

# 轴心受压钢骨-方钢管高强混凝土组合短柱承载力

徐亚丰, 金松, 牟璐

(沈阳建筑大学 土木工程学院, 沈阳 110168)

**摘要:**为研究钢骨-方钢管高强混凝土组合短柱轴心受压力学性能,基于合理选取钢材和混凝土本构关系以及正确定义单元类型、模型接触、加载边界条件和加载方式,采用大型通用有限元软件ABAQUS建立钢骨-方钢管高强混凝土组合短柱轴心受压有限元模型,通过后处理得到组合短柱的荷载-纵向应变关系曲线,并与试验的荷载-纵向应变曲线进行对比分析。分析了典型试件受力全过程以及最终破坏形态,同时比对了不同类别组合短柱轴心受压承载力简化计算公式,最后给出最优简化计算公式。

**关键词:**有限元分析;钢骨-方钢管高强混凝土组合柱;荷载-变形曲线;受力全过程;承载力

**中图分类号:**TU398.9 **文献标志码:**A **文章编号:**1674-4764(2015)S1-0017-06

## Bearing capacity of square steel tube filled with steel-reinforced high strength concrete short composite column under axial load

Xu Yafeng, Jin Song, Mu Lu

(School of Civil Engineering, Shenyang Jianzhu University, Shenyang 110168, P. R. China)

**Abstract:** To study the mechanical properties of square steel tube filled with steel-reinforced high strength concrete short composite column under axial load. Based on the reasonable selection of steel and concrete constitutive relation model and define the element type, contact model and load boundary conditions and loading pattern correctly. Using the large-scale general finite element analysis software ABAQUS to establish the finite element model of the square steel tube filled with steel-reinforced high strength concrete short composite column under axial load. The load versus strain relationship curves of the short composite columns were obtained by post-processing and were compared with the test results. At the same time, the whole process and the final failure mode of the typical specimen are analyzed. And the different categories simplified bearing capacity calculation formula of short composite column under axial load has been compared, and the optimal simplified formula was given.

**Key words:** finite element analysis; square steel tube filled with steel reinforced high strength concrete short composite column; load versus longitudinal strain curve; whole process under load; bearing capacity

随着科学技术的进步和社会的发展,现代建筑不断向高耸、大跨、重载方向发展,结构必须能承受恶劣环境。现代建筑的发展对结构中柱子的要求越来越高,要求柱子具有足够的强度和很好的延性,必

要时有良好的抗火性能。近年来的地震灾害表明,结构中柱是关键构件,它关系到结构在地震作用下是否会发生倒塌,因此要求中柱在地震作用情况下,具有较高的承载力,同时还要有较好的延性。如果

在高层建筑中采用普通的钢筋混凝土柱,柱子的截面往往非常大,这不但占用较多的建筑物使用空间,而且会形成短柱,而短柱在地震作用下容易产生脆性破坏。钢管-钢管混凝土柱兼有钢管混凝土柱和钢管混凝土柱的优点,具有更高的强度、更好的延性和抗火性能。国内学者对钢管-钢管混凝土组合柱的研究,主要集中在对其轴压、偏压力学性能研究<sup>[1-5]</sup>,对钢管-方钢管高强混凝土组合短柱轴心受压有限元分析以及对轴心受压承载力简化计算公式深入讨论的很少。为此采用大型通用有限元软件对钢管-方钢管高强混凝土组合短柱轴心受压进行非线性有限元分析,对试件受力全过程和破坏形态以及荷载-变形曲线进行分析,并将有限元计算结果与试验计算结果进行比较。最后比较不同类别组合短柱轴心受压承载力计算公式,给出最优简化计算公

式,通过上述研究为该种新型组合柱的推广运用提供参考和建议。

## 1 有限元分析模型

### 1.1 有限元模型试件设计

共设计了 8 个钢管-方钢管高强混凝土组合柱轴心受压试件,试件截面具体尺寸见参考文献<sup>[6]</sup>,试件截面形式如图 1,其他相关参数见表 1。

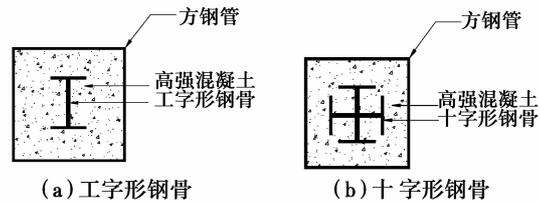


图 1 不同截面形式示意图

表 1 试件参数

| 试件编号    | $f_c$ | $B/t$ | $A_c$  | $f_{yt}$ | $A_{st}$ | $f_{ys}$ | $A_{ss}$ | $\rho$ | $\theta$ |
|---------|-------|-------|--------|----------|----------|----------|----------|--------|----------|
| SE1-X10 | 48.4  | 35    | 30 990 | 288      | 4 169    | 338      | 2 866    | 0.65   | 0.80     |
| SE2-X10 | 70.8  | 35    | 30 990 | 288      | 4 169    | 338      | 2 866    | 0.44   | 0.55     |
| SE3-X10 | 48.4  | 43    | 31 730 | 289      | 3 429    | 338      | 2 866    | 0.63   | 0.65     |
| SE4-X10 | 70.8  | 43    | 31 730 | 289      | 3 429    | 338      | 2 866    | 0.43   | 0.44     |
| SE5-I10 | 48.4  | 43    | 33 163 | 289      | 3 429    | 338      | 1 433    | 0.30   | 0.62     |
| SE6-X14 | 70.8  | 43    | 30 726 | 289      | 3 429    | 327      | 3 870    | 0.58   | 0.46     |
| SE7-I10 | 48.4  | 35    | 32 423 | 288      | 4 169    | 338      | 1 433    | 0.31   | 0.77     |
| SE8     | 48.4  | 43    | 34 596 | 289      | 3 429    | 0        | 0        | 0      | 0.59     |

注:试件编号短线后的字母表示钢管型号,短线后没有字母表示没有配置钢管。 $f_c$  为混凝土轴心抗压强度, $B/t$  表示试件宽厚比; $f_{yt}$ 、 $f_{ys}$  分别为钢管屈服强度和钢管屈服强度; $A_c$ 、 $A_{st}$ 、 $A_{ss}$  分别为核心混凝土的截面面积、方钢管的截面面积、钢管的截面面积。套箍指标  $\theta = f_{yt}A_{st}/f_c \cdot A_c$ ,配骨指标  $\rho = f_{ys}A_{ss}/f_c \cdot A_c$ 。

### 1.2 材料本构关系模型

对于钢材本构关系,采用二次塑流模型,考虑钢材的弹性段、弹塑性段、塑性段、强化段和二次塑流这五个阶段的本构关系模型。对于核心混凝土的材料本构关系采用 ABAQUS 软件提供的塑性损伤模型。混凝土弹性模量按式(1)计算:

$$E_c = 4\,370 \sqrt{f'_c} \quad (1)$$

混凝土泊松比取 0.2,同时为合理考虑钢管对核心混凝土约束作用,核心混凝土受压本构关系采用公式(2):

$$y = \begin{cases} 2x - x^2 & (x \leq 1) \\ \frac{x}{\beta_0(x-1)^\eta} + x & (x > 1) \end{cases} \quad (2)$$

其中: $x = \epsilon/\epsilon_0$ ;  $y = \sigma/\sigma_0$ ;  $\sigma = f'_c$ ;  $\epsilon_0 = \epsilon_c +$

$800\epsilon_0^{0.2} \cdot 10^{-6}$ ;  $\epsilon_c = (1\,300 + 12.5f'_c) \cdot 10^{-6}$ ;  $\eta =$

$1.6 + 1.5/x$ ;  $\beta = \frac{f'_c{}^{0.1}}{1.2\sqrt{1+\theta}}$ ;其中  $\epsilon$  为混凝土的

应变, $\sigma$ 、 $\sigma_0$  分别为混凝土的应力和峰值应力; $f'_c$  为混凝土的圆柱体抗压强度。

对受拉混凝土的本构关系计算时采用混凝土断裂能  $G_f$  参照公式(3)计算:

$$G_f = \alpha(f'_c/10)^{0.7} \cdot 10^{-3} \quad (3)$$

其中, $\alpha = (1.25d_{max} + 10)$ , $d_{max}$  为粗骨料的粒径。

此时拉应力  $\sigma_p$  按公式(4)计算:

$$\sigma_p = 0.26 \cdot (1.25f'_c)^{2/3} \quad (4)$$

### 1.3 单元类型和截面网格划分

钢管、钢管采用四节点减缩积分格式的壳单元(S4R),核心混凝土采用八节点减缩积分格式

维实体单元(C3D8R),可以真实反映试件受力情况,并可以保证计算精度。网格的划分对于计算结果和计算时间影响很大,通过不断试算最终确定了合理网格划分密度,从而有效保证了计算精度和运行模型时间。具体各部件的单元网格划分如图2(以工字形钢骨为例)所示。

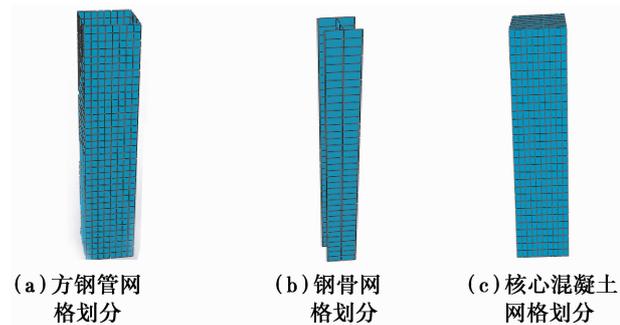


图2 钢管、钢骨和核心混凝土单元划分

#### 1.4 接触类型及加载边界条件

钢管与核心混凝土之间的接触类型采用库仑摩擦模型,接触界面可传递剪应力,直到剪应力达到临界值,界面之间产生相对滑动。钢管与核心混凝土界面摩擦系数取0.6,钢管与核心混凝土法线方向采用硬接触。钢骨采用嵌入命令将其嵌入混凝土中,不考虑钢骨与核心混凝土之间的滑移。混凝土与加载板之间采用绑定约束,钢骨和钢管与加载板之间的接触类型定义为实体-壳耦合。模型加载边界条件和加载方式如图3所示,其中 $U_1$ 、 $U_2$ 、 $U_3$ 分别表示X、Y、Z方向的平动位移。

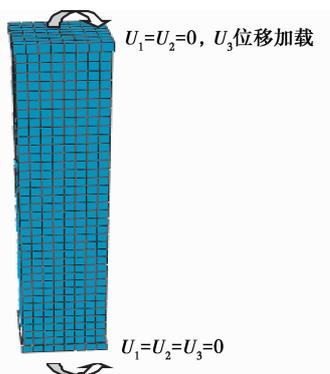


图3 组合短柱的加载及位移边界条件

## 2 有限元计算结果及分析

有限元计算分析结果表明:轴心受压下钢骨-方钢管高强混凝土组合短柱的荷载-纵向应变关系曲线主要可以分为三个阶段(以工字形钢骨为例):

第一阶段是加载初期的弹性工作阶段(OA);这

一阶段主要特征就是荷载-纵向应变关系曲线基本线性关系,A可以看作弹性段的比例极限(弹塑性阶段的起点)。其中试件的比例极限点A点对应的荷载约占极限承载力的70%~80%,说明钢骨-方钢管高强混凝土组合柱的弹性阶段比普通钢筋混凝土柱要长。

第二阶段是屈服阶段(AB):随着外部荷载不断增大,钢管、钢骨和核心混凝土应力不断增大,当核心混凝土达到极限拉应力会发生开裂,此时组合柱的轴压刚度减小,加之外部方钢管、内置钢骨已经发生屈服,因此荷载-纵向应变关系曲线表现出非线性。此时可以明显发现柱体中部开始逐渐变粗。

第三阶段是下降阶段(BC):加载超过极限荷载(B点)以后,试件承载力出现一定下降,试件由于泊松效应产生较大的横向变形,轴力对柱体产生较大的附加弯矩,由于混凝土开裂退出工作,同时内置的钢骨和外部的方钢管的抗弯刚度较小,最终无法平衡外部较大的弯矩,因而荷载出现下降。超过C点以后,由于外部方钢管、钢骨对于核心混凝土的双重套箍约束作用,后期组合柱承载力出现小幅度强化现象。具体典型试件的 $N-\epsilon$ 关系曲线如图4所示。

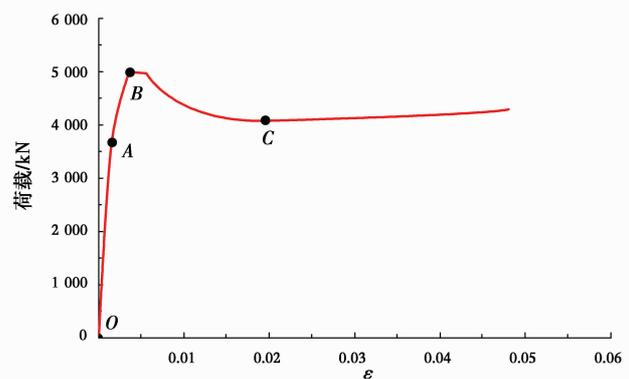


图4 典型试件的 $N-\epsilon$ 关系曲线

从开始加载到弹性阶段末(A点)钢管应力不断增大,同时钢管的最大应力区域不断向钢管中部靠拢,到达A点时,钢管中部最大应力已经达到了345.9 MPa,说明钢管中部范围已经开始发生屈服,并且应力的分布基本以钢管的中部为对称轴呈对称分布特征。随着荷载的进一步增大,到达极限荷载点(B点)时钢管中部范围的应力继续增长达379.9 MPa,说明钢管中部区域开始进入弹塑性阶段,并且有局部鼓曲趋势。荷载到达C点时,钢管中部最大应力区的应力达到460.8 MPa,钢管达到极限抗拉

强度,同时钢管中部范围也出现明显的局部鼓曲变形。具体钢管受力全过程如图 5 所示。

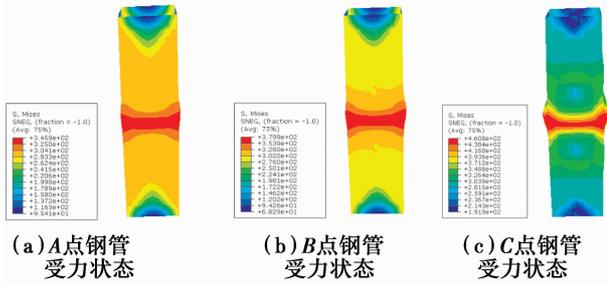


图 5 钢管受力全过程

从开始加载到弹性阶段末(A点),核心混凝土截面的纵向应力不断增大,到达A点时,核心混凝土最大纵向应力达到 31.4 MPa,还未达到极限抗压强度,此时纵向应力分布较为均匀,而且不同区域应力相差很小;加载达到B点时,核心混凝土中部纵向应力增长最快,达到 45.7 MPa,此时纵向应力分布规律发生改变,核心混凝土中部纵向应力最大,距离核心混凝土中部距离越大纵向应力越小;加载到达C点时,由于外部方钢管、内置钢骨的双重套箍约束作用,核心混凝土并没有迅速被压碎,而是应力出现一定增长,达到 52.78 MPa。具体核心混凝土中截面纵向应力变化全过程如图 6 所示。

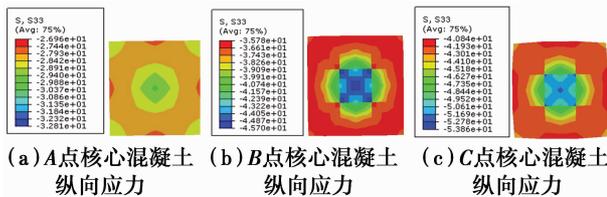


图 6 核心混凝土中界面纵向应力变化过程

从开始加载到弹性阶段末(A点),钢骨应力不断增大。到达A点时,钢骨应力达到 343.1 MPa,接近钢骨屈服应力,此时钢骨应力分布较为均匀;加载达到B点,应力开始呈现不均匀分布,最大应力开始向钢骨中部靠拢,应力大小分布规律呈现出从中部向两端递减,中部最大应力达到 403.4 MPa,说明钢骨已经进入了弹塑性阶段;加载到达C点时,钢骨中部应力不断增大,最大应力达到 430.9 MPa。具体钢骨受力全过程如图 7 所示。

组合柱的最终破坏形态是压屈型破坏,具体表现为柱体中部范围产生较大局部鼓曲而发生破坏。外部方钢管的破坏形态类似于试件的整体破坏形态,内置钢骨由于核心混凝土侧向支撑作用,中部并

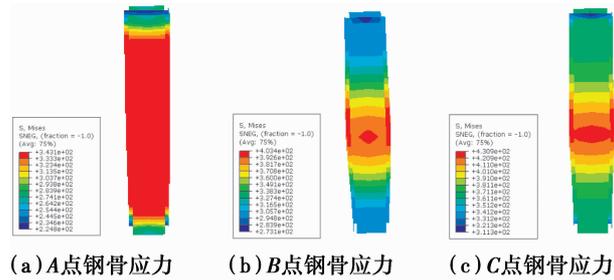


图 7 钢骨受力全过程

没有明显发生局部屈曲。核心混凝土最终破坏形态是在柱体中部发生局部屈曲部位的混凝土被压碎。具体试件整体破坏形态及各个部件破坏形态如图 8 所示。

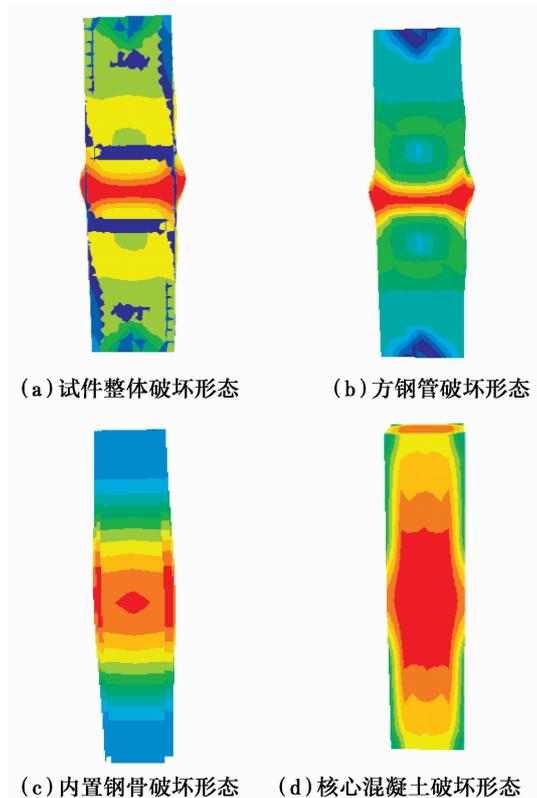


图 8 试件整体破坏形态及各个部件破坏形态

### 3 有限元计算结果与试验结果比对分析

通过后处理分析得到钢骨-方钢管高强混凝土组合短柱在轴心受压荷载作用下的荷载-纵向应变关系曲线,与参考文献<sup>[6]</sup>中试验曲线进行比对,可以发现有限元模拟的计算结果曲线与试验结果曲线吻合良好,说明建立的有限元模型可以较好反映组合柱构件轴压受力状态。具体各个试件有限元计算结果与试验结果对比如图 9 所示。

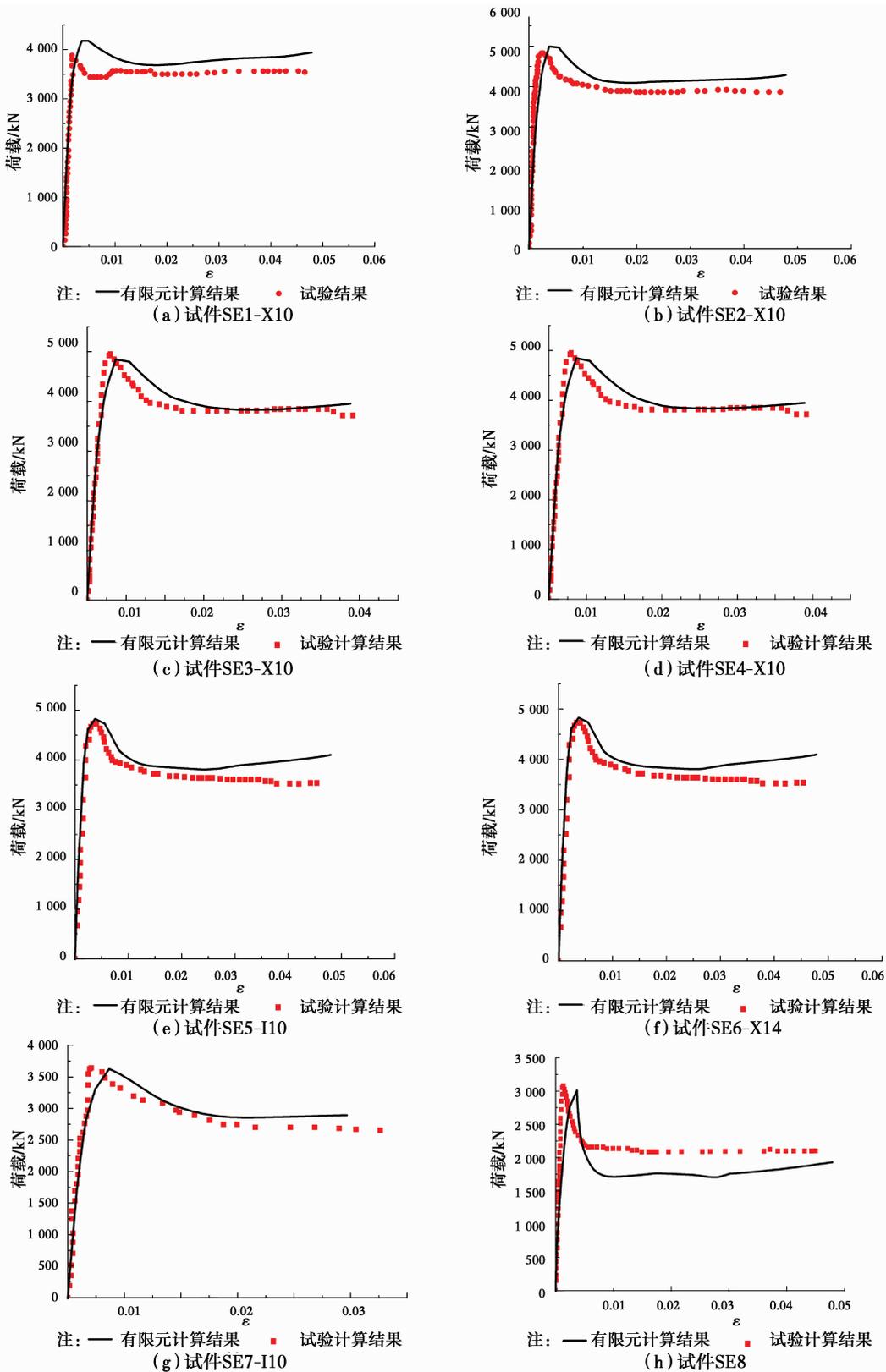


图9 有限元模型计算结果与文献[6]实验结果比较

#### 4 轴心受压下钢骨-方钢管高强混凝土组合短柱极限承载力简化计算公式研究

目前对于钢骨-钢管混凝土组合短柱轴心受压

承载力的计算,主要有两种理论,一种是赵大洲等<sup>[7]</sup>基于大量试验研究分析得到的钢骨-钢管混凝土组合短柱轴心受压公式:

$$N_{u,max} = f_c A_c (1 + 2\theta + \rho) \quad (5)$$

另外一种参考文献<sup>[8]</sup>基于极限平衡方法推导出的公式:

$$N_{u,max} = f_c A_c (1 + \beta + \rho) \quad (6)$$

其中参数  $\beta = \sqrt{1 + \frac{1}{3} \left( \frac{(k-1)A_c}{A} \right)^2}$ ;  $k$  为混凝土侧压系数,目前对于新型组合柱的混凝土侧压系数  $k$  没有明确的合理取值,根据文献<sup>[8]</sup>建议  $k$  取值范围为 3~4,为此笔者分析了侧压系数等于 3 和 4 两种情况下的计算结果。将上述两种简化承载力计算结果与试验结果及有限元计算结果进行比较,最终分析得到最优简化计算公式。具体各种承载力计算结果如表 2 所示。

表 2 各种承载力计算结果

| 试件<br>编号 | 试验<br>值/kN | 有限元<br>值/kN | 公式(5)/<br>kN | 公式(6)/kN |         |
|----------|------------|-------------|--------------|----------|---------|
|          |            |             |              | $k=3$    | $k=4$   |
| SE1-X10  | 4 035      | 4 177       | 4 874.4      | 4 118.8  | 4 550.7 |
| SE2-X10  | 4 880      | 4 983       | 5 573.0      | 4 812.7  | 5 247.2 |
| SE3-X10  | 3 930      | 4 031       | 4 499.7      | 3 890.8  | 4 620.1 |
| SE4-X10  | 4 750      | 4 838       | 5 189.4      | 4 586.4  | 4 952.4 |
| SE5-I10  | 3 410      | 3 443       | 4 076.9      | 3 499.7  | 3 887.8 |
| SE6-X14  | 4 710      | 4 816       | 5 438.5      | 4 808.1  | 5 158.3 |
| SE7-I10  | 3 620      | 3 628       | 4 472.4      | 3 747.4  | 4 206.6 |
| SE8      | 2 985      | 2 906       | 3 650.3      | 3 106.9  | 3 521.9 |

通过表 2 计算可以发现采用式(6)同时侧压系数  $k$  取 3 时计算结果的吻合程度最好,因此建议采用式(6)( $k=3$ )计算钢管-方钢管高强混凝土组合短柱轴压承载力。各种简化公式计算结果及有限元计算结果与实验结果比较如图 10 所示,其中

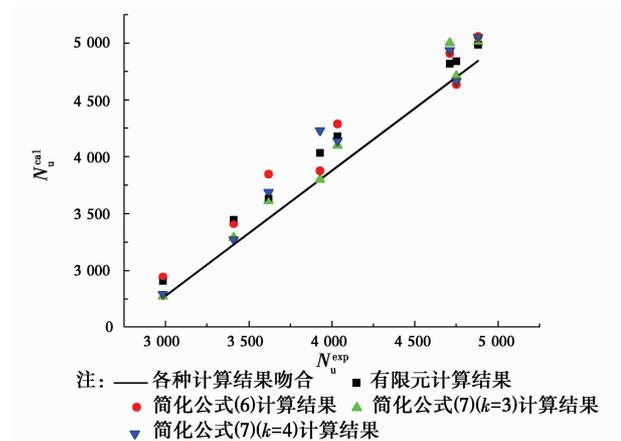


图 10 简化公式计算结果及有限元计算结果与试验结果比较

$N_u^{cal}$  为有限元计算承载力(或简化计算公式承载力),  
 $N_u^{exp}$  为试验所得承载力。

## 5 结 论

通过 8 个轴心受压下钢管-方钢管高强混凝土组合短柱非线性有限元分析与理论研究,主要得出如下结论:

1) 钢管-方钢管高强混凝土组合短柱有较高轴心受压承载力。

2) 有限元模拟结果可以较好反映轴心受压下钢管-方钢管高强混凝土组合短柱的受力状态,并且有限元计算所得承载力与试验计算结果吻合程度较好,而且总体较试验结果偏高。

3) 通过不同公式计算结果比较发现,利用简化式(6)( $k=3$ )计算所得轴压极限承载力与试验结果及有限元计算结果吻合程度最好。

## 参考文献:

[1] 王连广,赵同峰,安山河. 方钢管-钢管混凝土双向偏压试件试验研究与理论分析[J]. 工程力学,2009,26(5): 137-141.

[2] 何益斌,肖阿林,郭健,等. 钢管钢管自密实高强混凝土偏压柱力学性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2010,31(4):102-109.

[3] 王连广,赵同峰,李宏男. 方钢管-钢管高强混凝土偏压柱试验研究与理论分析[J]. 建筑结构学报,2010,31(7):64-71.

[4] 丁发兴,李刚,龚永智,等. 钢管-圆钢管混凝土轴压短柱力学性能分析[J]. 中南大学学报,2012,43(9): 3625-3630.

[5] 王连广,刘晓,常江. 钢管钢管高强混凝土偏心受压承载力试验研究[J]. 工程力学,2010,27(2): 124-129.

[6] 朱美春,王清湘,冯秀峰. 轴心受压钢管-方钢管自密实高强混凝土短柱的力学性能研究[J]. 土木工程学报,2006,39(6):35-41.

[7] 赵大洲. 钢管-钢管高强混凝土组合长柱力学性能的研究[D]. 大连:大连理工大学,2003.

[8] 张铁成. 钢管-钢管混凝土柱正截面承载力计算方法研究[D]. 长沙:湖南大学,2007.

(编辑 傅旭东)