

钢管高强混凝土增强的钢筋混凝土 轴压短柱承载力研究

刘洁^{1,2}, 王正中²

(1 杨凌职业技术学院 水利系, 陕西 杨凌 712100;

2 西北农林科技大学 水利与建筑工程学院, 陕西 杨凌 712100)

[摘要] 在截面核心用钢管高强混凝土增强的钢筋混凝土短柱轴心受压试验的基础上, 分析了该轴压短柱的受力特点、荷载变形全过程及其受压承载力计算方法, 提出了承载力简化计算公式。实例计算表明, 简化计算结果与试验结果吻合较好。

[关键词] 钢管高强混凝土; 钢筋混凝土; 轴心受压; 短柱; 承载力

[中图分类号] TU528.571

[文献标识码] A

[文章编号] 1671-9387(2005)12-0130-05

随着建筑物高层化、结构巨型化及大跨度化, 高强混凝土以承载力大、截面尺寸小、建筑使用面积大等优点而得以广泛应用。普通高强混凝土结构虽然强度高, 但脆性也随之加大, 采用钢管高强混凝土和钢管高强混凝土结构是应用高强混凝土最为有效、经济的两种结构形式。本试验所研究的钢管高强混凝土增强的钢筋混凝土柱是在钢管混凝土与钢管混凝土的基础上发展而来的, 其是以钢管高强混凝土为核心, 在其周围浇筑普通钢筋混凝土而形成的(图1)。该组合柱集钢管混凝土、钢管混凝土和高强混凝土优点于一体, 具有截面小、承载力大、抗震性能好、制作施工方便、耐火性耐久性强等优点, 能适应现代施工技术的工业化要求, 是结构、工程科学的一个重要发展方向。

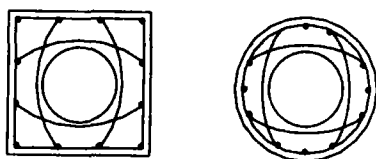


图1 轴压短柱截面示意图

Fig. 1 Shape of short column section

目前, 国内外有关钢管高强混凝土增强的钢筋混凝土柱的研究还较少, 文献[1]通过轴心受压试验研究, 对其力学性能进行了初步探索。文献[2, 3]也给出了类似这种柱的轴压承载力计算公式, 但多数

都是直接应用叠加原理得出的。这种形式的组合柱虽已在辽宁物产大厦得以应用, 但总的看来仍缺乏相关的规范或规程来指导设计, 系统的理论研究也非常欠缺。因此, 对其进行试验研究及理论分析, 并在此基础上提出这种柱承载力的计算方法, 具有重要的理论及实践意义。

文献[1]参照广州某高层商住楼实际工程中的结构构件, 按1:3的比例设计了10根钢管高强混凝土增强的钢筋混凝土试件(试件模型、截面主要参数及加载方案详见文献[1]), 进行了轴心受压试验研究。本研究以此为基础, 分析了钢管高强混凝土增强的钢筋混凝土短柱的受力特点及荷载变形全过程, 结合数值方法提出了该组合柱正截面承载力的计算公式, 并将计算结果与试验结果进行比较, 得出了可供工程设计使用的实用计算公式, 旨在为钢管高强混凝土增强的钢筋混凝土柱的工程应用提供依据。

1 钢管高强混凝土增强的钢筋混凝土 轴压短柱极限承载力分析

一般认为, 圆形钢管混凝土柱中钢管对核心混凝土有一定的约束作用, 而圆钢管增强的钢筋混凝土柱可看成是对钢管混凝土柱外包钢筋混凝土后而形成的, 外包的钢筋混凝土对内部的钢管又有一定的约束, 因此钢管对核心混凝土的约束作用应该较

[收稿日期] 2005-04-07

[作者简介] 刘洁(1971—), 女, 陕西兴平人, 讲师, 在职硕士, 主要从事工程结构研究。

钢管混凝土柱的大,但试验结果并非如此。文献[2,3]分析表明,在计算配有圆钢管的钢筋混凝土轴心受压短柱的正截面受压承载力时,可只考虑钢管对内部混凝土的约束作用,外包混凝土对内部钢管的约束作用可以偏于安全地不予考虑。基于上述结论,本研究通过荷载和变形全过程分析的方法,建立了该组合柱极限承载力计算公式。

1.1 轴力(N)–变形(ε)曲线分析

1.1.1 几何变形条件 文献[3,4]表明,钢管增强的混凝土柱在轴心压力作用下发生压缩变形时,柱内钢管与内、外混凝土的粘结性能良好,能与混凝土共同变形,共同工作。因此可以假定,钢管外钢筋和混凝土与钢管及管内混凝土的纵向应变均相等,也即为构件的应变,故有

$$\epsilon = \epsilon_{c1} = \epsilon_s = \epsilon_{su} = \epsilon_c \quad (1)$$

式中, ϵ , ϵ_{c1} , ϵ_s , ϵ_{su} , ϵ_c 分别表示钢管增强的混凝土柱、外围混凝土、钢筋、钢管和管内混凝土的纵向应变。

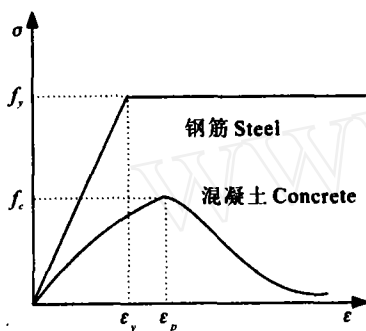


图2 钢筋和混凝土的应力—应变曲线

Fig. 2 Stress-strain curves for steel and concrete

(2) 钢管混凝土的轴力(N)–应变(ε)曲线。假设钢管混凝土中的钢材应力和应变关系为理想弹塑

$$\sigma_c = \begin{cases} 2 \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0}\right)^2 \sigma_0 & (x \leq 1) \\ \begin{cases} \{1 + q[(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0})^{0.1\theta} - 1]\} \sigma_0 & (\theta \geq 1.12) \\ \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \sigma_0 & (x > 1) \\ \beta(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} - 1)^2 + \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \sigma_0 & (\theta < 1.12) \end{cases} \end{cases} \quad (3a)$$

式中, $\sigma_0 = [1 + (-0.054 \theta^2 + 0.4 \theta) (\frac{24}{f_c})^{0.45}] f_c$;
 $\epsilon_0 = \{(1300 + 12.5 f_c) + [1400 + 800(\frac{f_c}{24} - 1)] \theta^{0.2}\}$
 $\times 10^6$; $q = \frac{\theta^{0.745}}{2 + \theta}$; $\beta = (2.36 \times 10^{-5})^{[0.25 + (\theta - 0.5)^2]} f_c^2 \times$

1.1.2 轴力—变形曲线

(1) 外围钢筋混凝土的轴力(N)–应变(ε)曲线。假定柱中钢筋的应力和应变关系为理想弹塑性关系^[5](图2),即有

$$\begin{cases} \sigma_s = E_s \epsilon_s & \epsilon_s \leq \epsilon_y \\ \sigma_s = f_y & \epsilon_s > \epsilon_y \end{cases} \quad (2)$$

式中, σ_s 为钢筋的应力; E_s 为钢筋的弹性模量; f_y 为钢筋的屈服强度; ϵ_y 为钢筋的屈服应变。

外围混凝土受压后的应力应变曲线采用的非线性表达式为 $\sigma_{c1} = \lambda E_0 \epsilon_{c1}$, 其中, λ 为混凝土的受压变形塑性系数(具体表达式见文献[5]); σ_{c1} 为外围混凝土的应力; E_0 为混凝土的初始弹性模量。

对于常用的 I、II 级钢筋, 因其屈服应变 ϵ_y 小于混凝土峰值应变 ϵ_p , 即 $\epsilon_y < \epsilon_p$ (图2), 因此外围钢筋混凝土的峰值应变应为 ϵ_p , 其轴力和变形曲线如图3所示。

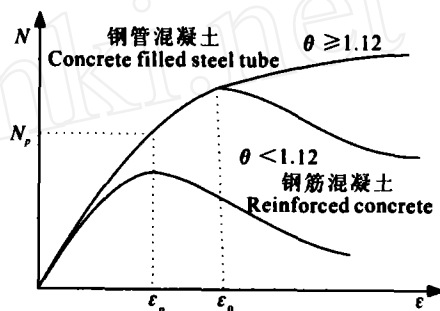


图3 钢筋混凝土和钢管混凝土柱轴力—变形曲线

Fig. 3 Axial compression and behaviors curves for reinforced concrete and concrete filled steel tube columns

性关系(同式(2)), 管内核心混凝土的应力和应变关系式^[6]为:

3.51×10^{-4} 。其中, ϵ_c , σ_c 分别为钢管内混凝土的纵向应变和应力; ϵ_0 , σ_0 为钢管内混凝土的峰值应变和应力; θ 为钢管混凝土的套箍指标, $\theta = f_{yu} A_{su} / (f_c A_c)$, 其中, f_{yu} , A_{su} 分别为钢管的屈服强度和截面面积, f_c , A_c 分别为钢管内混凝土的轴心抗压强度

和截面面积; q, β 为方程式的 2 个系数。

对于建筑中常用的低碳软钢(Q235 和 Q345), 其屈服应变远小于核心混凝土的峰值应变(图 4), 当核心混凝土尚未达到其强度极限时, 钢材就已屈服, 因此钢管混凝土峰值应变也即核心混凝土的峰值应变, 其轴力—变形曲线如图 3 所示, 可见钢管高强混凝土的极限应变较外围钢筋混凝土的大。

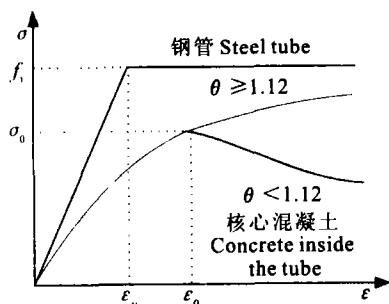


图 4 钢材和核心混凝土的应力—应变曲线

Fig. 4 Stress-strain curves for steel and concrete inside the tube

1.2 荷载和变形分析

根据以上给出的组合柱几何变形条件(式(1))及钢管混凝土和管外钢筋混凝土每一部分的轴力—变形曲线(图 3), 可将钢管高强混凝土增强的钢筋混凝土柱, 从截面应力为零到构件达极限承载力整个过程的应力和变形分为 3 个阶段: ①当 $\epsilon < \epsilon_y$ 时, 试件开始加载后处于弹性阶段, 钢筋混凝土、钢管应力都很小, 钢管如同纵向钢筋一样和混凝土共同承受纵向轴压力。继续增大试件的荷载, 管内混凝土的横向变形超过了钢管的相应变形, 钢管在承受纵向压力的同时还承受着径向内压力, 使管壁处于纵向受压、切向受拉的两向应力状态(径向压应力很小); 管内混凝土由于受到钢管沿径向的挤压而处于三向受压^[7]; 管外混凝土受到核心钢管的径向挤压处于纵向受压、环向受拉的两向应力状态(径向应力很小), 由于高强混凝土的横向变形系数小于普通混凝土, 加之受钢管的约束, 使得钢管对外围混凝土的挤压应力很小, 因此, 外围混凝土以受压为主。由于 $\epsilon_y < \epsilon_p$, 纵筋首先达到屈服强度, 此阶段钢管所受拉应力不大, 对管内混凝土的约束作用还不明显。②当 $\epsilon_y \leq \epsilon \leq \epsilon_p$ 时, 纵筋屈服后, 应力基本维持屈服强度不变。随着柱的应变加大, 外围混凝土塑性变形更加明显, 当管外混凝土应变达到峰值应变 ϵ_p 时(图 3), 外围钢筋混凝土达到极限承载力, 此时钢管本身的纵向承载力虽然减小, 但切向应力却加大了核心凝

土的约束应力, 使核心钢管混凝土轴向压应力处于上升段。③当 $\epsilon_p < \epsilon < \epsilon_0$ 时, 外围混凝土进入 $N-\epsilon$ 曲线下降段, 此时核心混凝土在三轴受压状态下尚存有承载潜力(处于 $N-\epsilon$ 曲线上升段), 当外围钢筋混凝土和核心钢管混凝土承载力之和达最大值时, 柱的纵向承载力达到极限。往后核心钢管混凝土承载力虽有增加, 但外围混凝土应力急剧下降, 使柱的总承载力降低。

1.3 极限承载力分析

由以上分析可知, 钢管高强混凝土增强的钢筋混凝土柱的极限承载力值, 必然超过外围钢筋混凝土峰值应变时的轴力, 又必小于外围钢筋混凝土和核心钢管高强混凝土承载力的总和, 此时钢筋由于在屈服台阶之后进入强化阶段的应变, 超过了混凝土峰值应变的 10 余倍^[5,6], 使其仍处于屈服阶段, 因此有

$$f_y A_s + f_{c1} A_{c1} + N_p < N_u < f_y A_s + f_{c1} A_{c1} + f_c A_c (1 + 1.8\theta) \quad (4)$$

式中, f_{c1} 、 A_{c1} 分别为管外混凝土的轴心抗压强度和截面面积; N_p 为应变为 ϵ_p 时钢管混凝土的轴力; N_u 为柱极限承载力。

核心钢管高强混凝土承载力可参照文献[7]计算。极限轴压力值和相应的应变值受内外混凝土等级、钢管强度及套箍指标等复杂因素的影响, 故须通过数值方法求解。

2 极限承载力的简化计算公式

基于上述分析, 根据内外力平衡条件, 可得极限承载力的简化计算公式为:

$$N_u = f_y A_s + \eta [A_{c1} f_{c1} + f_c A_c (1 + 1.8\theta)] \quad (5)$$

式中, η 为考虑外围混凝土和钢管混凝土峰值荷载不同步而引入的叠加折减系数。

2.1 叠加折减系数的确定

利用钢管高强混凝土增强的钢筋混凝土短柱在轴心受压下的荷载—变形关系曲线进行全过程分析, 计算出大量的叠加折减系数 η , 采用多元函数回归, 得到当 $D/h = 1/3 \sim 1/4$, $\theta = 0.4 \sim 1.4$ 时, 叠加折减系数 η 的近似计算公式为:

$$\eta = 1.206 - 0.067\theta - 0.405 \frac{D}{h} - 0.048 \frac{f_c}{f_{c1}} \quad (6)$$

式中, D 为圆钢管外径; h 为正方形截面柱截面边长或圆形截面柱直径; f_c 、 f_{c1} 分别为钢管内、外混凝土的棱柱体强度。

2.2 轴压短柱极限承载力的数值模拟

2.2.1 基本假定及材料本构关系 ①平截面假定,即钢管及内外混凝土变形协调,能共同工作;②钢管不发生局部屈曲;③材料本构关系。钢材采用理想弹塑性本构关系;外围混凝土本构关系分箍筋约束(箍筋内混凝土)和无箍筋约束(保护层混凝土)两种,具体表达式见文献[5];管内高强混凝土的应力应变关系见式(3)。

2.2.2 程序编制 依据该组合柱在加载过程中应满足内外力平衡和纵向变形协调两个条件,在编制极限承载力的计算程序时,将截面划分为外围混凝土、钢管内混凝土、钢材(钢管及钢筋)3部分。求解时,首先给定1个纵向应变 ϵ_i ,由钢管和混凝土的应力应变关系可求得各部分相应的纵向应力 σ_i ,然后根据应力求出截面各部分内力 N_i ,由构件满足内外力平衡条件时 $N = \sum N_i$,求出截面的内力 N 。然后,给出下一步应变增量 $\Delta\epsilon_i, \epsilon_{i+1} = \epsilon_i + \Delta\epsilon_i$,重复以上步骤求出相应的截面内力 N 。当应变增加到某一值时,得到的轴力 N 开始由增加到减少,说明该柱

已达到极限承载力,此时的 N 即为 N_u 。

3 实例计算验证

利用本文给出的简化计算公式(5),对文献[1]的试件进行了轴压承载力计算,其结果与文献[1]的试验结果均列于表1。由表1可以看出,采用钢管增强的钢筋混凝土柱承载力(N_u)略比相同含钢率(钢管截面面积与柱截面总面积的比值)的钢筋混凝土柱的承载力(表1中的 N_k)高,但增幅不大。这是因为钢管高强混凝土增强的钢筋混凝土柱的承载力大小,取决于核心钢管混凝土和外围钢筋混凝土承载力之和,由于钢管混凝土的极限应变大于外围混凝土的极限应变,使得钢管内混凝土应力未达三轴极限抗压强度时,外围混凝土已经破坏,钢管对内混凝土的约束作用并未充分发挥。为使组合柱的总极限承载力得以提高而又经济,应提高外围混凝土等级,适当增大箍筋配箍率(确保黏结可靠),同时钢管直径与柱截面边长比 D/h 及核心钢管混凝土的套箍指标 θ 不宜过大。

表1 公式计算结果与试验结果的比较

Table 1 Contrast between calculation results and experimental ones

试件编号 Specimens	θ	N_0/kN	N_k/kN	N_0/N_k	N_u/kN	N_u/N_0
YZ1	0.804	6 597	6 520.4	1.012	6 622.6	1.004
YZ2	0.856	6 845	6 746.1	1.015	6 867.7	1.003
YZ3	0.850	6 954	6 898.3	1.008	7 016.5	1.009
YZ4	0.484	6 096	6 157.1	0.990	6 144.8	1.008
YZ5	0.843	6 751	6 762.7	0.998	6 888.4	1.020
FZ1	0.780	7 691	7 644.6	1.006	7 772.4	1.011
FZ2	0.806	8 052	8 037.6	1.002	7 973.1	0.990
FZ3	0.852	8 563	8 363.9	1.023	8 310.5	0.971
FZ4	0.480	7 490	7 262.1	1.031	7 122.7	0.951
FZ5	0.780	8 011	7 943.8	1.008	7 878.7	0.983

注: N_k 为不考虑紧箍力时试件的名义轴压承载力,即 $N_k = f_y A_s + A_{s1} f_{t1} + f_{ct} A_t + f_{yu} A_{su}$; N_0 为文献[1]试验结果; N_u 为用本文公式[5]的计算结果。YZ、FZ分别表示圆形和方形试件。

Note: N_k means nominal axial compression no account of confinement, $N_k = f_y A_s + A_{s1} f_{t1} + f_{ct} A_t + f_{yu} A_{su}$; N_0 means the result of reference [1]; N_u means the result of formula [5] of this paper. YZ, FZ means circle, rectangle sections.

按简化公式所得计算值与试验值之比的平均值为0.995,均方差为0.020,变异系数为0.020。总的看来,理论计算结果与试验值接近,且误差不大,计算精度能满足工程需要。由表1还可以看出,圆形试件YZ3和YZ1分别与方形试件FZ3和FZ2的套箍指标接近,面积比均为0.785,实测承载力 N_0 之比分别为0.812和0.819,可见圆形截面核心柱的承

载力较方形截面高,在实际应用中,应该按工程需要选择合理的参数和截面形状。上述计算中各材料强度取实测极限强度,参照国家设计规范[8],混凝土棱柱强度与立方强度之间关系为:当混凝土等级 $\leq$ C50时,取 $f_c = 0.76 f_{cu}$,其中 f_{cu} 为混凝土立方体强度;当混凝土等级为C80时,取 $f_c = 0.82 f_{cu}$,当混凝土等级为C50~C80时,按线性插值计算。

4 结 论

(1)在试验的基础上,对钢管高强混凝土增强的钢筋混凝土柱的轴压承载力进行了初步探索。计算分析表明,由于外围混凝土和钢管混凝土峰值荷载的不同步,使得钢管对内部混凝土的约束作用并未充分发挥。与相同含钢率的钢管混凝土柱相比,钢管高强混凝土增强的钢筋混凝土柱的轴压承载力增高幅度不明显。

(2)圆形截面的钢管增强的钢筋混凝土柱的承

载力较方形截面大。在实际应用中,应注意选择合理的参数和截面形状,并适当提高外围混凝土等级,加大箍筋配箍率(确保黏结力和延性),同时钢管直径与柱截面边长之比及核心钢管混凝土的套箍指标不宜过大。

(3)基于荷载和变形全过程分析结果,获得了钢管高强混凝土增强的钢筋混凝土短柱轴压承载力计算公式,利用该公式计算的结果与试验结果吻合良好,且形式简单,精度可靠,可供工程应用时参考。

[参考文献]

- [1] 蔡 健,谢晓锋,杨 春,等. 核心高强钢管混凝土柱轴压性能的试验研究[J]. 华南理工大学学报, 2002, 30(6): 81-85.
- [2] 幸坤涛,赵国藩. 高强钢管混凝土核心柱轴压短柱的承载力研究[J]. 钢结构, 2002, 17(1): 18-21.
- [3] 林拥军,程文灏. 配有圆钢管的钢管混凝土轴心受压柱的试验研究[J]. 工程力学, 2001, (6): 141-145.
- [4] 赵国藩,张德娟,黄承逵. 钢管砼增强高强砼柱的抗震性能研究[J]. 大连理工大学学报, 1996, 36(6): 759-766.
- [5] 过镇海,时旭东. 钢筋混凝土原理和分析[M]. 北京:清华大学出版社, 2003. 21-22; 187-188; 133-135.
- [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. 16; 64-65.
- [7] 蔡绍怀. 现代钢管混凝土结构[M]. 北京:人民交通出版社, 2003. 36-38; 45-47; 144-158.
- [8] GB50010-2002. 混凝土结构设计规范[S]. 2002-04-01.

Research on bearing capacity of steel concrete axially compressed short column reinforced with high strength concrete filled steel tube

LIU Jie^{1,2}, WANG Zhengzhong²

(1) Water Conservancy department of Yangling Vocational and Technical College, Yangling, Shaanxi 712100, China;

2 College of Water Conservancy and Construction Engineering of Northwest Sci-Tech University of Agriculture and Forestry, Yangling, Shaanxi 712100, China)

Abstract: Based on the axial compression loading experiment of steel concrete short column reinforced with high strength concrete filled steel tube, this paper analyzes the mechanical character and whole course of load-deformation and behaviors of the column, discusses the method for calculating its bearing capacity of axially compressed column, and also proposes the simplified calculation formula, whose results are in agreement with the experimental ones.

Key words: high-strength concrete filled steel tube; steel concrete column; axial compression loading; short column; bearing capacity