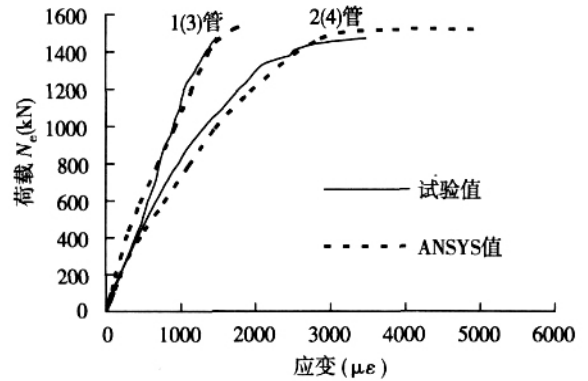
根据试件的几何尺寸建立有限元计算模型, 其中柱肢钢管单元外径 89 mm, 钢管壁厚 1.8 mm, 缀管单元外径 48 mm, 钢管壁厚 1.5 mm。混凝土单元外径为 85.6 mm。

有限元分计算时, 将荷载分为 200 级, 逐级加载直至结构破坏。根据试验的加载装置定义边界条件, 平面方向上不能左右移动, 将柱肢的上下节点水平方向固结。

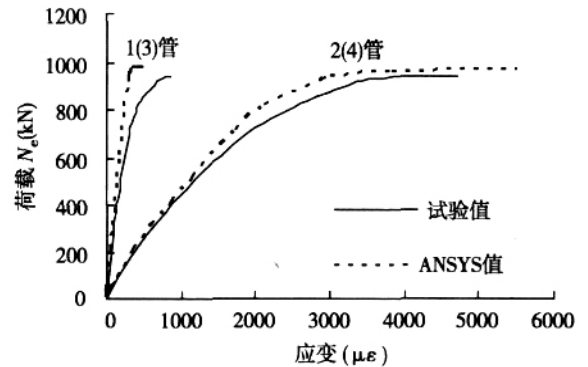
1.3 计算结果比较

1.3.1 荷载 - 应变曲线

由文献 4] 可知, 各组偏心率试件的平均纵向应变曲线表现出相近的变化规律。图 1 给出了 CH1- 1、CH4- 4 试件各柱肢中截面的荷载 - 平均纵向应变曲线。图中 1(3) 号管为远载侧, 2(4) 号管为近载侧。



(a) CH1-1 试件 ($\lambda=6, e=0.1$)



(b) CH4-4 试件 ($\lambda=20, e=0.4$)

图 1 荷载 - (柱肢中截面) 钢管纵向应变图

Fig. 1 Load-longitudinal strain curves

从图 1 可以看出, 无论是小偏心的短柱, 还是大偏心的长柱, 有限元计算曲线均与试验曲线吻合较好。随偏心率 e 增大, 近载一侧分配的荷载逐渐增大 (从 $e=0.1$ 时的 6:4 发展到 $e=0.4$ 时的 9:1 左右), 相应的应变值也增大。

1.3.2 荷载 - 挠度曲线

图 2 给出了 CH3-4 试件的侧向挠度曲线，它与半波正弦曲线形状相近，挠度的有限元计算值略小于试验值。

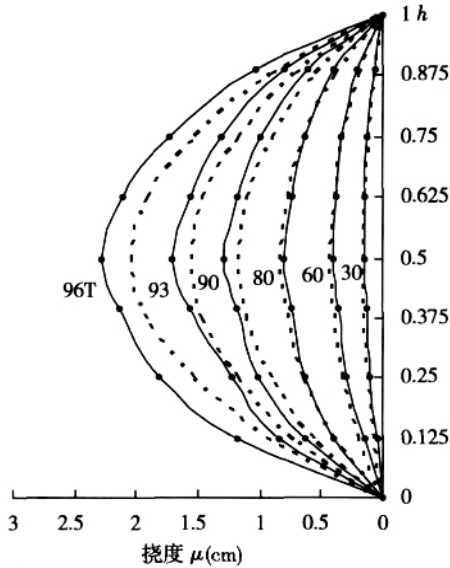


图 2 CH3-4 试件受力全过程侧向变形图
Fig. 2 Lateral deflection of specimen CH3-4

由文献 4] 可知，长细比变化时各组试件的荷载 - 挠度曲线表现出相近的变化规律。图 3 为 CH4 组试件 (λ=20) 近载侧柱肢中截面的荷载 - 挠度曲线。从计算曲线和试验曲线的比较可以看出，两者吻合较好。当荷载较小时，跨中挠度变化幅度不大 (曲线接近直线)，当荷载达到极限荷载的 70%~80% 左右时，曲线斜率减小，跨中挠度明显增加。

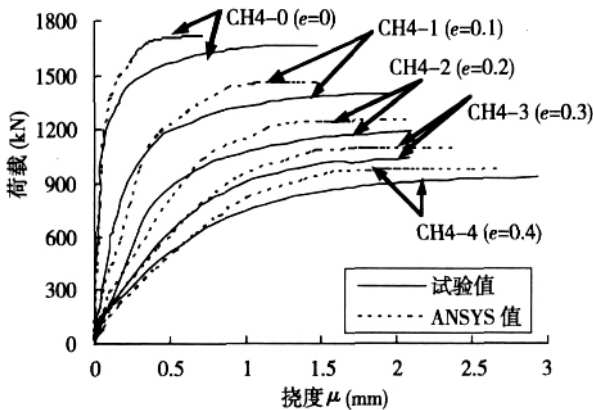


图 3 CH4 组试件荷载-挠度曲线
Fig. 3 Load-deflection curves of specimens (group CH4)

1.3.3 极限承载力

图 4 为文献 1-2, 4] 各试件的极限承载力计算值与试验值的比较结果。极限承载力的试验值与计算值均指最大荷载。由图 4 可见，有限元计算值与试验值吻合较好，二者比值的均值为 1.046，方差为 0.077。说明采用本文建立的有限元模型，能较准确地计算钢管混凝土格构柱的极限承载力。

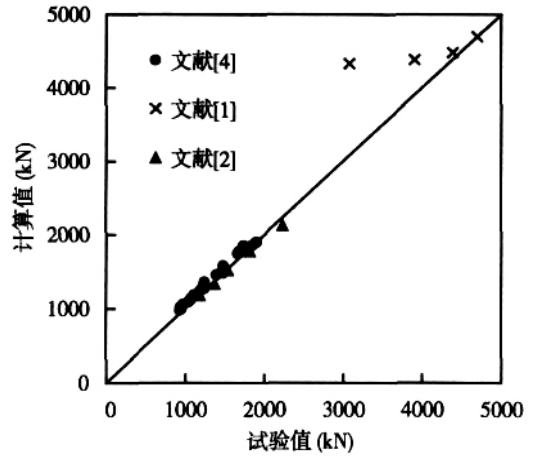


图 4 极限承载力计算值与试验值比较
Fig. 4 Comparison between test and calculation results

2 偏心率折减系数分析

2.1 偏心率参数范围的选定

文献 1-2, 4] 试件的偏心率范围为 $e_y/h=0\sim 0.4$ (e_0 为柱较大弯矩端的轴向压力对格构柱压强重心轴的偏心距， h 为弯矩作用平面内的柱肢重心之间的距离) 进行有限元分析时，扩大偏心率变化范围为 $e_y/h=0\sim 1.2$ ，计算的实例 1 为某造船厂柴油机总装车间和金属结构车间的中柱 (四肢格构柱)，详见文献 [8]；实例 2 至实例 6 分别为巫峡长江大桥、重庆梅溪河大桥、深圳北站大桥、广东东莞水道大桥和闽清石潭溪大桥的四肢拱肋^[9-10]，其极限承载力计算常采用等效梁柱法^[11]。对这 5 个算例按无铰拱非对称荷载作用，拟成 $0.36S$ (S 为弧长) 的等效格构柱^[12]。

2.2 CECS^[13] 规程计算结果分析

图 5 给出了偏心影响系数 η 的 ANSYS 计算值与 CECS28 90 规程计算值的比较， η 值为各偏压试件的承载力与同一长细比的轴压试件承载力之比。其中试件计算值为文献 4] 的 CH4 组试件扩大参数范围后的计算值。从图 5 可以看出，各工程实例的计算曲线下降趋势规律一致，在 $e_y/h=0\sim 0.8$ 之间计算值几乎重合，只是在后期略有差异 (这是由于各实例的界限偏心率 e_{0l} 不同的缘故)。在 $e_y/h=0\sim 1.2$ 的参数变化范围内，ANSYS 计算结果均与规程 CECS 的计算值吻合良好 (均值为 0.999，方差为 0.046)，说明 CECS28 90 规程的计算偏心率折减系数 η 的公式是合理的。

2.3 JCJ^[8] 和 DL/T^[14] 规程计算结果分析

由于规程 JCJ 01- 89、DL/T 5085- 1999 的偏心影响计算结果几乎相同，因此图 6 仅列出 JCJ 规程的计算曲线。从图 6 可以看出，在 $e_y/h=0\sim 0.4$ 的小偏心范围内，规程的计算结果与 ANSYS 计算值几乎重合，但当 $e_y/h>0.4$ 后，JCJ 规程的计算结果开始高于

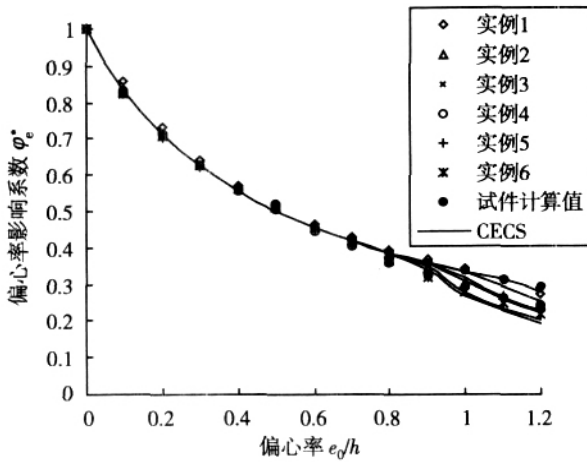


图 5 偏心率折减系数 φ_c^* - 偏心率 e_0/h 关系曲线 (CECS 28:90)
 Fig. 5 Curves of φ_c^* and e_0/h (CECS 28:90)

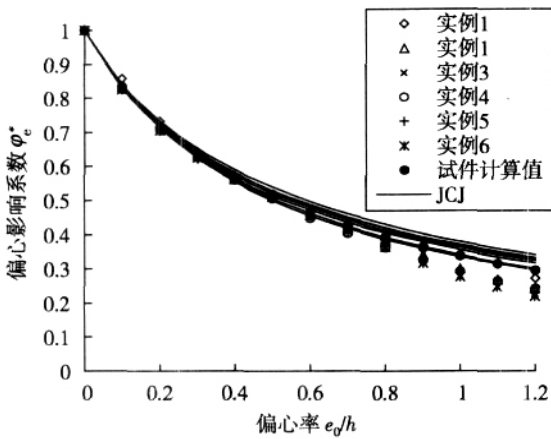


图 6 偏心率折减系数 φ_c^* - 偏心率 e_0/h 关系曲线 (J CJ 01-89)
 Fig. 6 Curves of φ_c^* and e_0/h (J CJ 01-89)

ANSYS 计算值, 且偏离越来越大, 误差最大达到 31%~49%。说明在大偏心的情况下, J CJ 和 DL/T 规程的计算结果偏不安全。

3 稳定系数分析

3.1 换算长细比

由文献 [3] 和文献 [4] 分析可知, 国内主要三个钢管混凝土设计规程在计算钢管混凝土格构柱的换算长细比时, 采用加法来考虑剪切变形的影响, 对于长细比较小的构件, 将过度考虑剪切变形对承载力下降的不利影响, 且出现承载力几乎不随构件长细比的变化而变化的不合理现象, 与试验结果相差较大。换言之, 当 λ 较大时, 可采用上述 3 个设计规程现有的计算方法; 而当 λ 较小时, 规程计算公式宜进行修正。

3.1.1 CECS 规程和 J CJ 规程

对 CECS 规程和 J CJ 规程, 令 $\lambda^* = 40 \frac{A_0}{A_1}$, 则其换

算长细比计算公式可写为:

$$\lambda^* = \sqrt{\lambda^2 + 40 \frac{A_0}{A_1}} = \sqrt{\lambda^2 + \dots} \quad (1)$$

式中: λ 为构件长细比; λ^* 为换算长细比; A_0 为构件横截面所截各肢换算面积之和; A_1 为格构柱横截面所截平面内各斜缀条毛截面面积之和。

根据文献 [4], 剪切柔度系数 μ 的最大值取 0.5, 因此在设计规程的计算公式中, 同样假定剪切变形影响不超过构件长细比影响的一半。以 $\lambda = 0.5 \lambda^*$, 即 $\lambda = \sqrt{2}$ 为分界点, 这样将换算长细比计算公式改为两段式, $\lambda > \sqrt{2}$ 时仍采用规程原公式, $\lambda < \sqrt{2}$ 时采用固定值, 详见式 (2):

$$\lambda^* = \begin{cases} \sqrt{\lambda^2 + 0.5^2} = 1.225 & \lambda < \sqrt{2} \\ \lambda & \lambda > \sqrt{2} \end{cases} \quad (2)$$

3.1.2 DL/T 规程

对 DL/T 规程, 同样令 $\lambda^* = 135 \frac{A_s}{A_w}$, 将换算长细比计算公式写成:

$$\lambda^* = \sqrt{\lambda^2 + 135 \frac{A_s}{A_w}} = \sqrt{\lambda^2 + \dots} \quad (3)$$

式中: A_s 为一根柱肢的钢管面积; A_w 为一根腹杆的钢管面积。其余符号含义同式 (1)。

同理, 建议将换算长细比计算改为两段式。

$$\lambda^* = \begin{cases} \sqrt{\lambda^2 + 0.5^2} = 1.225 & \lambda < \sqrt{2} \\ \lambda & \lambda > \sqrt{2} \end{cases} \quad (4)$$

3.2 稳定系数

文献 [1-2, 4] 试件的构件长细比在 2~20 之间, 有限元分析中将 λ 范围扩大至 $\lambda = 2 \sim 200$, 计算结果见图 7~图 9。其中试件计算值为文献 [4] 轴压试件扩大参数范围后的计算值。 λ 的 ANSYS 值及试验值按式 (5) 进行计算。为避免各规程换算长细比计算差异对稳定系数分析结果的影响, 式 (5) 中换算长细比 λ^* 统一按文献 [4] 的简化算法进行计算。

$$\lambda^* = \frac{N_u^*}{4N_0} \quad (5)$$

式中: N_u^* 为格构柱整体承载力; N_0 为格构柱单肢柱的轴心受压短柱承载力。以下分别对 3 个钢管混凝土设计规程的计算方法进行讨论。

3.2.1 CECS 规程

图 7 给出了稳定系数 λ 的 ANSYS 计算结果与规程 CECS 计算值的比较。规程 CECS 认为钢材品种的变化 λ 对的影响无明显规律, 故公式对该因素不予考虑, 只有一条计算曲线。

从图 7 可以看出, ANSYS 与 CECS 规程的计算曲线的形状和数值均存在较大差异。分析其原因, 是由于 CECS 规程在计算钢管混凝土格构柱的稳定系数

时，直接套用了单圆管钢管混凝土长柱的计算公式。而根据文献 [4] 试验研究，钢管混凝土格构柱的稳定系数 - 长细比关系曲线与单圆管长柱的曲线斜率相差甚远。因此本文认为，CECS 规程稳定系数的计算方法值得商榷。

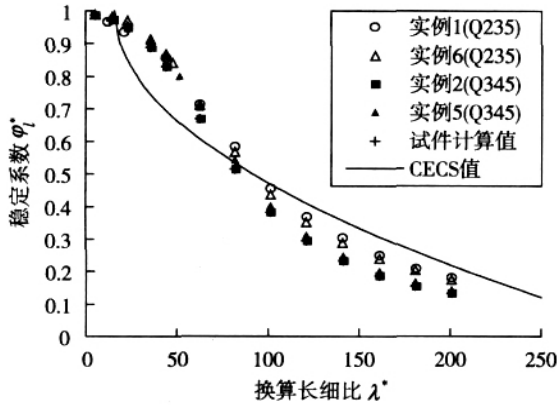


图 7 $\lambda^*-\varphi_1$ 关系曲线 (CECS 28:90)

Fig. 7 Curves of φ_1 and λ^* (CECS 28:90)

3.2.2 DL/T 规程

图 8 给出了稳定系数 φ_1 的 ANSYS 计算结果与规程 DL/T 计算值的比较。由图 8 可知，不同钢号的规程计算曲线规律相同，数值略有差异。在同一换算长细比时，柱肢的钢号越大，稳定系数 φ_1 越小。

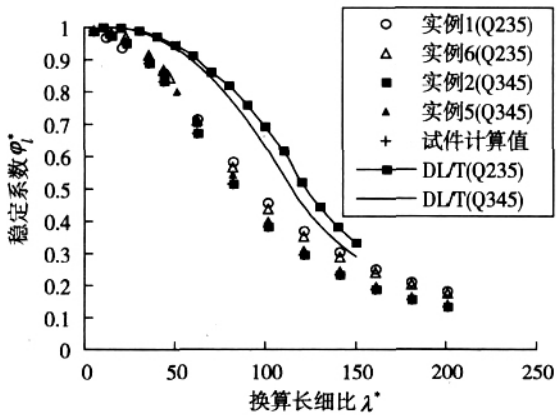


图 8 $\lambda^*-\varphi_1$ 关系曲线 (DL/T 5085-1999)

Fig. 8 Curves of φ_1 and λ^* (DL/T 5085-1999)

从图 8 可以看出，ANSYS 与 DL/T 规程的计算曲线形状相似，但数值存在较大差异，误差多在 30%~44% 之间。根据比较，DL/T 规程关于稳定系数的计算结果偏大。

3.2.3 JCJ 规程

JCJ 规程基本套用《钢结构设计规范》^[15] 中 b 类截面轴心受压构件稳定系数的计算方法，以表格形式表达 (λ^* 最大值为 150)。当 $\lambda^*=150\sim 250$ 时，稳定系数取《钢结构设计规范》的计算值。不同钢种时，换算长细比进行修正，见式 (6)。 f_s 为钢材抗拉、抗压强度设计值。

$$\lambda^* = \sqrt{f_s/220} \quad (6)$$

图 9 给出了稳定系数 φ_1 的 ANSYS 计算结果与规程 JCJ 计算值的比较。由图 9 可以看出，ANSYS 与规程计算曲线的形状和数值均吻合较好。因此，JCJ 规程稳定系数的计算方法在 3 个规程中最合理。

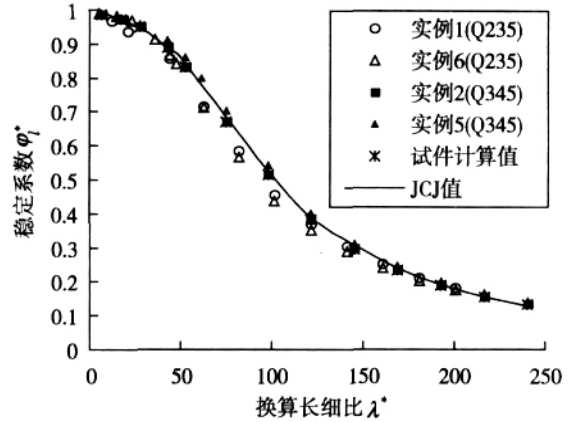


图 9 $\lambda^*-\varphi_1$ 关系曲线 (JCJ 01-89)

Fig. 9 Curves of φ_1 and λ^* (JCJ 01-89)

3.2.4 钢材和混凝土强度对稳定系数的影响

JCJ 规程认为钢材品种对钢管混凝土格构柱稳定系数的影响较大，但未进行深入研究，修正公式套用的是钢结构设计规程的计算方法，但从图 9 可见，钢号为 Q235 时，JCJ 规程的计算值普遍偏高。同时钢管混凝土格构柱不同于钢格构柱，其柱肢为组合材料，混凝土强度的变化也可能对稳定系数产生作用。为此以东莞水道大桥为算例，就钢材和混凝土强度对稳定系数的影响展开讨论，计算结果见图 10~ 图 11。钢号分别为 Q235、Q345，混凝土强度等级分别为 C30、C40、C50、C60。

图 10 给出了混凝土强度等级为 C40 时不同钢种的计算结果。从图 10 可知，柱肢的钢号越大，稳定系数 φ_1 越小。其余混凝土强度的曲线变化规律与图 10 相同。

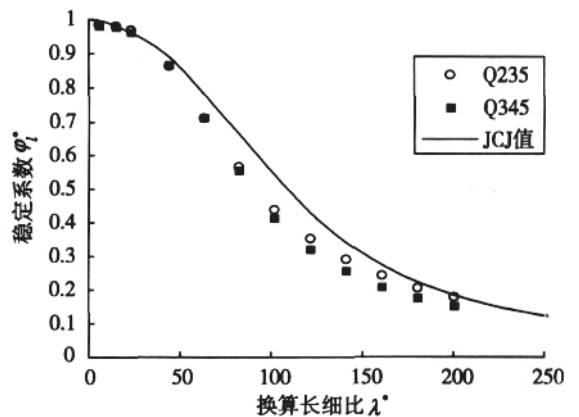


图 10 $\lambda^*-\varphi_1$ 关系曲线 (C40)

Fig. 10 Curves of φ_1 and λ^* (C40)

图 11 给出了钢号为 Q235 时不同混凝土强度的计算结果。从图 11 可以看出，柱肢的混凝土强度等级越高，稳定系数 φ_1 越小。钢号为 Q345 时的曲线变化规律与图 11 相同。

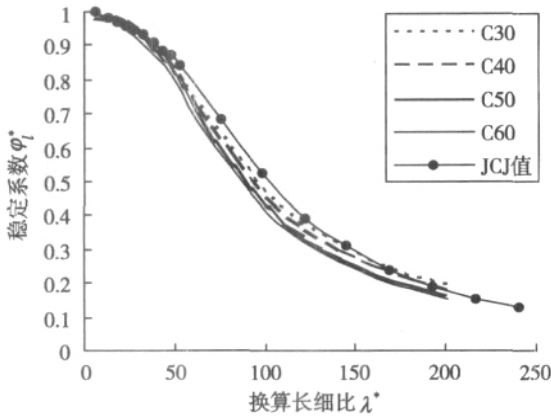


图 11 $\lambda^*-\varphi_1$ 关系曲线 (Q235)
Fig. 11 Curves of φ_1 and λ^*

由此可见，钢材和混凝土强度均对钢管混凝土格构柱的稳定系数具有一定影响。钢号越小或混凝土的强度等级越低，稳定系数越大。从图 10 和图 11 可见，所有计算值均与 JCJ 计算曲线有一定差距。其他算例计算结果相同，限于篇幅，不再列出。因此，不同钢种和混凝土强度时，换算长细比均应乘以相应的材料修正系数。

将上述实例扩大材料参数范围进行计算，根据曲线回归，得到工程常用含钢率范围内 (0.06 ~ 0.08 之间) 换算长细比的材料修正系数，见表 1。8 个修正系数的均值分别为 1.002、1.003、1.005、1.007、0.998、0.996、0.9996、0.998，方差分别为 0.065、0.064、0.068、0.069、0.037、0.040、0.040、0.041。

表 1 换算长细比的材料修正系数

Table 1 Material modified coefficient of equivalent slenderness ratio

砼强度等级	C30	C40	C50	C60
钢材 Q235	1.07	1.11	1.15	1.19
钢材 Q345	1.15	1.18	1.21	1.24

4 构造参数影响分析

本节将采用上述有限元方法，进行构造参数对钢管混凝土格构柱极限承载力影响的分析。由于本文研究的是格构柱的整体承载力，分析中并未考虑各构件 (特别是缀管) 的局部破坏，也不包括其疲劳强度和动力性能。

4.1 支主管管径比

在钢管混凝土格构柱换算长细比计算中，除构件长细比外，另一个影响参数是主支管面积比。设计规

程规定主管的壁厚不小于支管壁厚，且单根圆管应满足径厚比要求。为简化计算，本参数分析主要考虑柱肢钢管 (主管) 与缀管 (支管) 的管径之比，根据国内外钢结构设计规程^[15-16]和管结构焊接规程^[17-18]规定，支管外径与主管外径之比 (d/D) 的范围应在 0.2 ~ 1 之间。以 CH4-2 试件为基本构件，选取缀管管径在 18 ~ 89 mm 之间变化，即支管与主管管径比范围为 0.2 ~ 1，计算结果见图 12。

由图 12 可知，支主管管径比对钢管混凝土格构柱的极限承载力影响很小。分析其原因，主要是因为钢管混凝土柱肢的折算面积很大，故缀管管径引起的参数变化并不大，对构件整体极限承载力的影响也不大。

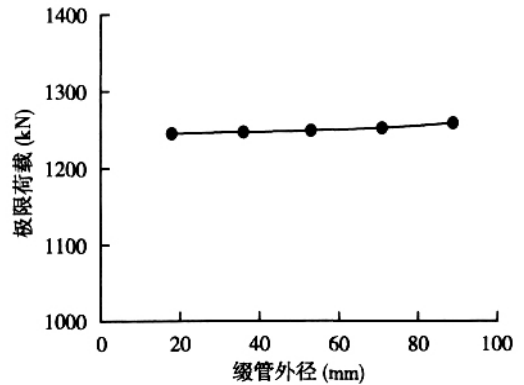


图 12 缀管外径-承载力关系曲线

Fig. 12 Curves of lacing tube diameter and ultimate load

4.2 缀管布置方式

缀条 (管) 格构柱有 5 种主要的缀条布置形式，见图 13。文献 1-4 的试件都采用图 13 (a) 所示的 N 形缀条形式。为了解它与其他布置形式缀条柱的承载力有何区别，现以文献 4 的轴压试件为研究对象，对此进行了有限元分析，计算结果见表 2。其中荷载系数是指图 13 (b) ~ (e) 所示缀条柱的试件极限荷载与 N 形缀条柱计算结果的比值。

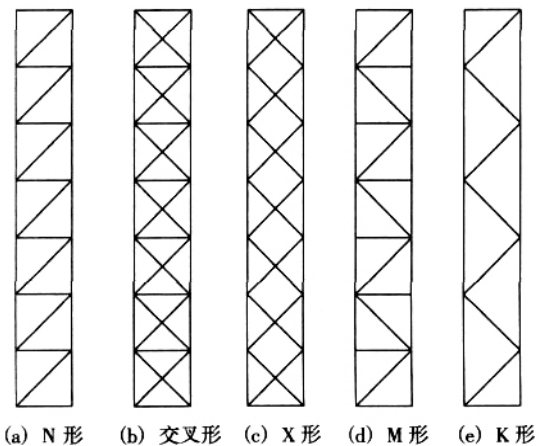


图 13 缀条布置方式

Fig. 13 Arrangement types of lacing tubes

表 2 不同缀条布置方式计算结果比较
Table 2 Comparison of calculation results with different lacing tubes

	荷载系数			
	缀条 (b)	缀条 (c)	缀条 (d)	缀条 (e)
12	1.007	1.000	0.995	0.998
20	1.004	1.003	0.995	0.981
40	1.053	1.012	1.001	1.000
60	1.046	1.017	1.007	1.004

从表 2 可以看出, 改变缀条布置方式对钢管混凝土格构柱承载力的影响很小, 差值最大仅为 5.3%。其原因同前述主支管面积比相似, 由于钢管混凝土柱肢的折算面积很大, 故改变缀条布置方式引起的主支管面积比变化并不大, 对构件整体极限承载力的影响也不大。

4.3 斜缀条与柱肢轴线间夹角

根据钢管混凝土设计规程^[9-11]对格构柱的构造要求, 斜缀条与柱肢轴线间夹角应在 30°~70°之间。文献 4 中的放大系数简化算法, 将夹角假定为 45°, 为探讨该假定的合理性, 现以文献 4 的试件为研究对象, 进行有限元分析, 计算结果见表 3。

表 3 不同交角下计算结果比较
Table 3 Comparison of calculation results with different angles

	极限承载力 N_u (kN)		
	30°	45°	70°
12	1790	1798	1788
20	1751	1756	1750
40	1528	1552	1526
60	1231	1254	1228

从表 3 可以看出, 斜缀条与柱肢交角变化时, 极限承载力计算结果最大仅相差 2%, 其中 45°时承载力最大。因此, 文献 4 将夹角假定为 45°的简化计算是合适的。

5 极限承载力实用算法

从前面的分析可知, 我国目前常用的 3 个钢管混凝土设计规程在计算钢管混凝土格构柱极限承载力方面均存在着不足之处, 本文在上述参数分析和对各规程计算方法评价的基础上, 提出比文献 4 更加合理实用的钢管混凝土格构柱极限承载力的简化算法。

5.1 长细比与偏心率双系数乘积公式

由文献 4 可知, 偏心率和长细比对钢管混凝土格构柱极限承载力的影响基本上是独立的, 可采用如下双系数乘积公式计算格构柱的极限承载力。

$$N_u = \eta N_{0g} = \eta_0 \eta_1 N_{0g} \quad (7)$$

式中: N_{0g} 为格构柱整体承载力; η_0 为考虑偏心率影响的折减系数; η_1 为考虑长细比影响的折减系数(稳定系数); N_{0g} 为格构柱单肢柱的轴心受压短柱承载力。

5.2 偏心率折减系数 η_0

由偏心率参数分析结果可知, 当 $e_0 > 0.4$ 时, 规程 JGJ 01-89 和 DL/T 5085-1999 的计算结果偏于不安全; 而规程 CECS 28:90 的计算值与有限元计算结果吻合良好。因此, 本文建议偏心率折减系数采用 CECS 28:90 的计算方法, 见式(8)~式(9)。

$$\eta_0 = \begin{cases} \frac{1}{1 + 2e_0/h} & e_0/h \leq b \\ \frac{1}{(1 + \sqrt{1 + \frac{2e_0}{h}}) \left(\frac{2e_0}{h} - 1 \right)} & e_0/h > b \end{cases} \quad (8)$$

界限偏心率 b 为:

$$b = 0.5 + \frac{1}{1 + \sqrt{1 + \frac{2e_0}{h}}} \quad (9)$$

式中: e_0 为柱较大弯矩端的轴向压力对格构柱压强重心轴的偏心距; h 为在弯矩作用平面内的柱肢重心之间的距离; b 为钢管混凝土的套箍指标。

5.3 换算长细比 λ^*

3 个规程的换算长细比的计算方法均采用相加的方法考虑缀件的剪切效应对极限承载力的影响, 当构件长细比较小时计算所得的换算长细比值太大, 为此本文第 3 小节提出了各规程换算长细比计算的修正建议。

文献 4 提出了通过乘以 1 个放大系数来计算换算长细比 λ^* 的简化算法, 本文的有限元参数分析进一步证明了该法的合理性, 建议采用。由文献 4 可知, 斜缀条与柱肢交角变化时, μ 值的计算结果相差不大, 其中 45°时 μ 值最小, 即简化算法中 μ 和 K 值偏小。因此本文采用文献 19 的建议, 对系数 K 进行修正, 以增加安全度。 λ^* 的计算见式 10~式 13:

$$\lambda^* = K \lambda \quad (10)$$

$$K = \begin{cases} 1.1K & K \leq 40 \\ K \sqrt{1 + \frac{300}{(K)^2}} & K > 40 \end{cases} \quad (11)$$

$$K = \sqrt{1 + \mu} \quad (12)$$

$$\mu = \begin{cases} \frac{1}{2} \left(\frac{b}{l} \right)^2 \left(2.83 \frac{A_c}{A_d} + \frac{A_c}{A_b} \right) & \mu \leq 0.5 \\ 0.5 & \mu > 0.5 \end{cases} \quad (13)$$

式中: μ 为格构柱剪切柔度参数; A_c 为单根柱肢面积; A_d 为斜缀条面积; A_b 为平缀条面积; b 为格构柱

宽; l 为格构柱长度; 其余符号含义同式 (1)。

5.4 稳定系数 η

分析表明, 规程 CECS 28 90 和 DL/T 5085-1999 的稳定系数 η 计算结果与有限元计算曲线的形状或数值误差很大。规程 JCJ 01-89 的计算结果与有限元计算曲线吻合较好, 但未考虑柱肢混凝土强度对稳定系数的影响, 故换算长细比的修正方法存在不合理之处, 因此本文建议, 根据表 1 给出的同时考虑钢号和混凝土强度等级的修正系数 η_1 , 对换算长细比进行修正后, 再查规程 JCJ 01—89 附表 4 得到 η 值。

5.5 算例分析

以东莞水道大桥为例, 采用上述实用算法和 3 个设计规程 (换算长细比采用本文建议算法) 的极限承载力计算结果与有限元计算值的比较见图 14。其中的变化范围为 2~100, e_0/h 的变化范围为 0~1.2。为便于比较, 单肢柱的轴心受压短柱承载力统一用有

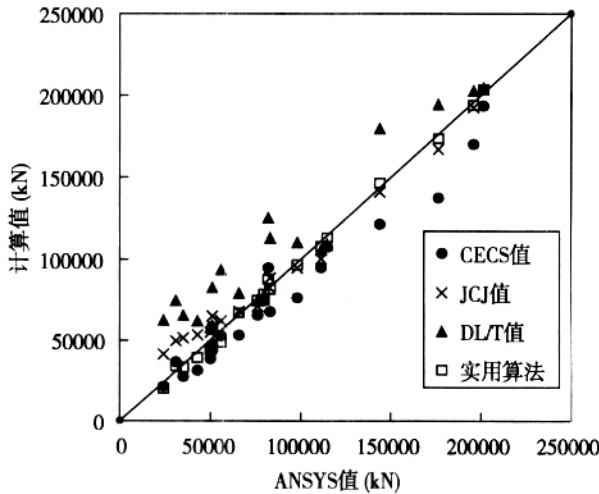


图 14 极限承载力计算结果比较

Fig.14 Calculated ultimate load carrying capacity

限元计算值代入。

从图 14 可以看出, CECS、JCJ 和 DL/T 3 个规程的计算值与有限元计算结果均偏离较大, 其均值分别为 0.88、1.147 和 1.443。实用算法的计算值与 ANSYS 计算结果吻合良好, 均值为 0.983, 方差为 0.076。

6 结 论

(1) 本文应用 ANSYS 通用程序, 建立了钢管混凝土格构柱有限元模型, 对试件的有限元分析结果与试验结果吻合良好。

(2) 在钢管混凝土格构柱极限承载力计算中, CECS 28 90 规程的偏心率折减系数计算方法较合理。

(3) 现有 3 个规程在计算稳定系数时所采用的

换算长细比计算方法当长细比较小时将过多考虑剪切变形的不利影响, 存在着不合理之处。本文提出了换算长细比计算时采用二段式的修正建议。

(4) 现有 3 个规程中, JCJ 01—89 规程的稳定系数计算方法最合理, 但对换算长细比的修正方法上仍存在不足之处。柱肢的钢材种类和混凝土强度对稳定系数的影响不能忽略, 同一换算长细比时, 柱肢的钢号或混凝土强度等级越高, 稳定系数越小。本文在算例数值分析基础上, 提出了换算长细比应乘以考虑以上两个影响因素的材料修正系数 η_1 的建议。

(5) 有限元分析表明, 斜缀条交角等构造参数对钢管混凝土格构柱整体承载力的影响均很小, 验证了换算长细比的放大系数简化算法的合理性。

(6) 本文在有限元参数分析和对各规程计算方法评价的基础上, 提出了四肢钢管混凝土格构柱极限承载力的实用算法。算例分析结果表明, 计算值与有限元计算结果吻合良好, 可供工程应用和钢管混凝土设计规程修订时参考。

参 考 文 献

[1] 陈宝春, 欧智菁. 钢管混凝土偏压格构柱长细比影响试验研究 [J]. 建筑结构学报, 2006, 27(4): 73- 79 (Chen Baochun, Ou Zhijing. Experimental study on influence of slenderness ratio in concrete filled steel tubular laced columns under eccentric compression [J]. Journal of Building Structures, 2006, 27(4): 73- 79 in Chinese)

[2] 欧智菁. 四肢钢管混凝土格构柱极限承载力研究 [D]. 福州: 福州大学, 2007 (Ou Zhijing. Research on ultimate load-carrying capacity of four-tube concrete filled steel tubular laced columns [D]. Fuzhou: Fuzhou University, 2007 (in Chinese)

[3] 欧智菁, 陈宝春. 钢管混凝土格构柱偏心受压面内极限承载力分析 [J]. 建筑结构学报, 2006, 27(4): 80- 83 (Ou Zhijing, Chen Baochun. Analysis on ultimate load carrying capacity of concrete filled steel tubular laced columns compressed eccentrically [J]. Journal of Building Structures, 2006, 27(4): 80- 83 in Chinese)

[4] 陈宝春, 欧智菁. 四肢钢管混凝土格构柱极限承载力试验研究 [J]. 土木工程学报, 2007, 40(6): 32- 41 (Chen Baochun, Ou Zhijing. Experimental study on the ultimate load carrying capacity of four-tube concrete filled steel tubular laced columns [J]. China Civil Engineering Journal, 2007, 40(6): 32- 41 in Chinese)

[5] 韦建刚, 陈宝春. 钢管混凝土拱桥材料非线性有限元分析方法 [J]. 福州大学学报, 2004, 32(3): 344 - 348 (Wei Jiangang, Chen Baochun. Finite element methods to analyze the material nonlinearity of concrete-filled steel tubular arch bridge [J]. Journal of Fuzhou University, 2004, 32(3): 344 -

- 348 (in Chinese))
- [6] 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. The concrete filled steel tubular structures from theory to practice [M]. Beijing: Science Press, 2004 (in Chinese))
- [7] 钟善桐. 钢管混凝土结构 [M]. 北京: 清华大学出版社, 2003 (Zhong Shantong. The concrete filled steel tubular structures [M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2003 (in Chinese))
- [8] JCJ 01—89 钢管混凝土结构设计与施工规程 [S] (JCJ 01—89 Specification for design and construction of concrete filled steel tubular structures [S] (in Chinese))
- [9] 陈宝春. 钢管混凝土拱桥实例集 (一) [M]. 北京: 人民交通出版社, 2002 (Chen Baochun. Examples of concrete filled steel tubular arch bridges (1) [M]. Beijing: China Communications Press, 2002 (in Chinese))
- [10] Chen Yiyang, Chen Baochun, Zheng Huaiying. Design of the Dongguan Shuidao Bridge in Guangdong, China [C] // Proceedings of the fourth international conference on arch bridge, 17- 19, Novt. Barcelona, Spain: 2004: 517- 524
- [11] 陈宝春, 秦泽豹. 钢管混凝土 (单圆管) 肋拱面内极限承载力计算的等效梁柱法 [J]. 铁道学报, 2006, 28 (6) : 99- 106 (Chen Baochun, Qin Zebao. Equivalent beam-column method for calculation of the ultimate load-carrying capacity of concrete filled steel tube (single arch under in-plane loads [J]. Journal of the China Railway Society, 2006, 28 (6) : 99- 106 (in Chinese))
- [12] JTJ 023—85 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范 [S] (JTJ 023—85 Code for design of highway reinforced concrete and prestressed concrete bridges and culverts [S] (in Chinese))
- [13] CECS 28 90 钢管混凝土结构设计与施工规程 [S] (CECS 28 90 Specification for design and construction of concrete filled steel tubular structures [S] (in Chinese))
- [14] DL/T5085—1999 钢管混凝土组合结构设计规程 [S] (DL/T5085—1999 Code for design of steel-concrete structures [S] (in Chinese))
- [15] GB 50017—2003 钢结构设计规范 [S] (GB 50017—2003 Code for design of steel structure [S] (in Chinese))
- [16] EC3 1992, Eurocode 3 Design of steel structure [S]
- [17] IIW, 1989 Design recommendations for hollow section joints-predominantly statically loaded [S]
- [18] ANSI / AWS D1. 1- 92 Structural welding code-steel, 13th ed. [S]
- [19] Bleich F. Buckling strength of metal structures [M]. New York: McGraw- Hill, 1952

陈宝春 (1958-), 男, 博士, 教授, 博士生导师, 福州大学土木工程学院院长。主要从事桥梁结构与组合结构研究。
欧智菁 (1975-), 女, 博士, 讲师, 福建工程学院交通工程教研室主任。主要从事结构工程研究。