

现代钢结构

以圆钢管为钢骨的劲性高强混凝土柱的
弯矩-轴力相关曲线的数值分析

陈周熠

(厦门大学 厦门 361005)

林立岩

(辽宁省建筑设计院 沈阳 110005)

易伟建

(湖南大学 长沙 410082)

(中建东北设计院福州分院 福州 350011)

赵国藩

(大连理工大学 大连 116024)

黄晓晖

摘要: 介绍了以圆钢管为钢骨的劲性高强混凝土柱的抗震性能研究的试验概况,在此基础上采用条带有限元法进行了弯矩-轴力相关曲线的数值分析,计算结果与试验结果大致吻合,可以用于确定该类柱在偏压状态下的极限承载力。

关键词: 高强混凝土 劲性混凝土柱 偏压

NUMERICAL ANALYSIS OF LOAD-MOMENT INTERACTION DIAGRAM FOR
HIGH STRENGTH CONCRETE COLUMN REINFORCED WITH
CONCRETE FILLED STEEL TUBE

Chen Zhouyi

(Xiamen University Xiamen 361005)

Yi Weijian

(Hunan University Changsha 410082)

Lin Liyan

(Liaoning Provincial Building Design & Research Institute Shenyang 110005)

Huang Xiaohui

(Fuzhou Branch of China Northeast Building Design & Research Institute Fuzhou 350011)

Zhao Guofan

(Dalian University of Technology Dalian 116024)

Abstract: The general situation of earthquake-resistant behavior experiments of high concrete columns reinforced with concrete filled steel tube is presented. Based on the experimental results, the numerical analysis of load-moment interaction diagram for the columns is completed using strip finite element analysis method. The calculation results are in basic agreement with those of the experimental values, so the numerical analysis method can be used to determine the ultimate bearing capacity of the columns under eccentric compression.

Keywords: high-strength concrete column steel composite concrete column eccentric compression

在现代工程结构的发展中,人们不断地利用“组合”的概念来实现结构形式的突破。辽宁省建筑设计研究院在设计实践过程中,借鉴劲性钢筋混凝土的思考方法,提出了以圆钢管为钢骨的劲性高强混凝土柱(简称钢管高强混凝土核心柱)这一形式^[1](图1),并与大连理工大学土木系合作进行了钢管高强混凝土核心柱的抗震性能的试验研究^[2]。试验表明,这种柱型可以有效地改善普通高强混凝土构件延性差的缺点,减小构件断面,增强柱的承载能力,有很好的研究和应用前景。作为承重柱,如何确定其偏压状态下的极限承载力是设计和研究中需要解决的问题,本文在试验的基础上,采用条带有限元法进行了该类柱的弯矩-轴力相关关系的数值分析,以确定其在偏压状态下的破坏极限。

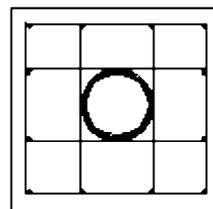


图1 柱横截面

第一作者:陈周熠 男 1974年2月出生 博士

E-mail: chenzy@xmu.edu.cn

收稿日期:2005-10-20

1 试验概况

试验所用柱试件是按框架柱受力特征,将上、下两层柱在中点(反弯点)截断,试件中部伸出突梁,用以模拟节点承受反复水平荷载;主要试验参数为轴压比、配箍率和钢管含钢率;试验采用 5 000kN 长柱试验机施加竖向荷载,在长柱试验机的活动平台上配置了一个水平加荷框架装置,对试件施加反复水平荷载。试件的模型和加载方案见图 2 所示。

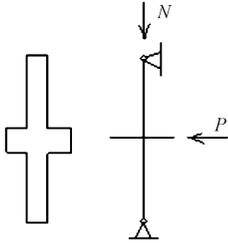


图 2 试件模型和加载方案

从试验中可以观察到各柱的破坏过程和形态,以及各柱试件在某确定轴力 N_u 下的水平极限荷载值 P_u (P_u 值与弯矩极限值 M_u 之间存在关系: $M_u = P_u H'_n / 2$, 其中 H'_n 为柱净高),用以校核下文中要讨论的数值方法的精确性。

2 弯矩-轴力相关曲线的数值分析

2.1 基本计算假定

在进行钢管高强混凝土核心柱的弯矩-轴力相关曲线的数值分析时,采用以下一些基本假定:

- 1) 截面应变分布符合平截面假定;
- 2) 钢筋、钢管与混凝土之间充分粘结,变形协调,无相对滑移;
- 3) 拉区混凝土不参与工作;
- 4) 以柱截面压区混凝土边缘最大纤维应变达到 0.003 时所对应的荷载为极限荷载。

2.2 材料本构关系

2.2.1 钢材(钢筋和钢管)^[3]

钢材的应力-应变关系采用理想弹塑性模型,其数学表达式为:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_s &= \varepsilon_s E_s & 0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \\ \sigma_s &= f_y & \varepsilon_s > \varepsilon_y \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中 ε_s ——钢材应变;
 ε_y ——钢材屈服应变;
 E_s ——钢材弹性模量;
 σ_s ——钢材应力;
 f_y ——钢材的屈服强度。

2.2.2 钢管外围的箍筋约束高强混凝土^[4]

对于无约束高强混凝土,用变量 y 表示无量纲应力 σ/f_c ,用变量 x 表示无量纲应变 $\varepsilon/\varepsilon_0$,其中 f_c 和 ε_0 分别为混凝土轴心抗压强度和其对应的峰值应变,则无约束高强混凝土的受压应力-应变关系表达式为:

$$\left. \begin{aligned} &\text{曲线上升段} \\ y &= Ax + (3 - 24)x^2 + (A - 2)x^3 & 0 \leq x \leq 1 \\ &\text{曲线下降段} \\ y &= x[\alpha(x - 1)^2 + x]^{-1} & x \geq 1 \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

其中

$$\begin{aligned} f_c &= [0.77(C50) \sim 0.82(C80)]f_{cu} \\ \varepsilon_0 &= (10.3f_{cu} + 1320) \times 10^{-6} \\ A &= 2.77 - 0.029f_c \\ \alpha &= 11.9f_c^2 \times 10^{-4} \end{aligned}$$

式中, f_{cu} 为无约束高强混凝土的立方体抗压强度。

对于矩形截面的箍筋约束高强混凝土,文献[4]认为仍可采用式(2)的形式,此时,无量纲应力 $y = \sigma/f_{cc}$,无量纲应变 $x = \varepsilon/\varepsilon_{c0}$, f_{cc} 和 ε_{c0} 分别为约束高强混凝土的轴心抗压强度及相应的应变,并有 $A = A_v$, $\alpha = \alpha_v$,具体取值如下:

$$\begin{aligned} f_{cc} &= (1 + 1.09\lambda_v \sqrt{1 - \frac{s}{b}})f_c \\ \varepsilon_{c0} &= (1 + 3.6\lambda_v \sqrt{1 - \frac{s}{b}})\varepsilon_0 \\ A_v &= (2.77 - 0.029f_c)(1 + 3.5\lambda_v) \\ \alpha_v &= 11.9f_c^2(2.36 \times 10^{-5})^{\lambda_v} \times 10^{-4} \\ \lambda_v &= \rho_{f_y}/f_c \end{aligned}$$

式中, s 和 b 分别为箍筋的间距和矩形截面的短边长度; λ_v 为配箍特征值; f_{yv} 为箍筋屈服强度; ρ_v 为体积配箍率,计算时扣除核心钢管混凝土的体积。

2.2.3 钢管内核心高强混凝土^[5]

管内核心高强混凝土的应力-应变关系可以采用如下的表达式:

$$\sigma_c = \sigma_0 \left[A \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - B \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad \varepsilon_c \leq \varepsilon_0 \quad (3)$$

$$\sigma_c = \begin{cases} \sigma_0(1 - q) + \sigma_0 q \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^{0.15} & \xi \geq 1.12 \\ \sigma_0 \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \cdot \frac{1}{\beta \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - 1 \right)^2 + \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0}} & \xi < 1.12 \end{cases} \quad (4)$$

$$\varepsilon_c > \varepsilon_0$$

其中

$$\begin{aligned} \sigma_0 &= f_{ck} \left[1.194 + \left(\frac{13}{f_{ck}} \right)^{0.45} (-0.07485\xi^2 + 0.5789\xi) \right] \\ \varepsilon_0 &= \left[\varepsilon_{cc} + \left(1400 + 800 \frac{f_{ck} - 20}{20} \right) \xi^{0.2} \right] \times 10^{-6} \\ \varepsilon_{cc} &= (1300 + 14.93f_{ck}) \times 10^{-6} \\ A &= 2.0 - k \\ B &= 1.0 - k \\ k &= 0.1\xi^{0.745} \\ q &= \frac{k}{0.2 + 0.1\xi} \\ \beta &= (2.36 \times 10^{-5})^{0.25 + (\xi - 0.5)^7} \times 5.0 \times f_{ck}^2 \times 10^{-4} \end{aligned}$$

式中,套箍系数 $\xi = Af_y/(A_c f_{ck})$, A_s 和 f_y 分别为核心钢管的面积和屈服强度; A_c 和 f_{ck} 分别为管内混凝土的面积和抗压强度标准值; f_{ck} 为混凝土标准强度值, MPa。

2.3 计算过程和程序的编制^[6]

采用截面条带有限元法计算柱的弯矩-轴力关系曲线,主要思路是:在柱横截面上沿着弯矩作用的方向,平行移动中和轴,对于每一确定的中和轴,根据计算基本假定,采用截

面条带有限元法,可求得一组极限轴力 N_u 及相应的极限弯矩 M_u , 于是,由中和轴平移所得到的一系列 (M_u, N_u) 就构成了柱的弯矩-轴力关系曲线。为了分析方便,将截面划分为如图 3 所示 9 个区域(1~9)。区域 1、2、3、4、7 构成外围约束混凝土部分,区域 5、6、9 构成钢管部分,区域 8 为钢管内核心混凝土,计算时将各区域分为若干个条带进行计算,纵筋按具体位置单独计算。程序流程如图 4 所示。

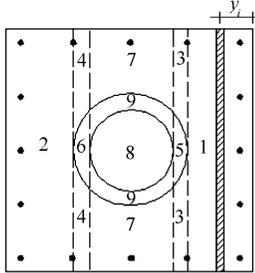


图 3 柱截面的条带划分

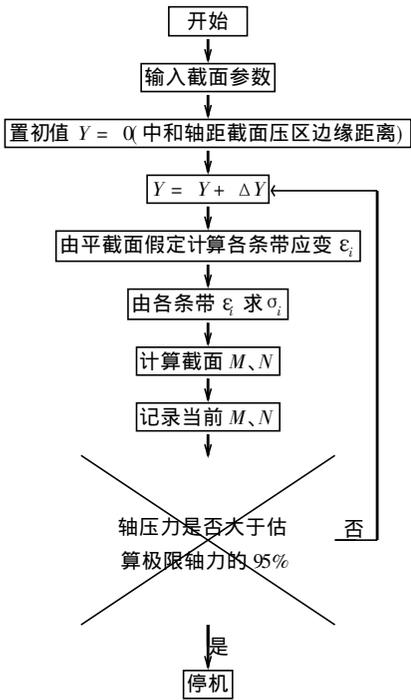


图 4 弯矩-轴力计算程序流程

3 数值分析结果及其与试验结果的比较

利用上述方法编制的计算程序对钢管高强混凝土核心柱抗震性能试验^[2]中的 11 根柱试件进行了计算,得到这些试件的数值计算结果(表 1)。由表中可知,在确定的极限轴力值 N_u 作用下,水平极限荷载的试验值 P_u^t 与由极限弯矩值 M_u 折算得到的水平极限荷载计算值 P_u^c 的比值 P_u^t/P_u^c 的均值 $\bar{x} = 1.19$,方差 $\sigma = 0.050$,计算结果与试验结果大致吻合。从表中也可看出,计算结果与试验结果相比,数值都偏小。其中的误差,一方面表明上述的数值方法有待改进,另一方面,也表明试验中可能存在一定的系统误差。

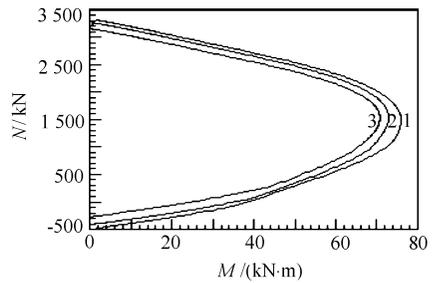
表 1 计算结果与试验结果的比较

试件 编号	f_{cd} MPa	$\rho_{t,ub}$ %	ρ_s %	ρ_v %	b mm	h mm	$N_u^t(N_u^c)$ kN	P_u^t kN	P_u^c kN	$\frac{P_u^t}{P_u^c}$
6A1- 4	79.9	1.0	1.07	1.01	198	199	1 020	280	225.8	1.24
6A2- 1	85.6	1.0	1.51	2.83	197	199	1 100	290	247.8	1.17
6A2- 3	79.9	1.0	1.51	1.42	196	196	990	260	234.2	1.11
6B1- 2	79.9	0.82	1.07	2.02	194	195	980	270	209.3	1.29
6B1- 3	85.6	0.82	1.07	1.42	199	202	1 000	280	233.3	1.20
6C1- 1	85.6	2.38	1.07	2.83	199	200	1 000	300	254.2	1.18
6C1- 3	85.6	2.38	1.07	1.42	197	201	1 000	300	243.9	1.23
8A1- 1	101.1	1.0	1.07	2.83	196	202	1 300	310	254.0	1.22
8A1- a	101.1	1.0	1.07	2.77	195	198	1 350	300	267.8	1.12
8A1- 3a	84.8	1.0	1.07	1.42	198	202	1 100	280	235.2	1.19

注:1) $N_u^t(N_u^c)$ 为极限轴力试验值(计算值); P_u^t 为水平极限荷载试验值; P_u^c 为水平极限荷载计算值; 2) 钢管面积比 $\rho_{t,ub}$ 为 0.82%、1.0% 和 2.38% 时分别对应的钢管配置为 $\phi 54 \times 2$ 、 $\phi 65 \times 2$ 和 $\phi 104 \times 3$; 纵筋配筋率 ρ_s 为 1.07% 和 1.51% 时分别对应纵筋布置 4 ϕ 8+ 8 ϕ 6 和 12 ϕ 8; 体积配箍率 ρ_v 为 1.01%、1.42%、2.02%、2.77% 和 2.83% 时分别对应箍筋布置 $\phi 6 @ 140$ 、 $\phi 6 @ 100$ 、 $\phi 6 @ 70$ 、 $\phi 6.5 @ 60$ 和 $\phi 6 @ 50$ 。

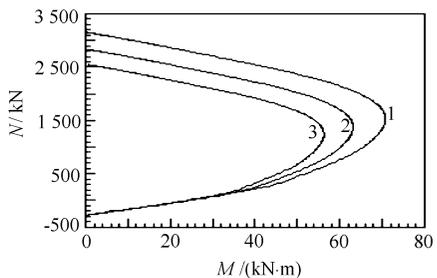
4 参数分析

利用前述的计算程序可以考察各种参数变化对钢管高强混凝土核心柱相关曲线的影响。本文以试件 8A1- 1 的试验参数为基准,分别改变柱中钢管的配置和混凝土的强度,可以得到两者对相关曲线的影响。由图 5 可以看出,随着钢管面积比 $\rho_{t,ub}$ 的增大,曲线向外推移增大,同时还可以看出,由于截面对称,界限轴力值与钢管面积比 $\rho_{t,ub}$ 的大小无关。图 6 则表明随着混凝土强度的降低,曲线向下推移减小。



1- $D \times t = 105\text{mm} \times 3\text{mm}$; 2- $D \times t = 85\text{mm} \times 3\text{mm}$;
3- 8A1- 1, $D \times t = 65\text{mm} \times 2\text{mm}$

图 5 钢管配置对相关曲线的影响



1- 8A1- 1, $f_{cu} = 101 \text{ MPa}$; 2- $f_{cu} = 90 \text{ MPa}$; 3- $f_{cu} = 80 \text{ MPa}$

图 6 混凝土强度对相关曲线的影响

(下转第 87 页)

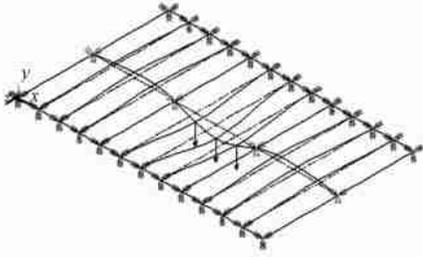


图4 考虑次梁扭转刚度的 ANSYS 模型

表2 跨中挠度试验值、理论值和 ANSYS 分析值

荷载等级	试验值 w_d/mm	理论值 y_0/mm	ANSYS 8.0 分析值	
			A_{N0}/mm	A_{N1}/mm
1	4.99	11.98	11.52	8.63
2	10.06	24.36	23.81	17.85
3	15.20	36.70	36.07	27.03
4	21.22	49.04	48.32	36.21
5	28.38	61.38	60.57	45.40
6	31.17	66.40	65.57	49.14
7	32.51	69.09	68.24	51.14
8	33.29	71.66	70.78	52.54

线能够得出:

- 1) ANSYS 的计算曲线 A_{N0} 与理论公式曲线 y_0 几乎重合, 说明理论公式(13)是正确的。
- 2) 挠度试验值与理论计算值的曲线相差较大, 即现场加载试验得出的主梁承载力高于理论计算值。这样的结果对平台结构是适合的。

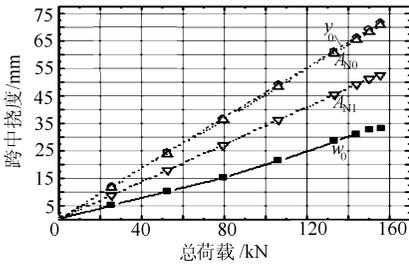


图5 主梁跨中截面荷载-挠度曲线

钢平台中主梁的截面挠度, 不仅取决于主梁自身的抗弯刚度、跨数及荷载作用方式, 而且受次梁的抗扭刚度、次梁与主梁的连接方式, 铺板的厚度、铺板与梁翼缘的连接方式等许多因素影响。从本试验研究来看, 试验挠度值小于理论值主要有 3 个原因:

a. 次梁抗扭刚度的贡献。主梁跨内两侧各有 3 根 16 号热轧轻型槽钢次梁与之相连, 它们的抗扭刚度不可忽视。

b. 钢铺板参与梁的受弯变形。除钢铺板与梁翼缘两侧有焊点连接外, 试验中的加载物能够在一定范围内紧压钢铺板, 使其在试验过程中与梁上翼缘相贴, 参与受压或受拉。

从图 3 中的荷载-应变曲线可以发现, 在跨中和两个支座截面上, 凡是位于上翼缘测点的应变增长幅度都低于下翼缘测点上的应变增幅。这足以说明钢铺板参与工作, 使梁的中性轴上移。

c. A_{N1} 和 A_{N0} 之间的差异, 反映了次梁抗扭刚度对主梁抗弯能力的影响程度; A_{N1} 与 w_0 之间的差异, 主要反映了钢铺板对主梁抗弯能力的增强作用。

3 结论

1) 连续型钢主梁跨中挠度的现场实测值总会因各种因素而小于理论计算值许多。本文研究的结构中, 其实测挠度值约为理论分析值的 43%。

2) 型钢主梁跨中截面实际挠度小于理论分析值的原因主要是: 其一, 由于次梁的抗扭刚度对主梁抗弯刚度的增强, 次梁愈密, 这种作用会愈强; 其二, 平台的钢铺板参与了主梁上翼缘的工作。

参考文献

- 1 GB 50017-2003 钢结构设计规范
- 2 聂铁军. 计算方法. 北京: 国防工业出版社, 1982: 355-359
- 3 苏金明, 傅荣华, 周建斌, 等. SPSS for Windows 实用指南. 北京: 电子工业出版社, 2000: 418-429
- 4 王勖成. 有限单元法. 北京: 清华大学出版社, 2003: 309-311

(上接第 77 页)

5 结语

采用截面条带有限元法计算钢管高强混凝土核心柱的弯矩-轴力相关关系曲线, 其计算结果与试验结果大致吻合, 可供实际工程设计参考, 用于确定该类柱在偏压状态下的极限承载力。由于理论计算不便于实际应用, 有必要提供简化实用的相关方程来描述相关曲线, 但由于影响钢管高强混凝土核心柱偏压性能的参数多样性和复杂性, 这一问题还有待进一步的研究。

参考文献

- 1 林立岩. 高强混凝土柱的设计回顾与探讨// 高强混凝土及其应用

- 第二届学术讨论会论文集. 南京: 1995: 191-194
- 2 赵国藩, 张德娟, 黄承逵. 钢管混凝土增强高强混凝土柱的抗震性能研究. 大连理工大学学报, 1996, 36(6): 759-766
- 3 沈在康. 混凝土结构设计新规范应用讲评. 北京: 中国建筑工业出版社, 1993
- 4 陈肇元, 朱金铨, 吴佩刚. 高强混凝土及其应用. 北京: 清华大学出版社, 1992
- 5 韩林海, 钟善桐. 钢管混凝土力学. 大连: 大连理工大学出版社, 1996
- 6 朱伯龙, 董振祥. 钢筋混凝土非线性分析. 上海: 同济大学出版社, 1985