

文章编号: 1000-4750(2012)02-0177-08

带约束拉杆十形截面钢管内核心混凝土的 等效单轴本构关系

左志亮¹, 蔡 健^{1,2}, 林焕彬¹, 钱 泉¹, 段伟宁¹

(1. 华南理工大学土木工程系, 广州 510641; 2. 亚热带建筑国家重点实验室, 广州 510641)

摘 要: 介绍了 11 个带约束拉杆和 5 个不带约束拉杆的十形截面钢管混凝土轴压短柱试件的试验研究, 讨论在不同约束拉杆间距与直径、钢板厚度与屈服强度、截面尺寸下试件的破坏与承载力特点。分析了带约束拉杆十形截面钢管混凝土的约束特点。在合理假定的基础上, 将十形钢管混凝土截面划分成 1 个无拉杆的方形和 4 个有拉杆的矩形钢管混凝土区域, 借鉴约束混凝土本构模型, 建立了力学概念清晰的各区域核心混凝土等效单轴本构关系。采用建议的本构关系对相关试验的试件进行了荷载-应变全过程分析, 计算曲线和试验曲线吻合良好。

关键词: 十形钢管混凝土; 短柱; 约束拉杆; 轴压; 试验研究; 本构关系

中图分类号: TU398.9 文献标志码: A

EQUIVALENT UNIAXIAL CONSTITUTIVE RELATIONSHIP FOR THE ENCASED CONCRETE OF CROSS -SHAPED STEEL TUBULAR WITH BINDING BARS

ZUO Zhi-liang¹, CAI Jian^{1,2}, LIN Huan-bin¹, QIAN Quan¹, DUAN Wei-ning¹

(1. Civil Engineering Department, South China University of Technology, Guangzhou 510641, China;

2. State Key Laboratory of Subtropical Building Science, Guangzhou 510641, China)

Abstract: The behaviors of cross-shaped concrete-filled steel tubular (CFT) stub columns subjected to axial loads were experimentally investigated, including 11 specimens with binding bars and 5 specimens without binding bars. The effects of space and diameter of binding bars, thickness and strength of steel plates and section sizes on the failure mode and bearing capacity are discussed. The results indicate that, with the setting of binding bars, the buckling modes of the steel plates are changed, the local buckling of the steel plates is delayed, and the bearing capacity and ductility of the cross-shaped CFT stub columns are improved. Based on reasonable assumptions, the cross-section is divided into a square section and four rectangular sections, in which the rectangular sections have binding bars while the square section has not. The constitutive relationship of confined concrete is adopted to build the equivalent uniaxial constitutive relationship for the core concrete of each section. The results of load-strain curves calculated by the proposed constitutive relationship are in good agreement with the experimental ones.

Key words: cross-shaped concrete-filled steel tube; stub column; binding bars; axial compression; experimental research; constitutive relationship

收稿日期: 2010-05-24; 修改日期: 2010-07-30

基金项目: 国家自然科学基金项目(50878087); 亚热带建筑科学国家重点实验室项目(2011ZC25)

通讯作者: 左志亮(1982-), 男, 广东广州人, 博士生, 主要从事钢-混凝土组合结构研究(E-mail: cvztl82@163.com).

作者简介: 蔡 健(1959-), 男, 广东潮州人, 教授, 博士, 主要从事钢-混凝土组合结构研究(E-mail: cvjcai@scut.edu.cn);

林焕彬(1985-), 男, 广东潮州人, 硕士, 主要从事钢-混凝土组合结构研究(E-mail: scutlhb@163.com);

钱 泉(1986-), 男, 湖北襄樊人, 硕士, 主要从事钢-混凝土组合结构研究(E-mail: qian.quan@foxmail.com);

段伟宁(1985-), 男, 陕西西安人, 硕士, 主要从事钢-混凝土组合结构研究(E-mail: wn.duan@gmail.com).

异形截面钢管混凝土柱的钢管对核心混凝土的约束作用主要集中在角部,在周边中部依靠钢板的抗弯刚度约束混凝土的外凸变形,整体约束效应小,而且钢管在纵向、横向的双向应力以及核心混凝土向外膨胀的作用下,容易在钢管达到屈服前发生局部屈曲。在钢板中部位置设置具有约束钢板外凸变形作用的水平拉杆能改变钢管的屈曲模态,延迟钢管局部屈曲的发生,有助于改善横截面周边中部钢管对核心混凝土的约束作用,从而提高钢管混凝土轴压短柱的承载力和延性^[1-4]。基于 Mander^[5]约束混凝土本构模型、针对带约束拉杆与不带约束拉杆方(矩)形截面、带约束拉杆 L 形截面钢管内核心混凝土的等效单轴本构关系模型^[6-9],力学概念清晰,能较好反映随钢板、拉杆约束效应提高,约束混凝土的极限强度及峰值应变相应增大、下降段趋于平缓等现象。本文中介绍了 11 个带约束拉杆和 5 个不带约束拉杆的十形钢管混凝土短柱试件的轴压试验研究结果,在上述本构关系研究的基础上,将十形钢管混凝土截面划分成 1 个无拉杆的方形和 4 个有拉杆的矩形钢管混凝土区域,建立各区域的核心混凝土等效单轴本构关系,并通过试验结果进行验证。

1 试验研究

1.1 试验概况

试验参数为拉杆水平及竖向间距、拉杆直径、钢板厚度和强度、截面尺寸。以 1:3 的模型比例设计了 11 个小尺寸试件(C1~C11),以 1:2 的模型比例设计了 5 个大尺寸试件(C12~C16),最大板件宽厚比分别为 22 和 50。试件高度取 3 倍的截面宽度,以减小端部效应对高度中部截面应力分布的影响。拉杆水平或竖向间距有 50mm、75mm、100mm 和 150mm 这 4 种,对应实际工程尺寸为 100mm~300mm;拉杆直径有 5mm、6.75mm 和 8.5mm 这 3 种,对应实际工程尺寸为 13.5mm~25.5mm。各试件实际尺寸及参数见表 1 和图 1。钢管采用 Q235 或 Q345 钢,拉杆采用螺杆。试件采用 C40 商品混凝土一次浇注完成。实测材料强度见表 1。

采用 15000kN 长柱压力机施加轴向荷载,加载及量测装置如图 2 所示。开始阶段采用荷载控制的连续加载方式,加载速度为 2kN/s;当荷载-位移曲线由直线变为曲线以后改为位移控制的连续加载方式,加载速度控制为 0.005mm/s。荷载由压力机自带的压力传感器直接读取。在试件 4 个侧边对应于截面形心轴位置各设置上下 2 个百分表,用于

表 1 试件参数及试验结果

Table 1 Parameters and experimental results of specimens

编号	$a_1/a_2/b_1/b_2/t/L/mm$	$a_s/b_s/d_s/n/mm$	$f_{ck}/f_{ay}/f_{by}/MPa$	$\epsilon_u/\epsilon_{85}/\mu\epsilon$	N_{ue}/kN	$\frac{N_{ue}}{N_{u无}}$	$\frac{N_{ue}}{N_{un}}$	$\frac{N_{ue}}{N_{ss}}$
C1	80/80/80/80/3.64/720	—	39.06/348/—	3486/5472	2064	1.00	0.89	0.86
C2	80/80/80/80/3.64/720	50/50/8/1	39.06/348/484	5354/22598	2319	1.12	1.00	0.98
C3	80/80/80/80/5.6/720	—	39.06/346/—	5532/7936	2754	1.00	0.96	0.93
C4	80/80/80/80/5.6/720	50/50/8/1	39.06/346/484	36543/51061	3231	1.17	1.13	1.07
C5	80/80/80/80/3.64/720	50/100/8/1	39.06/348/484	4063/9799	2170	1.05	0.94	1.00
C6	80/80/80/80/3.64/720	50/50/6/1	39.06/348/497	4994/13248	2306	1.12	1.00	0.99
C7	80/80/80/80/3.64/720	50/50/10/1	39.06/348/382	5378/21416	2282	1.11	0.99	0.95
C8	80/80/80/80/7.74/720	—	39.06/261/—	5747/33830	3326	1.00	1.17	1.01
C9	80/80/80/80/7.74/720	50/50/8/1	39.06/261/484	40157/52904	3989	1.20	1.40	1.12
C10	80/80/80/80/3.72/720	—	39.06/239/—	3692/4772	2155	1.00	1.10	1.02
C11	80/80/80/80/3.72/720	50/50/8/1	39.06/239/484	5435/31889	2055	0.95	1.05	0.91
C12	180/80/180/80/3.64/1320	150/50/8/1	39.06/348/484	3602/5526	4307	1.05	0.97	1.01
C13	180/80/180/80/5.6/1320	—	39.06/346/—	2842/6406	4096	1.00	0.75	0.81
C14	180/80/180/80/5.6/1320	50/50/8/3	39.06/346/484	22291/30736	6268	1.53	1.14	1.00
C15	180/80/180/80/5.6/1320	75/75/8/2	39.06/346/484	6110/14603	5685	1.39	1.04	1.00
C16	180/80/180/80/5.6/1320	150/150/8/1	39.06/346/484	3463/5895	5183	1.27	0.94	1.00
	平均值						1.029	0.979
	标准差						0.313	0.084

注: a_1 、 a_2 、 b_1 、 b_2 、 t 、 L 均为试件的几何尺寸,见图 1; a_s 、 b_s 、 d_s 、 n 分别为约束拉杆最小水平间距、最小竖向间距、直径和列数; f_{ck} 、 f_{ay} 、 f_{by} 分别为混凝土标准轴心抗压强度($f_{ck}=0.76f_{cu}$)、钢板屈服强度、约束拉杆屈服强度, f_{cu} 为混凝土标准立方体抗压强度 ϵ_u 、 ϵ_{85} 分别为峰值平均纵向应变、荷载下降到 85% 极限承载力时的极限平均纵向应变; N_{ue} 为极限承载力试验值; $N_{ue}/N_{u无}$ 为试件的极限承载力与相同条件下无拉杆试件的极限承载力的比值; N_{ue}/N_{un} 为试件的极限承载力与名义承载力的比值; N_{ue}/N_{ss} 为试件的试验承载力与本文方法计算的承载力比值。

测定试件各侧边的两端竖向相对位移, 4 个侧边的相对位移平均值为试件的纵向平均应变值。在试件高度中间位置的约束拉杆中部布置电阻应变片, 在试件高度中间位置的各侧面钢板上沿纵向、横向布置电阻应变片, 以测定相应部位的钢管壁纵向、横向应变以及约束拉杆应变。

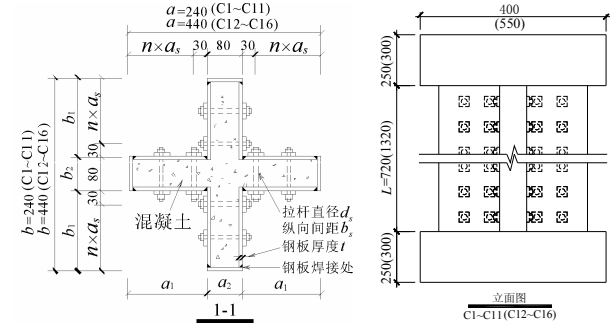


图 1 试件形式

Fig.1 Types of the specimens

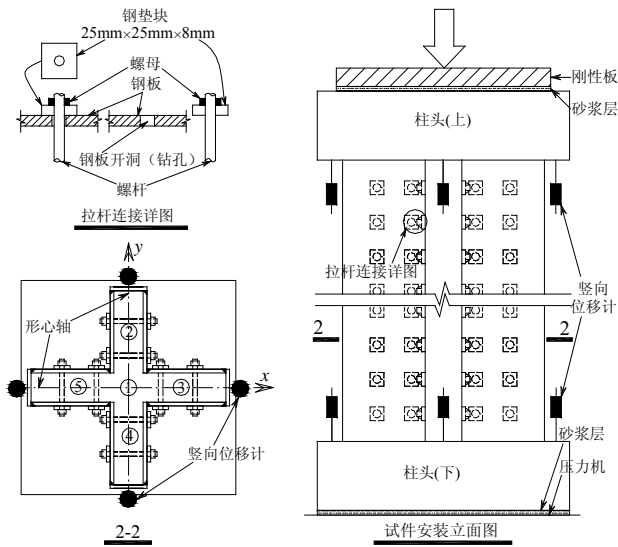


图 2 加载装置及位移计设置

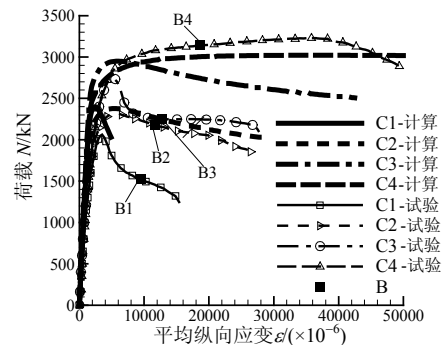
Fig.2 Test setup for loading and arrangement of displacement meters

1.2 主要试验结果及讨论

图 3(a)~图 3(f)给出了不同参数下试件的轴力-平均纵向应变曲线的对比图, 各曲线标记有相应试件钢板发生初始局部屈曲时对应的点 *B*。表 1 列出了各试件的极限承载力试验值 N_{ue} 、各试件与相同条件下无拉杆试件的极限承载力比值 $N_{ue}/N_{u无}$ 、极限承载力与名义承载力的比值 N_{ue}/N_{un} 、峰值平均纵向应变 ϵ_u 、荷载下降至 85% 极限承载力时的极限平均纵向应变 ϵ_{85} 。

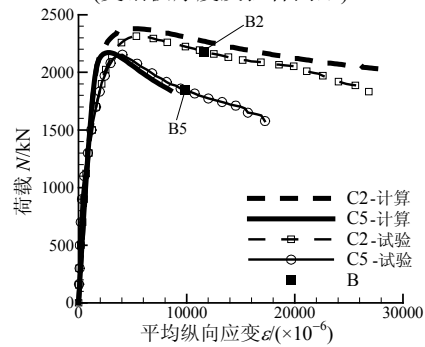
从图 3(a)~图 3(d)可见, 在其它条件相同的情况下, 随着拉杆竖向或水平间距的减小, 所有大尺寸或小尺寸试件的曲线初始刚度基本相等; N_u 和 ϵ_u 的

提高幅度最大分别达到 1.53 倍和 7.84 倍; 除了拉杆间距相对较大的试件外(如 C16), 局部屈曲推迟发生, 曲线下降段更平缓、拐点消失。当拉杆间距较小、钢板宽厚比较大时(C4/C9/C14), 曲线有强化现象, 在拉杆被拉断前荷载不下降。这表明拉杆作为钢板上的定点约束, 能减小钢板的屈曲半径、提高钢管的屈曲强度、极限承载力和延性。另外, 虽然 C11 在达到峰值荷载前钢管焊缝发生爆裂, 承载力比无拉杆的 C10 小, 但延性仍大大提高, 局部屈曲推迟发生。随着钢板厚度的增大, N_{ue}/N_{un} 、 ϵ_u 、 ϵ_{85} 增大, 局部屈曲推迟发生; 对有拉杆试件, 曲线下降段更平缓; 对无拉杆试件, 只有当钢板厚度增大幅度较大时(C10/C8), 曲线下降段才更平缓。随着钢板强度的增加(C1/C10 与 C2/C11), N_{ue}/N_{un} 减小, 试件的 ϵ_u 相差不大, 有拉杆试件的曲线下降段更陡、无拉杆试件更平缓, 延性的变化规律不明显。试件 C12 与试件 C2 的其他参数相同, 仅截面尺寸与拉杆横向间距不同。从图 3(e)可见, 由于钢板宽厚比的增大, C12 的 N_{ue}/N_{un} 、 ϵ_u 和 ϵ_{85} 分别比 C2 的小, 钢板对混凝土的约束效应减小。从图 3(f)可见, 拉杆直径分别为 6mm、8mm 和 10mm 的试件 C6、试件 C2 和试件 C7 的 N_{ue} 、 ϵ_u 相近, 其中 C2 与 C7 的下降段斜率相近、没有拐点, 均比 C6 的平缓、延性更好。这表明增大拉杆直径能为钢管提供有效



(a) C1~C4

(变钢板厚度及拉杆间距)



(b) C2、C5
(变拉杆间距)

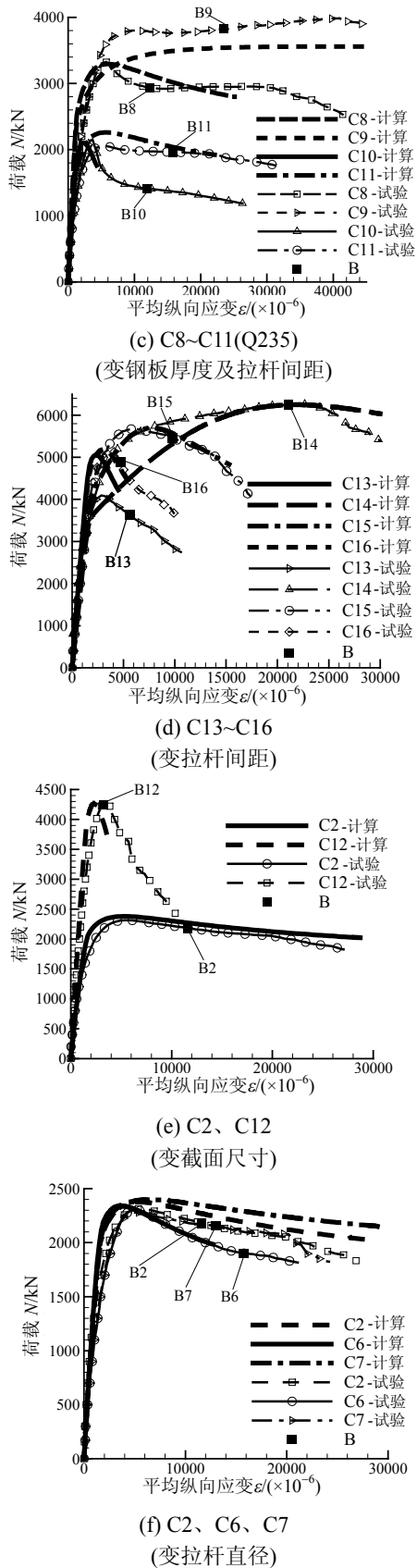


图3 试件的轴力(N)-平均纵向应变(ϵ)试验曲线与计算曲线
Fig.3 Calculated curves and experimental curves of axial force (N) and average longitudinal strain (ϵ)

的侧向约束,从而提高承载力和延性;当拉杆直径增大到一定程度时,对极限承载力、屈曲荷载及延性的影响不大。

由于篇幅所限,其他试验结果及讨论将在另文中予以介绍。

2 带约束拉杆十形截面钢管内核心混凝土的本构关系

2.1 带约束拉杆十形截面钢管混凝土的约束特点

带约束拉杆十形截面钢管混凝土柱的钢管对核心混凝土的约束作用主要集中在阳角以及设置拉杆处,在其余部位依靠钢板的抗弯刚度约束混凝土的外凸变形、约束作用相对较弱。图4为带约束拉杆十形截面钢管混凝土柱的约束区示意图,约束作用较大的钢管阳角区域、同一列拉杆附近的钢管区域属于纵向强约束区(以下简称有效约束区),同一排拉杆附近的钢管区域属于横向有效约束区,其余区域的钢管对核心混凝土的约束作用有限,主要起到承担纵向荷载的作用,属于弱约束区(以下简称非约束区)。不设拉杆是设拉杆情况的特例,相当于只有钢管阳角区域属于纵向有效约束区,其余区域属于非约束区。

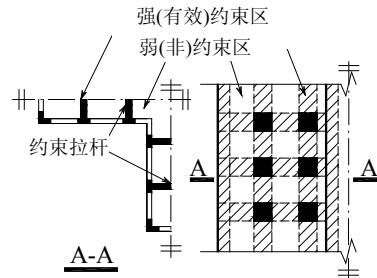


图4 带约束拉杆十形截面钢管混凝土柱约束区
Fig.4 Confined regions of cross-shaped CFT column with binding bars

将带约束拉杆的十形钢管混凝土截面划分成一个无拉杆的方形区域1(以下简称方形1)和4个有拉杆的矩形区域2~区域5(以下简称矩形2~矩形5)钢管混凝土区域(见图5),并作如下假设:1)忽略

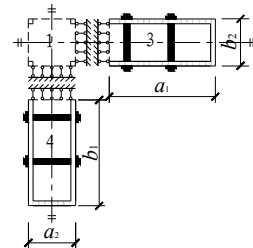


图5 十形截面分区与截开面上的边界条件
Fig.5 Divided cross-section and boundary conditions on cutting sections

各区域截面沿其法向的位移，侧向刚度无限大；
2) 截开面上满足纵向变形协调关系，各区域的纵向变形相等。在对带约束拉杆方形、矩形钢管内核心混凝土本构关系的研究成果基础上^[6-8]，对各区域分别建立能反映钢管和拉杆对混凝土提供约束的核心混凝土本构关系，并组合得到十形截面钢管内核心混凝土的本构关系。为了表达简洁、节省篇幅，假定4个矩形区域的截面尺寸相同，当截面尺寸不相同，本构关系的推导过程类似，不再赘述。

2.2 本构关系表达式

根据文献[5]的混凝土等效单轴本构关系表达式，并在文献[6-10]的基础上，结合上述带约束拉杆十形钢管混凝土的约束特点，提出以下带约束拉杆十形截面钢管混凝土中各分块区域(方形1与矩形2~矩形5)的本构关系表达式：

$$f_c = \frac{f_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \quad (1)$$

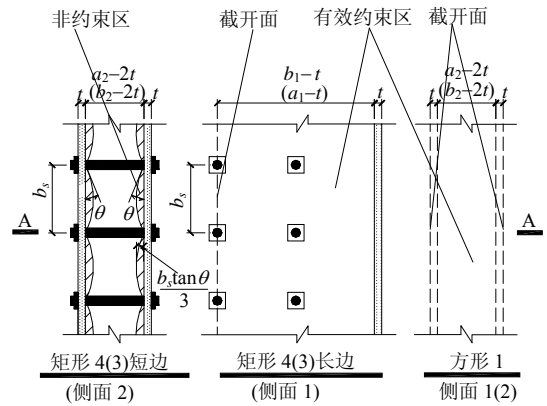
$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (2)$$

式中： f_c 、 ε_c 分别表示约束混凝土的纵向应力和应变； f_{cc} 、 ε_{cc} 分别表示约束混凝土的轴压强度及峰值应变； r 为曲线形状系数。

2.3 混凝土的等效侧向约束应力

2.3.1 混凝土的有效约束系数

各区域在横截面、侧面上的有效、非约束区的形状如图6所示。为了简化并沿用方形、矩形钢管内核心混凝土的本构关系表达式，在计算横截面、侧面有效约束系数时作如下假设：1) 内侧拉杆位于截开面处，并在内侧拉杆以外区域均匀地布置其它拉杆；2) 对本文试验结果进行试算后，假设各区域横截面、侧面每边上混凝土的非约束区为1.5次方抛物线与钢板内侧围成的区域；3) 截开面处为强约束边界，不存在横截面和侧面非约束区。随着拉杆



(b) 侧面上的核心混凝土强、弱约束区
图6 方形、矩形区域横截面与侧面上的核心混凝土有效约束区

Fig.6 Effectively confined concrete core on sectional and lateral areas of square and rectangle columns

设置、钢板厚度、材料强度、截面尺寸的变化，核心混凝土受到的约束作用不同，非约束区面积、抛物线的峰值和起角也不同。在设置约束拉杆后，或各边长相差不大(如 $b_1/a_2 < 3$)时可假设横截面、侧截面上各非约束区抛物线的起角均为 θ ，且起角范围为 $0^\circ \sim 45^\circ$ 。对于不存在非约束区的边界，抛物线起角 $\theta = 0^\circ$ 。因此，可通过抛物线起角 θ 的取值来反映核心混凝土受到的约束效应大小。

区域 $i(i=1\sim 5)$ 横截面非约束区的总面积为：

$$A_{fsi} = \sum_{j=1}^4 \frac{d_{sij}^2 \tan \theta_{sij}}{5n_{sij}} \quad (3)$$

区域 $i(i=1\sim 5)$ 横截面有效约束区的面积为：

$$A_{esi} = A_i - A_{fsi}, \text{ 其中 } A_i = b_{i1}b_{i2} \quad (4)$$

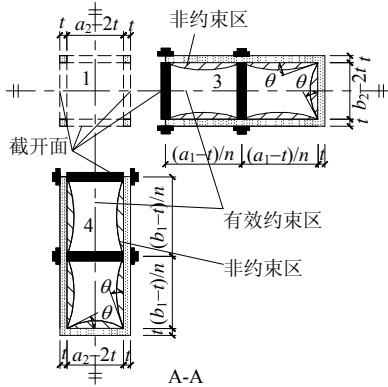
区域 $i(i=1\sim 5)$ 横截面有效约束系数为混凝土横向有效约束区面积和核心混凝土净面积之比：

$$k_{esi} = \frac{A_{esi}}{A_{fsi} + A_{esi}} = \frac{A_i - A_{fsi}}{A_i} \quad (5)$$

式中： d_{sij} 为区域 i 横截面各边 j 的核心混凝土净边长； n_{sij} 为区域 i 横截面各边 j 被约束拉杆分隔成的段数，当该边上没有拉杆约束时取1； θ_{sij} 为区域 i 横截面各边 j 的非约束区边界抛物线起角，对存在非约束区的边界均取 θ ，对不存在非约束区的边界取 0 (截开面)； A_i 为区域 i 的横截面核心混凝土净面积； b_{i1} 、 b_{i2} 分别为区域 i 长边、短边的核心混凝土净边长。

根据以上统一表达式可推导得到各区域的横截面有效约束系数为：

$$k_{es1} = 1 \quad (6)$$



(a) 横截面上的核心混凝土强、弱约束区

$$k_{es4} = 1 - \frac{2(b_1 - t) \tan \theta}{5(a_2 - 2t)n_{s41}} - \frac{(a_2 - 2t) \tan \theta}{5(b_1 - t)} =$$

$$k_{es2} = k_{es3} = k_{es5} \quad (7)$$

对设拉杆试件, 两排拉杆高度中部截面的混凝土非约束区面积最大而有效约束区面积最小, 取长度等于拉杆纵向间距 b_s 的构件为研究对象, 区域 $i(i=1\sim 5)$ 侧面 $p(p=1\sim 2)$ 上各边 $k(k=1\sim 2)$ 的非约束区抛物线峰值为:

$$h_{flpk} = \frac{b_s \tan \theta_{lipk}}{3} \quad (8)$$

区域 $i(i=1\sim 5)$ 的侧面最小有效约束区面积为:

$$A_{eli} = \left(b_{i1} - \sum_{k=1}^2 \frac{b_s \tan \theta_{li1k}}{3} \right) \left(b_{i2} - \sum_{k=1}^2 \frac{b_s \tan \theta_{li2k}}{3} \right) \quad (9)$$

式中, b_{i1} 与 b_{i2} 分别表示各区域的长短边边长。

区域 $i(i=1\sim 5)$ 的侧面有效约束系数为混凝土侧面最小有效约束区面积和核心混凝土净面积之比:

$$k_{eli} = \frac{A_{eli}}{A_i} \quad (10)$$

式中: θ_{lipk} 为区域 $i(i=1\sim 5)$ 侧面 $p(p=1、2)$ 上各边 $k(k=1、2)$ 的非约束区边界抛物线起角, 对存在非约束区的边界均取 θ , 对不存在非约束区的边界取 0。对无拉杆试件, 由于不存在侧面非约束区, $k_{eli} = 1$ 。根据以上统一表达式可推导得到各区域的侧面有效约束系数为:

$$k_{el1} = 1 \quad (11)$$

$$k_{el4} = 1 - \frac{2b_s \tan \theta}{3(a_2 - 2t)} = k_{es2} = k_{es3} = k_{es5} \quad (12)$$

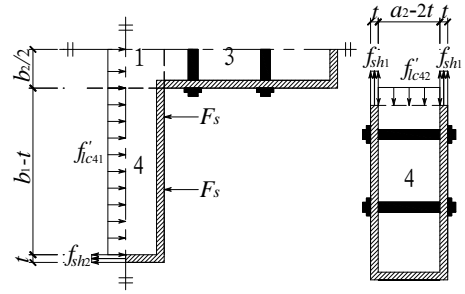
各区域的有效约束系数为横截面与侧面有效约束系数的乘积:

$$k_{ei} = k_{esi} k_{eli}, \quad i = 1 \sim 5 \quad (13)$$

其中, 当某 $k_{ei} \leq 0$ 时, 令 $k_{e1} \sim k_{e5} = 0$ 。

2.3.2 混凝土的等效侧向约束应力

假设在各区域的所有边界上混凝土所受侧向约束应力均匀分布, 采用乘以相应区域有效约束系数 k_{ei} 的方式来考虑其不均匀性。取长度为拉杆纵向间距 b_s 的分离体为研究对象(对无拉杆试件取试件高度), 各区域 $i(i=1\sim 5)$ 长边、短边钢管对核心混凝土的平均侧向约束应力 f'_{licp} ($p=1、2$) 可由力的平衡得到, 如图 7 所示。方形 1 的混凝土平均侧向约束应力取相邻矩形区长边方向的平均侧向约束应力值。



(a) 矩形 4 长边

(b) 矩形 4 短边

图 7 方形、矩形区域钢管侧向受力图

Fig.7 Sketch maps of lateral actions on square and rectangular steel tubular

$$f'_{lc41} = [2m(\pi d^2 / 4) f_y / b_s t + 2 f_{sh2}] / (b / t - 2) \quad (14)$$

$$f'_{lc42} = 2 f_{sh1} / (a_2 / t - 2) \quad (15)$$

$$f'_{lc21} = f'_{lc31} = f'_{lc51} = f'_{lc41} = f'_{lc11} = f'_{lc12} \quad (16)$$

$$f'_{lc22} = f'_{lc32} = f'_{lc52} = f'_{lc42} \quad (17)$$

式中: m 为各区域平行于短边方向的拉杆根数; f_{shk} ($k=1\sim 2$) 为各区域长边、短边方向钢管的横向应力。

各区域混凝土的长边、短边方向等效侧向约束应力 f_{licp} ($p=1\sim 2$) 表达为:

$$f_{licp} = k_{ei} f'_{licp} \quad (18)$$

2.4 钢管的平均横向应力

十形截面各区域长边、短边的钢管宽厚比参数 R_k ($k=1\sim 2$) 定义如下:

$$R_1 = \frac{b_1}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{4\pi^2}} \sqrt{\frac{f_{ay}}{E_a}}, R_2 = \frac{a_2}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{4\pi^2}} \sqrt{\frac{f_{ay}}{E_a}} \quad (19)$$

式中, f_{ay} 、 E_a 、 ν 分别表示钢管的屈服强度、弹性模量和泊松比。

文献[11]的研究表明, 钢管宽厚比参数 R 是影响方形钢管混凝土试件破坏模态的主要因素, 当 $R > 0.85$ 时, 试件的钢板在达到峰值荷载前发生局部屈曲破坏; 当 $R \leq 0.85$ 时, 试件的钢板在达到峰值荷载前不需考虑局部屈曲的影响。另外, 钢管在双向应力作用下, 即使不发生局部屈曲, 其纵向应力也不能达到屈服值^[12]。将上述成果推广应用于带约束拉杆十形截面钢管混凝土中, 可求得达到峰值荷载时各边钢管的纵向应力 f_{stk} ($k=1\sim 2$) 与横向应力 f_{shk} ($k=1\sim 2$)。

$$R_k \leq 0.85 \text{ 时}^{[12]},$$

$$f_{shk} = 0.19 f_{ay}, \quad f_{stk} = -0.89 f_{ay} \quad (20)$$

$$R_k \geq 0.85 \text{ 时}^{[11]},$$

$$f_{slk} = -\left(\frac{1.2}{R_k} - \frac{0.3}{R_k^2}\right) f_{ay} \text{ 且 } |f_{slk}| \leq 0.89 f_{ay} \quad (21)$$

假设钢管在双向应力作用下达屈服状态时服从 von-Mise 屈服准则, 且在达到屈服状态前 f_{slk} 和 f_{shk} 的应力路径近似为二次抛物线(见图 8), 则钢管发生局部屈曲时横向应力 f_{shk} ($k=1\sim 2$) 可表示如下:

$$f_{shk} = f_{slk}^2 / (4.169 f_{ay}) \quad (22)$$

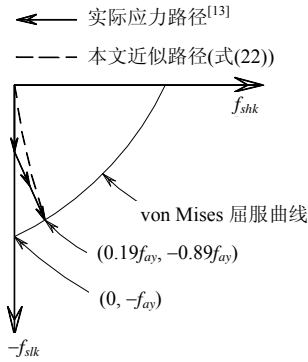


图 8 钢管纵向与横向应力关系曲线

Fig.8 Curve of horizontal versus vertical stress of steel tubes

2.5 核心约束混凝土的轴心抗压强度

各区域核心混凝土的长边、短边所受等效侧向约束应力不相同, 其轴压强度由真三轴混凝土的破坏准则确定^[14]:

$$\sigma_{octi} = (f_{lci1} + f_{lci2} + f_{cci}) / 3 \quad (23)$$

$$\tau_{octi} = \frac{\sqrt{(f_{lci1} - f_{lci2})^2 + (f_{lci2} - f_{cci})^2 + (f_{cci} - f_{lci1})^2}}{3} \quad (24)$$

$$\sigma_{oi} = \sigma_{octi} / f_{co}, \quad \tau_{oi} = \tau_{octi} / f_{co} \quad (25)$$

$$\cos \alpha_i = (2f_{lci1} - f_{lci2} - f_{cci}) / (3\sqrt{2}\tau_{octi}) \quad (26)$$

$$c_i = 12.2445(\cos 1.5\alpha_i)^{1.5} + 7.3319(\sin 1.5\alpha_i)^2 \quad (27)$$

$$\tau_{oi} = 6.9638[(0.09 - \sigma_{oi}) / (c_i - \sigma_{oi})]^{0.9297} \quad (28)$$

式中: σ_{octi} 、 τ_{octi} ($i=1\sim 3$) 分别表示八面体的正应力和剪应力; σ_{oi} 、 τ_{oi} ($i=1\sim 3$) 分别表示八面体的相对正应力和剪应力; α_i ($i=1\sim 3$) 表示偏平面的夹角。

2.6 峰值应变

各区域的核心混凝土峰值应力 f_{cci} 及峰值应变 ε_{cci} 不同, 但为了简化表达, 假设各区域 ε_{cci} 相同。试验结果表明, 带约束拉杆十形截面钢管混凝土各区域的峰值应变 ε_{cci} 与各区域的核心混凝土峰值应力, 以及十形截面的拉杆约束系数和钢管约束系数等因素有关, 对试验数据试算后, 建议按下式计算:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{cc4} = \{1 + \eta_4 \cdot [(f_{cc4} / f_{ck})(0.1 \cdot \xi + 1)(\zeta + 1) - 1]\} \cdot \varepsilon_{co} \quad (29)$$

其中:

$$\eta_4 = (1 + 47.17\zeta)(59.04 - 65.13\xi + 17.93\xi^2)^{-0.285(b_1/a_2)};$$

$$\xi = (A_s f_{ay}) / (A_c f_{ck}); \quad \zeta = (A_b f_{by}) / (a_{sr} b_s f_{ck})。$$

式中: η_4 表示矩形 4 的峰值应变修正系数; ξ 表示十形截面钢管约束系数; ζ 表示约束拉杆系数, 当无拉杆时 $\zeta = 0$; A_b 表示单根拉杆的计算面积, 对截面面处的拉杆取拉杆面积的一半; a_{sr} 表示单根拉杆的水平约束范围, 对截面面处的拉杆取 $a_s/2$, 对非截面面处的拉杆取 a_s ; b_s 表示拉杆的纵向间距。 ε_{cc} 计算值与试验值的比较见图 9。

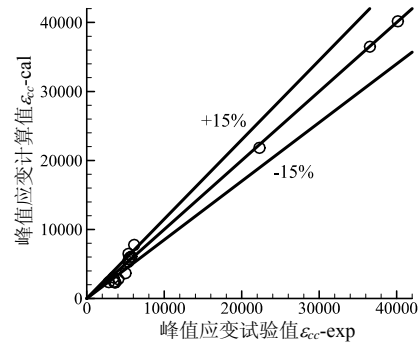


图 9 ε_{cc} 计算值与试验值的比较

Fig.9 Comparison between calculated and experimental values of ε_{cc}

2.7 非约束区抛物线的起角

对试验数据试算后发现, 抛物线的起角与十形截面拉杆约束系数、钢管约束系数等因素有关, 建议按下式计算:

$$\theta = (\pi / 180) \cdot (A + B \cdot C) \leq 45 \cdot (\pi / 180) \quad (30)$$

$$A = 26.25 - 6.204(b_1 / a_2),$$

$$B = (-2.276 - 5.573\xi + 1.475\xi^2 - 0.2293\xi^3 + 6.610\sqrt{\xi}) \times 10^4,$$

$$C = 0.649 - 33.74\zeta + 34.13\zeta^2 - 25.28\zeta^3 + 17.76\zeta^4 - 11.76\zeta^5。$$

2.9 曲线形状系数 r

对试验数据试算后建议本构关系表达式中曲线形状系数 r_i ($i=1\sim 5$) 的表达式如下:

$$r_i = \frac{\beta_{li} E_c}{(E_c - f_{cci} / \varepsilon_{cc})} \text{ 且 } r_i \leq 464 \times 10^{-4} f_{cu} + 1 \quad (31)$$

式中, β_{li} 为各区域的长宽比(方形时为 1)。

3 建议本构关系的验证

用上述本构关系对本文试件的承载力进行计算, 计算时认为: 1) 钢管和混凝土之间没有滑移, 满足纵向变形协调关系; 2) 钢管的应力-应变关系

采用理想弹塑性本构关系,其峰值纵向应力分别按式(20)或式(21)计算。表1中列出了试件的试验承载力与采用建议核心混凝土本构关系计算的承载力的比值 N_{ue}/N_{ss} , 平均值与标准差分别为 0.979 和 0.084。图3中给出了试件的荷载位移计算曲线和试验曲线的对比。可见,除了无拉杆试件,特别是钢板宽厚比系数 R 较小的试件(C1与C13),因为钢管的阴角处在达到峰值荷载前已有较明显的整体外鼓变形,其计算承载力大于试验值外,其余试件的计算结果和试验结果吻合良好、离散性小。

4 结论

(1) 带约束拉杆十形钢管混凝土柱由于钢板侧向变形受到拉杆的约束,使得钢管对核心混凝土的约束作用提高,柱的抗压性能改善。增大钢板厚度、减小拉杆间距,有助于提高钢板对混凝土的约束作用,从而提高柱的轴压极限承载力和延性。适当地增大拉杆直径,能提高柱的延性,但对承载力的影响不大。

(2) 将带约束拉杆十形钢管混凝土截面划分成1个方形和4个带约束拉杆的矩形钢管混凝土截面,并对截开面进行合理的假设是建立带约束拉杆十形钢管混凝土本构关系的一种有效的方法。借鉴约束混凝土本构关系建立的带约束拉杆十形钢管混凝土的等效单轴本构关系力学概念清晰,与试验结果吻合良好。

参考文献:

- [1] 陈宗弼, 陈星, 叶群英, 等. 广州新中国大厦结构设计[J]. 建筑结构学报, 2000, 21(3): 1—9.
Chen Zongbi, Chen Xing, Ye Qunying, et al. Structural design of Guangzhou New China Mansion [J]. Journal of Building Structures, 2000, 21(3): 1—9. (in Chinese)
- [2] Cai J, He Z Q. Axial load behavior of square CFT stub column with binding bars [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2006, 62(5): 472—483.
- [3] Cai J, Long Y L. Axial load behavior of rectangular CFT stub columns with binding bars [J]. Advances in Structural Engineering, 2007, 10(5): 551—565.
- [4] 蔡健, 孙刚. 轴压下带约束拉杆 L 形钢管混凝土短柱的试验研究[J]. 土木工程学报, 2008, 41(9): 14—20.
Cai Jian, Sun Gang. Experimental investigation on L-shaped concrete-filled steel tube stub columns with

- binding bars under axial load [J]. China Civil Engineering Journal, 2008, 41(9): 14—20. (in Chinese)
- [5] Mander J B, Priestley M J N, Park R. Theoretical stress-strain model for confined concrete [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1988, 114(8): 1807—1826.
- [6] 蔡健, 何振强. 带约束拉杆方形钢管混凝土的本构关系[J]. 工程力学, 2006, 23(10): 145—150.
Cai Jian, He Zhenqiang. Constitutive relationship of square CFT with binding bars [J]. Engineering Mechanics, 2006, 23(10): 145—150. (in Chinese)
- [7] 蔡健, 孙刚. 方形钢管约束下核心混凝土的本构关系[J]. 华南理工大学学报(自然科学版), 2008, 36(1): 105—119.
Cai Jian, Sun Gang. Constitutive relationship of square CFT. [J]. Journal of South China University of Technology, 2008, 36(1): 105—119. (in Chinese)
- [8] 蔡健, 龙跃凌. 带约束拉杆矩形钢管混凝土的本构关系[J]. 工程力学, 2008, 25(2): 137—143.
Cai Jian, Long Yueling. Constitutive relationship of rectangular CFT with binding bars [J]. Engineering Mechanics, 2008, 25(2): 137—143. (in Chinese)
- [9] 蔡健, 孙刚. 带约束拉杆 L 形截面钢管混凝土的本构关系[J]. 工程力学, 2008, 25(10): 173—179.
Cai Jian, Sun Gang. Constitutive relationship of L-shaped CFT with binding bars [J]. Engineering Mechanics, 2008, 25(10): 173—179. (in Chinese)
- [10] Popovics S. A numerical approach to the complete stress-strain curves for concrete [J]. Cement and Concrete Research, 1973, 3(5): 583—599.
- [11] Ge H B, Usami T. Strength analysis of concrete filled thin-walled steel box columns [J]. Journal of Constructional Steel Research, 1994(30): 259—281.
- [12] Sakino K, Nakahara H, Morino S, et al. Behavior of centrally loaded concrete-filled steel-tube short columns [J]. Journal of Structural Engineering, 2004, 130(2): 180—188.
- [13] 钟善桐. 钢管混凝土结构[M]. 第3版. 北京: 清华大学出版社, 2003.
Zhong Shantong. Concrete-filled steel tubular structure [M]. 3rd ed. Beijing: Tsinghua University Press, 2003. (in Chinese)
- [14] 过镇海, 王传志, 张秀琴. 多轴应力下混凝土的强度和破坏准则研究[J]. 土木工程学报, 1991, 24(3): 1—14.
Guo Zhenhai, Wang Chuanzhi, Zhang Xiuqin. Investigation of strength and failure criterion of concrete under multi-axial stress [J]. China Civil Engineering Journal, 1991, 24(3): 1—14. (in Chinese)