

局部外包方钢管连接混凝土构件工作性能试验研究

李青宁¹, 徐改革¹, 姜维山¹, 郑先超¹, 徐明堂²

(1. 西安建筑科技大学土木工程学院, 陕西 西安 710055; 2. 河南省建筑设计研究院有限公司, 河南 郑州 450014)

摘要:设计了6个局部外包方钢管连接的装配整体式混凝土试件和1个现浇对比试件. 通过单向反复加载试验, 测试了接头处预制构件与方钢管之间的粘结滑移变化规律, 观测了装配整体式构件受力—变形—裂缝—屈服—破坏的全过程, 分析了装配整体式构件的破坏特征、滑移曲线、挠度曲线和位移延性等. 研究表明: 荷载作用下, 带栓筋局部外包方钢管连接节点处, 方钢管与预制混凝土构件的滑移量很小, 整个装配构件挠度发展缓慢, 抗弯承载力与现浇构件相差无几, 极限荷载下跨中挠度比现浇构件还小; 同时, 增加方钢管的长度和厚度在一定范围内能提高装配整体式构件的抗弯承载力, 减少构件跨中挠度以及方钢管与预制混凝土构件之间的相对滑移量; 局部外包纯方钢管连接形式的装配构件节点处, 方钢管与预制混凝土构件之间的相对滑移较大, 承载力比现浇构件低, 挠度发展速度较快, 破坏时整个构件的跨中挠度大. 建议在实际工程中使用带栓筋局部外包方钢管连接方式.

关键词:局部外包方钢管; 栓筋; 连接; 滑移

中图分类号: TU392.3; TU317.1

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2013)03-0311-06

配整体式结构自20世纪70年代开始引入我国并得到大规模应用, 自唐山大地震后转入低潮, 对结构的节点连接问题有了更多的研究, 提出了各种不同的梁柱连接方式, 并研究了一些节点形式下的承载能力、延性等^[1-5]. 在韩城变电厂的加固方案中, 湿式外包钢与高性能复合灌浆料相结合的试验取得了很好的成果, 并已被电厂及有关工程应用^[6]. 基于外包钢加固的理论成果, 本试验提出了装配式整体构件的两种连接模式: 带栓筋局部外包方钢管连接和局部外包纯方钢管连接. 通过单向反复加载试验, 对相应装配式整体构件的工作性能进行了试验研究.

1 试验概况

1.1 试件设计

本次试验研究, 制作7根钢筋混凝土试件. 试验梁装配后跨度均为 $L=2\ 700\text{ mm}$, 截面尺寸均为 $b \times h=150\text{ mm} \times 200\text{ mm}$, 其中PRCB-00为现浇对比试件, 箍筋配置为a段 $f8@100$ 、b段 $f8@150$ (f表示HRB400, 下同), 其余6根为方钢管连接节点的装配整体式试件, 箍筋配置均为a段 $f8@100$ 、b段 $f8@200$; 7个试件的预制混凝土构件的配筋是受压钢筋和受拉钢筋均为 $2f16$, 其中试件PRCB-01和试件PRCB-02的方钢管带有横向栓筋, 具体参数见表1, 具体布置见图1.

1.2 材性试验

试件采用C40商品混凝土, 骨料最大粒径控制在15 mm以内. 试件的制作按照普通的钢筋混凝土

表1 试验梁参数表 单位:mm

Tab. 1 Specimens' parameters

试件编号	方钢管厚度/长度	栓筋	试件编号	方钢管厚度/长度	栓筋
PRCB-01	8/400	有	PRCB-04	8/500	无
PRCB-02	8/500	有	PRCB-05	5/500	无
PRCB-03	8/400	无	PRCB-06	5/400	无

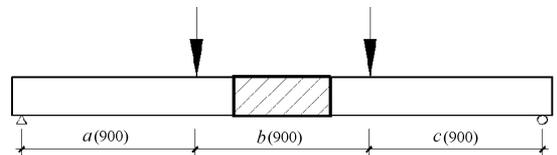


图1 试件装置图(单位:mm)

Fig. 1 Specimens details

收稿日期:2012-12-29 修改稿日期:2013-05-05

基金项目:国家自然科学基金资助项目(10572107);河北省地方科技项目(2011188)

作者简介:李青宁(1952-),男,陕西大荔人,教授,主要从事高层建筑结构分析与设计.

的施工程序进行,采用木模板,普通施工方式,自然养护.混凝土浇筑时做了 3 组混凝土立方体标准试块,每组 3 个共 12 个,取平均值,混凝土养护 28 d 强度见表 2,钢板采用扁豆花纹(BD(Q-235A))钢板,钢筋及钢板的材性指标见表 3 和表 4.

表 2 混凝土实测力学指标

Tab. 2 Mechanical properties of concrete

立方体抗压强度 f_{cu}/MPa	轴心抗压抗压强度 f_{ck}/MPa
45.38	30.35

1.3 实验加载及测量内容

采用 50 t 油压千斤顶配合反力支架进行竖向加载,通过分配钢梁实现三分点竖向加载—卸载—加载循环加载试验,见图 2.

表 3 钢筋材料指标

Tab. 3 Mechanical properties of steel bars

直径/mm	级别	屈服强度 f_y/MPa	极限强度 f_u/MPa	延伸率 $\delta/\%$	冷弯
16	Ⅲ	445	610	20	合格
8	Ⅲ	515	720	25	合格

表 4 钢板材料指标

Tab. 4 Mechanical properties of steel cover plates

规格名称	实测厚度/mm	屈服强度 f_y/MPa	极限强度 f_u/MPa	延伸率 $\delta/\%$
5mm 厚扁豆形花纹(BD)钢板	3.8	320	475	20
8mm 厚扁豆形花纹(BD)钢板	6.8	290	400	25

在预制混凝土构件装配端部纵筋上布置应变片,以测量钢筋的屈服与应变规律,在方钢管顶面、底面和侧面布置应变片,以测量方钢管顶面及底面应变规律和侧面沿方钢管高度及沿方钢管长度方向上应变规律.部分应变片布置见图 3,位移计布置见图 4.

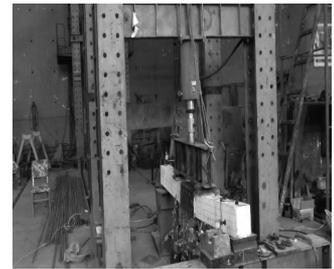


图 2 实验装置图
Fig. 2 Loading device

2 试验结果及分析

2.1 试验过程及破坏形态

试件共有 7 个,现浇对比试件 1 个,带栓筋的钢管连接装配整体式试件 2 个,以试件 PRCB-01 为代表,纯钢管连接装配整体式试件 4 个,以试件 PRCB-06 为代表,说明试件受力—开裂—屈服—破坏全过程及滑移、挠度发展过程和最终破坏形态.

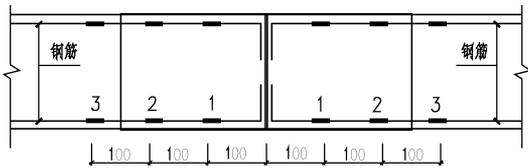


图 3 部分钢筋应变片布置(单位:mm)
Fig. 3 Some strain gauges arrangement

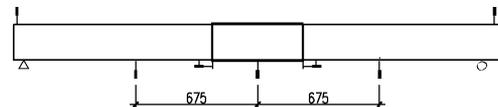


图 4 位移计布置图(单位:mm)
Fig. 4 LVDT's layout

2.1.1 现浇试件 PRCB-00

现浇试件的研究已经很多,予以简述.荷载较小时混凝土构件处于全截面工作状态,表现出均质弹性性能.荷载加至 13 kN 时出现裂缝,裂缝随着荷载增加变宽长高,未屈服时,卸载时裂缝有弥合现象.至屈服荷载时,分布在加载点附近的少数裂缝发展变宽、高度变高,发展成为主裂缝.钢筋屈服以后,主裂缝在上部混凝土有细裂缝,形成塑性受压区,构件底面裂缝贯通,构件破坏时挠度明显,破坏后形态见图 5(a).

2.1.2 试件 PRCB-01

加载初始阶段,荷载较小,装配构件处于全截面工作状态,构件分段内呈现基本弹性工作性能.荷载增加约 15 kN 时出现可见微裂缝,分布在两加载点的外侧(两加载点内侧区段为方钢管),此后装配构件进入带裂缝工作阶段.随荷载增加,预制构件上的裂缝数量逐渐增多且变宽,继续增加荷载并加载—卸载循环,当达到约 60 kN 时,裂缝数量趋于稳定,多条裂缝自竖向有汇合节点并向上延伸,方钢管端口灌浆料封口处水泥砂浆沿方钢管高度方向有细裂缝.荷载临近屈服时,加载点处上部混凝土被压酥并出现大批横向裂纹,构件在加载点裂缝宽度较大,底部形成宽贯通裂缝,贯通裂缝有 3~4 条,宽度较大.

荷载加至装配构件破坏,加载点混凝土局部起皮被压酥,甚至剥落,主裂缝与加载点连接,预制混凝土构

件与方钢管接口处无明显滑移,但方钢管端口处预制混凝土构件没有裂缝,仅方钢管封口处砂浆有裂缝,但基本无剥落,整根装配式构件挠度基本不明显.图5b所示构件最终破坏为加载点处混凝土压酥破坏.

2.1.3 试件 PRCB-06

加载初期(约11 kN时)有细小响声,方钢管封口砂浆有竖向裂缝,加至30 kN过程中,响声细小而频繁,钢管口砂浆裂缝明显,混凝土构件与钢管相对滑移微小但可见,部分裂缝延伸垂直高度达到11~13 cm,整个装配构件挠度较为明显,混凝土构件底面有细小贯通裂.

荷载继续增加,挠度明显增加较快,裂缝的条数基本稳定,原有裂缝继续向上发展,方钢管与预制构件节点处滑移愈加明显,方钢管端口处预制混凝土构件有竖向裂缝,卸载后整个装配构件有可见的未恢复变形.荷载增加过程中多次出现由于挠度增长过快导致的短暂卸载现象,钢管端口处预制构件的裂缝延伸速度较快,宽度较大,构件破坏时,此裂缝衍生成主裂缝,加载点混凝土受到竖直压力和方钢管端口横向挤压力,此区域混凝土完全裂酥,方钢管端口下面与预制混凝土构件滑移超过1 cm,且钢管边缘处预制梁形成又宽又高的垂直裂缝,此裂缝在梁底面贯通.整根梁挠度最大处表现在加载点下,方钢管边缘处梁有裂缝段挠度教另外一端明显.图5所示装配构件最终破坏时挠度和方钢管端口预制构件的滑移及裂缝.

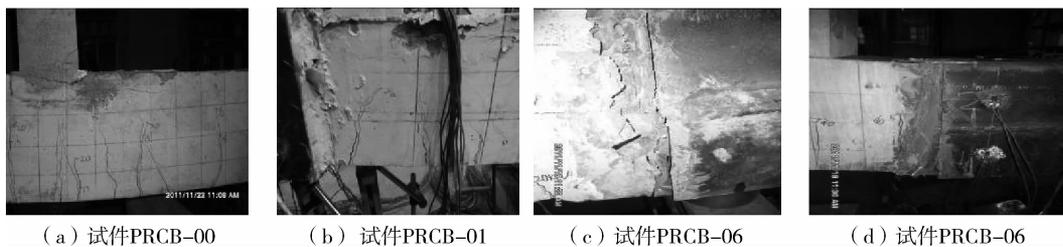


图5 试件破坏形态

Fig. 5 Failure modes of specimens

2.1.4 连接形式差异比较

观察7根试件的破坏过程发现:带栓筋的钢管连接试件最后破坏是加载点区域混凝土被压碎,混凝土构件底部裂缝贯通,纯钢管连接试件都是由于挠度发展过快、挠度过大导致混凝土预制段裂断而破坏;在屈服荷载以前,带横向栓筋的钢管连接试件的挠度和裂缝发展与现浇构件相近,但装配构件在荷载循环时刚度退化比现浇构件明显,残余变形比现浇构件稍大;纯钢管连接试件从开始加载至破坏全过程挠度发展速度就较快,主裂缝形成较早并且底部很快就裂通,最后整个装配构件挠度过大,裂断.

2.2 滑移曲线

试件受载时方钢管端口上顶面与预制构件形成挤压,端口下端面则是预制构件从方钢管内滑出,试验测得的二者的相对滑移量值,把每次荷载循环的峰值点和装配构件有最大滑移量时特征点连起来形成曲线图如图6所示.

从图中可以看出,试件 PRCB-01、PRCB-02 达到屈服点和极限点的滑移量都很小,构件最后破坏时最大滑移量值也相近,且都接近极限点对应的挠度值,整个滑移发展过程二者相近.试件 PRCB-03、PRCB-04 到达屈服荷载前二者滑移发展相近,屈服点以后两个试件的滑移发展速度加快,表现为图中曲线斜率降低,曲线由陡峭变得稍平缓,且试件 PRCB-03 滑移发展速度大于试件 PRCB-04,最后破坏时试件 PRCB-03 的滑移量值约两倍于试件 PRCB-04 破坏时的滑移量值.试件 PRCB-05、PRCB-06 二者没有明显的屈服点,小荷载时二者的滑移发展相近,随着荷载加大,试件 PRCB-06 滑移急剧加大,破坏时荷载值也远小于试件 PRCB-05.试件 PRCB-04 与 PRCB-05 方钢管长度相同但厚度不同,试件 PRCB-04 在屈服荷载和极限荷载下的滑移量都小于 PRCB-05 在对应特征荷载下的滑移量,且试件

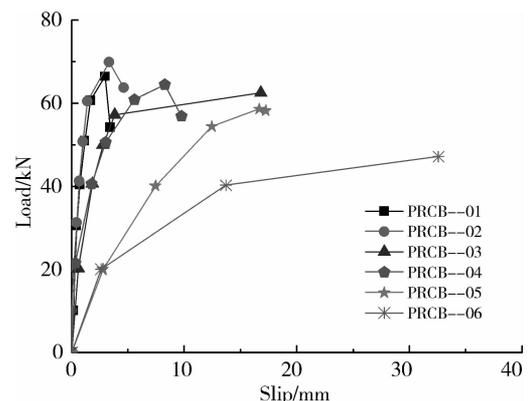


图6 滑移曲线

Fig. 6 Skeleton curves of specimens

PRCB-04 的最终滑移量也小于试件 PRCB-05, 此中情况在试件 PRCB-03 和 PRCB-06 中也得到体现。

综上所述, 横向栓筋很好的限制了方钢管与预制混凝土构件和方钢管之间的滑移, 滑移发展缓慢, 最终滑移量很小; 方钢管的长度也能较好的阻碍滑移的发展; 纯钢管连接的构件在屈服荷载以前滑移发展缓慢, 屈服荷载以后滑移发展明显加快; 增加方钢管的长度能减少最终滑移量; 方钢管的厚度也是影响滑移的重要因素, 对滑移有着明显的影响。

2.3 挠度-荷载曲线

试件挠度随荷载变化的曲线如图 7 所示。图中横坐标为荷载值, 纵坐标为试件跨中挠度值。

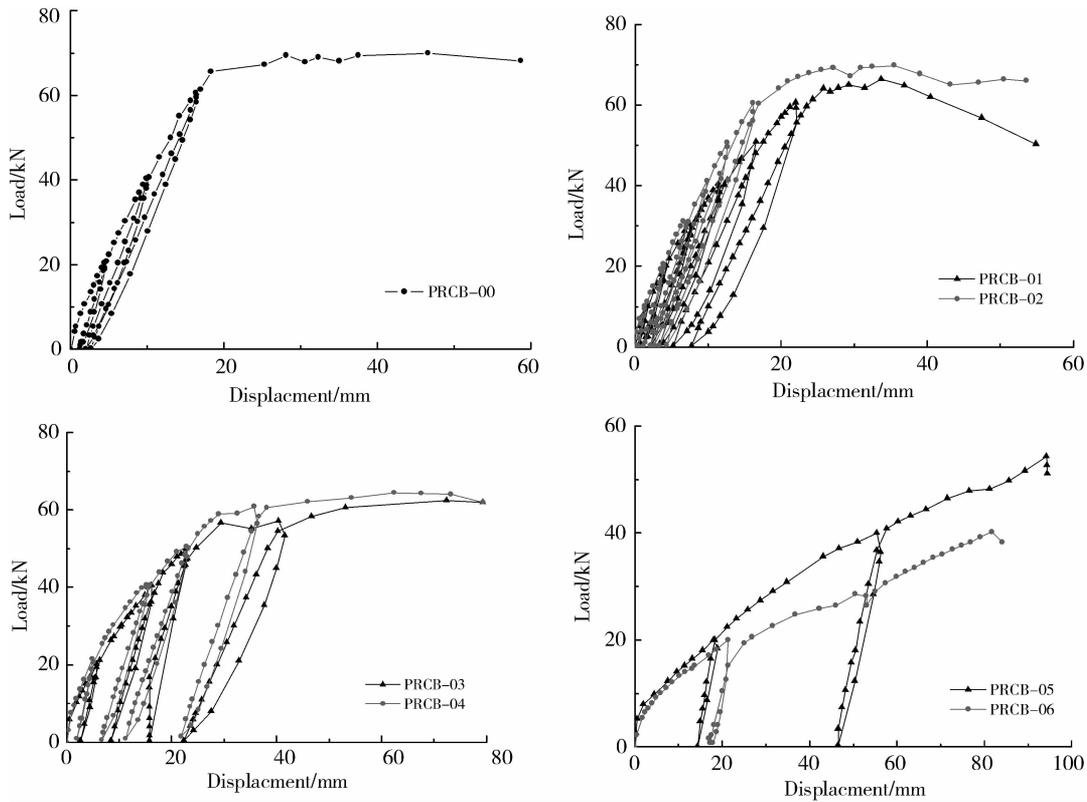


图 7 荷载-挠度曲线

Fig. 7 Load-deflection curves of specimens

试件 PRCB-00 在屈服荷载前荷载循环时荷载-挠度曲线围成的面积很小, 加载段和卸载段曲线大致平行, 残余变形很小。第四个加载循环荷载增加阶段曲线斜率与前三个循环基本相同, 到了屈服荷载以后, 荷载在 68 kN 停滞时挠度却继续增大, 曲线上有由于挠度变形过大导致的卸载而形成的锯齿状, 此时构件已破坏。

试件 PRCB-01 和 PRCB-02 在方钢管竖直方向有栓筋, 荷载-挠度曲线与 PRCB-00 很相近。屈服荷载前, 各荷载方向上(荷载增加段或者荷载下降段)斜率基本相同, 加载阶段变形比同等荷载作用下的 PRCB-00 大, 但卸载后变形基本可恢复, 在图上表现为曲线围成的面积大, 有少量残余变形。最后一个荷载循环时也有挠度变大导致的卸载现象, 试件 PRCB-01、PRCB-02 与 PRCB-00 挠度峰值和破坏荷载相近。试件 PRCB-03 和 PRCB-04 纯钢管连接, 加载-卸载循环曲线围成的面积较大, 残余变形较多, 曲线上升段和下降到各自基本平行, 屈服荷载小于前三个试件。试件 PRCB-05 和 PRCB-06 加载后挠度随荷载增加发展很快, 卸载后残余变形很大, 恢复量小, 破坏时构件挠度极大, 承载力小。

把每次荷载-挠度曲线每次循环的上升段连起来, 形成曲线图如图 8 所示。

如图, 试件 PRCB-00、PRCB-01、PRCB-02、PRCB-03 和 PRCB-04 都有较明显的屈服点和极限点, 试件 PRCB-05、PRCB-06 挠度随荷载变化很快, 在较小的荷载下挠度就达到较大值, 没有明显的屈服点。试件 PRCB-01 与试件 PRCB-02 极限荷载最大, 现浇试件 PRCB-00 次之; 同等荷载作用下现浇试件

PRCB-00 的挠度最小,试件 PRCB-05、PRCB-06 挠度最大,试件 PRCB-01、PRCB-02 相近乎于试件 PRCB-00.

对比试件 PRCB-00 和试件 PRCB-01、PRCB-02,带栓筋的方钢管连接试件可以获得相近与现浇试件的挠度变形能力和抗弯承载能力,且屈服点和极限点接近;对比试件 PRCB-01、PRCB-02 和 PRCB-03、PRCB-04,栓筋极大的限制了预制构件和方钢管之间的滑移,使得装配构件获得了较好的共同工作能力,减小了装配构件的跨中位移,同时在有限范围内提高了装配构件的抗弯承载力;对比试件 PRCB-03、PRCB-04 和 PRCB-05、PRCB-06,8 mm 厚钢管比 5 mm 厚钢管更能限制方钢管和预制构件之间的滑移,从而减少了装配构件的跨中位移;对比试件 PRCB-01 和 PRCB-02 以及对比试件 PRCB-03 和 PRCB-

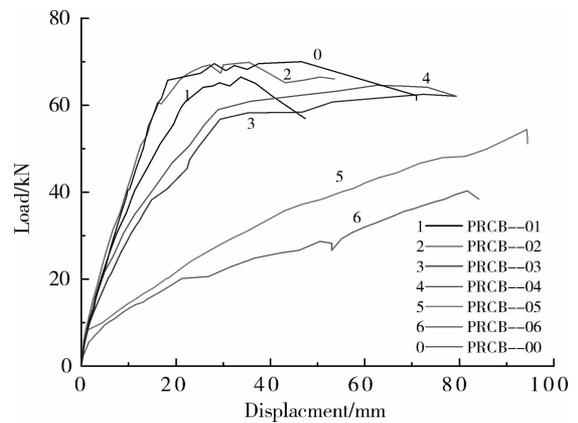


图 8 荷载-挠度包络曲线

Fig. 8 Load-deflection skeleton curves of specimens

04 可有,在栓筋的作用下,再增加方钢管的长度对装配构件的屈服点和极限点影响不大,但是没有栓筋的作用时,增加方钢管的长度能一定程度上提高装配构件的抗弯承载力和减少其跨中挠度.

综上,带栓筋的方钢管连接的装配整体式构件的屈服荷载和极限荷载与整体现浇构件相近,纯方钢管连接构件的挠度发展速度和每次荷载循环的残余变形大于现浇试件和带栓筋的方钢管连接试件.

2.4 延性

取荷载下降到最大值 85% 时对应的位移为极限位移,并以破坏位移和屈服位移之比确定试件的位移延性系数,各试件的特征点及位移延性系数比较见表 5.

实验过程中到了最大峰值荷载以后无论是现浇试件还是装配整体式试件,挠度发展都很充分,现浇试件和带栓筋的试件的挠度再荷载达到最大峰值开始卸载以后有一定程度的恢复,挠度开始在小范围内降低,而纯方钢管连接的装配整体式试件

卸载以后挠度都基本没有恢复,荷载到达最大峰值后虽然开始卸载,挠度却有更大发展,初步以为钢管和预制构件之间的滑移导致装配式构件没办法回弹,只要有荷载作用,挠度就继续发展,特别是试件 PRCB-05、PRCB-06,文中仅列出试件 PRCB-00~PRCB-04 供参考.

实验中装配整体式试件采用方钢管连接,连接节点在跨中,三分点加载,相对于方钢管外面的预制混凝土构件来说,连接部位的混凝土外面包裹着封闭的钢板,局部强度相对较大,局部刚域的影响不能忽略,所以会出现试件 PRCB-00 极限荷载点时跨中位移比试件 PRCB-01 和 PRCB-02 大,而试件 PRCB-03 和 PRCB-04 因为滑移充分,挠度一直发展,所以跨中极限位移较大.如此,位移延性系数现浇试件最大,带栓筋的方钢管连接试件次之,试件 PRCB-03 和 PRCB-04 的此系数意义不大.

3 结 论

本试验中考虑了试件方钢管的长度、方钢管厚度以及横向栓筋等因素对试件的变形能力和抗弯承载力的影响.基于 7 个试件的比较分析,得到以下结论和建议:(1)通过试验现象的分析,局部外包纯方钢管连接的装配整体式试件的破坏形式为挠度过大导致不能继续承载.方钢管端口预制混凝土段受到方钢管强约束导致底面裂通,实际设计时需要考虑预制混凝土段与方钢管连接处局部薄弱.(2)通过对局部外包纯方钢管连接的装配整体式试件进行对比分析,若其它条件相同,方钢管长度越大,预制混凝土构件和方钢管之间的滑移量越小;若除方钢管厚度以外,其它条件相同,则钢板厚度越大,滑移量越小,但钢管厚度因素对限制滑移的有利影响不及栓筋和钢管长度因素.(3)试验及分析表明,带栓筋局部外包方钢管连接

表 5 试件特征点及延性系数

Tab. 5 Feature points and ductility coefficient of specimens

试件编号	开裂荷载	屈服荷载点		极限荷载点		位移延性系数
		荷载 / kN	位移 / mm	荷载 / kN	位移 / mm	
PRCB-00	13.17	66.65	18.34	69.08	55.71	3.04
PRCB-01	13.74	64.12	25.80	66.41	48.21	1.87
PRCB-02	13.55	60.3	27.12	69.85	53.20	1.96
PRCB-03	14.21	54.58	40.24	62.5	81.78	2.03
PRCB-04	13.08	60.88	35.75	64.50	81	2.26

试件最终破坏为混凝土构件裂缝沿构件延伸至受压区混凝土受压区导致混凝土压酥而破坏.带栓筋局部外包方钢管连接方式可以很好地限制方钢管与预制混凝土构件之间的滑移,以获得良好的共同工作性能,减少跨中位移,在一定范围内可提高装配整体式构件的抗弯承载力.(4)通过对7个试件进行对比分析,带栓筋局部外包方钢管连接的装配整体式构件可以获得相当于现浇构件的抗弯承载力,且跨中位移小于现浇构件.局部外包纯方钢管连接构件的滑移较大,挠度发展较快较大,抗弯承载力较低.建议考虑接头处钢管混凝土形成的局部刚域效应.建议在实际工程中使用带栓筋局部外包方钢管连接方式.

参考文献 References

- [1] 范力. 装配式预制混凝土框架结构抗震性能研究[D]. 上海: 同济大学, 2007.
FAN Li. Investigation on seismic behavior of jointed precast concrete frame structures[D]. Shanghai: Tongji University, 2007.
- [2] 章文纲, 程铁生, 迟维胜, 等. 装配式框架钢纤维混凝土齿槽节点[J]. 建筑结构学报, 1995, 16(3): 52-58.
ZHANG Wen-gang, CHEN Tie-sheng, CHI Wei-sheng, et al. Steel fiber reinforced concrete tooth-groove joint in prefabricated RC frame structure[J]. Journal of Building Structures, 1995, 16(3): 52-58.
- [3] 蔡少林, 孟少平, 孙巍巍, 等. 自复位预制框架边节点抗震性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2012, 45(12): 29-37.
CAI Xiao-ning, MENG Shao-ping, SUN Wei-wei, et al. Experimental study on behaviors of beam-column connection for self-centering post-tensioned precast frame[J]. China Civil Engineering Journal, 2012, 45(12): 29-37.
- [4] 冯健, 吕志涛, 于长海. 预应力及钢筋混凝土企口接头受剪性能实验研究[J]. 东南大学学报: 自然科学版, 2000, 30(4): 27-32.
FENG Jian, LÜ Zhi-tao, YU Chang-hai. Experimental research of the shear behavior of PC and RC beams with flat or slanting scarf connections[J]. Journal of Southeast University: Natural Science Edition, 2000, 30(4): 27-32.
- [5] CIVJAN Scot A, SINGH Prabhjeet. Behavior of Shear Studs Subjected to Fully Reversed Cyclic Loading[J]. Journal of Structural Engineering, 2003, 129(11): 1466-1474.
- [6] 刘瑛, 付丽丽, 姜维山. 韩城电厂外包钢加固梁、柱的荷载-位移曲线对比试验分析[J]. 地震工程与工程振动, 2004(3): 110-115.
LIU Ying, FU Li-li, JIANG Wei-shan. Comparatively experimental analysis on curve of load-displacement of encased steel reinforced concrete beams and columns at power plant of Hengcheng[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2004(3): 110-115.

Experimental research on connection performance of concrete member using local square steel tubes

LI Qing-ning¹, XU Gai-ge¹, JIANG Wei-shan¹, ZHENG Xian-chao¹, XU Ming-tang²

(1. School of Civil Engineering, Xi'an Univ. of arch. & Tech., Xi'an 710055, China;

2. Henan Institute of Architectural Design Co. Ltd., Zhengzhou 450014, China)

Abstract: Six prefabricated connection specimen and one ordinary connection specimen were designed and constructed by using square steel tube. By one-way repeated load testing, the slip between the precast plate and the square steel tube in the junction was researched. The whole process of deforming - cracking - yielding - failure was observed and the damage character, slip curve, deflection curve and the displacement ductility were analyzed. Test results showed that the slips of the prefabricated specimen by using square steel tube with bolt tendons were small and the deflection developed slowly, and even the final deflection value was smaller than the ordinary specimen. At the same time, the flexural capacity of these specimens was nearly the same as the ordinary specimen and increasing the length and the thickness of the square steel tube could constrain the develop of the slip and the deflection in certain area. Meanwhile, the slip of the prefabricated specimen connected only by square steel tube was bigger and its barring capacity was lower than the ordinary specimen. It is suggested that it is better to use square steel tube with bolt tendons in practical engineering.

Key words: local square steel tube; bolt tendons; connection; slip