

装配式局部活性粉末混凝土梁柱节点恢复力模型

于建兵^{1,2†},徐志强¹,夏煜峰¹,管东芝²,郭正兴²

(1. 扬州大学 建筑科学与工程学院, 江苏 扬州 225127;
2. 东南大学 土木工程学院, 江苏 南京 211189)

摘要:为了验证所提出的装配式局部活性粉末混凝土框架梁柱节点的抗震性能,对4个足尺节点进行了低周反复荷载试验,在试验的基础之上,针对节点的连接特点,提出了强度和变形计算方法,构建了平顶的三折线骨架曲线理论模型。通过理论计算得到试验滞回曲线各阶段曲线刚度值,并拟合得到试件在低周往复荷载作用下各级加载、卸载刚度与加载位移角的关系,进而根据滞回规则建立恢复力模型。计算结果表明:通过理论计算所建立的三折线骨架曲线和滞回曲线与试验结果均吻合较好,能够较好地反映该类连接节点在各阶段的受力特点,为弹塑性分析和抗震设计提供理论依据。

关键词:装配式混凝土框架;活性粉末混凝土;梁柱节点;恢复力模型;弹塑性分析

中图分类号:TU318 **文献标志码:**A

Restoring Force Model of Precast Beam-column Connections with Locally Reactive Powder Concrete

YU Jianbing^{1,2†}, XU Zhiqiang¹, XIA Yufeng¹, GUAN Dongzhi², GUO Zhengxing²

(1. College of Civil Science and Engineering, Yangzhou University, Yangzhou 225127;
2. School of Civil Engineering, Southeast University, Nanjing 211189)

Abstract: Four full-scale joints were tested under low cyclic loading to verify the seismic performance of the proposed precast local reactive powder concrete frame beam-column joints. Based on the tests, a calculation method of strength and deformation was proposed according to the connection characteristics of the joints, and a theoretical model of a flat-topped trilinear skeleton curve was constructed. The curve stiffness values of each stage of the test hysteresis curve were obtained by theoretical calculation, and the relationship between the loading and unloading stiffness, as well as the loading drift ratio of the specimen under low cyclic loading, was obtained by fitting. The restoring force model was then established according to the hysteresis rule. The calculation results show that the trilinear skeleton curve and hysteresis curve established by theoretical calculation are in good agreement with the experimental results, which can better reflect the stress characteristics of this kind of connection joints in each stage and provide a theoretical basis for elastic-plastic analysis and seismic design.

* 收稿日期:2023-11-15

基金项目:国家重点研发项目(2016YFC701703), National Key Research and Development Program of China (2016YFC701703); 国家自然科学基金资助项目(52278154), National Natural Science Foundation of China(52278154); 扬州市科技计划项目(YZ2021168), Yangzhou Science and Technology Plan Project(YZ2021168)

作者简介:于建兵(1983—),男,江苏南京人,扬州大学讲师,博士

† 通信联系人,E-mail: jlyujianbing2008@163.com

Key words: precast concrete frame; reactive powder concrete; beam-column joints; restoring force model; elastic-plastic analysis

自“十二五”以来,建筑工业化进入快速发展阶段,装配式建筑由于具有节能环保、标准化作业以及生产效率较高等特点,其在我国得到了快速发展和广泛应用。目前,装配式建筑已经从建造单层、多层房屋及公路和铁路桥梁,扩展到高层建筑、地下建筑等新领域。装配式混凝土结构的快速发展,迫使装配式混凝土结构连接区域需要采用高性能混凝土来提高结构的整体抗震性能。

研究结构抗震的主要方法之一就是对结构进行拟静力试验以获得其滞回曲线。通过分析滞回曲线能够得到结构各阶段的受力特性。另外采用理论分析的方法来获得结构的恢复力模型。恢复力模型是描述结构在地震作用下,恢复力和由地震作用引起的位移之间的函数关系的数学模型,是进行结构弹塑性分析的基础,因此研究恢复力模型,对建筑结构震损研究具有重要意义。国内外学者针对钢筋混凝土结构建立了多种恢复力模型,早期国外学者提出了许多经典的恢复力模型,如Clough模型^[1]、Takeda模型^[2]等。我国学者在唐山地震之后对构件的恢复力模型进行了大量的研究,提出了双折线型^[3]、三折线型^[4]、四折线型^[5]和曲线型^[6],大多数恢复力模型都是通过试验拟合法建立的,比如郑书朔等人^[7]对矩形钢管混凝土柱-钢梁节点进行了拟静力试验并通过拟合得到了节点的恢复力模型;殷占忠等人^[8]通过拟合的方式得到了带可替换腹板连接型耗能框架的恢复力模型。还有很多学者进行了类似的研究,但这类恢复力模型无论是骨架曲线各阶段主要控制点还是刚度都是通过试验值拟合得到的。张月等人^[9]结合骨架曲线特点提出屈服和极限状态下的承载能力计算方法,得到三折线骨架曲线模型,并最终根据刚度退化规律和滞回规则得到耗能螺栓连接装配式钢管混凝土梁柱节点的恢复力模型;管东芝等人^[10]提出试件强度和变形计算静力方法,构建了三折线骨架曲线理论计算模型,并最终形成了恢复力模型。总体来看,对于恢复力模型的研究大多都是基于试验值拟合而得到的,相关的理论分析还相对欠缺,因此本文对4个装配式局部高性能混凝土框架

梁柱节点进行了低周反复荷载试验,基于试验结果,对节点开展理论研究,提出强度和变形计算方法,构建了节点三折线骨架曲线。分析得到节点的刚度退化规律,建立节点的恢复力模型,为结构弹塑性分析和地震设计提供参考。

1 节点构造及试验

1.1 节点构造形式

本文提出了一种装配式局部活性粉末混凝土梁柱节点,该节点在节点区采用活性粉末混凝土(Reactive Powder Concrete,简称RPC),可以有效提高节点区承载能力,同时可以降低节点区箍筋密集度;预制梁底部采用小直径、柔韧性良好的预应力钢棒(Steel Bar for Prestressed Concrete,简称PC钢棒),可以有效避免节点区受力筋相互碰撞,并且可以对PC钢棒施加预应力,以便应用于跨度较大的结构中。节点设计详图见图1,其中D表示PC钢棒。

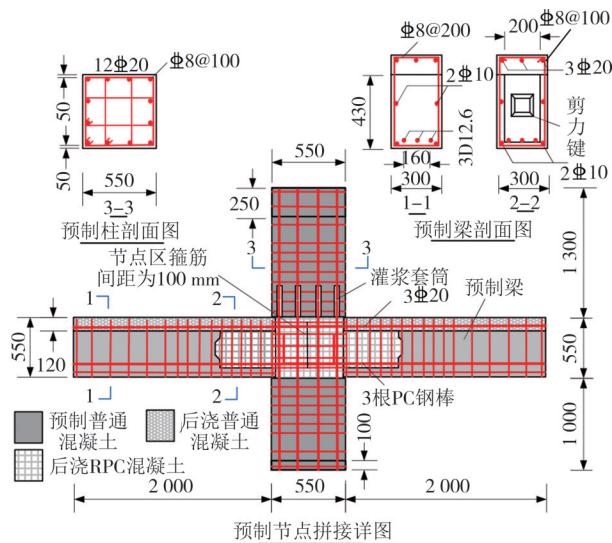


图1 试件配筋及尺寸(单位:mm)

Fig.1 Dimension and reinforcement details of specimens(unit:mm)

本文所设计的4个预制节点采用相同的截面尺寸、配筋和材料强度,预制节点的主要区别在于节点区及键槽是否浇筑RPC、核心区箍筋间距,节点编号

及主要区别见表1。试件梁截面尺寸为300 mm×550 mm,梁长2 000 mm;柱截面尺寸为550 mm×550 mm,柱高2 850 mm。预制柱采用12根直径为20 mm的HRB400级钢筋,5个节点梁上部钢筋都采用3根直径为20 mm的HRB400级钢筋,PC-RPC-150和PC-RPC-200的预制节点的梁底钢筋采用直径为20 mm的普通钢筋,PC-RC-100和PC-RPC-100预制节点的梁底部受力筋采用直径为12.6 mm的PC钢棒。试件参数如表1所示。

表1 试件参数

Tab. 1 Specimen parameters

试件编号	预制梁	键槽长	浇筑RPC	核心区箍筋
	底部钢筋	度/mm	长度/mm	间距/mm
PC-RC-100-2	PC钢棒	500	0	100
PC-RPC-100-2	PC钢棒	500	500	100
PC-RPC-150-1	普通钢筋	500	500	150
PC-RPC-200-1	普通钢筋	500	500	200

注:PC-RPC-xxx-x表示核心区及键槽内浇筑活性粉末混凝土;PC表示装配式节点;xxx表示核心区箍筋间距;x表示底部钢筋种类,1为普通钢筋,2为PC钢棒;PC-RC表示核心区及键槽内浇筑普通混凝土。

1.2 试验加载装置及方案

采用一种自平衡的加载装置对节点施加低周反复荷载。柱底端采用平面球铰,使得柱底满足反弯点的边界条件,梁端采用竖向连杆支座约束。通过液压千斤顶对柱顶施加2 400 kN轴力,控制轴压比为0.415。柱顶采用MTS施加低周往复荷载。加载装置及位移计布置如图2所示。

本次试验采用美国混凝土协会(ACI)推荐的以位移角(定义加载位移角为制动器加载位移与柱底反弯点距离之比)作为控制量的位移加载制度。首先

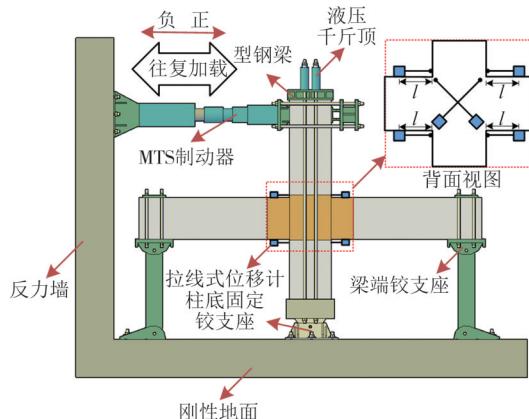


图2 拟静力加载装置及测点布置

Fig.2 Diagram of quasi-static loading test device and layout of measuring points

以0.07%(2 mm)位移角循环两次对结构进行预加载处理,然后分别以加载位移角为0.2%、0.25%、0.35%、0.5%、0.75%、1%、1.5%、2%、2.75%、3.5%、4.25%(对应的加载位移幅值依次为5.7 mm、7.1 mm、9.9 mm、14.2 mm、21.8 mm、28.5 mm、42.8 mm、57.0 mm、78.4 mm、99.8 mm、121.1 mm)进行分级加载,每级循环3次,直至试件水平荷载下降至峰值荷载的85%或试件出现严重破坏不宜继续加载时,认为试件破坏,停止加载。位移控制的加载制度如图3所示。试验确定荷载及位移在MTS外推时为正,内拉时为负。

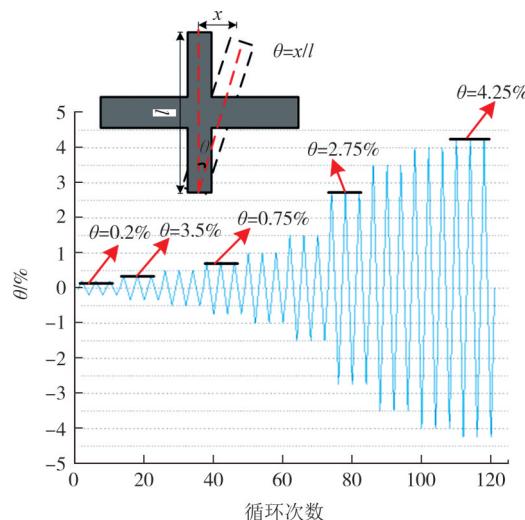


图3 加载制度

Fig.3 Cyclic loading history

1.3 试验最终破坏形态

通过分析4个装配式局部活性粉末混凝土梁柱节点在低周反复荷载作用下的破坏形态可以发现,节点表现出较好的抗震性能。对比PC-RC-100-2和PC-RPC-100-2,可以发现PC-RPC-100-2的破坏程度更小,并且核心区部位表面没有损伤,梁端塑性铰有外移的趋势,但并不明显。对比PC-RPC-150-1和PC-RPC-200-1的破坏形态可以发现,装配式局部活性粉末混凝土梁柱节点在增大核心区箍筋间距后,仍能够表现出较好的破坏形态,节点区浇筑RPC可以降低节点区箍筋密集问题。各节点破坏形态如图4所示。

2 骨架曲线

根据试验结果曲线的特点,采用应用较广的平顶三折线模型(图5)。该模型的关键点主要包括屈服

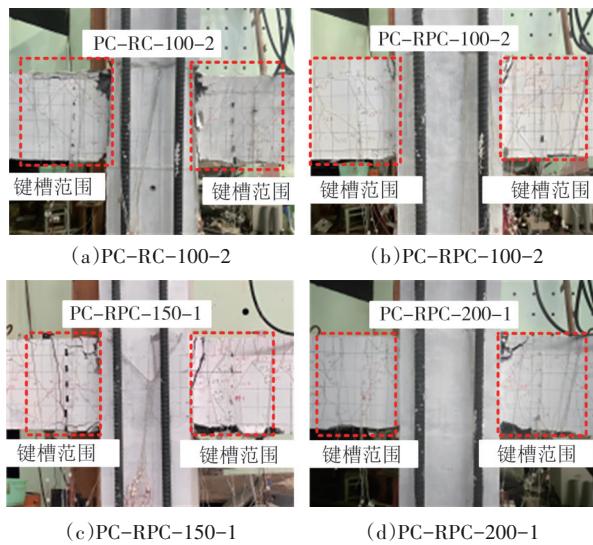


图 4 试件破坏特征
Fig.4 Failure characteristics

点和峰值点, 分别对应屈服强度 P_y 、峰值强度 P_{\max} 、屈服变形 Δ_y 和峰值变形 Δ_u .

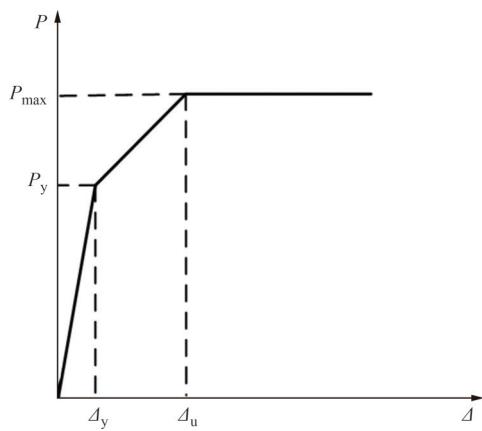


图 5 平顶三折线模型
Fig.5 Flat-top trifold line model

装配式局部活性粉末混凝土梁柱节点的设计采用等同现浇的原则, 并且在试验中未发现明显的预制混凝土与后浇混凝土之间的界面滑移现象, 最终破坏形态均为梁端弯曲破坏, 故平截面假定适用于该节点体系, 采用“强柱弱梁”原则设计的装配式局部活性粉末混凝土梁柱节点的强度受梁截面控制。首先根据图 6 杆件简化模型可知, 需计算出梁两端弯矩从而得到节点的弯矩值(梁两端的弯矩分别为上侧受压和下侧受压), 紧接着通过梁截面等效计算的方式分别求出屈服强度和极限强度, 最后进行变形计算确定屈服位移, 从而得到骨架曲线。

2.1 RPC 混凝土应力-应变曲线系数

根据文献[11]给出的应力-应变关系, 选择与实

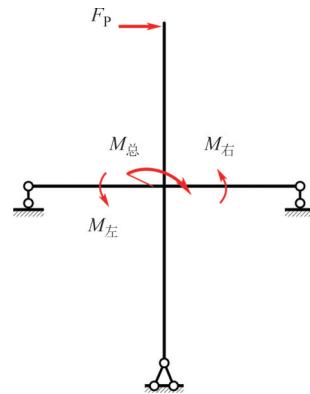


图 6 杆件简化模型
Fig.6 Member simplified model

际的应力-应变关系相近的应力-应变曲线作为对象, 将采用的受压应力-应变关系进行无量纲化, 转化为式(1):

$$y = \begin{cases} 1.55x - 1.20x^4 + 0.65x^5, & 0 \leq x \leq 1; \\ \frac{x}{6(x-1)^2 + x}, & x > 1 \end{cases} \quad (1)$$

与式(1)对应的受拉应力-应变关系式为式(2):

$$y = \begin{cases} 1.17x + 0.65x^2 - 0.83x^3, & 0 \leq x \leq 1; \\ \frac{x}{5.5(x-1)^{2.2} + x}, & x > 1 \end{cases} \quad (2)$$

根据应力等效原则的等式关系可得到等效矩形应力图系数 α_1, β_1 与应力-应变曲线系数 k_1, k_2 的关系, 见式(3):

$$\begin{cases} \beta_1 = 2(1 - k_2); \\ \alpha_1 = \frac{k_1}{\beta_1} = \frac{k_1}{2(1 - k_1)} \end{cases} \quad (3)$$

式(3)中的 k_1, k_2 按照应力-应变关系的转换和式(4)、式(5)计算。当应力-应变关系以分段形式表示时, 令 $y = \begin{cases} f_1(x), & 0 \leq x \leq 1; \\ f_2(x), & x > 1 \end{cases}$

当 $0 \leq x \leq 1$ 时:

$$k_1 = \frac{\int_0^x f_1(x) dx}{x f_1(x)} = \frac{F_1(x)}{x f_1(x)}; \\ k_2 = \frac{\int_0^x f_1(x) x dx}{\int_0^x f_1(x) dx} = \frac{F_1^x(x)}{x F_1(x)} \quad (4)$$

当 $x > 1$ 时:

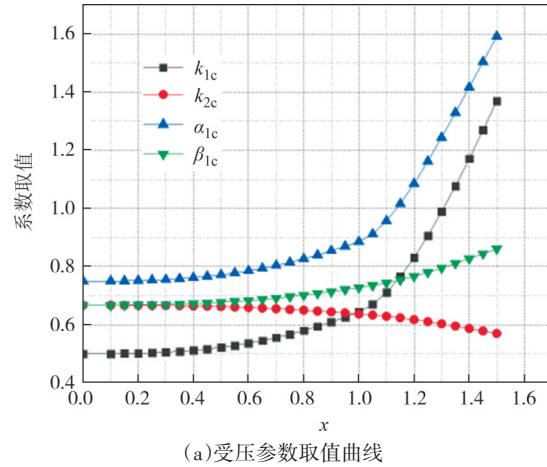
$$k_1 = \frac{\int_0^1 f_1(x) dx + \int_1^x f_2(x) dx}{x f_2(x)} = \frac{F_1(x)|_0^1 + F_2(x)|_1^x}{x f_2(x)};$$

$$k_2 = \frac{\int_0^1 f_1(x)xdx + \int_1^x f_2(x)xdx}{x \left[\int_0^1 f_1(x)dx + \int_1^x f_2(x)dx \right]} = \frac{F_1^x(x) \Big|_0^1 + F_2^x(x) \Big|_1^x}{x \left[F_1(x) \Big|_0^1 + F_2(x) \Big|_1^x \right]} \quad (5)$$

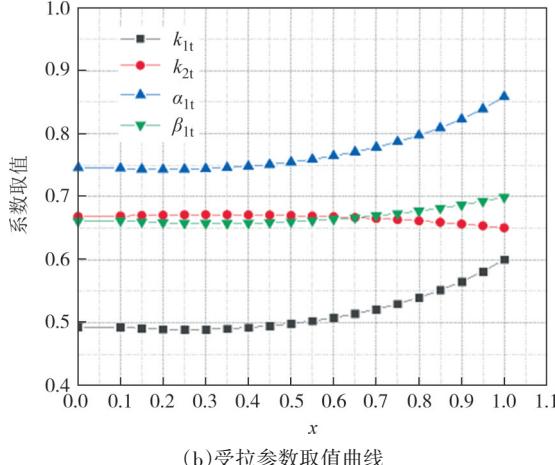
在式(4)和式(5)中,为了简化表达,采用 $F_1(x)$ 、 $F_1^x(x)$ 、 $F_2(x)$ 、 $F_2^x(x)$ 来分别表示函数 $f_1(x)$ 、 $f_1(x)x$ 、 $f_2(x)$ 、 $f_2(x)x$ 的原函数,可以发现,最终计算归结为求4个函数的原函数.

根据应力-应变关系式(1)和式(2),通过式(3)~式(5)计算后可以得到 k_1 、 k_2 、 α_1 、 β_1 随 x 的计算模型,并按照文献建议的RPC受压边缘极限压应变和峰值应变关系式 $\varepsilon_{cu} = 1.5\varepsilon_0$,考虑 x 的取值范围为 $0 \leq x \leq 1.5$,在这一取值范围内按0.05作为间隔对 x 作线性插值,得到结果绘制成曲线,如图7所示.

观察图7(a)各曲线,发现曲线 k_{1c} 、 α_{1c} 、 β_{1c} 的初始值分别在0.5、0.75和0.67左右,并且均随着 x 的增大而增大.曲线 k_{2c} 的初始值在0.67左右,随着 x 的增大



(a)受压参数取值曲线



(b)受拉参数取值曲线

图7 各系数取值曲线

Fig.7 The curves of each coefficient value

而减小.随着混凝土边缘纤维受压应变的增大,截面中和轴逐渐上移,曲线 β_{1c} 的变化趋势符合中和轴的变化,同时可以发现曲线 α_{1c} 、 β_{1c} 在 $0 \leq x \leq 1$ 时增加较为缓慢,而在 $x > 1$ 后斜率的变化出现明显的增大,这主要是由于当 $x = 1$ 时,混凝土受压边缘纤维压应变达到峰值,其后随应变的继续增加,应力开始下降,且下降速度快于前期的上升速度,这个趋势符合材料应力-应变曲线下降段的情况.

图7(b)为受拉应力-应变曲线得到的各系数取值.各曲线的起始点特征值与图7(a)各曲线的起始点特征值相同,这是由于受拉和受压的应力-应变曲线开始阶段均基本呈现线性关系.受拉参数主要应用于截面在未开裂前的等效计算中,因为在开裂后,拉应力已经失效,平截面假定不再适用.

由于在装配式局部活性粉末混凝土梁柱节点试验过程中,RPC混凝土并没有出现明显的破坏,并且在梁截面中RPC混凝土外侧均有普通混凝土包围,对其产生了一定约束作用,因此选择的受压参数取值为 $x = 1.1$ 时的RPC混凝土边缘最大压应变达到其材料峰值应变时等效矩形应力图系数取值: $\alpha_{1c} = 0.957$, $\beta_{1c} = 0.743$.受拉参数取值为 $x = 1$ 时的RPC混凝土边缘最大拉应变达到其材料峰值应变时等效矩形应力图系数取值: $\alpha_{1t} = 0.859$, $\beta_{1t} = 0.699$.

2.2 屈服强度计算

计算节点屈服强度时,以梁截面最外层受拉钢筋作为试件屈服的标志,根据平截面假定计算混凝土和钢筋的应变分布,其中普通混凝土和RPC混凝土应变均按照三角形分布简化.梁截面计算简化模型如图8所示.

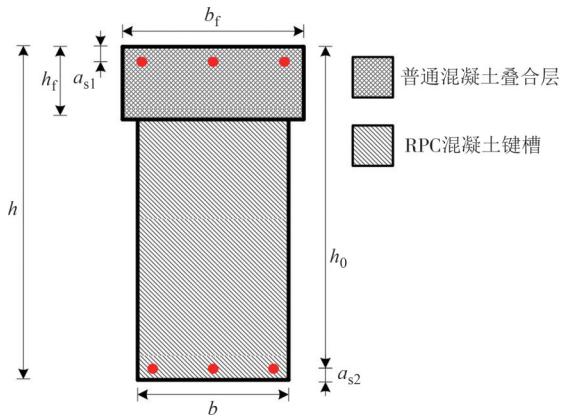


图8 梁截面计算简化模型

Fig.8 Simplified model for beam section calculation

根据受力情况和力的平衡条件对截面的中和轴位置做出判断,在按照流程图计算过程中会因受压区高度假设不同而出现不同的情况,具体流程如图9所示。根据计算结果可以发现在计算屈服强度时,当梁上侧受压时,以梁底和梁顶钢筋屈服作为试件屈

服的标志,并且中和轴的位置位于叠合层内;当梁下侧受压时,以梁底和梁顶钢筋屈服作为试件屈服的标志,并且中和轴的位置位于键槽内。根据平截面假定来计算混凝土和钢筋的应变分布,屈服强度计算示意图如图10所示。

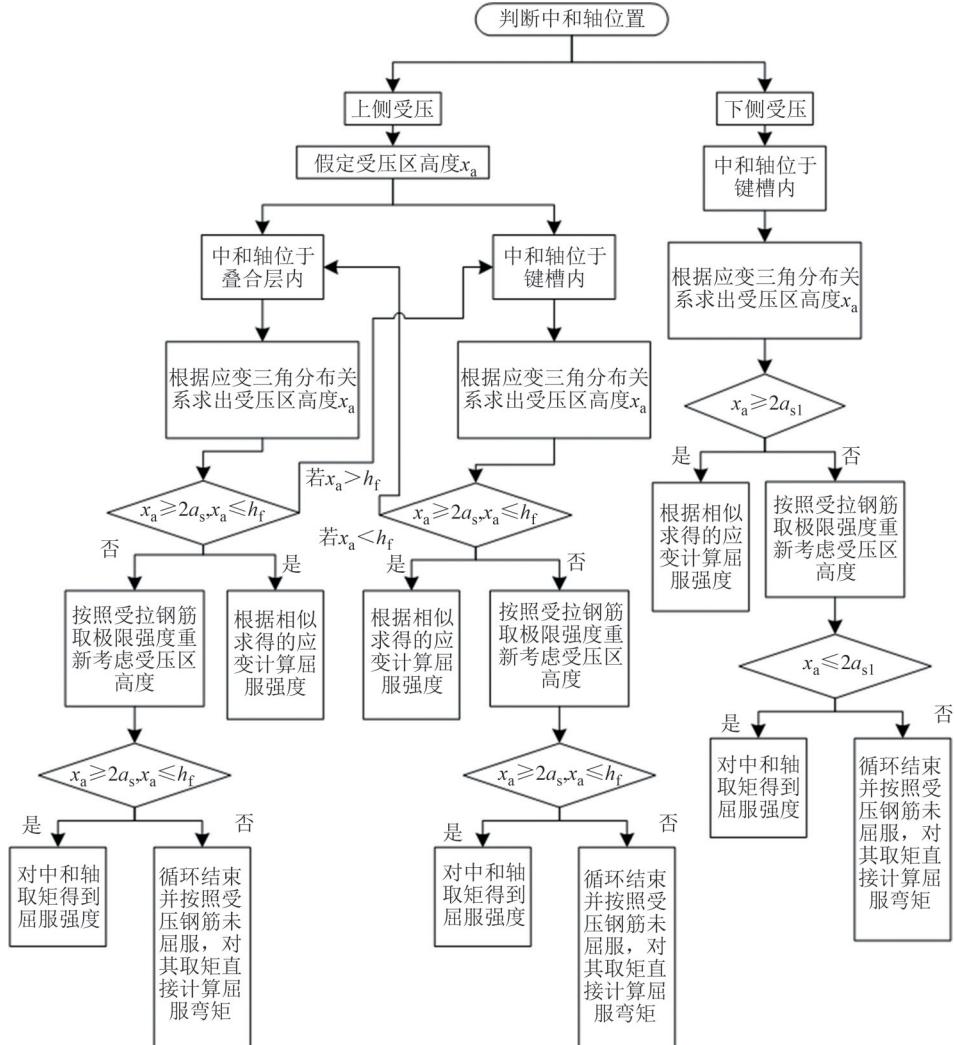


图9 屈服强度计算受压区高度流程图

Fig.9 Flow chart of the height of the compression zone for calculating the yield strength

根据图10(a)和图10(b)可以分别列出上侧和下侧受压计算受压高度 x_a 的相似关系式(6)~式(8)、式(10)~式(12)和屈服强度式(9)、式(13)。

当上侧混凝土受压时的计算公式为:

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_y} = \frac{x_a}{h_0 - x_a} \quad (6)$$

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_y} = \frac{x_a - a_{s1}}{h_0 - x_a} \quad (7)$$

$$E'_s \varepsilon_y A'_s = \frac{1}{2} E_c \varepsilon_c b_f x_a + E_s \varepsilon_s A_s \quad (8)$$

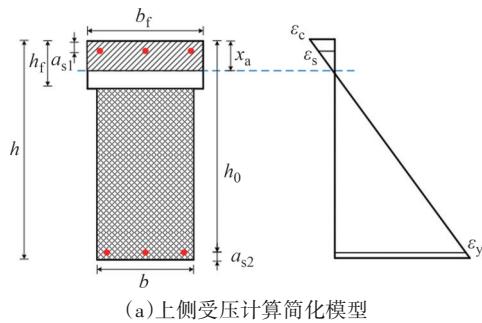
$$M_y = \frac{1}{2} E_c \varepsilon_c b_f x_a (h_0 - \frac{1}{3} x_a) + E_s \varepsilon_s A_s (h_0 - a_{s1}) \quad (9)$$

当下侧混凝土受压时的计算公式为:

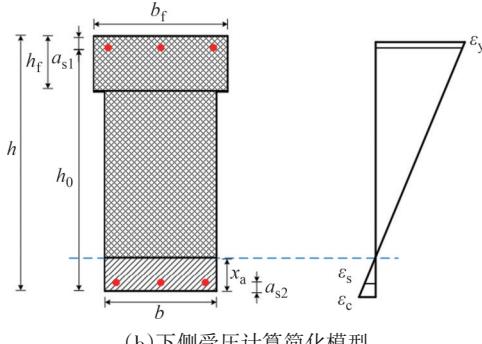
$$\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_y} = \frac{x_a}{h_0 - x_a} \quad (10)$$

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_y} = \frac{x_a - a_{s2}}{h_0 - x_a} \quad (11)$$

$$E_s \varepsilon_y A_s = \frac{1}{2} E_{RPC} \varepsilon_r b x_a + E'_s \varepsilon_s A'_s \quad (12)$$



(a)上侧受压计算简化模型



(b)下侧受压计算简化模型

图 10 屈服强度计算示意图

Fig.10 Schematic diagram of yield strength calculation

$$M_y = \frac{1}{2} E_{RPC} \varepsilon_r b x_a (h_0 - \frac{1}{3} x_a) + E'_s \varepsilon_s A'_s (h_0 - a_{s2}) \quad (13)$$

式中: ε_y 表示最外层受拉钢筋应变(当混凝土梁为上侧受压时受拉钢筋为PC钢棒,当混凝土梁为下侧受压时受拉钢筋为叠合层内的受力钢筋); ε_s 表示受压钢筋应变; ε_c 、 ε_t 分别表示受压普通混凝土和RPC混凝土应变; x_a 表示混凝土受压区高度; a_{s1} 表示上侧钢筋保护层厚度; a_{s2} 表示下侧钢筋保护层厚度; h_0 、 h_f 分别表示混凝土有效高度和混凝土叠合层高度; E_s 、 E'_s 、 E_{RPC} 分别表示上侧钢筋、受压普通混凝土、下侧钢筋、受压RPC混凝土的弹性模量; A_s 、 A'_s 分别表示上侧钢筋和下侧钢筋的钢筋截面积; b 、 b_f 分别表示键槽宽度和叠合层宽度。

将实测的钢筋和混凝土强度带入式中,根据式(9)和式(13)求得装配式局部活性粉末混凝土梁柱节点的屈服强度为: $M_{上}=277.410\text{ kN}\cdot\text{m}$; $M_{下}=325.013\text{ kN}\cdot\text{m}$.

2.3 峰值强度

峰值强度计算依据《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)^[12]等效矩形应力分布计算方法,普通混凝土等效矩形的参数按照规范取值,RPC混凝土的参数按照2.1节中的计算结果进行取值。峰值强度的计算简化模型与屈服强度相同,如图8所示,同时

峰值强度中的受压区高度根据混凝土规范确定。经过试算后可以确定钢筋的受力状态和受压区高度:当混凝土梁上侧受压时,下部钢筋达到极限强度而上部钢筋并未屈服,并且中和轴位置位于叠合层内;当混凝土梁下侧受压时,上部钢筋和下部钢筋均达到屈服,并且中和轴位置位于键槽内部。在确定受压高度后根据图11所示的峰值强度计算示意图,列出式(14)和式(15)。

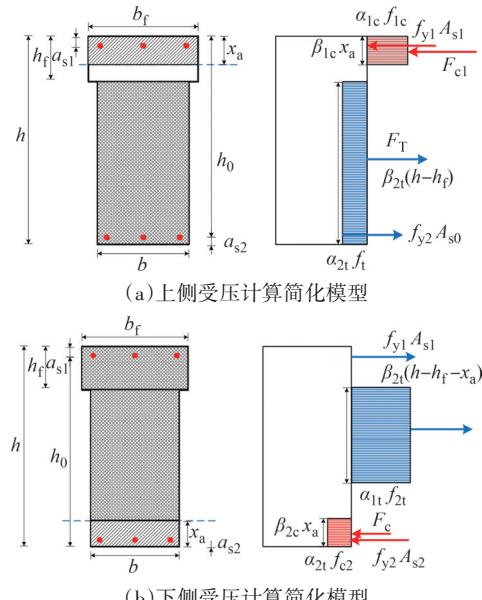


图 11 峰值强度计算示意图

Fig.11 Schematic diagram of peak intensity calculation

当上侧混凝土受压时(对上部受压钢筋取矩):

$$M_u = -f_u A'_s (h_0 - a_{s1}) + \alpha_{2t} f_{2t} b \beta_{2t} (h - h_f) \times \left[h - a_{s1} - \frac{\beta_{2t} (h - h_f)}{2} \right] \quad (14)$$

当下侧混凝土受压时(对下部受压钢筋取矩):

$$M_u = -\alpha_{2c} f_{2c} b \beta_{2c} x_a (\frac{\beta_{2c} x_a}{2} - a_{s2}) + f_{y1} A_s (h_0 - a_{s2}) + \alpha_{2t} f_{2t} b \beta_{2t} (h - x_a - h_f) \times \left[h - a_{s2} - h_f - \frac{\beta_{2t} (h - x_a - h_f)}{2} \right] \quad (15)$$

式中: f_u 表示钢筋的极限强度(1、2分别表示上部钢筋和下部钢筋); α_c 、 β_c 和 α_t 、 β_t 分别表示受压和受拉混凝土等效矩形参数(1、2分别表示普通混凝土和RPC混凝土);其余参数与2.2节中的参数表示相同。

将实测的钢筋和混凝土强度以及等效矩形参数带入式中,根据式(14)和式(15)求得装配式局部活性粉末混凝土梁柱节点的屈服强度为: $M_{上}=393.79\text{ kN}\cdot\text{m}$; $M_{下}=274.42\text{ kN}\cdot\text{m}$ 。

2.4 变形计算

试件均采用了“强柱弱梁”设计原则,试验完成后,节点核心区损伤非常微小,故本文认为采用“强柱弱梁”原则设计的装配式局部活性粉末混凝土梁柱节点可以忽略节点核心区变形。根据 Elliott 等^[13]的研究成果,预制混凝土梁节点连接的变形主要由三部分组成,分别为梁柱交接面张开变形、柱受弯变形和梁受弯变形。装配式局部活性粉末混凝土梁柱节点梁端总位移 Δ_t 为三部分变形之和[见式(16)],节点总体变形位移角 ϕ_t 通过梁端总位移与梁长之比计算[见式(17)]。

$$\Delta_t = \Delta_a + \Delta_b + \Delta_c \quad (16)$$

$$\phi_t = \frac{\Delta_t}{l} \quad (17)$$

式中: Δ_a 表示梁柱交接面张开导致的梁端位移; Δ_b 表示柱受弯变形导致的梁端位移; Δ_c 表示梁受弯变形导致的梁端位移; l 表示梁的长度。

参照 Elliott 等^[13]提出的计算模型,梁柱交接面张开变形和柱受弯变形导致的梁端位移按照式(18)和式(19)进行计算。梁受弯变形可简化为计算梁的挠度,按式(20)计算。

$$\Delta_a = \frac{f_s l_e}{E_s h_0} l \quad (18)$$

$$\Delta_b = \frac{M_c h_e}{E_c I_c} l \quad (19)$$

$$\Delta_c = k \frac{M l^2}{E_b I_e} \quad (20)$$

式中: f_s 表示最外层受拉钢筋强度; l_e 表示受拉钢筋节点区锚固长度; M_c 表示柱受到的弯矩作用; h_e 表示柱截面高度; E_s 、 E_b 分别表示柱和梁的混凝土弹性模量; I_c 表示柱等效截面惯性矩; I_e 表示在对应状态下的梁等效截面惯性矩;在文献中说明 k 是与荷载类型及构件约束情况有关的系数,在这里取值为 $k = 1$ 。

在计算梁的等效截面惯性矩时,首先将 RPC 混凝土、普通混凝土和钢筋进行截面换算,如图 12 所示,通过弹性模量比进行折算[见式(21)],得到等效的匀质弹性截面。

$$n_1 = \frac{E_{RPC}}{E_c}, n_2 = \frac{E_s}{E_c}, n_3 = \frac{E'_s}{E_c}, n_4 = \frac{E'_s}{E_{RPC}} \quad (21)$$

紧接着结合材料力学中静矩的相关知识,将等

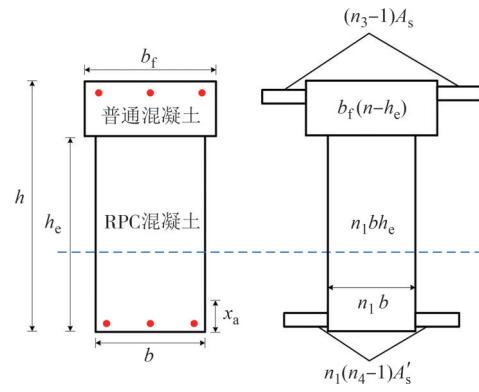


图 12 等效截面

Fig.12 Equivalent cross-section

效截面看作组合图形,由组合图形的静矩推导出等效截面的中和轴距梁底的距离 y_0 为:

$$y_0 = \frac{\sum S_i y_i}{\sum y_i} = \frac{n_1 b h_e^2 + 2n_1(n_4 - 1)A'_s a_{s2} + b_f(h^2 - h_e^2) + 2(n_3 - 1)A_s(h - a_{s1})}{2n_1 b h_e + 2n_1(n_4 - 1)A'_s + b_f(h - h_e) + 2(n_3 - 1)A_s} \quad (22)$$

根据键槽的高度,可以将求出的 y_0 分为位于键槽内和位于叠合层内两种情况,分类进行分析计算,最后得出各自对应的截面惯性矩 I_e 的计算公式如下。

当 $y_0 \leq h_e$ 时

$$I_e = \int_A y^2 dA = \int_{-y_0}^{h_e - y_0} n_1 b y^2 dy + n_1(n_4 - 1)A'_s(y_0 - a_{s2})^2 + (n_3 - 1)A_s(h - y_0 - a_{s1})^2 \quad (23)$$

当 $y_0 > h_e$ 时

$$I_e = \int_A y^2 dA = \int_{-y_0}^{-h_e + y_0} n_1 b y^2 dy + n_1(n_4 - 1)A'_s(y_0 - a_{s2})^2 + (n_3 - 1)A_s(h - y_0 - a_{s1})^2 \quad (24)$$

对比式(23)和式(24)可以发现,化简后的表达式相同,因此无论中和轴位置如何,最终得出的计算截面惯性矩的公式相同,说明该计算方法具有一般性。进一步通过不同的强度值计算对应的梁受弯变形。

2.5 计算结果

2.2 节中计算屈服强度时,以梁截面最外层受拉钢筋屈服应变作为基本参数来计算梁截面屈服弯矩,而在实际工程中,钢筋混凝土构件界面上的不同位置存在着钢筋和混凝土,最外层受拉钢筋屈服临界点并不能代表整个构件进入屈服阶段,因此 2.2 节

中的计算会使得屈服强度偏小。根据4个节点的试验结果与计算结果进行回归分析,综合考虑在计算中仅采用普通混凝土规范的计算方法和未考虑约束混凝土等方面的影响,得到将理论计算值乘1.3的系数能够较好地吻合该类型节点的试验结果。同样在2.3节中峰值强度的计算,根据节点的试验结果与计算结果的回归分析,将峰值荷载计算公式乘1.3的系数,作为装配式局部活性粉末混凝土梁柱节点的峰值强度。分别计算梁正反向屈服和峰值强度值,根据

简化杆件模型可知最终节点的强度值即为两个梁端强度值之和,为了简化模型,骨架曲线采用正反对称。进一步根据2.4节变形计算得到屈服位移和峰值位移。

根据各节点的参数带入上述计算模型中进行计算,并与试验结果进行对比,计算结果见表2,对比结果见图13。由图可知,理论计算结果与试验结果吻合良好,可基本反映装配式局部活性粉末混凝土梁柱节点受力和变形的各阶段特征和数值大小。

表2 试验值和模型计算值对比

Tab. 2 Comparison of experimental and calculated values

试件	屈服强度/(kN·m)		屈服强度 误差/%	峰值强度/(kN·m)		峰值强度 误差/%
	试验值	计算值		试验值	计算值	
PC-RC-100-2	732.17	710.46	2.96	802.56	794.37	1.02
PC-RPC-100-2	765.23	756.81	1.10	865.55	850.24	1.77
PC-RPC-150-1	688.56	697.88	1.35	759.81	756.27	0.47
PC-RPC-200-1	693.41	697.88	0.64	785.18	756.27	3.68

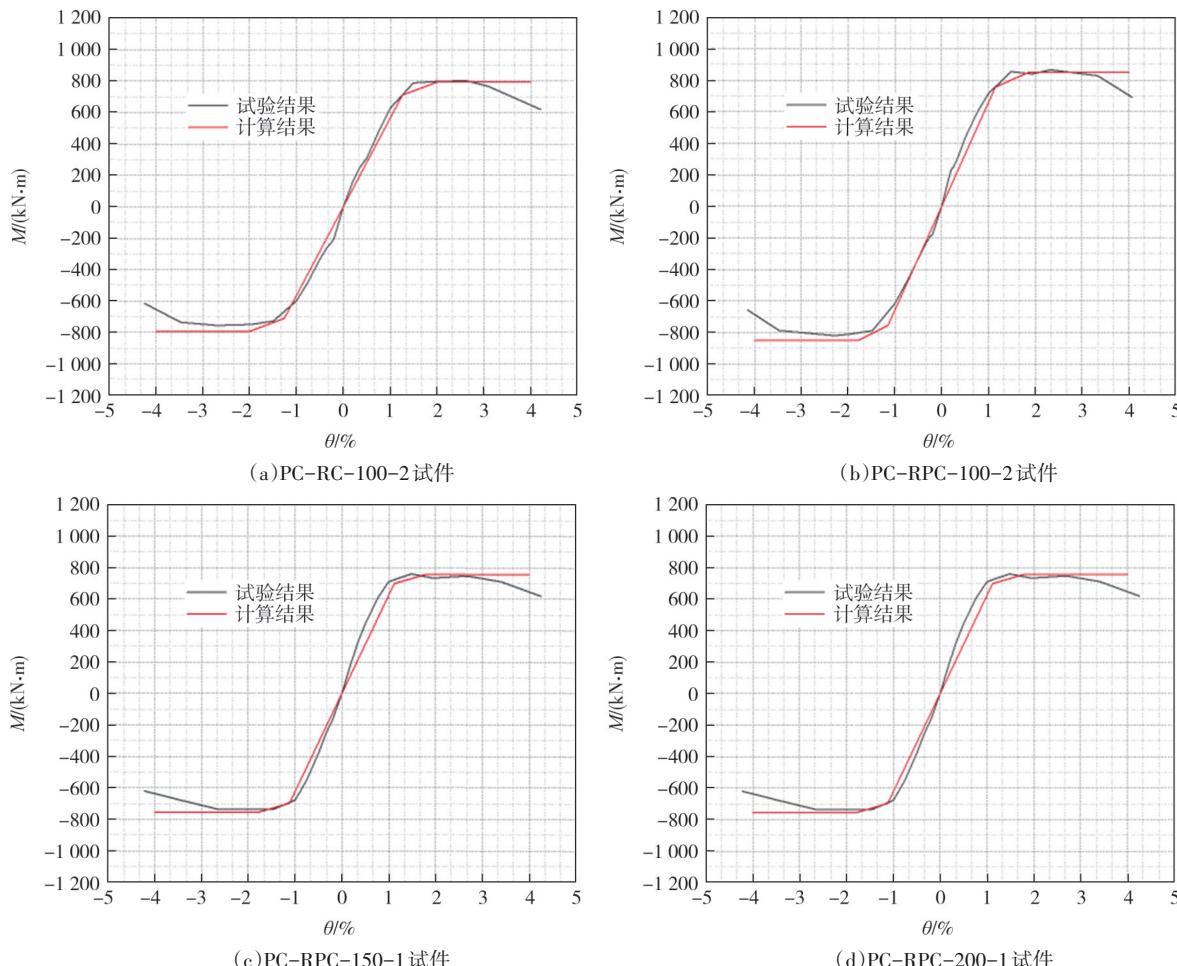


图13 骨架曲线计算结果与试验结果对比图

Fig.13 Comparisons between calculated and experimental skeleton curves

3 滞回规则

确定恢复力模型的骨架曲线后,需要根据试验数据确定合适的滞回规则,从而建立理想的恢复力模型.

3.1 滞回曲线

考虑装配式局部活性粉末混凝土梁柱连接的特点,滞回路径通过试验所获得的加、卸载刚度来进行确定.恢复力模型滞回规则见图 14.

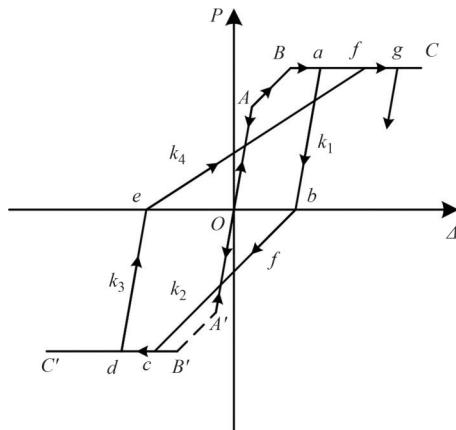


图 14 恢复力模型滞回规则

Fig.14 Hysteretic rule of restoring force model

由图 14 可知, OA 和 OA' 为正反向弹性阶段. 当加载位移角未超过屈服位移角时, 试件处于弹性阶段, 加载和卸载刚度采用与试验所得骨架曲线弹性阶段的刚度. 当加载位移角超过屈服位移角后, 节点的正反向荷载-变形曲线为图中 $OABC$ 和 $OA'B'C'$ 段. 当试件节点进入屈服阶段后, 沿 ab 以正向卸载刚度 k_1 进行正向卸载; 当正向卸载完成后, 沿 bc

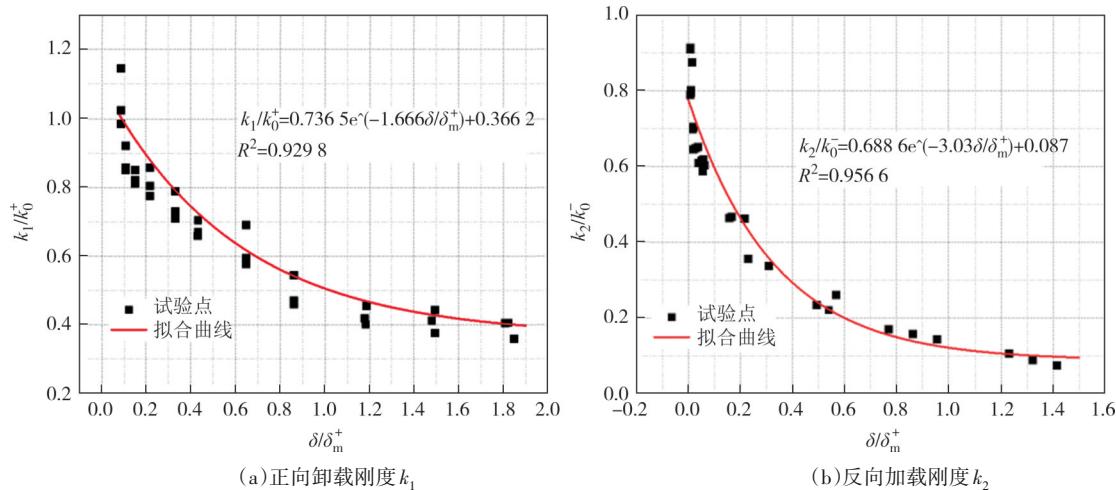
以反向加载刚度 k_2 进行反向加载; 当加载曲线与骨架曲线相交后, 再以卸载刚度 k_3 沿 de 进行反向卸载; 当反向卸载完成后, 以正向加载刚度沿 ef 进行再加载. 再加载过后需要判断加载曲线与骨架曲线的交点对应的位移是否达到计算的极限位移值, 若达到即停止计算, 反之则需要按照上述步骤循环进行.

3.2 刚度拟合

由图 14 可知, 正向卸载刚度 k_1 、反向加载刚度 k_2 、反向卸载刚度 k_3 和正向加载刚度 k_4 为滞回曲线中的关键参数, 对节点低周往复荷载的试验结果进行拟合, 确定加、卸载与位移转角的关系.

预制试件在进入弹性阶段后, 每一级加载和卸载都会存在刚度退化现象, 如图 14 中正向峰值点到正向卸载点部分 ($a \rightarrow b$) 为正向卸载刚度 k_1 , 正向卸载点到反向峰值点部分 ($b \rightarrow c$) 为反向加载刚度 k_2 , 反向峰值点到反向卸载点部分 ($d \rightarrow e$) 为反向卸载刚度 k_3 , 反向卸载点至下一级加载峰值点 ($e \rightarrow f$) 为正向加载刚度 k_4 . 通过线性拟合得出拟合直线的斜率, k_1 、 k_2 、 k_3 和 k_4 分别根据试验所得滞回曲线对应段进行回归而得到. k_0^+ 和 k_0^- 分别为正向初始刚度和反向初始刚度.

对 4 个装配式节点的试验数据进行刚度比(各阶段刚度与初始刚度之比)与变形比(加载变形与屈服变形值之比)的拟合, 各阶段刚度退化曲线如图 15 所示. 拟合曲线与试验结果相关系数 R^2 分别为 0.9298、0.9566、0.8973、0.9856, 拟合效果较好.



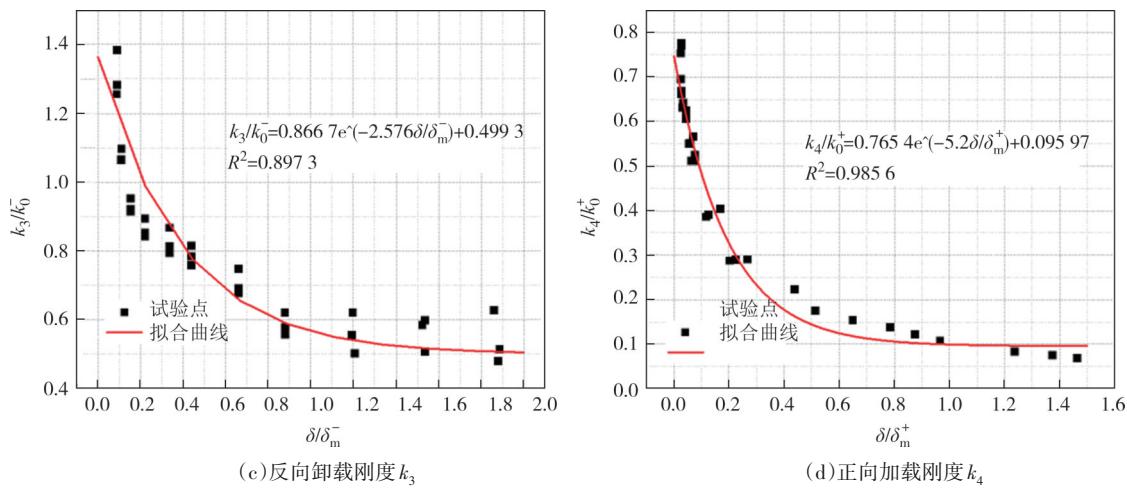


图 15 滞回环刚度退化回归曲线

Fig.15 Regression curves of stiffness degradation

4 恢复力模型

以第2节的理论分析和静力计算模型计算结果作为节点试件的理论骨架曲线,采用第3节中的滞

回规则和各阶段刚度计算公式,建立装配式局部活性粉末混凝土梁柱连接节点恢复力模型。根据滞回规则采用 MATLAB 编程进行恢复力模型的求解,求得4个节点试件恢复力模型计算的滞回曲线与试验滞回曲线对比,如图16所示。

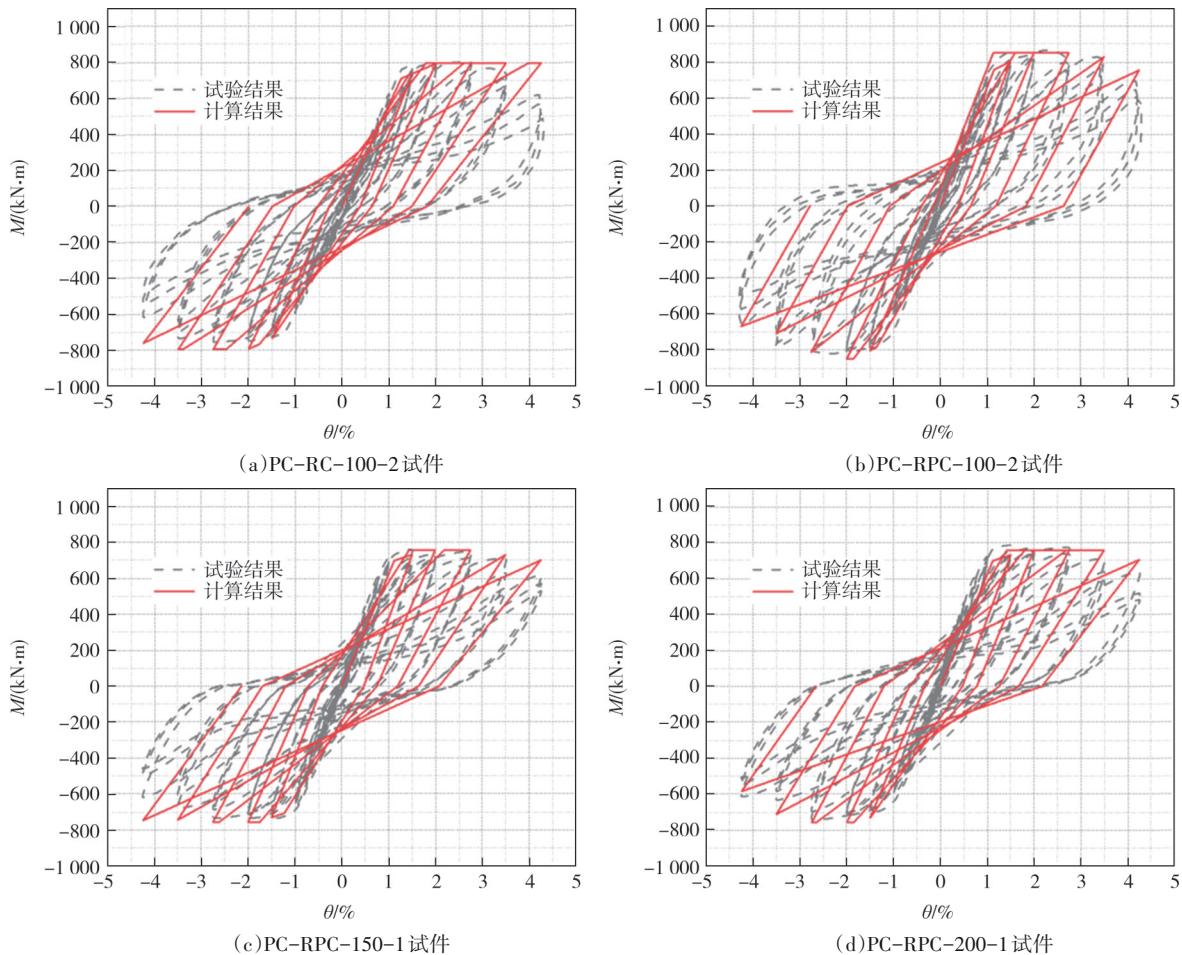


图 16 滞回曲线计算结果与试验结果对比

Fig.16 Comparison between calculated and experimental hysteretic loops

由图 16 可知,建立的恢复力模型与试验结果具有良好的吻合度,本文所建立的恢复力模型能够较好地反映装配式局部活性粉末混凝土梁柱节点在低周往复荷载作用下的受力特性,可将此恢复力计算模型应用于装配式梁柱连接构件或结构的弹塑性分析.

5 结论

1) 从 RPC 特性和 PC 钢棒小直径的特点出发,提出装配式局部活性粉末混凝土梁柱连接节点,不仅能够提高施工效率,而且提高了结构抗震性能,具有较好的应用前景.

2) 基于平截面假定的计算方法计算出节点各阶段强度值,然后计算出各阶段强度对应的位移值,即可以确定节点三折线理论骨架曲线,并且与试验结果具有较好的吻合度,基本能够反映该类连接节点的受力和变形特征和数值大小.

3) 对试验所得到的滞回曲线分段进行回归分析,可以得到各阶段刚度与位移角关系表达式,拟合曲线与试验结果的相关系数分别为 0.929 8、0.956 6、0.897 3 和 0.985 6,拟合效果较好.

4) 根据理论计算的骨架曲线、试验结果拟合得到的刚度值和滞回规则建立恢复力模型,与试验结果吻合良好,该恢复力模型可用于该类节点的弹塑性分析及抗震设计.

参考文献

- [1] CLOTH R W, JOHNSTON S B. Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements [C]//Proceedings of the 2nd Japan Earthquake Engineering Symposium.Tokyo, 1966:227-232.
- [2] TAKEDA T, SOZEN M A, NIELSON N N. Reinforced concrete response to simulated earthquake [J]. Journal of Structural Division, ASCE, 1970(ST12):2557-2572.
- [3] RODRIGUES H, ROMÃO X, ANDRADE-CAMPOS A, et al. Simplified hysteretic model for the representation of the biaxial bending response of RC columns [J]. Engineering Structures, 2012, 44:146-158.
- [4] 殷小微,吕西林,卢文胜. 配置十字型钢的型钢混凝土柱恢复力模型[J]. 工程力学,2014,31(1):97-103.
YIN X W, LÜ X L, LU W S. Resilience model of src columns with cross-shaped encase steel [J]. Engineering Mechanics, 2014, 31(1): 97-103. (in Chinese)
- [5] 隋葵,薛建阳,董金爽,等.附设粘滞阻尼器的混凝土仿古建筑梁-柱节点恢复力模型试验研究[J].工程力学,2019,36(增刊1): 44-53.
SUI Y, XUE J Y, DONG J S, et al. The experimental research on the restoring force model of lintel-column joints of concrete archaizing buildings with viscous dampers [J]. Engineering Mechanics, 2019, 36 (Sup. 1) : 44-53. (in Chinese)
- [6] SIVASELVAN M V, REINHORN A M. Hysteretic models for deteriorating inelastic structures [J]. Journal of Engineering Mechanics, 2000, 126(6): 633-640.
- [7] 郑书朔,王燕,王修军,等. 矩形钢管柱与 H 型钢梁单边螺栓连接节点的抗震性能与恢复力模型研究[J]. 建筑结构学报, 2020, 41(5): 168-179.
JIA S S, WANG Y, WANG X J, et al. Seismic behavior and restoring force model of connections between rectangular tubular columns and H-shaped beams using single direction bolts [J]. Journal of Building Structures, 2020, 41 (5) : 168-179. (in Chinese)
- [8] 殷占忠,杨元普,冯大哲. 带可替换腹板连接型耗能梁段的恢复力模型研究[J]. 地震工程学报, 2023, 45(4): 751-760.
YIN Z Z, YANG Y P, FENG D Z. Restoring force model of web-connected replaceable shear links [J]. China Earthquake Engineering Journal, 2023, 45(4): 751-760. (in Chinese)
- [9] 张月,李冬生. 耗能螺栓连接装配式钢管混凝土柱-RC 梁节点恢复力模型研究[J]. 建筑结构学报,2023,44(4):309-318.
ZHANG Y, LI D S. Restoring force model of precast concrete-filled steel tube column-to-RC beam connections with energy-dissipating bolts [J]. Journal of Building Structures, 2023, 44(4): 309-318. (in Chinese)
- [10] 管东芝,郭正兴,杨辉,等. 键槽梁底筋锚入式预制梁柱连接恢复力模型[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2018, 48(5): 821-827.
GUAN D Z, GUO Z X, YANG H, et al. Restoring force model of precast beam-column connections incorporating beams with grooves and anchored bottom longitudinal bars [J]. Journal of Southeast University (Natural Science Edition) , 2018, 48 (5) : 821-827. (in Chinese)
- [11] 郑文忠,李莉,卢姗姗. 钢筋活性粉末混凝土简支梁正截面受力性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2011, 32(6): 125-134.
ZHENG W Z, LI L, LU S S. Experimental research on mechanical performance of normal section of reinforced reactive powder concrete beam [J]. Journal of Building Structures, 2011, 32(6): 125-134. (in Chinese)
- [12] 混凝土结构设计规范:GB 50010—2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2015.
Code for design of concrete structures: GB 50010—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2015. (in Chinese)
- [13] ELLIOTT K S, DAVIES G, FERREIRA M, et al. Can precast concrete structures be designed as semi-rigid frames II : analytical equations & column effective length factors [J]. Structural Engineer, 2003,81(16):28-37.