

钢管混凝土柱与桁架穿芯螺栓 端板式连接节点试验研究

赵宝成, 朱 浩, 何若全, 顾 强

(江苏省结构工程重点实验室(苏州科技学院), 江苏 苏州 215011)

摘 要:为了研究矩形钢管混凝土柱与交错桁架穿芯螺栓端板式节点抗震性能,对 2 个节点试件进行了低周反复荷载试验,在此基础上对节点的受力过程、破坏形态、滞回曲线、骨架曲线、延性、强度退化、刚度退化和耗能能力等抗震性能进行了较为深入的研究与分析.试验结果表明:穿芯螺栓能够有效地传递桁架拉力;试件滞回曲线呈反 S 形;节点具有较好的承载力、耗能性能及滞回特征;在整个加载过程中节点的刚度退化明显;随着端板厚度的增加,节点的承载力增加,延性变差;节点转动能力满足抗震性能的要求.

关键词:钢管混凝土柱;穿芯螺栓;端板;滞回性能;试验研究

中图分类号: TU 398⁺.9

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2012)02-0170-06

交错桁架结构能够提供大空间,适用于住宅、旅馆、教学楼等建筑^[1-3].交错桁架结构的构件主要是承受轴向力^[4-5],将常用交错桁架的钢柱改用钢管混凝土柱^[6-7],形成钢管混凝土柱-交错桁架组合结构体系后,柱的局部屈曲问题和整体稳定性能得到改善,耐火能力得到提高.桁架与钢管混凝土柱的连接可采用便于施工的穿芯螺栓端板式连接节点.目前尚未见这种连接节点的相关文献,为了研究此种节点的受力性能和破坏机理,本文对钢管混凝土柱与桁架穿芯螺栓端板式连接节点进行了低周反复荷载试验,研究了这种节点的滞回性能、破坏形态以及延性等,为钢管混凝土柱与桁架穿芯螺栓端板式连接节点的理论研究和工程应用提供参考.

1 试验概况

1.1 试验模型

在交错桁架中,如果把整个桁架看作梁,在水平荷载下,与桁架层相邻上下层的柱的中点以及桁架的中点会形成反弯点,根据这种情况,选取图 1 所示单元作为节点试验试件.参考现行规范^[8-9]以及相关文献设计节点试件,共设计两个试件,分别为 JSJ-1 和 JSJ-2,JSJ-1 端板厚 20 mm,JSJ-2 端板厚 12 mm.除了端板厚度不同外,试件的其余参数相同.试件节间长度和层高均为 1200 mm,钢管混凝土柱截面为 $\square 200 \times 4$ ($b/t=200/4=50$,符合 CECS 159:2004 第 4.4.3 条的轴压构件 b/t 不大于 60 的要求).钢管混凝土柱的钢管内填 C40 混凝土.桁架的上下弦杆采用焊接 H 型钢 H150 \times 100 \times 6 \times 6.桁架的斜腹杆和竖腹杆采用方钢管($\square 100 \times 4$).所有钢材均采用 Q235B 级钢材.

1.2 试件材性

(1) 钢材

钢材的材性试验为单向拉伸试验,根据国家标准《金属材料室温拉伸试验方法》(GB/T 228-2002)、《钢及钢产品力学性能试验取样位置及试验制备》(GB/T 2975-1998)的有关规定,对不同部位每种厚度钢材均制作试样,所有试样与试件采用同一批钢材,并同时加工,材性试验结果如表 1 所示.

收稿日期:2011-07-22 修改稿日期:2012-03-25

基金项目:建设部研究开发项目(2007-K2-1);江苏省青蓝工程资助项目

作者简介:赵宝成(1970-),男,内蒙赤峰人,博士,副教授,主要从事钢结构、组合结构抗震性能研究.

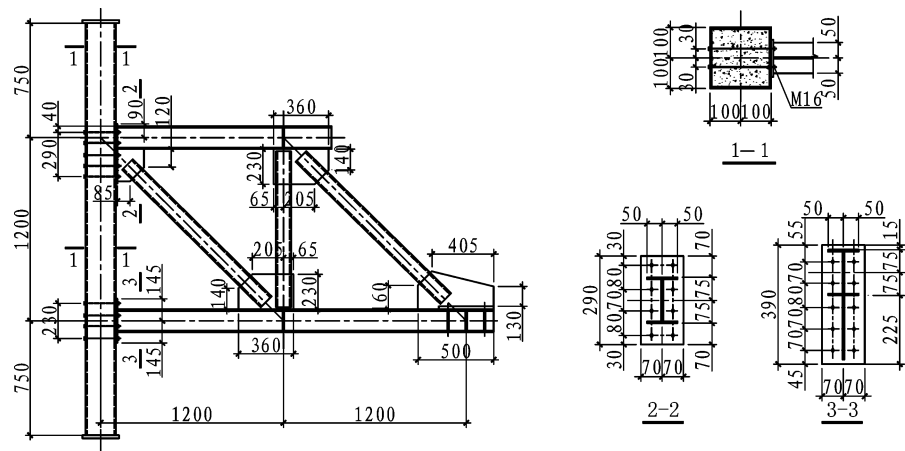


图 1 试件几何尺寸
Fig. 1 Dimensions of pecimen

(2) 混凝土

为了测试实际混凝土的材性,在浇注过程中留有相应的混凝土试块(150 mm×150 mm×150 mm),并与试件在相同的室温环境下进行养护.在试件加载结束后根据国家标准《混凝土力学性能试验方法》(GBJ81-85)的有关规定测试混凝土试块的抗压强度,混凝土标准试块共三组,每组三个试块的平均抗压强度($f_{cu,m}$)分别为 52.44、52.13 和 53.24 MPa,三组试块总平均抗压强度($f_{cu,m}$)为 52.6 MPa.

表 1 钢材的材料性能
Tab. 1 Material properties of steel

类型	厚度 /mm	屈服强度 f_y /MPa	极限强度 f_u /MPa	伸长率 δ /%	弹性模量/ $10^5 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$
腹杆	4	283	400.2	25.67	2.035
翼缘	6	281	395.5	26.33	2.004
节点板	8	267	389.4	28.34	1.990
JSJ-2 端板	12	268	382.8	29.33	2.045
JSJ-1 端板	20	287	408.4	31.26	2.006
钢管柱	4	295	415.3	26.36	2.053

1.3 试件加载及测点布置

柱轴力采用 500 kN 油压千斤顶施加,柱端施加轴向力为 430 kN.由 500 kN 电液伺服作动器施加桁架端水平低周反复荷载.为防止桁架发生平面外失稳,在桁架平面外两侧设置了侧向支撑,分别设置在竖腹杆处和助动器加载头处.为了满足所选节点试验单元上下层柱的反弯点条件,在柱的每个加载端的上、下以及端部各设置了 1 个钢轴,以便释放掉加载端弯矩.试验装置见图 2,图中未画侧向支撑.在图 2 中标有数字 1~4 的位置布置位移计,测量相应位置的位移.

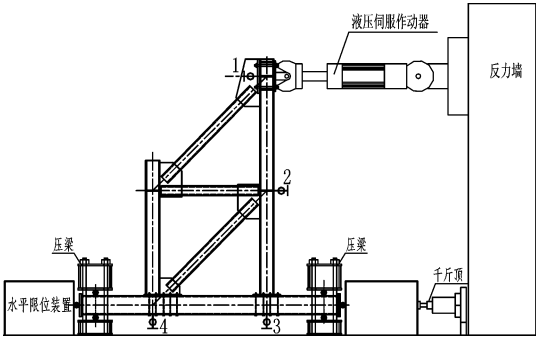


图 2 试验加载装置
Fig. 2 Test set-up

2 试验过程

2.1 试件 JSJ-1 试验过程

钢管混凝土柱施加轴向力后,在加载点施加反复荷载(推为正向,拉为负向).加载点位移小于 24 mm 之前,荷载-位移曲线基本呈线性变化,各测点的应变都未超过钢材的屈服应变.加载点位移达到 24 mm 加载级时,下弦杆件翼缘和腹板处的应变超过屈服应变,上弦杆翼缘、上弦杆件第一排螺栓处内侧柱壁开始屈服.加载点位移为 40 mm 加载级时,桁架下弦杆件翼缘发生局部屈曲(见图 3),上弦杆节点端板被拉翘起约 2 mm.进入 56 mm 循环后,当加载点至 56 mm 时,此时正向荷载达到最大值 287.09 kN.之后桁架下弦杆件腹板出现局部屈曲,翼缘屈曲越来越严重,下弦节点端板出现左右滑移,上弦节点端板翘起距离更大约 4 mm.进入 64 mm 加载级后,上弦节点域钢管混凝土柱壁侧面有鼓起现象,钢

管壁与混凝土已经发生脱离,达到 72 mm 加载级第 1 周循环时,上弦节点域钢管混凝土壁被撕裂(见图 4),试验结束。

2.2 试件 JSJ-2 试验过程

轴向力施加与 JSJ-1 一致。在 16 mm 级循环第 2 周负向加载时,上弦杆件第一排螺栓处柱壁内侧测点的应变超过钢材屈服应变,上弦节点处端板翘起 1.07 mm。在 24 mm 级循环第 1 周正向加载时,下弦杆件柱壁内侧、下弦杆翼缘、腹板处的测点应变超过屈服应变,上弦节点处端板翘起 3.19 mm(见图 5),在随后加载过程中,此端板被反复的拉起。加载达到 32 mm 荷载级循环第 1 周负向,桁架上弦节点端板被拉翘起 6.53 mm,桁架下弦杆件翼缘开始局部屈曲(见图 6),下弦节点端板有少许滑移,加载点荷载-位移曲线不再保持线性变化。在 40 mm 荷载级循环第 1 周负向加载时,桁架上弦节点端板被拉翘起 8.62 mm,桁架下弦翼缘屈曲部位扩大。在 48 mm 荷载级循环第 1 周负向加载时,桁架上弦节点端板被拉翘起 11.21 mm,桁架下弦腹板发生局部屈曲,翼缘屈曲现象严重,下弦节点端板有滑移量约 1 mm,当加载 48 mm 时,荷载达到最大值 267.98 kN,之后加载点荷载开始下降。在 56 mm 荷载级循环第 1 周负向加载时,桁架上弦节点端板被拉翘起 13.72 mm,当加载点至 -56 mm 时,此时负向荷载达到最大值 243.58 kN,在进入 64 mm 循环中,上弦节点域钢管混凝土柱壁侧面有鼓起(见图 7),试验结束。

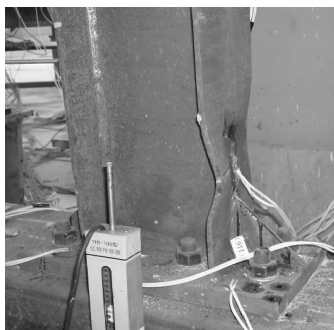


图 3 下弦杆翼缘屈曲
Fig. 3 Lower chord flange buckling

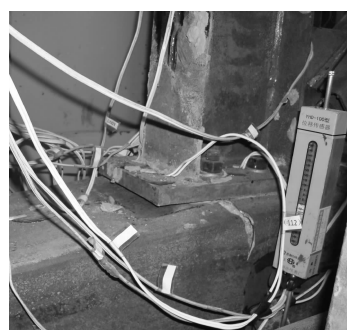


图 4 柱壁侧面撕裂
Fig. 4 Column side tearing



图 5 上弦杆件端板翘起
Fig. 5 The lift of upper chord end plate

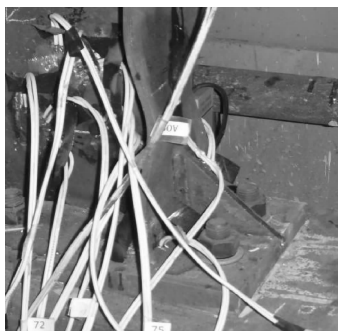


图 6 下弦杆件翼缘屈曲
Fig. 6 Lower chord flange buckling

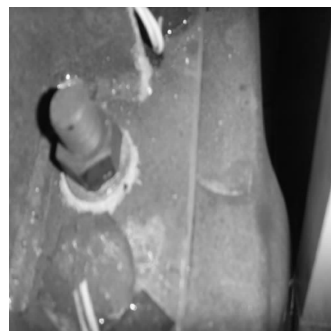


图 7 柱壁鼓起
Fig. 7 Column side bulge out

3 试验结果分析

3.1 荷载-位移滞回曲线

两试件的荷载-位移滞回曲线见图 8、图 9。

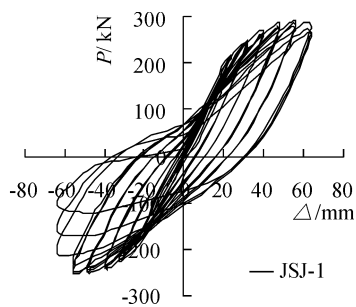


图 8 JSJ-1 滞回曲线
Fig. 8 Hysteretic curves of JSJ-1

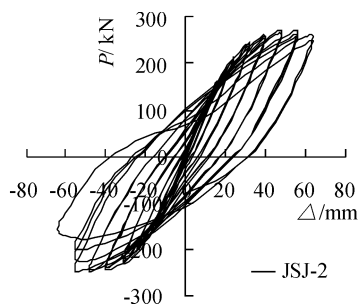


图 9 JSJ-2 滞回曲线
Fig. 9 Hysteretic curves of JSJ-2

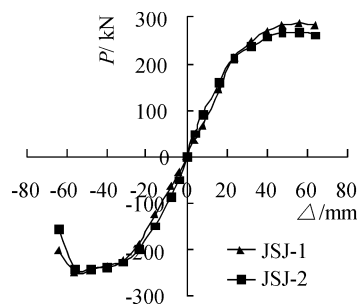


图 10 试件的骨架曲线
Fig. 10 Skeleton curves of specimen

由图 8、图 9 中两个节点试件的荷载-位移滞回曲线可知:

- (1)初始加载阶段,滞回环基本重合接近于直线,构件刚度无明显变化,残余变形极小,试件基本处于弹性阶段.随着荷载的增加,滞回环面积逐渐增大,开始出现残余变形.
- (2)随着加载位移的增加,两个试件的刚度逐渐降低,但承载力仍然有所提高.
- (3)由于组成节点的结构不对称,滞回曲线在加载的两个方向上呈现不对称.特别是加载后期,在负向加载时承载力降低速度比正向加载时快,主要原因是下弦杆件翼缘和腹板的屈曲造成的.
- (4)JSJ-1 和 JSJ-2 的滞回曲线均出现捏缩现象.JSJ-1 连接节点的端板厚度较厚,捏缩较 JSJ-2 严重.

3.2 骨架曲线

骨架曲线是荷载变形曲线各加载级峰值点所连成的包络线,骨架曲线可以直观的反映出连接节点的刚度、承载力和延性.节点试件的骨架曲线如图 10.对比试件骨架曲线可见,两个试件在水平低周往复荷载作用下,大致经历了弹性、屈服、弹塑性阶段.随着节点试件端板厚度的增加,试件承载力有一定程度的提高但幅度不大.表 2 给出了试件各特征点的实测值及破坏形态.

表 2 试件试验实测结果
Tab. 2 Experimental results of specimen

试件编号	加载方向	屈服荷载		峰值荷载		破坏荷载		延性系数
		P_y/kN	Δ_y/mm	P_{\max}/kN	Δ_{\max}/mm	P_u/kN	Δ_u/mm	$\mu=\Delta_u/\Delta_y$
SJ-1	正向	265.44	38.88	287.09	56.00	283.05	64.00	1.65
SJ-2	正向	230.52	29.60	267.98	48.00	261.40	64.00	2.16
SJ-1	负向	228.54	34.02	249.46	56.00	212.04	62.33	1.83
SJ-2	负向	213.08	27.99	243.58	56.00	207.04	59.39	2.12

两个试件的位移延性系数 $\mu\approx 1.65\sim 2.16$,JSJ-1 位移延性系数 μ 小于 2,JSJ-2 位移延性系数 μ 大于 2.随着端板厚度的增加,节点试件的位移延性系数减小,端板厚度对节点试件的延性影响较大,端板厚度越大,其变形能力愈差,延性愈差.端板厚度增加,节点的承载力随之增加.

3.3 桁架层间位移角

利用图 2 中的 3、4 号竖向位移计可测得层间位移,图 11、图 12 是的桁架层间位移角(两个位移计的位移差值与桁架高度比值)随加载点荷载变化情况.两曲线的形状与试件加载点的荷载-位移曲线形状相似.由图中可见由钢管混凝土柱与桁架穿芯螺栓端板式连接节点组成交错桁架单元的层间位移角大于 1/50,说明这种节点的转动能力满足抗震性能^[10]要求.

3.4 试件等效粘滞阻尼系数

在现代工程抗震中,常用等效粘滞阻尼系数来判别结构或构件的耗能能力,节点试件的荷载-位移滞回曲线的包络线(如图 13 所示)用来计算各试件的等效粘滞阻尼系数 h_e , h_e 由(1)式计算, h_e 越大,节点试件的耗能能力也越大.

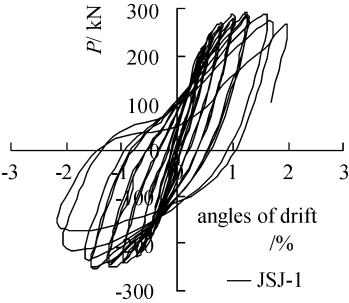


图 11 JSJ-1 层间位移角滞回曲线
Fig. 11 Histeretic curves of JSJ-1 drift angles

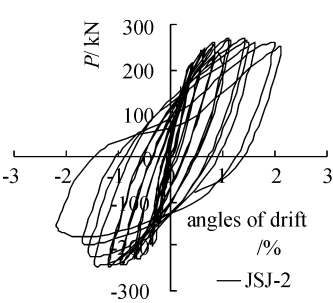


图 12 JSJ-2 层间位移角滞回曲线
Fig. 12 Histeretic curves of JSJ-2 drift angles

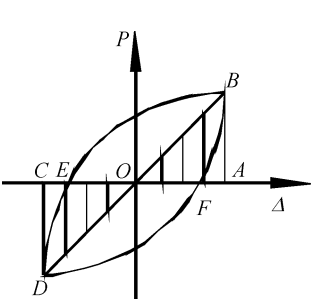


图 13 P-Δ 滞回曲线
Fig. 13 P-Δ hysteretic curves

$$h_e=\frac{S_{(FBE+FDE)}}{2\pi\cdot S_{(AOB+COD)}}$$

(1)

根据(1)式算得 JSJ-1 和 JSJ-2 的等效粘滞阻尼系数分别为 0.192 和 0.227. 钢筋混凝土节点的等效粘滞阻尼系数 h_e 一般为 0.1, 本次试验的两个节点试件的等效粘滞阻尼系数均大于 0.1, 说明这种节点的耗能能力优于钢筋混凝土节点的耗能能力. JSJ-2 的等效粘滞阻尼系数比 JSJ-1 大, 端板厚度对试件耗能有一定的影响, 端板厚度愈大, 其耗能能力愈差.

3.5 试件强度退化

在位移幅值不变的条件下, 试件承载能力随反复加载次数的增加而降低的特性叫做强度退化. 《建筑抗震试验方法规程》(JGJ101-96)^[11] 建议采用强度退化系数来描述结构承载力的退化规律. 试验结构构件的强度退化可用承载力降低系数表示, 承载力降低系数的计算公式如下:

$$\lambda_i = F_j^i / F_j^1 \quad (2)$$

式中: F_j^i 为第 j 级加载, 第 i 次循环峰值点荷载值; F_j^1 为第 j 级加载, 第 1 次循环峰值点荷载值. 表 3 列举了两个试件在 $1.4\Delta_y$ 控制加载时的承载力退化系数, 从表中可得, JSJ-1 的承载力降低幅度比 JSJ-2 略大, 端板厚度的增大使节点的承载力降幅增大, 增加了试件在加载过程中累积损伤.

表 3 试件强度退化系数

Tab. 3 The strength degeneration coefficient of specimen

试件编号	加载方向	1.4 Δ_y 第一循环		1.4 Δ_y 第二循环		1.4 Δ_y 第三循环	
		$F_{1.4}^1$	λ_1	$F_{1.4}^2$	λ_2	$F_{1.4}^3$	λ_3
SJ-1	正向	287.09	1	280.54	0.977	278.91	0.994
SJ-2	正向	267.98	1	262.57	0.980	261.24	0.995
SJ-1	负向	249.46	1	244.93	0.982	227.98	0.931
SJ-2	负向	243.19	1	242.81	0.998	240.80	0.992

3.6 试件刚度退化

试件抗侧移刚度的退化规律反映了试件性能的退化过程. 本文采用割线刚度 K_j^i 来分析刚度退化, 割线刚度又称为等效刚度, 用公式(3)计算.

$$K_j^i = \frac{|+F_j^i| + |-F_j^i|}{|+X_j^i| + |-X_j^i|} \quad (3)$$

式中: F_j^i 为第 j 级加载, 第 i 次循环峰值点荷载值; X_j^i 为第 j 级加载, 第 i 次循环峰值点位移值. 从滞回曲线可以看出, 试件屈服前, 各试件的割线刚度基本无变化. 试件屈服后, 其刚度退化明显, 试件的刚度退化系数用公式 3 计算.

$$\lambda_{Kj} = K_j^i / K_j^1 \quad (3)$$

根据实测的滞回曲线, 可求得节点刚度退化系数 λ_{Kj} 见表 4 (各试件在每个位移控制加载级别刚度降低不大, 取 $i=1$). 两节点试件的刚度均逐步退化, JSJ-2 试件的退化速率较快, 端板厚度对节点的刚度退化有一定的影响, 随着端板厚度的增加, 节点的刚度退化愈慢.

表 4 试件刚度退化系数

Tab. 4 The rigidity degeneration coefficient of specimen

试件编号	1 Δ_y		1.2 Δ_y		1.4 Δ_y		1.6 Δ_y		1.8 Δ_y		2 Δ_y	
	λ_1	λ_1	$K_{1.2}^1$	$\lambda_{1.2}$	$K_{1.4}^1$	$\lambda_{1.4}$	$K_{1.6}^1$	$\lambda_{1.6}$	$K_{1.8}^1$	$\lambda_{1.8}$	$K_{2.0}^1$	λ_2
SJ-1	6.79	1	6.33	0.933	5.50	0.810	3.79	0.705	3.79	0.558	/	/
SJ-2	8.88	1	7.32	0.824	6.24	0.703	5.32	0.599	3.74	0.534	3.27	0.368

3.7 试件破坏机理分析

加载的过程中, 当上弦与柱的连接节点受拉, 下弦与柱的连接节点受压, 由于上弦节点有斜腹杆连接, 上弦节点的受拉变形较小, 而下弦节点的刚度比上弦节点的小, 桁架下弦杆件翼缘首先发生局部屈曲. 两个试件最终均由钢管混凝土柱与桁架上弦及斜腹杆连接节点域的鼓起或撕裂破坏, 说明钢管混凝土柱在节点域处承受较大的集中力, 设计中要适当加大节点域的厚度. 在试验的过程中, 穿芯螺栓能够

有效地传递桁架拉力,并未发生破坏。

4 结 论

- (1)试件滞回曲线呈明显的反 S 形,滞回曲线在加载的两个方向上不对称;
- (2)由钢管混凝土柱与桁架穿芯螺栓端板式连接节点组成交错桁架单元的层间位移角大于 $1/50$,节点的转动能力满足抗震性能的要求。
- (3)节点端板厚度增加,试件承载力有一定程度的提高,节点的延性减小,节点的耗能能力减弱。
- (4)两个节点试件的等效粘滞阻尼系数均大于 0.1,这种新型节点的耗能能力优于钢筋混凝土节点的耗能能力。

参考文献 References

- [1] COHEN M P. Design Solution Utilizing the Staggered Steel Truss System[J]. Engineering Journal, AISC, 1986, 23(3): 97-106.
- [2] HANSEN R J, Le Messurier W J, Paul P J. New steel framing system promises major saving in high-rise apartments[J]. Architecture Record, 1996, 6: 191-196.
- [3] Neil Wexler, Feng-bao Lin. Steel Design Guide Series 14: Staggered Truss Framing Systems[M]. American Institute of Steel Construction, Inc: 2002.
- [4] 周秀月, 苏明周, 胡天兵, 等. 钢结构混合式交错桁架体系的横向合理结构布置探讨[J]. 西安建筑科技大学学报: 自然科学版, 2006, 38(3): 415-419.
ZHOU Xiu-yue, SU Ming-zhou, HU Tian-bing, et al. Study on the rational structural transverse layout of steel staggered truss system with composite truss[J]. J. Xi'an Univ. of Arch. & Tech.: Natural Science Edition, 2006, 38(3): 415-419.
- [5] 冉红东, 苏明周, 李虎, 等. 循环荷载作用下空腹式交错桁架钢结构抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2008, 29(6): 91-98.
RAN Hong-dong, SU Ming-zhou, LI Hu, et al. Experimental study on seismic behavior of vierendeel staggered truss steel structures under cyclic load[J]. Journal of Building Structures, 2008, 29(6): 91-98.
- [6] 赵宝成, 顾强, 申林, 等. 钢管混凝土柱交错桁架结构有限元分析与试验研究[J]. 建筑结构, 2009, 39(2): 45-47.
ZHAO Bao-cheng, GU Qiang, SHEN Lin, et al. Test and FEA of concrete-filled tubular steel column - staggered truss structure[J]. Building Structures, 2009, 39(2): 45-47.
- [7] 赵宝成, 顾强, 宋伟, 等. 钢管混凝土柱交错桁架结构杆件内力试验分析[J]. 西安建筑科技大学学报: 自然科学版, 2010, 42(3): 371-375.
ZHAO Bao-cheng, GU Qiang, SONG Wei, et al. Experimental analysis on member's internal force of concrete-filled tubular steel column-staggered truss structure [J]. J. Xi'an Univ. of Arch. & Tech.: Natural Science Edition, 2010, 42(3): 371-375.
- [8] 中华人民共和国建设部. GB50017-2003, 钢结构设计规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2003.
Ministry of Construction P. R. GB50017-2003, Code for design of steel structures[S]. Beijing: China Plan Press, 2003.
- [9] 同济大学, 浙江杭萧钢构股份有限公司. CECS 159:2004, 矩形钢管混凝土结构技术规程[S]. 北京: 中国计划出版社, 2004.
Tongji University, Zhejiang Hangxiao Steel structure CO., LTD. CECS 159:2004, Technical specification for structure with concrete-filled rectangular steel tube members[S]. Beijing: China Plan Press, 2004.
- [10] 中华人民共和国住房和城乡建设部. GB50011-2010, 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
The people's Republic of China Ministry of housing and Urban-Rural Development. GB50011-2010, Code for seismic design of buildings[S]. Beijing: China architecture and building Press, 2010.
- [11] 中华人民共和国建设部. JGJ101-96, 建筑抗震试验方法规程[S]. 北京: 中国计划出版社, 1997.
Ministry of Construction P. R. JGJ101-96, Specification of testing methods for earthquake resistant building[S]. Beijing: China Plan Press, 1997.

Experimental study of CFT column and truss connections with steel bolt through tubular core and end plate

ZHAO Bao-cheng, ZHU Hao, HE Ruo-quan, GU Qiang

(1. Jiangsu Key Laboratory of Structure Engineering (University of science and Technology of Suzhou), Suzhou 215011, China)

Abstract: In order to study the seismic behavior of CFT column and truss connections with steel bolt through tubular core and end plate, two connections specimen were tested under low reversed cyclic loading. Process of test was introduced and failure pattern, hysteretic behavior, skeleton curves, ductility, strength degeneration, rigidity degeneration and energy-dissipation of connections seismic behavior were all analyzed. The result indicated that steel bolt through tubular core could transmit truss tensile force effectively. hysteresis curves of connections in the shape of "S" can provide well bearing capacity and demonstrate excellent energy-dissipation capacity. During the experiment the connections rigidity degenerate significantly. Increasing the thickness of end plate could enhance the bearing capacity of connections but its ductility became poor. The connections rotation capacity may meet the requirement of the seismic performance.

Key words: concrete-filled tubular steel column; steel bolt through tubular core; end plate; hysteretic behavior; test

Biography: ZHAO Bao-cheng, Associate Professor, Ph. D., Suzhou 215011, P. R. China, Tel:0086-13814896766, E-mail: Zhaobc@mail.usts.edu.cn, zhaobc2000@163.com

(上接第 163 页)

Discussion on the calculation methods of ancient timber structure's nature frequency

ZHAO Hong-tie^{1,2}, ZHANG Feng-liang¹, XUE Jian-yang^{1,2}, SUI Yan¹,
ZHANG Xi-cheng¹, MA Hui¹

(1. Xi'an University of Architecture, & Technology, Xi'an 710055, China;

2. State Key Laboratory of Architecture Science And Technology In West China (XAUAT), Xi'an 710055, China)

Abstract: The nature frequency of the structure is the most basic parameter for the research on structural dynamic properties. It mainly adopts method of hammering and modal analysis to calculate the nature frequency of ancient timber structure, and makes comparison between them. Meanwhile, according to shaking table test, it puts forward a new method to calculate the nature frequency—method of shaking table test, gives its calculation model and puts forward a few questions the method may encounter in test. Research shows that the nature frequency got by the method of hammering is 2.05Hz, smaller than that got after earthquake with 100gal; and the nature frequency got by method of modal analysis is 2.226Hz. Such result is a little larger than that got by method of hammering. It may be unable to accurately calculate the nature frequency because the continuity and mutual constraint performance between components are very poor and the error lying in data results from the naked eye. The conclusion and the views reached by this paper can provide a good reference to the research and repair reinforcement of the ancient timber structure.

Key words: nature frequency; timber structure; ancient building; shaking table test; finite element model

Biography: ZHAO Hong-tie, Professor, Xi'an 710055, P. R. China, Tel:0086-29-82201243, E-mail: zhaohongtie@hotmail.com