

doi:10.11918/j.issn.0367-6234.2015.03.022

改进的组合式 L 形钢管混凝土柱力学性能试验

戴绍斌, 曹 兵, 黄 俊

(武汉理工大学 土木工程与建筑学院, 430070 武汉)

摘 要: 为研究改进的组合式 L 形钢管混凝土柱力学性能, 对 18 个改进的组合式 L 形钢管混凝土柱进行了轴压试验, 分析了钢管厚度、混凝土强度和长细比等参数对试件力学性能的影响, 提出了改进的组合式 L 形钢管混凝土柱承载力计算公式. 研究表明: 试件最终破坏形态主要表现为腰鼓型破坏、局部鼓曲 (或拉裂) 型破坏和弯曲型破坏; 钢管厚度、混凝土强度和长细比均是影响承载力的主要因素, 但增加钢管厚度更有利于承载力的提高; 含钢率 α 越大, 钢管对核心混凝土的约束作用越强; 承载力公式计算结果与试验结果吻合较好.

关键词: 钢管混凝土柱; 力学性能; 试验; 承载力

中图分类号: TU398 **文献标志码:** A **文章编号:** 0367-6234(2015)03-0122-07

Tests on mechanical properties of improved composite L-shaped concrete-filled steel tubular columns

DAI Shaobin, CAO Bing, HUANG Jun

(School of Civil Engineering and Architecture, Wuhan University of Technology, 430070 Wuhan, China)

Abstract: To study the mechanical properties of improved composite L-shaped concrete-filled steel tubular columns, 18 axial compression tests of improved composite L-shaped concrete-filled steel tubular columns are carried out. The influences of all parameters included steel tube thickness, concrete strength and slenderness ratio on the mechanical properties of the specimens are analyzed, and the expression of bearing capacity is proposed. The test results indicate that the waist drum failure mode, local buckling (or cracking) failure mode and flexural failure mode are occurred in tests; the steel tube thickness, concrete strength and slenderness ratio are the key factors influencing the bearing capacity, but the increase of steel tube thickness is more beneficial to the improvement of the bearing capacity, if the steel ratio is larger, the confined effect of steel tube to core concrete is stronger. The bearing capacity calculation results are in good agreement with the experimental results.

Keywords: concrete-filled steel tubular column; mechanical property; test; bearing capacity

钢管混凝土在实际工程中应用广泛, 主要由于钢管和混凝土两者之间具有协同工作性能而表现出较多优点^[1-2]. 钢管混凝土构件中以钢管混凝土柱应用居多, 其截面形式有圆形、方形、矩形以及异形等. 相比圆形、方形和矩形钢管混凝土柱, 异形钢管混凝土柱在空间布局上优势更明显. 国

内对异形钢管混凝土柱力学性能的研究也较多^[3-6], 但所研究的异形钢管混凝土柱, 其钢管是由钢板轧弯焊接形成, 轧弯难度随钢板厚度增加而不断提高, 不利于现场制作加工. 鉴于以上问题, 徐礼华等^[7]提出了新型异形钢管混凝土柱, 直接由两个无缝钢管焊接而成, 并对其力学性能进行了试验研究, 试件力学性能良好. 虽然该新型异形钢管混凝土柱解决了钢管加工难度大的问题, 减少了焊缝数量, 但在焊接部分存在两块钢板重合的问题, 造成了钢材的浪费. 因此, 本文对其作进一步改进, 直接由 1 根矩形钢管和 1 根 U 形

收稿日期: 2014-05-19.
基金项目: 湖北省自然科学基金面上项(2012FFB05112); 中央高校基本科研业务费专项资金资助项目(2014-IV-125).
作者简介: 戴绍斌(1965—), 男, 研究员, 博士生导师.
通信作者: 曹 兵, caobing.0427@163.com.

钢管焊接形成改进的组合式 L 形钢管混凝土柱,并以改进的组合式 L 形钢管混凝土柱为研究对象,对其轴压力学性能进行试验研究,分析钢管对核心混凝土的约束作用和承载力计算方法.

1 试 验

1.1 试件设计与制作

本次试验共设计了 18 个改进的组合式 L 形钢管混凝土柱试件,主要考察分析钢管厚度、混凝土强度和长细比三参数对其力学性能的影响.所有试件 L 形钢管均由 200 mm×100 mm 的矩形钢管与边长 100 mm×100 mm 的 U 形钢管直接焊接而成,试件两端保持平整,同时为每个试件加工上、下两块方形盖板(300 mm×300 mm×10 mm),L 形钢管焊接之后,先将一盖板焊接在 L 形钢管下部,然后在钢管中浇筑设计等级混凝土,并采用振动棒将混凝土捣实,待混凝土养护完毕磨平上部以保证试件上部截面平整,最后焊接上部盖

板,为保证焊缝质量,所有焊缝均按 GB50017—2003《钢结构设计规范》^[8] 设计.试件设计尺寸见图 1,试件基本参数见表 1, t_1 为钢管厚度名义值, t_2 为钢管厚度实测值, f_y 为钢材屈服强度实测值, f_{cu} 为混凝土立方体抗压强度实测值, L 为试件长度, λ 为长细比且取两个方向较大值, α 和 ξ 分别表示含钢率和约束效应系数.

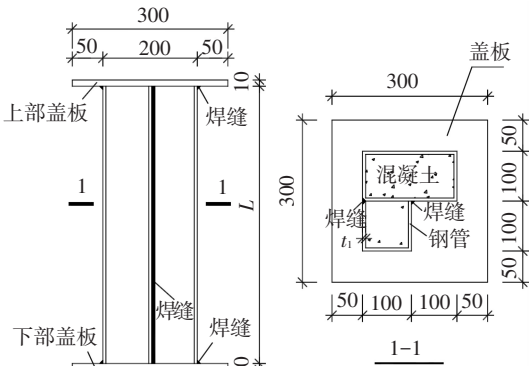


图 1 试件详图(mm)

表 1 试件基本参数

试件编号	t_1 /mm	t_2 /mm	f_y /MPa	L /mm	混凝土 强度等级	f_{cu} /MPa	λ	α	ξ
CFST-CL1	3	3.75	308.3	600	C30	35.9	9.700	0.123	1.058
CFST-CL2	3	3.75	308.3	1000	C30	35.9	16.17	0.123	1.055
CFST-CL3	3	3.75	308.3	1400	C30	35.9	22.63	0.123	1.055
CFST-CL4	4	4.25	331.3	600	C30	35.9	9.330	0.141	1.298
CFST-CL5	4	4.25	331.3	1000	C30	35.9	15.55	0.141	1.305
CFST-CL6	4	4.25	331.3	1400	C30	35.9	21.77	0.141	1.305
CFST-CL7	5	5.25	325.2	600	C30	35.9	9.110	0.179	1.624
CFST-CL8	5	5.25	325.2	1000	C30	35.9	15.18	0.179	1.620
CFST-CL9	5	5.25	325.2	1400	C30	35.9	21.25	0.179	1.624
CFST-CL10	5	5.25	325.2	600	C40	41.59	9.140	0.179	1.401
CFST-CL11	5	5.25	325.2	1000	C40	41.59	15.23	0.178	1.395
CFST-CL12	5	5.25	325.2	1400	C40	41.59	21.32	0.179	1.398
CFST-CL13	5	5.25	325.2	600	C50	50.81	9.180	0.179	1.147
CFST-CL14	5	5.25	325.2	1000	C50	50.81	15.29	0.179	1.145
CFST-CL15	5	5.25	325.2	1400	C50	50.81	21.41	0.179	1.147
CFST-CL16	6	5.75	323.3	600	C30	35.9	9.340	0.199	1.791
CFST-CL17	6	5.75	323.3	1000	C30	35.9	15.57	0.199	1.795
CFST-CL18	6	5.75	323.3	1400	C30	35.9	21.79	0.199	1.791

注:含钢率 $\alpha = A_s/A_c$, A_s 为钢管横截面面积, A_c 为核心混凝土横截面面积;约束效应系数 $\xi = A_s \cdot f_y/(A_c \cdot f_{cu})$.

1.2 加载与测量方案

图 2 为试件试验加载装置示意图,试验加载为轴心加载,采用力控制方式分级加载.根据 GB50152—2012《混凝土结构试验方法标准》^[9] 规

定,首先对试件在弹性范围内进行预加载,以压紧加载板与试件的接触面,同时查看仪器及装置是否正常工作,并根据试采样数据判断和调整试件位置使得试件处于轴心受压状态;其次对试件进

行正式加载,加载过程中需严格控制加载速率,当荷载达到预计极限承载力的 50%之前,每级荷载为预计极限承载力的 1/10,当荷载达到理论计算极限承载力的 50%之后,每级荷载为预计极限承载力的 1/20,荷载持续时间均为 2 min.图 3 为应变片和位移计的布置方式,在试件的上部、下部设置位移计,以测量试件的轴向位移;在试件中部以及距上部盖板 100 mm 处沿钢管四周布置应变片,以测量钢管横向和纵向应变.

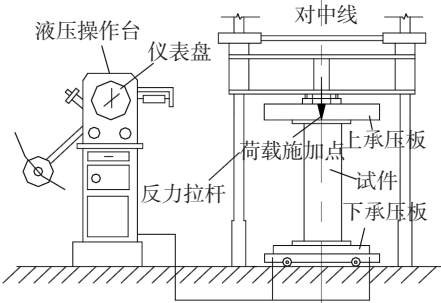


图 2 轴心受压加载装置示意

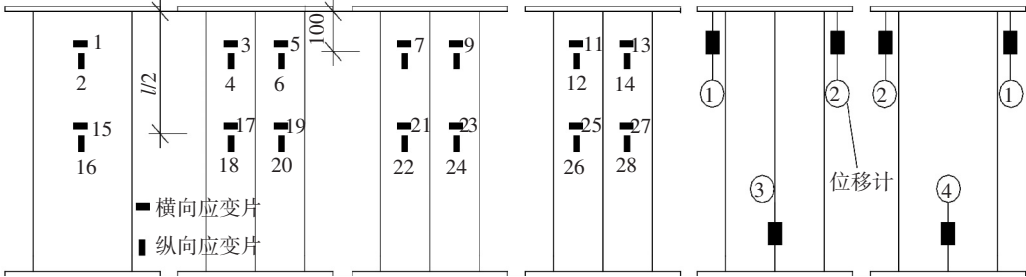


图 3 应变片和位移计的布置方式

2 结果与分析

2.1 试验现象与破坏形态分析

图 4 为试件各面编号,图 5 为试件的典型破坏形态.对于长度为 600 mm 试件,从加载到荷载为极限承载力的 75%左右,试件外观上基本没有发生变化,钢管与混凝土之间接触良好,钢管的应变较小,试件整体处于弹性阶段;当荷载继续增加至极限承载力的 90%过程中,由于钢管和混凝土之间的接触开始出现分离,试件持续发出剥落响声;当荷载增加至极限承载力的过程中,从应变测点可以明显看出,第 5 面中部附近的钢管应变增加较快,从外观上也可看出第 5 面中部附近的钢管出现鼓曲;当荷载达到极限承载力后,第 4、6 面中部附近的钢管也出现鼓曲,随后试件变形急剧增加,第 4、5、6 面形成了 1 圈鼓曲,第 1、2、3、7 面靠近上部盖板或下部盖板 100 mm 处的钢管产生局部屈曲,试件的承载力下降较快,随着变形不断增加,承载力下降幅度逐渐减小,最后趋于稳定.

对于长度为 1 000 mm 试件,从加载到荷载为极限承载力的 90%左右,试件的试验现象与长度为 600 mm 试件基本相同;当荷载至极限承载力时,第 5 面上部离上盖板 100 mm 处的钢管出现鼓曲,随后形成 1 圈鼓曲,随着变形的继续增加,其他各面均发生局部鼓曲,仅试件 CFST-CL5 第 4、5 面交汇处钢板在承载力下降并趋于稳定时(约为 1 350 kN)发生拉裂,其他试件没有发生拉

裂现象,主要是由于试件 CFST-CL5 第 4、5 面钢板在两个方向变形严重,而且未及时卸载,两面钢板处于整体状态严重束缚了其在两个方向的变形,造成交汇处钢板应力很大超过了极限抗拉强度,为避免钢管局部屈曲造成拉裂可在钢管宽厚比较大面适当部位设置约束拉杆.

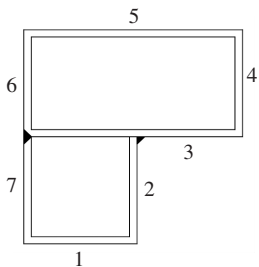


图 4 试件各面编号



图 5 试件典型破坏形态

对于长度为 1 400 mm 试件,在加载至极限承载力的 90%,试件中部出现轻微的弯曲现象,至极限承载力时,第 5 面中部钢管应变增加较大,钢管出现屈曲,试件承载力急剧下降,试件中部弯曲较大.以上三类试件 2、3 面形成的阴角部位钢管变形均较小,钢管和混凝土之间产生了相互约束作用,在破坏前均发生了明显变形,没有发生脆性

破坏;同时,焊缝均没有发生破坏,保证了试件各部分协同工作性能的发挥。

2.2 试验结果分析

试验结果列于表 2。 ε_u 为试件达到极限承载力时对应的轴向应变; N_u 为试件极限承载力试验值, N_r 为试件剩余承载力试验值(试验结束前试件保持基本稳定的竖向力^[10]), γ 为试件剩余承载力与极限承载力的比值, $\gamma = N_r/N_u$; μ 为延性系数, $\mu = 0.75\varepsilon_{85}/\varepsilon_{75}$ ^[11], ε_{85} 为试件荷载下降至极限承载力 85% 时对应的平均纵向应变, ε_{75} 为试件荷载上升至极限承载力 75% 时对应的平均纵向应变; θ 为钢管鼓曲变形后与混凝土截面形成的夹角,即钢管弱约束区抛物线起角,取各面计算结果较大值^[12]。可以看出,试件在达到极限承载力时,轴向应变均可达到 0.004~0.005,所有试件均具有较大的极限承载力,在破坏之后仍具有较大的剩余承载力,占极限承载力的 55%~75%;同

时,试件含钢率越大,试件延性性能越好。

图 6 为试件 CFST-CL2 端部和中部部分测点应变与轴向荷载关系曲线。可以看出,5 面的横向(1#应变片)和纵向(2#应变片)应变发展明显较其他几面快,1、4、6 面横向和纵向应变发展均较一致,表明 5 面钢管首先发生屈服,随着荷载的增加,5 面鼓曲变形更加严重,对混凝土的约束作用逐渐变弱,这与试件的鼓曲变形顺序是一致的,极限承载力时试件钢管端部横向和纵向应变均较大,而钢管中部横向和纵向应变均较小,对比 2#和 16#应变片、4#和 18#应变片、8#和 22#应变片、14#和 28#应变片可看出钢管端部纵向应变约为中部纵向应变的 2.5 倍,对比 1#和 15#应变片、3#和 17#应变片、7#和 21#应变片、13#和 27#应变片可看出钢管端部横向应变约为中部横向应变的 4.5 倍,其余试件的横向和纵向发展规律与上述试件的特点类似,不再赘述。

表 2 试件试验结果

试件编号	$\varepsilon_u/10^{-6}$	N_u/kN	N_r/kN	γ	μ	θ/rad
CFST-CL1	4249	1740	1040	0.598	2.627	0.245
CFST-CL2	4072	1600	936	0.585	2.720	0.226
CFST-CL3	3877	1480	855	0.577	2.440	0.201
CFST-CL4	4552	2000	1387	0.694	2.720	0.234
CFST-CL5	4383	1960	1315	0.671	2.613	0.337
CFST-CL6	4103	1850	1230	0.665	2.493	0.197
CFST-CL7	4794	2300	1699	0.739	3.002	0.233
CFST-CL8	4587	2250	1645	0.731	2.840	0.215
CFST-CL9	4392	2110	1503	0.712	2.560	0.198
CFST-CL10	4650	2560	1765	0.689	2.853	0.241
CFST-CL11	4490	2440	1654	0.678	2.747	0.226
CFST-CL12	4332	2400	1601	0.667	2.547	0.203
CFST-CL13	4506	2590	1716	0.663	2.760	0.237
CFST-CL14	4338	2500	1644	0.658	2.680	0.235
CFST-CL15	4156	2430	1578	0.650	2.493	0.195
CFST-CL16	5045	2640	2068	0.783	3.160	0.230
CFST-CL17	4820	2490	1911	0.767	2.840	0.227
CFST-CL18	4601	2450	1851	0.755	2.733	0.189

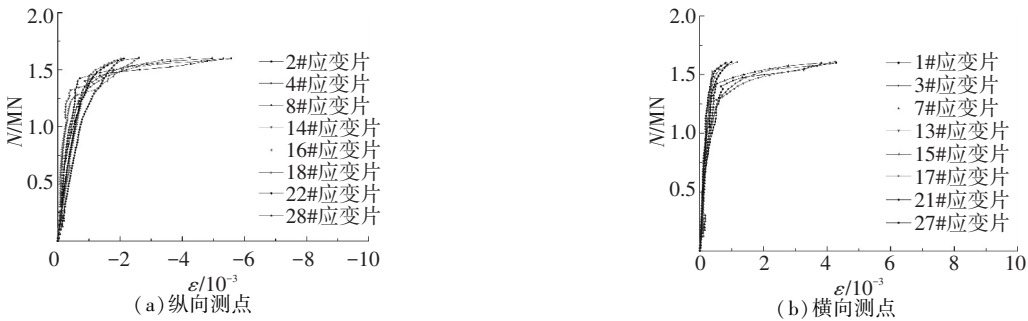


图 6 部分测点应变与轴向荷载关系曲线

2.2.1 钢管厚度对试件极限承载力影响

图 7 为不同钢管厚度情况下试件 $N - \varepsilon$

关系曲线,轴 向 应 变 ε 采 用 4 个 位 移 计 实 测 位 移 的 平 均 值 计 算 得 到。可以看出,对于

$L = 600\text{ mm}$ 类试件,当钢管厚度由 3 mm 增加到 6 mm ,试件极限承载力在不断增加,其增加幅度为 51.7% ;对于 $L = 1\,000\text{ mm}$ 类试件,试件极限承载力的增加幅度为 55.6% ;对于 $L = 1\,400\text{ mm}$ 类试件,试件极限承载力的增加幅度为 65.5% ,表明钢管厚度的变化对试件的极限承载

力影响较大;同时,三类试件的荷载-应变曲线形状基本相同,加载初期基本为直线,加载后期为曲线,达到极限承载力后,随着应变的增加,竖向承载力不断下降;当钢管厚度越小,试件在达到极限承载力后,承载力的下降幅度越大,延性性能越差。

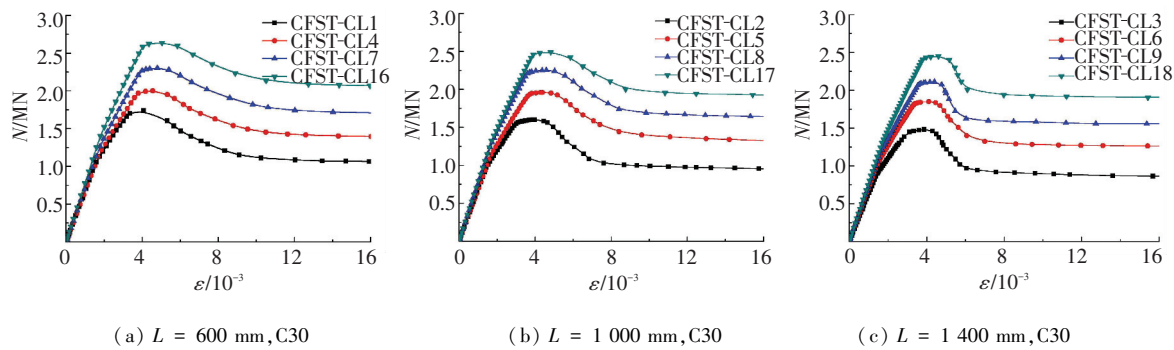


图 7 不同钢管厚度下试件 $N-\varepsilon$ 关系曲线

2.2.2 混凝土强度对试件极限承载力影响

图 8 为不同混凝土强度等级情况下试件 $N-\varepsilon$ 关系曲线。对于 $L = 600\text{ mm}$ 类试件,当混凝土强度由 35.9 MPa 提高到 50.81 MPa ,试件极限承载力在不断提高,其提高幅度为 12.6% ;对于 $L = 1\,000\text{ mm}$ 类试件,试件极限承载力提高幅度为 11.1% ,相比 $L = 600\text{ mm}$ 类试件,其提高幅度差值仅为 1.5% ;对于 $L = 1\,400\text{ mm}$ 类试件,试件极限承载力提高幅度为 15.2% ,相比 $L = 600\text{ mm}$ 类试件,其提高幅度差值仅为 2.6% 。从试件极限承载力的提高幅度可看出,在相同的含钢率 α 和钢材屈服强度 f_y 条件下,混凝土强度由 35.9 MPa 提高到 41.59 MPa ,再由 41.59 MPa 提高到 50.81 MPa ,约束效应系数 ξ 不断减小,试件极限

承载力的提高幅度在不断减小,这与文献[13]中给出的结论相吻合;同时,试件混凝土强度等级越高,在达到极限承载力后,试件的承载力下降越快,但其剩余承载力与低等级混凝土剩余承载力基本相同,应变增加越慢,延性性能越差。

2.2.3 长细比对试件极限承载力影响

图 9 为不同长细比情况下试件 $N-\varepsilon$ 关系曲线。可以看出,试件极限承载力随着长细比的提高而不断减小,减小幅度分别为 14.9% 、 7.5% 、 8.2% 、 7.1% 、 6.3% 、 6.2% ,从试件极限承载力的减小幅度来看,长细比的变化对试件极限承载力影响的趋势是随着约束效应系数的增加而不断减小的;同时,试件长细比越大,达到极限承载力后,承载力下降越快,延性性能越差。

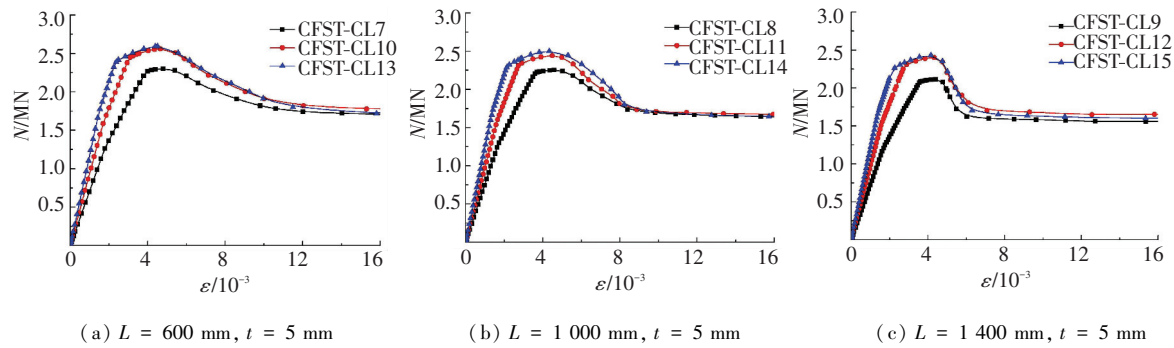


图 8 不同混凝土强度下试件 $N-\varepsilon$ 关系曲线

2.3 钢管对核心混凝土约束作用分析

图 10 为改进的组合式 L 形钢管混凝土柱中钢管对核心混凝土的约束作用机理。钢管对核心混凝土的约束作用主要集中在钢管的角部区域,截面各

边中部钢管约束作用较弱,由此形成了强约束区和弱约束区;长边钢管的约束作用明显弱于短边钢管;相比 U 形钢管,矩形钢管对核心混凝土的约束作用明显较弱,表明含钢率越大,约束作用越强。

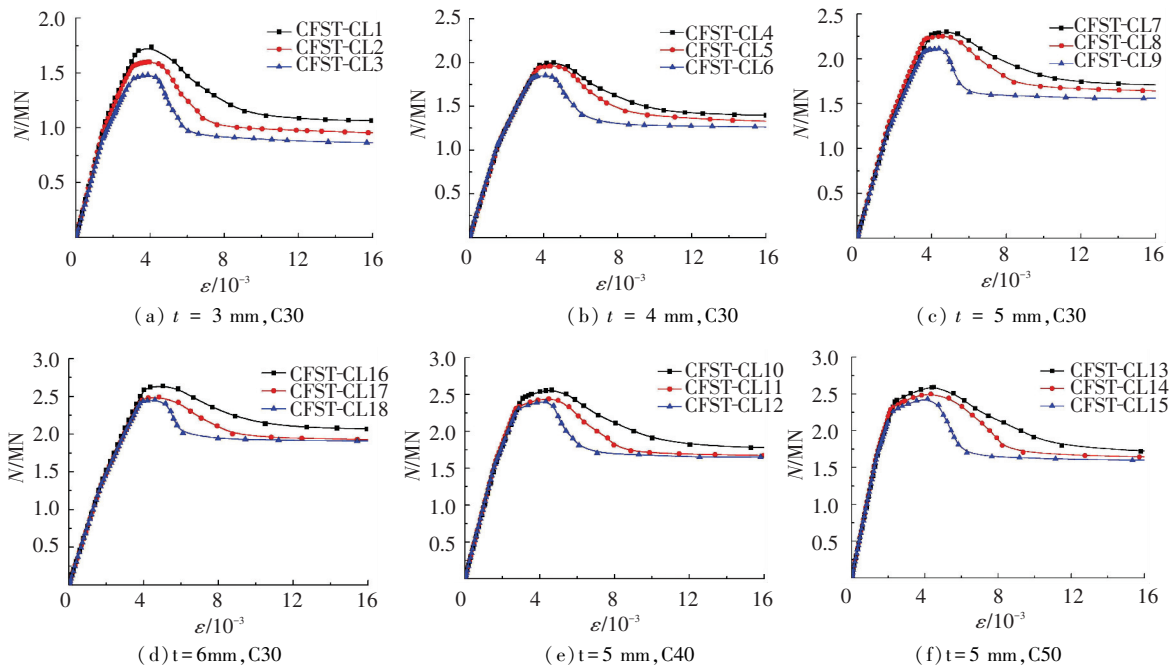


图9 不同长细比下试件 N - ε 关系曲线

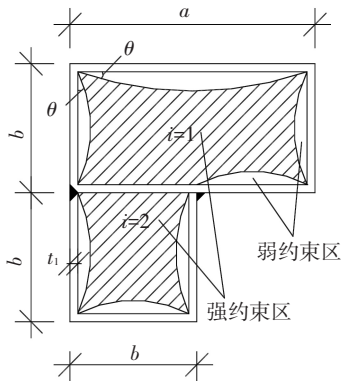


图10 钢管对核心混凝土的约束机理

3 极限承载力的计算与比较

目前,钢管混凝土规范(或规程)主要有CECS159: 2004^[14]、ACI318: 2005^[15]、AIJ: 1997^[16]、AISC360: 2005^[17]、BS5400: 2005^[18]、DBJ1351:2003^[19]和EC4:2004^[20],采用现行规范(或规程)对所有试件的极限承载力进行计算,极限承载力理论计算值与试验值的比值列于表3.可

以看出,现行规范(或规程)计算值基本小于试验值,理论计算结果总体偏于安全.因此,在综合考虑了钢管厚度、混凝土强度以及长细比对试件极限承载力影响的基础上,对试验结果进行回归分析,并提出极限承载力的计算公式,如式(1)所示.图11给出了承载力提高系数 β 与约束效应系数 ξ 关系散点图,通过数据回归与修正,确定了 β 与 ξ 函数关系式,如式(2)所示.图12、13分别为试件极限承载力 N_u 与长细比 λ 关系曲线和稳定系数 φ 与长细比 λ 关系曲线,通过数据回归与修正,确定了 φ 与 λ 函数关系式,如式(3)所示.采用式(1)对试件极限承载力进行计算,计算结果列于表3.可以看出,相比现行规范(或规程)计算结果,采用式(1)的计算结果更接近于试验结果,表明所提计算公式能够更好地预测试件的极限承载力.

$$N_u = \varphi(f_y A_s + 0.671\ 5\beta f_{cu} A_c), \tag{1}$$

$$\beta = 1.202 + 0.201\xi, (1.05 \leq \xi \leq 1.80) \tag{2}$$

$$\varphi = 1.0613 - 0.0066\lambda, (9.6 < \lambda \leq 22.4) \tag{3}$$

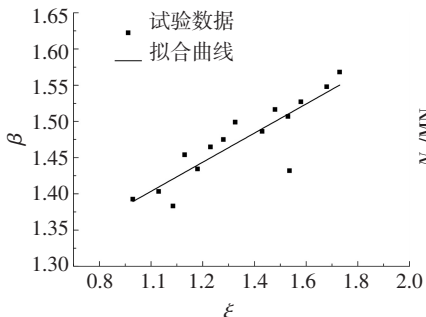


图11 承载力提高系数与约束效应系数关系

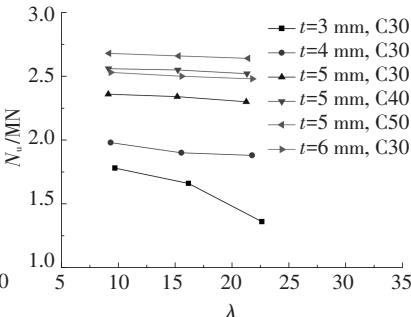


图12 极限承载力与长细比关系

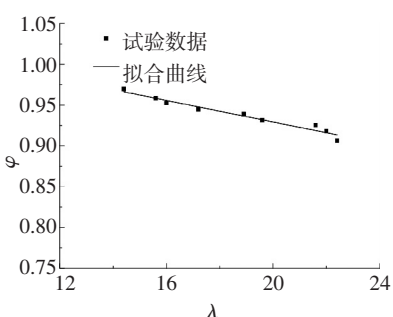


图13 稳定系数与长细比关系

表 3 极限承载力理论计算值与试验值对比

试件编号	极限承载力理论计算值/试验值							
	CECS159;2004	ACI318;2005	AIJ;1997	AISC360;2005	BS5400;2005	DBJ1351;2003	EC4;2004	式(1)
CFST-CL1	0.760	0.810	0.953	0.836	0.778	0.930	0.820	0.976
CFST-CL2	0.755	0.880	1.035	0.908	0.845	1.010	0.891	0.971
CFST-CL3	0.764	0.951	1.119	0.981	0.913	1.092	0.963	0.961
CFST-CL4	0.799	0.790	0.930	0.815	0.770	0.888	0.806	0.952
CFST-CL5	0.804	0.809	0.951	0.834	0.788	0.909	0.825	0.933
CFST-CL6	0.801	0.857	1.008	0.884	0.835	0.963	0.874	0.945
CFST-CL7	0.773	0.775	0.911	0.799	0.765	0.866	0.795	0.933
CFST-CL8	0.778	0.791	0.930	0.816	0.781	0.884	0.812	0.912
CFST-CL9	0.776	0.844	0.993	0.871	0.834	0.944	0.867	0.931
CFST-CL10	0.795	0.728	0.857	0.751	0.713	0.835	0.744	0.877
CFST-CL11	0.776	0.762	0.897	0.787	0.746	0.874	0.779	0.967
CFST-CL12	0.760	0.776	0.913	0.801	0.759	0.890	0.793	0.941
CFST-CL13	0.801	0.771	0.908	0.796	0.745	0.916	0.783	1.022
CFST-CL14	0.798	0.798	0.939	0.824	0.771	0.948	0.811	1.013
CFST-CL15	0.795	0.822	0.967	0.848	0.794	0.977	0.835	0.997
CFST-CL16	0.815	0.712	0.838	0.735	0.707	0.797	0.733	0.943
CFST-CL17	0.799	0.756	0.889	0.780	0.751	0.845	0.778	0.959
CFST-CL18	0.778	0.767	0.903	0.792	0.762	0.858	0.790	0.931

4 结 论

- 1)改进的组合式 L 形钢管混凝土柱可有效减小阴角部位的钢管变形,提高钢管对混凝土的约束作用,试件均具有良好的力学性能。
- 2)试件主要呈现出三种典型的破坏形态:腰鼓型破坏、局部鼓曲(或拉裂)型破坏、弯曲型破坏;试件的轴向变形能力较好,轴向应变在极限承载力时可达到 0.004~0.005;试件剩余承载力较大,占极限承载力的 55%~75%。
- 3)钢管厚度、混凝土强度和长细比均是影响试件极限承载力的主要因素,但增加钢管厚度更有利于试件承载力的提高。
- 4)含钢率 α 越大,钢管对核心混凝土的约束作用越强,钢管短边对混凝土的约束作用更强。

参考文献

[1] 韩林海.钢管混凝土结构[M].北京:科学出版社,2000.

[2] 武振宇,成博,何嘉.矩形钢管混凝土上翼缘梁静力性能分析[J].低温建筑技术,2009(9):39-41.

[3] CHEN Zhiyi. Behavior of L-shaped concrete-filled steel stub columns under axial loading: experiment [J]. Advanced Steel Construction, 2010, 6(2): 688-697.

[4] 龙跃凌,蔡健.带约束拉杆 L 形钢管混凝土短柱轴压性能的试验研究[J].华南理工大学学报:自然科学版,2006,34(11):87-92.

[5] 林震宇,沈祖炎,罗金辉,张继承.L 形钢管混凝土轴压短柱力学性能研究[J].建筑钢结构进展,2009,11(6):14-19.

[6] 赵毅,静行.T 形钢管混凝土短柱轴压性能研究[J].武汉理工大学学报,2011,33(9):87-90.

[7] 徐礼华,杜国锋,温芳,等.组合 T 形截面钢管混凝土柱正截面受压承载力试验研究[J].土木工程学报,

2009,42(6):14-21.

[8] GB50017—2003 钢结构设计规范[S].北京:中国计划出版社,2003.

[9] GB50152—2012 混凝土结构试验方法标准[S].北京:中国建筑工业出版社,2012.

[10] 钱稼茹,张 扬,纪晓东,等.复合钢管高强混凝土短柱轴心受压性能试验与分析[J].建筑结构学报,2011,32(12):162-169.

[11] TAO Zhong, HAN Linhai, WANG Dongye. Experimental behavior of stiffened concrete-filled thin-walled hollow steel structural (HSS) stub columns [J]. Constructional Steel Research, 2005, 61(7): 962-983.

[12] 屠永清,刘林林,叶英华.多室式钢管混凝土 T 形短柱的非线性分析[J].工程力学,2012,29(1):134-140.

[13] 王玉银,张素梅.钢管混凝土轴压短柱性能三参数分析与计算[J].哈尔滨工业大学学报,2007,39(2):210-215.

[14] CECS159: 2004 矩形钢管混凝土结构技术规程[S].北京:中国计划出版社,2004.

[15] ACI318;2005 Building code requirements for structural concrete and commentary [S]. Detroit: American Concrete Institute, 2005.

[16] AIJ;1997 Recommendations for design and construction of concrete filled steel tubular structures [S]. Tokyo: Architectural Institute of Japan, 1997.

[17] AISC360;2005 Specification for structural steel buildings[S]. Chicago: American Institute of Steel Construction, 2005.

[18] BS5400;2005 Steel, concrete and composite bridges, Part5; Code of practice for design of composite bridges [S]. London: British Standards Institution, 2005.

[19] DBJ1351;2003 钢管混凝土结构技术规程[S].福州:福建省建设厅,2003.

[20] EC4: 2004 Design of composite steel and concrete structures, part 1 - 1: general rules and rules for buildings [S]. London: British Standards Institution, 2004.

(编辑 赵丽莹)