

DOI: 10.11835/j.issn.2096-6717.2024.080



开放科学(资源服务)标识码 OSID:



RC 框架结构梁柱节点的轴力变化规律及加载制度

杨红^{a,b}, 王子炎^a, 蒋惠^b

(重庆大学 a. 土木工程学院; b. 山地城镇建设与新技术教育部重点实验室, 重庆 400045)

摘要: 钢筋混凝土(RC)梁柱节点的抗震性能一般是基于定轴力加载试验获得。由于缺乏有依据的变轴力加载制度, 仅少数 RC 节点抗震性能试验研究考虑了变轴力的影响, 且均假定轴力按简化的线性规律变化, 难以反映水平地震作用下 RC 框架结构梁柱节点的真实受力特征。在 OpenSees 平台上, 通过对 6 个不同层数、跨度的 8 度 0.2g 区平面 RC 框架进行单调加载和循环往复加载有限元模拟, 分析水平荷载作用下节点轴力的变化机理以及影响节点轴力变化的因素。在理论分析的基础上, 经统计回归, 提出与轴力变化特征相符、能考虑材料非线性受力特性的节点变轴力加载制度。结果表明, 混凝土、钢筋的材料非线性是节点轴力非线性变化的根本原因, 梁端纵筋受拉屈服是节点轴力变化的主要影响因素; 提出的节点轴力变化幅度计算式能合理考虑节点类型、结构总层数、梁跨度、梁纵筋面积、梁截面尺寸的影响; 提出的节点变轴力加载制度的骨架曲线能较好地反映节点以上各楼层梁端纵筋受拉屈服后节点轴力变化速率逐渐减慢的特点, 其滞回规则能合理地考虑材料非线性受力对卸载刚度退化的影响。

关键词: 钢筋混凝土; 框架结构; 梁柱节点; 变轴力; 轴力加载制度

中图分类号: TU375.4 文献标志码: A 文章编号: 2096-6717(2026)01-0127-15

Change regularity and loading protocol for the axial force of beam-column joints in RC frame structures

YANG Hong^{a,b}, WANG Ziyang^a, JIANG Hui^b

(a. School of Civil Engineering; b. Key Laboratory of New Technology for Construction of Cities in Mountain Area, Ministry of Education, Chongqing University, Chongqing 400045, P. R. China)

Abstract: The seismic performance of reinforced concrete (RC) beam-column joints is typically determined through constant axial loading experiments. The paucity of research in this field is evidenced by the absence of a reliable variable axial force loading protocol, thus resulting in only a small number of experimental studies on the seismic performance of RC joints considering the influence of variable axial force. Furthermore, all such studies assume that the axial force changes in accordance with a simplified linear method, which is an inadequate reflection of the real mechanical characteristics of beam-column joints in RC frame structures under horizontal earthquake excitations. The present study employs finite element simulation of six plane RC frames of seismic intensity 8 (0.2g) with different layers and spans under monotonic and cyclic loading to investigate the change mechanism of joint axial force under horizontal load, and to identify the influencing factors of the change in joint

收稿日期: 2024-07-18

基金项目: 国家自然科学基金(52078078)

作者简介: 杨红(1969-), 男, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事钢筋混凝土基本性能及结构抗震研究, E-mail: yangh@cqu.edu.cn.

Received: 2024-07-18

Foundation item: National Natural Science Foundation of China (No. 52078078)

Author brief: YANG Hong (1969-), PhD, professor, doctoral supervisor, main research interests: behavior and seismic design of reinforced concrete structures, E-mail: yangh@cqu.edu.cn.

axial force. On the basis of theoretical analysis and statistical regression, a joint variable axial force loading protocol that is consistent with the characteristics of axial force changes and capable of accounting for the nonlinear behavior of materials has been proposed. The results show that the nonlinear behavior of concrete and reinforcement is the primary cause contributing to the nonlinear changes in joint axial force. Additionally, the tensile yield of longitudinal bars at beam end is identified as the principal factor influencing the regularity of the joint axial force changes. The present formula for calculating the change amplitude of joint axial force is proposed, with consideration given to the effects of the following factors: joint type, total number of structural floors, beam span, beam reinforcement area, and beam sectional dimensions. The skeleton curve of the proposed joint variable axial force loading protocol is capable of more accurately reproducing the characteristics of the gradual slowing down of the joint axial force change rate following the tensile yield of longitudinal reinforcement at the beam end of each floor above the joint. Furthermore, the hysteresis rule is able to account for the influence of the nonlinear behaviour of materials on the degradation of unloading stiffness in a reasonable manner.

Keywords: reinforced concrete; frame structure; beam-column joint; variable axial force; loading protocol of axial force

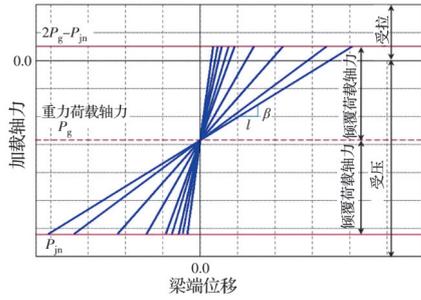
梁柱节点是钢筋混凝土(RC)框架结构的关键传力部位^[1]。节点受力机理复杂,除可采用斜压杆模型、拉压杆模型或修正斜压场理论分析其受力特征外^[2-5],对梁柱组合体试件进行低周往复加载试验、有限元数值模拟^[4-6]是研究RC节点抗震受剪承载能力、剪切变形和滞回耗能性能的主要途径。

一般在定轴力作用下对梁柱组合体试件进行循环往复加载试验,研究RC节点的抗震性能^[5-12]。定轴力下梁柱节点的试验研究表明,轴力对节点抗震性能和受剪承载力的影响规律较复杂,一般认为,增大轴压力可提高RC节点的开裂荷载、减小梁纵筋黏接滑移^[7-8];轴压比较小时,增大轴压力对梁柱组合体试件的延性和节点受剪承载力有利,可减小节点剪切变形;轴压比较大时则为不利影响^[5, 8-10]。但在水平和竖向地震作用下,实际工程结构柱轴力是变化的^[13-14]。其中,竖向荷载引起的柱轴力分量不变;水平地震作用下结构的整体倾覆效应将引起时变的轴力分量,且边柱轴力的变化幅度一般更大;考虑竖向地震的影响时,柱轴力的变化程度更明显^[15]。总之,轴力由柱传入节点,使节点也处于变轴力受力状态;与恒定轴力作用下的节点试验相比,承受变轴力更符合节点的真实受力状态。

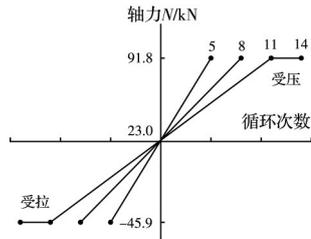
采用变轴力加载的试验研究主要集中在RC柱、RC剪力墙等^[13-16],关于变轴力作用下梁柱组合体试件低周反复加载试验的相关研究成果鲜见报道。少数学者对边节点、未配置箍筋的非延性角节点进行了变轴力下的抗震性能试验^[17-21],研究发现,轴力增大、减小对RC节点剪应力和剪切变形的影响不同。但变轴力对节点抗震性能的影响规律目前尚未得到充分论证,仍有待进一步研究。

需注意的是,采用能合理描述节点轴力变化规律的变轴力加载制度是开展变轴力作用下节点抗震性能试验研究或有限元模拟的关键前提条件。节点变轴力加载制度包括初始节点轴力、节点轴力变化幅度、节点轴力随相关参数的变化规律等3个部分,其中,初始节点轴力一般依据重力荷载代表值确定。因此,变轴力加载制度的两个关键问题是预测节点轴力的变化幅度和描述节点轴力的滞变规律。目前,少数RC梁柱节点抗震性能试验采用的变轴力加载制度^[17-21]均直接借鉴RC柱变轴力加载方法,未合理考虑节点轴力的实际变化特征。如Akguzel等^[18]采用了节点轴力 N 与柱顶水平力 P_c 成比例变化的加载方法,即 $N = N_{\text{gravity}} \pm \alpha P_c$ 。式中: N_{gravity} 为重力荷载的轴力; α 为与结构层数、跨度有关的系数,但未给出 α 的确定方法。Sangjoon^[19]建议依据梁剪力确定节点轴力的线性换算关系,Hassan Wael^[20]修正了该节点变轴力加载制度,建议节点轴力 N 随梁端加载位移按比例变化,且 N 保持线性加载、卸载的加载方法,如图1(a)所示。Owada^[21]采用节点轴力 N 随柱顶水平加载位移按比例变化的方法,且位移角超过 $1/30$ 后节点轴力 N 保持不变,如图1(b)所示。

由于缺乏对节点轴力变化规律的清晰认识,已有研究^[18-21]一般假定节点轴力与柱顶水平加载位移按线性关系卸载,未考虑损伤累积的影响,且确定节点轴力变化幅度时缺乏依据,与地震作用下节点的真实受力状况相比,可能存在明显差异。笔者采用有限元模拟的方法,通过分析6个RC框架结构典型算例的中间层中节点、边节点的轴力变化规律,提出与实际情况更相符、能合理考虑材料非线性受



(a) Hassan Wael 采用的方法^[20]



(b) Owada 采用的方法^[21]

图 1 梁柱组合体试件的变轴力加载方法

Fig. 1 Variable axial force loading protocol for beam-column subassembly specimens

力特性的节点变轴力加载制度,可为 RC 梁柱节点抗震性能试验和数值分析提供参考。

1 平面框架结构算例

鉴于竖向地震的复杂性,仅研究水平地震作用下 RC 框架结构梁柱节点的轴力变化规律以及相应的变轴力加载制度。

以柱距不等的大学教学楼、柱距相等的办公楼为例,设计 6 个 RC 框架结构典型算例。各框架设计条件相同:建筑抗震设防类别为丙类,设防烈度为 8 度 0.2g,抗震等级为二级或一级,二类场地,设计地震分组为第 2 组;底层、2 层及以上的层高分别为 4.5、3.9 m。各结构均采用 PKPM 软件计算内力和配筋,并满足《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)^[22]和《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[23]的要求。

从空间框架中取出中间榀平面框架作为分析对象,其命名方法为“结构类型-结构总层数”,其中“B”为不等跨教学楼框架、“D”为等跨办公楼框架,教学楼框架的截面尺寸及配筋如图 2 所示。

重点分析底层节点(轴力变化最大)的轴力变化规律,节点及杆单元的编号见图 2(a),其中,带圆圈的数字为节点编号、带下划线的数字为杆单元编号。

办公楼框架 D-2、D-5 和 D-8 分别与图 2 所示教学楼框架的层高相同、均为 3 跨,各跨皆为 5 m、各跨

的梁截面尺寸相同,但梁柱配筋与图 2 不同,限于篇幅,其截面尺寸和配筋不再列出。

2 梁柱节点轴力变化机理的理论分析

基于定轴力下梁柱组合试件的试验结果,《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)^[22]给出的 RC 梁柱节点抗震受剪承载力验算方法是 9 度设防烈度的一级抗震等级框架的节点不考虑轴压力 N 对节点抗震受剪承载力 V_{j-R} 的有利影响;其他梁柱节点(包括二级和三级抗震等级框架节点、8 度设防的一级抗震等级框架结构节点)的抗震受剪承载力 V_{j-R} 则考虑轴压力 N 的有利作用,其中, N 为对应于考虑地震组合剪力设计值的节点上柱底部轴向力设计值(按定轴力对待)。

以图 2(a)所示框架 B-2 的底层边节点(图中的 5 号节点)为例,分析节点轴力计算方法。按规范^[22]定义,5 号节点的轴力 N_{5} 等于 11 号柱底轴力 N_{11} ,即

$$N_{\text{5}} = N_{11} = N_{\text{9}} + (M_4^L + M_4^R)/L_1 - qL_1/2 \quad (1)$$

式中: N_{9} 为 9 号节点的附加集中力(另一方向框架梁传来的竖向力); M_4^L 、 M_4^R 为 4 号梁左、右端弯矩; q 和 L_1 分别为 4 号梁的等效均布竖向荷载、计算跨度。

由于式(1)中 N_{9} 、 q 、 L 均为常数,故框架水平加载过程中,5 号边节点轴力 N_{5} 的变化由 4 号梁左、右端弯矩 M_4^L 、 M_4^R 的变化引起,即由 4 号梁左端剪力变化($\Delta V_4^L = (\Delta M_4^L + \Delta M_4^R)/L$)引起。

类似地,框架 B-2 的底层中间节点(图中的 6 号节点)的轴力 N_{6} 等于 12 号柱底轴力 N_{12} ,即

$$N_{\text{6}} = N_{\text{10}} - \frac{(M_4^L + M_4^R)}{L_1} + \frac{(M_5^L + M_5^R)}{L_2} - \frac{q(L_1 + L_2)}{2} \quad (2)$$

式中: N_{10} 为 10 号节点的附加荷载; M_5^L 、 M_5^R 为 5 号梁左、右端弯矩; L_2 为 5 号梁的计算跨度。

式(2)表明,中间节点轴力 N_{6} 的变化由 4 号梁左、右端弯矩 M_4^L 和 M_4^R 以及 5 号梁左、右端弯矩 M_5^L 和 M_5^R 四个参数变化引起,即由 4 号梁右端、5 号梁左端的剪力变化(ΔV_4^R 和 ΔV_5^L)引起。

可见,考察节点轴力变化规律应遵循“梁端弯矩→梁端剪力→节点轴力”的分析途径。需说明的是,框架 B-2 和 D-2 的底层节点轴力变化仅与顶层梁端弯矩变化有关;但框架 B-5 和 D-5、B-8 和 D-8 的底层节点轴力变化则与上部各楼层的梁端弯矩(或剪力)变化均有关,即式(1)和式(2)用于多层、高层框架时均需考虑节点以上各楼层梁剪力的共同影响,其影响方式类似,但影响规律更复杂。

3.2 加载方法

采用 OpenSees 建模时,重力荷载代表值按导荷方式传递到相应梁单元及节点上,形成竖向荷载。

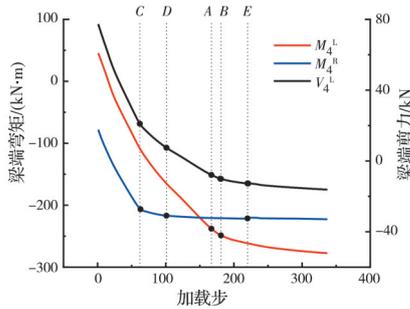
采用位移控制方法对各算例框架进行水平单调加载分析,控制点为结构顶点(水平向右为正方),最大加载位移角取 4%;水平力采用倒三角形分布模式。

循环加载时,目标位移角仍取 4%。根据 FEMA 461^[26]的建议,分 10 级加载,第 1 级位移角/目标位移角 $\theta_1/\theta_{10}=0.048$,后一级位移角按前一级位移角的 1.4 倍增长,即 $\theta_{i+1}/\theta_i=1.4$,每级加载循环两次。

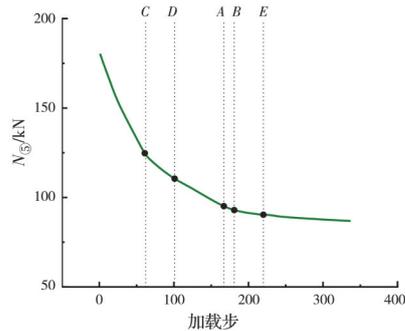
4 有限元模拟结果分析

4.1 单调加载时节点轴力变化机理和影响因素

单调加载过程中,柱距相等的办公楼框架 D-2 的 5 号边节点轴力变化曲线如图 4 所示。



(a) 4号梁端弯矩和左端剪力



(b) 5号边节点轴力

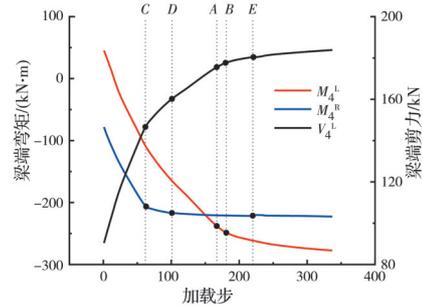
图 4 单调加载下框架 D-2 边节点轴力变化分析

Fig. 4 Analysis on axial force variation of exterior joint in frame D-2 under monotonic loading

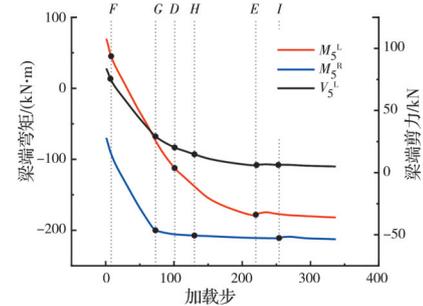
显然,图 4(a)中 V_4^L 曲线和图 4(b)中 N_5 曲线变化规律一致,其原因是 N_5 的变化由 $\Delta V_4^L = (\Delta M_4^L + \Delta M_4^R)/L$ 引起。由图 4(a)可知,框架顶部水平位移 Δ 加载前,梁仅承受均布线荷载, M_4^L 和 M_4^R 均较小(上部受拉);水平位移加载后, M_4^L 弯矩反号、 M_4^R 不断增大。 M_4^L 和 M_4^R 曲线的特点是 M_4^R 更早达到屈服(图 4 中的 C 点为 4 号梁右端上部纵筋受拉屈服),

M_4^L 更晚屈服(B 点为 4 号梁左端下部纵筋受拉屈服); M_4^L 和 M_4^R 曲线的主要转折点均在纵筋受拉屈服时发生,从而导致 V_4^L 曲线在 C 点、B 点相应转折。此外,11 号柱、12 号柱上端右侧纵筋受拉屈服以及 12 号柱上端左侧纵筋受压屈服且受压区边缘混凝土退出工作(分别表示为图 4 的 A 点、D 点和 E 点)对 V_4^L 曲线也有一定影响。

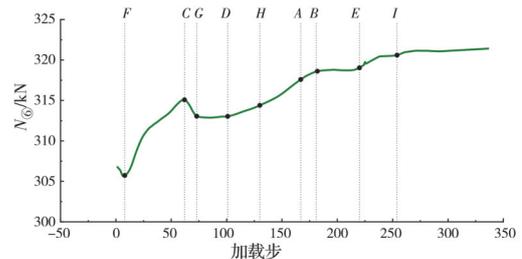
框架 D-2 中 6 号中节点的轴力 N_6 变化曲线如图 5 所示。由式(2)可知,节点轴力 N_6 的变化由 $(\Delta V_5^L - \Delta V_4^R)$ 引起,即由 ΔM_4^L 和 ΔM_4^R 、 ΔM_5^L 和 ΔM_5^R 引起。图 5(a)中 M_4^L 和 M_4^R 变化方式与图 4(a)相同, V_4^R 曲线的转折主要与梁纵筋受拉屈服有关。图 5(b)表明, M_5^R 曲线的主要转折点在纵筋受拉屈服时发生(G 点为 5 号梁右端上部纵筋受拉屈服);5 号梁左端始终未出铰, M_5^L 曲线变化主要与 12 号柱上端纵筋及混凝土的非线性特征有关(D 点和 E 点); V_5^L 曲线的转折除与 G 点的梁纵筋受拉屈服有



(a) 4号梁端弯矩和右端剪力



(b) 5号梁端弯矩和左端剪力



(c) 6号中节点轴力

图 5 单调加载下框架 D-2 中节点轴力变化分析

Fig. 5 Analysis on axial force variation of interior joint in frame D-2 under monotonic loading

关外, D点和E点以及F、H和I点(分别为12号柱上端右侧边缘混凝土开始受拉、13号柱上端右侧纵筋受拉屈服以及13号柱上端左侧纵筋受压屈服且受压区边缘混凝土退出工作)也有影响。

综上, 中节点轴力 $N_{\text{中}}$ 曲线的变化主要与梁纵筋受拉屈服有关(C点、B点、G点), 但柱纵筋屈服及混凝土的非线性特征(A点、D点、E点、F点、G点、H点和I点)也对 $N_{\text{中}}$ 曲线有一定影响, 如图5(c)所示。

单调加载下框架B-5底层左侧中节点、框架D-8底层左侧边节点的轴力变化规律如图6所示, 图中A~N代表梁端纵筋受拉屈服, a~d代表柱端纵筋受拉屈服。图6(a)表明, 加载前期框架B-5底层左侧中节点轴力近似线性变化; 随着上部楼层梁端纵筋陆续受拉屈服, 节点轴力变化速率逐渐减小; 加载中后期柱端纵筋受拉屈服, 节点轴力已进入缓慢变化阶段。图6(b)所示框架D-8底层左侧边节点轴力变化方式与图6(a)的曲线类似, 即加载前期节点轴力近似线性变化, 各楼层梁端纵筋陆续受拉屈服后节点轴力变化速率减小, 加载中后期节点轴力变化不明显。

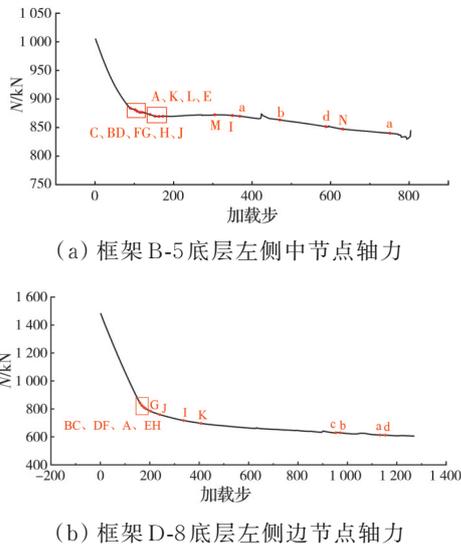


图6 单调加载下框架B-5中节点、D-8边节点轴力分析
Fig. 6 Analysis on axial force of interior joint in frame B-5 and exterior joint in frame D-8 under monotonic loading

需注意的是, 对于多层(框架B-5和D-5)、高层框架结构(框架B-8和D-8)而言, 底层节点轴力变化与各楼层梁、柱的塑性铰发展方式有关。算例均是“强柱弱梁”设计的RC框架, 梁端塑性铰一般出现较早且各梁端出铰较充分; 各楼层梁端纵筋受拉屈服是导致节点轴力变化的主要因素, 决定了节点轴力变化曲线的整体形状; 柱端塑性铰数量相对较少且出铰较晚, 柱纵筋受拉屈服对节点轴力的影

响相对不明显。

4.2 循环加载时边节点轴力变化机理和影响因素

循环加载过程中, 框架D-2底层5号边节点的轴力及梁端内力变化曲线如图7所示。

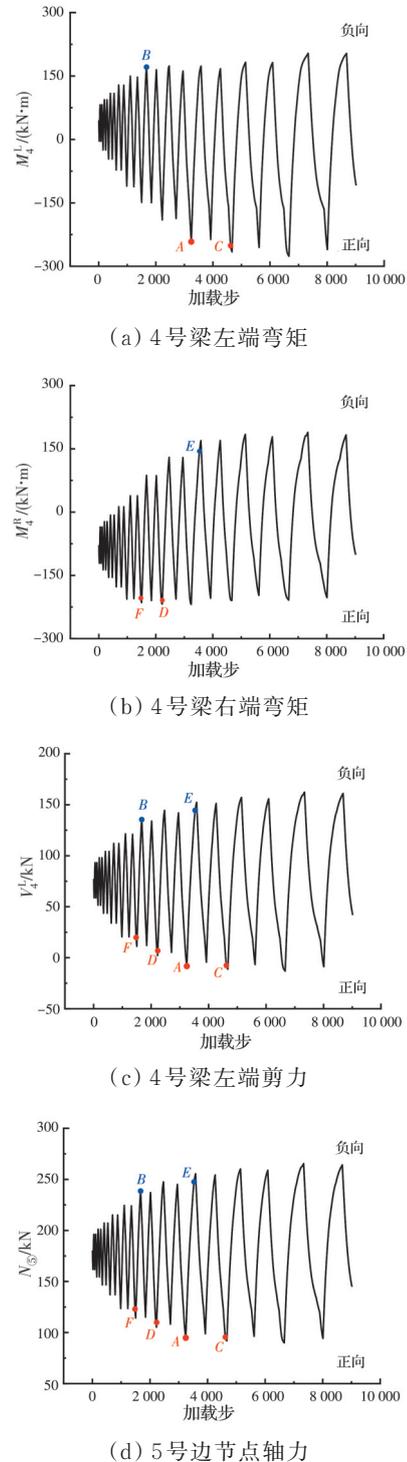


图7 循环加载下框架D-2边节点轴力分析
Fig. 7 Analysis on axial force of exterior joint in frame D-2 under cyclic loading

图7(a)、(b)表明, 正向加载时, C点处4号梁左端下部纵筋、F点处右端上部纵筋首次受拉屈服(A点处11号柱、D点处12号柱上端右侧纵筋首次受拉

屈服),此后各循环 M_4^L 和 M_4^R 的峰值不再明显增大;负向加载时存在类似特征(B点处4号梁左端上部纵筋首次受拉屈服,E点处12号柱上端左侧纵筋首次受拉屈服)。图7(c)中 V_4^L 曲线是循环加载过程中 M_4^L 、 M_4^R 各因素综合影响的结果,梁端纵筋屈服后其峰值不再明显增大。图7(d)中 N_5 曲线变化规律与图7(c)中 V_4^L 曲线一致,原因如前所述,即正向加载时 N_5 曲线主要受F点、D点、A点、C点影响,负向主要与B点、E点的影响有关。

需注意的是,循环加载过程中, N_5 曲线在正向加载时最大变化量为90.44 kN(较初始轴力 N_0 减小50.15%),负向加载的最大变化量为85.13 kN(较 N_0 增大47.21%)。单调加载时, N_5 曲线的最大变化量为93.47 kN(较 N_0 减小51.83%)。可见,单调加载和循环加载下 N_5 曲线的最大变化幅度相近。

此外,循环加载时,梁、柱端部截面的受弯承载力并非均匀变化。纵筋受拉屈服前,杆端内力近似线性变化;纵筋受拉屈服后的包兴格效应、混凝土开裂后重新受压对杆端截面受弯承载力有一定影响。为分析材料的非线性受力特征对节点轴力的影响,图8给出了循环加载后期各杆件内力的变化曲线。

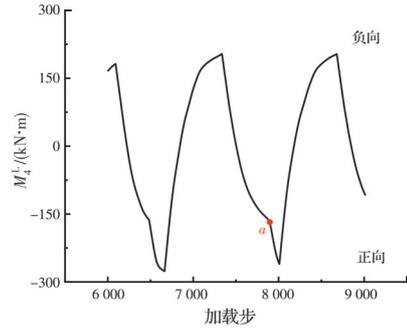
如图8(a)、(b)所示,正向加载时,4号梁左端下部纵筋受拉屈服后,包兴格效应使钢筋的应力-应变曲线在应力明显低于屈服应力时提前进入软化段,即应变增加较快、应力增速减小,从而使 M_4^L 变化速率明显减小,但a点处4号梁左端上部受压区已开裂的混凝土重新受压使 M_4^L 迅速增加(即混凝土不断重复“受压→卸载→受拉开裂→反向裂缝闭合→重新受压→卸载→再次受拉开裂→裂缝再次闭合”的受力过程);4号梁右端上部纵筋受拉屈服后, M_4^R 变化速率明显减小,12号柱上端左侧混凝土重新受压(b点)则使 M_4^R 变化速率加快。负向加载存在类似现象,4号梁右端下部纵筋受拉屈服后, M_4^R 增速减小,12号柱上端右侧混凝土开裂后重新受压(c点)使 M_4^R 增速加快。

综上,图8(c)、(d)中 V_4^L 曲线、 N_5 曲线的变化规律除主要与梁纵筋受拉屈服有关外,纵筋包兴格效应及截面受压混凝土反复拉压也有一定影响。

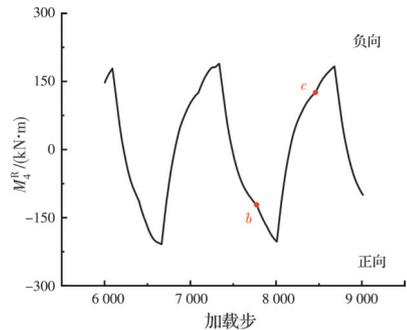
4.3 循环加载时中间节点轴力变化机理和影响因素

框架D-2中间节点轴力变化幅度小,故以柱距不等框架B-2的6号中节点为例进行分析,见图9。

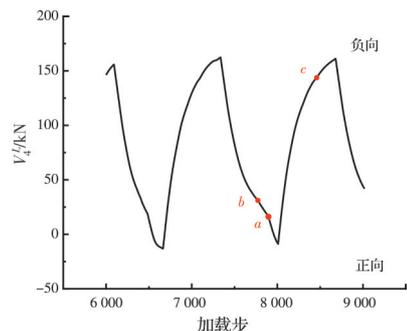
由式(2)可知,框架B-2的中节点轴力 N_6 与 ΔM_4^L 和 ΔM_4^R 、 ΔM_5^L 和 ΔM_5^R 有关,且5号梁纵筋首次受拉屈服后, M_5^L 和 M_5^R 各循环峰值不再明显增大,与图7(a)、(b)所示 M_4^L 和 M_4^R 的规律类似。梁



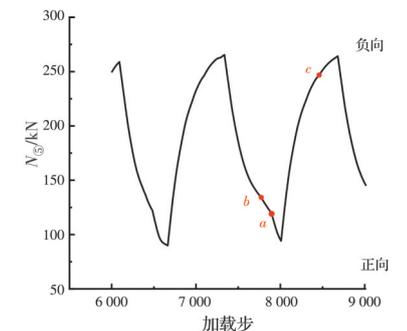
(a) 4号梁左端弯矩



(b) 4号梁右端弯矩



(c) 4号梁左端剪力



(d) 5号边节点轴力

图8 循环加载后期框架D-2边节点轴力变化规律

Fig. 8 Variation law of axial force of exterior joint in frame D-2 at the later period of cyclic loading

纵筋受拉屈服、纵筋包兴格效应以及受压区混凝土反复拉压的共同影响均对梁端剪力变化产生影响,并进一步影响中节点轴力 N_5 的变化规律。

如图9(a)所示,循环加载前期,由于 V_5^L 的变化速率 $\nu(V_5^L)$ 始终大于 V_4^R 的变化速率 $\nu(V_4^R)$, N_6 近

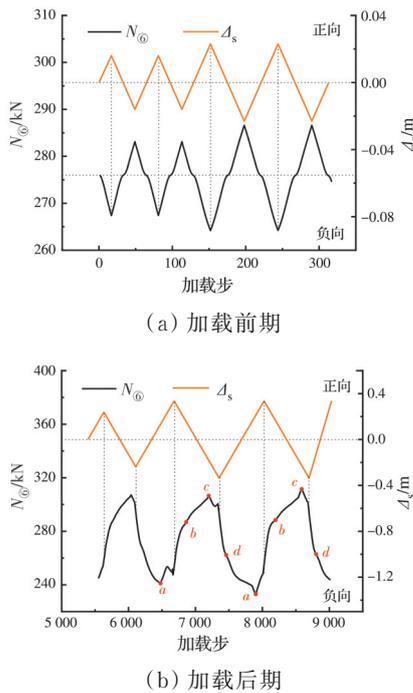


图 9 循环加载下框架 B-2 中节点轴力变化规律
Fig. 9 Variation law of axial force of interior joint in frame B-2 under cyclic loading

似线性变化,并与框架顶点侧移 Δ_s 同时达到各循环峰值。由图 9(b)可知,加载后期, a 点处 4 号梁左端上部混凝土开裂后重新受压使 $\nu(V_4^R)$ 提高,即 $\nu(V_5^L) < \nu(V_4^R)$,故 $N_{\text{中}}$ 发生转向; b 点处 $N_{\text{中}}$ 增速变慢则与 12、13 号柱上端左侧混凝土受拉、截面受弯承载力减小,使 $\nu(V_5^L) < \nu(V_4^R)$ 有关; c 点处 4 号梁右端上部混凝土重新受压使 $\nu(V_4^R)$ 提高, $\nu(V_5^L) < \nu(V_4^R)$,故 $N_{\text{中}}$ 再次转向,此时 Δ_s 还未达到峰值, $N_{\text{中}}$ 已经开始下降; d 点处 12、13 号柱上端右侧混凝土受拉使 $N_{\text{中}}$ 下降速率变慢。

总体而言,正、负向加载下的中节点轴力变化规律相近,钢筋的包兴格效应及混凝土反复拉压对框架 B-2 中节点轴力的影响较小,梁纵筋受拉屈服是主要影响因素。中节点轴力峰值与结构顶点位移峰值稍不同步,但差异很小。

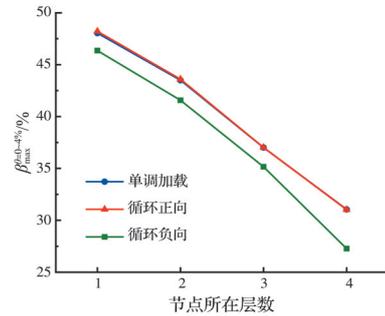
5 节点轴力的变化幅度及计算方法

5.1 节点轴力的变化幅度

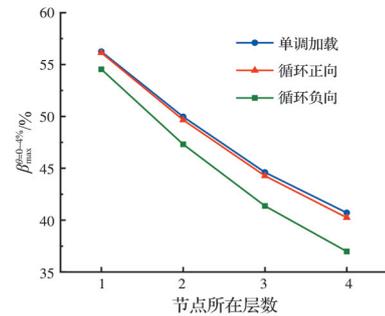
采用节点轴力最大变化率 β_{max} 作为节点轴力变化幅度的评价指标, $\beta_{\text{max}} = \Delta N_{\text{max}}/N_0$, 式中 ΔN_{max} 为节点轴力最大变化量, N_0 为节点初始轴力。

以 5 层框架为例,图 10 为底层左侧的边节点、中节点的轴力最大变化率,图中纵坐标 $\beta_{\text{max}}^{\theta=0\sim 4\%}$ 表示结构顶点位移角 θ 从 0.0% 加载至 4.0% 的过程中各底层节点的 β_{max} 有限元计算结果。由于结构的对

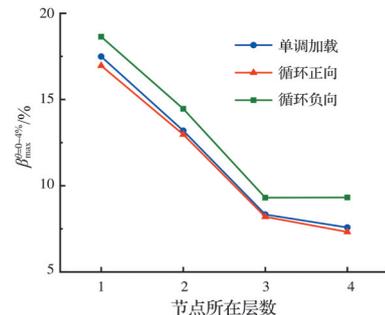
称性,框架右侧、左侧节点的 $\beta_{\text{max}}^{\theta=0\sim 4\%}$ 曲线基本相同。



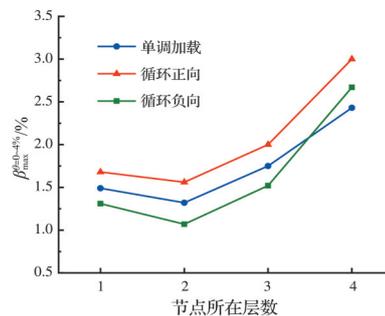
(a) 框架 B-5 左侧边节点



(b) 框架 D-5 左侧边节点



(c) 框架 B-5 左侧中节点



(d) 框架 D-5 左侧中节点

图 10 框架 B-5 和 D-5 节点轴力最大变化率

Fig. 10 Maximum variation rate of joint axial force in frames B-5 and D-5

由图 10 可见,结构顶点目标位移角 θ 相同时,单调加载与循环加载正向的边节点 $\beta_{\text{max}}^{\theta=0\sim 4\%}$ 基本相同、中节点 $\beta_{\text{max}}^{\theta=0\sim 4\%}$ 相近。循环加载时,正、负向加载时边节点的 $\beta_{\text{max}}^{\theta=0\sim 4\%}$ 差异较小,可近似忽略;中节点

的正、负 $\beta_{\max}^{\theta=0\sim 4\%}$ 差异相对更明显。

此外,从图 10 还可发现以下规律:1)边节点的 $\beta_{\max}^{\theta=0\sim 4\%}$ 大于同层中节点的 $\beta_{\max}^{\theta=0\sim 4\%}$ (中节点左、右梁端剪力方向相反、部分抵消);2)楼层越低,边节点的 $\beta_{\max}^{\theta=0\sim 4\%}$ 越大(首先,下部楼层边节点轴力是上部多个楼层梁端剪力累加形成的;其次,楼层越低,梁纵筋面积一般越大,即梁端受弯承载力更大,故下部楼层梁端剪力更大);3)由于梁端充分出铰,框架 B-5(柱距不等框架)中节点的 $\beta_{\max}^{\theta=0\sim 4\%}$ 随楼层降低而增大;4)框架 D-5(柱距相等框架)中节点的 $\beta_{\max}^{\theta=0\sim 4\%}$ 很小,远小于框架 B-5 中节点的 $\beta_{\max}^{\theta=0\sim 4\%}$ 。

5.2 需考虑变轴力影响的梁柱节点类型

框架顶点位移角 $\theta=4\%$ 时,不同算例的底层节点(轴力变化最大处)受力状态、损伤程度可能不同,故将梁柱组合体的柱端位移角 $\theta_c=6\%$ 作为统一的判断依据。取 $\theta_c=6\%$ 的原因是,柱端加载梁柱组合体抗震性能试验的最大加载位移角多为 $4\%\sim 5\%$ [8-12],并考虑一定裕量。提取各算例当 $\theta_c=6\%$ 时底层节点的 β_{\max} 有限元计算结果,并将其记为 $\beta_{\max}^{\theta_c=0\sim 6\%}$,见表 1。

表 1 加载至 $\theta_c=6\%$ 时节点轴力最大变化率

Table 1 Maximum variation rate of joint axial force when loaded to $\theta_c=6\%$

| 节点类型 | 节点名称 | 梁柱组合体的总高度/m | $\beta_{\max}^{\theta_c=0\sim 6\%}/\%$ | $ \Delta\beta_{\max}^{\theta_c=0\sim 6\%} /\%$ | |
|---------|-----------|-------------|--|--|------|
| 底层边节点 | B-2-Z-B | 3.80 | 45.72 | 1.36 | |
| | B-2-Y-B | 3.80 | 44.36 | 1.36 | |
| | D-2-Z-B | 3.75 | 53.72 | 5.55 | |
| | D-2-Y-B | 3.75 | 48.17 | 5.55 | |
| | B-5-Z-B | 3.70 | 48.52 | 1.99 | |
| | B-5-Y-B | 3.70 | 46.53 | 1.99 | |
| | D-5-Z-B | 3.70 | 56.60 | 2.12 | |
| | D-5-Y-B | 3.70 | 54.48 | 2.12 | |
| | B-8-Z-B | 3.85 | 51.27 | 2.56 | |
| | B-8-Y-B | 3.85 | 48.71 | 2.56 | |
| | D-8-Z-B | 3.70 | 59.05 | 3.16 | |
| | D-8-Y-B | 3.70 | 55.89 | 3.16 | |
| | 变梁异型底层中节点 | B-2-Z-Z | 3.80 | 15.07 | 2.07 |
| | | B-2-Y-Z | 3.80 | 17.14 | 2.07 |
| B-5-Z-Z | | 3.70 | 17.49 | 1.25 | |
| B-5-Y-Z | | 3.70 | 18.74 | 1.25 | |
| B-8-Z-Z | | 3.85 | 18.96 | 2.15 | |
| B-8-Y-Z | | 3.85 | 21.11 | 2.15 | |

由于单调加载、循环加载正向各节点 $\beta_{\max}^{\theta_c=0\sim 6\%}$ 的差异小,表 1 仅以单调加载的计算结果为例进行分析。表 1 中,“节点名称”是按“框架名称-节点位置-节点类型”的方式命名,如“D-5-Z-B”表示框架

D-5 底层-左侧-边节点;“梁柱组合体的总高度”根据底层节点上、下柱的反弯点位置(按 D 值法计算)确定; $|\Delta\beta_{\max}^{\theta_c=0\sim 6\%}|$ 等于框架底层左侧边(中)节点的 $\beta_{\max}^{\theta_c=0\sim 6\%}$ 减去该框架底层右侧边(中)节点的 $\beta_{\max}^{\theta_c=0\sim 6\%}$ 的绝对值。

由表 1 可知, $|\Delta\beta_{\max}^{\theta_c=0\sim 6\%}|$ 一般为 $2\%\sim 3\%$,表明各框架左、右两个相同类型的底层节点的最大轴力变化率 β_{\max} 差别很小。分析其原因,各算例框架具有对称性,且底层左侧、右侧边(中)节点的初始轴力值相等,两者可近似视为同一个节点分别在正、负向加载下的受力状态,故两者的 $\beta_{\max}^{\theta_c=0\sim 6\%}$ 差异很小。

由表 1 可见,可将节点轴力变化幅度划分为 3 个等级:1) $\beta_{\max}\leq 10\%$,节点轴力变化不明显;2) $10\%<\beta_{\max}\leq 40\%$,节点轴力变化较明显;3) $\beta_{\max}> 40\%$,节点轴力变化非常明显。当梁柱组合体的柱端位移角加载至 $\theta_c=6\%$ 时,边节点的 β_{\max} 可达 60% 左右,柱距不等框架中节点的 β_{\max} 可达 20% 左右,对这些节点进行抗震性能试验研究时,宜考虑变轴力的影响。

5.3 边节点轴力变化量的计算方法

节点轴力的最大变化量 ΔN_{\max} 是建立节点变轴力加载试验方法的关键参数之一。 ΔN_{\max} 是上部各楼层梁端剪力变化量累加的结果,基于 6 个算例框架的 12 个底层边节点、6 个柱距不等框架底层中节点的轴力变化量有限元计算结果,考虑纵筋对梁端受弯承载力及剪力的贡献,提出 ΔN_{\max} 的计算方法。

5.3.1 有原型框架结构时边节点轴力变化量计算

当有原型框架结构时,各楼层框架梁的截面尺寸、配筋是已知的,可依据梁的实际配筋计算 ΔN_{\max} 。

由于 $\theta=4\%$ 时部分梁端纵筋未受拉屈服,若直接采用钢筋屈服强度 f_y 计算梁端剪力变化量,将高估未屈服梁端的剪力。引入梁端剪力修正系数 ψ ,以考虑部分梁端纵筋未受拉屈服的影响, ψ 等于按 f_y 计算的梁端剪力变化量与各算例框架梁端剪力变化量有限元计算结果的比值。

根据 6 个算例框架的塑性铰分布,通过回归分析,得到 48 个梁端充分出铰(本层所有梁端均出铰)的边跨梁端 ψ 值,其平均值为 1.15,变异系数为 12.3%;得到 12 个梁端不充分出铰(本层存在梁端截面不出铰)的边跨梁端 ψ 值,其平均值为 0.85,变异系数为 25.5%。因 ψ 变异均不显著,可简化为取平均值。

根据各算例框架的非线性有限元分析结果,建

议:3层及以下框架结构可取 $\psi=1.15$ (梁端充分出铰);4~6层框架顶层、7~8层框架顶部2层取 $\psi=0.85$ (梁端不充分出铰),其他层可取 $\psi=1.15$ 。

底层边节点轴力变化量 ΔN 的计算式为

$$\Delta N_{\max}^{\theta_c=6\%} = \psi_i \frac{f_y (A'_{si} + A_{si})(h_{0i} - a'_{si})}{L_i}, \quad i \geq 2, n \leq 8 \quad (3)$$

式中: n 为总层数; i 为梁所在楼层; A'_s 和 A_s 分别为梁上、下纵筋面积; L_i 为边梁跨度; h_{0i} 为梁截面有效高度; a'_{si} 为梁上部纵筋合力点至边缘距离。

5.3.2 无原型框架结构时边节点轴力变化量计算

当无原型框架结构时,即节点以上各楼层框架梁的截面尺寸、配筋未知,只能根据梁柱组合体试件自身的参数,近似确定 ΔN_{\max} 的取值。

提取各算例框架上部楼层边跨梁端剪力变化量之和、底层边节点梁端剪力变化量,经统计回归,可建立底层边节点梁端剪力变化量与底层边节点 ΔN_{\max} 之间的关系,即

$$\Delta N_{\max}^{\theta_c=6\%} = (0.735n - 0.574) \frac{f_y (A'_s + A_s)(h_0 - a'_s)}{2L_{1+b}} \quad (4)$$

式中: A'_{s-t} 和 A_{s-t} 分别为该梁柱组合体试件的梁上、下纵筋配面积; L_{1+b} 为该试件的梁长度;框架总层数 n 由试验者根据研究对象合理取值。

5.4 中节点(柱距不等框架)的轴力变化量计算

中节点左右梁端并非同时出铰,故不能直接根据左、右梁端剪力变化量之差计算 ΔN_{\max} ,节点上部多个楼层的误差叠加将使 ΔN_{\max} 误差明显增大。

为方便建立双折线模型,需同时建立转折点处的节点轴力变化量 ΔN_y 以及 ΔN_{\max} 的计算方法。

根据各柱距不等框架中节点的参数取值、底层中节点左、右梁端剪力变化量的差值以及转折点处节点轴力变化量、节点轴力最大变化量,经回归分析,可建立 ΔN_y 和 ΔN_{\max} 的计算式。

$$\Delta N_y = 1.253e^{0.168n} f_y \Delta V_b^{\omega} \quad (5)$$

$$\Delta V_b^{\omega} = \left| \frac{(A'_{s1} + A_{s1})(h_{01} - a'_{s1})}{L_1} - \frac{(A'_{s2} + A_{s2})(h_{02} - a'_{s2})}{L_2} \right| \quad (6)$$

$$\Delta N_{\max}^{\theta_c=6\%} = \Delta N_y + \Delta N_y (-0.02n^2 + 0.272n - 0.653) \quad (7)$$

式中:各参数含义同式(3)和式(4),下标1、2分别表示节点左、右梁;有原型框架时, L_1 和 L_2 取梁跨度;无原型框架时, L_1 和 L_2 取梁柱组合体试件左、右梁长度的2倍。

6 柱端加载梁柱组合体的变轴力加载制度

RC梁柱组合体试件的节点抗震性能试验可分为梁端加载和柱端加载两种类型^[27]。其中,柱端加载方式下,水平力、轴力的加载点均位于柱顶,试件上、下柱端的水平侧移差较大,梁柱的弯矩、变形特征均与水平荷载下框架结构的梁柱组合体的内力、变形特征相符^[27]。

各算例框架的分析结果表明,指数函数模型、双折线模型、三折线模型均能较好地描述节点轴力的变化规律。但是,指数函数模型的节点轴力呈非线性变化,对于由人工控制油泵车推动千斤顶施加变轴力的节点试验而言,难以准确操作。

比较而言,三折线模型对边节点的拟合效果最好,双折线模型对柱距不等框架中节点的拟合度更优。

6.1 骨架曲线

边节点变轴力加载的三折线模型如图11(a)所示,图中, $\Delta N_{\max}^{\theta_c=6\%}$ 为节点轴力最大变化量,有原型框架、无原型框架时, $\Delta N_{\max}^{\theta_c=6\%}$ 分别按式(3)、式(4)计算。需要说明的是,各边节点 $\Delta N-\theta_c$ 曲线的拟合结果表明,第1、第2折线段的节点轴力变化量之和的变异性很小,可直接取平均值(即取 $0.9\Delta N_{\max}^{\theta_c=6\%}$,见图11(a))。

基于各算例框架边节点 $\Delta N-\theta_c$ 曲线的数据进行回归分析,可得到转折点的柱端位移角 θ_1 、 θ_2 的计算方法(随框架类型而不同),见式(8)、式(9)。

$$\theta_1 = \begin{cases} 0.01n^{-0.355}, & \text{等跨框架} \\ 0.0057, & \text{不等跨框架} \end{cases} \quad (8)$$

$$\theta_2 = \begin{cases} 0.03n^{-0.338}, & \text{等跨框架} \\ 0.038n^{-0.49}, & \text{不等跨框架} \end{cases} \quad (9)$$

柱距不等框架中节点变轴力加载的双折线模型如图11(b)所示,图中转折点的节点轴力变化量 ΔN_y 按式(5)计算,节点轴力最大变化量 $\Delta N_{\max}^{\theta_c=6\%}$ 按式(7)计算。

经回归分析,可得转折点横坐标 θ_y 的计算式

$$\theta_y = 0.018n^{-0.567} \quad (10)$$

图12为按有限元计算的单调加载下节点轴力变化量-柱端位移角($\Delta N-\theta_c$)曲线与按图11所示变轴力加载制度计算的 $\Delta N-\theta_c$ 骨架曲线的对比。

图12表明,三折线模型能较好地反映节点以上各楼层梁纵筋受拉屈服后边节点轴力变化速率逐渐减慢的特点;且轴力随柱端位移增大而分段线性变化,试验操作简便。对于柱距不等框架中节点(节点B-5-Z-Z和B-8-Y-Z),双折线模型的拟合效果较好。

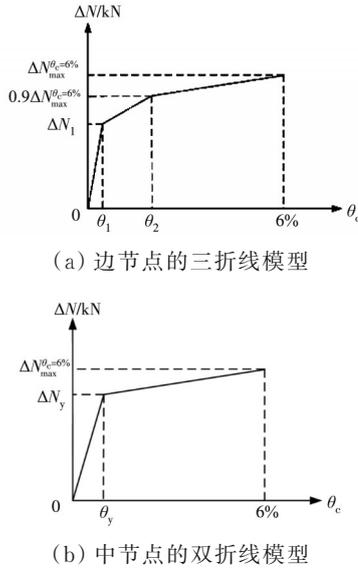


图 11 节点变轴力加载制度的骨架曲线
Fig. 11 Skeleton curve of variable axial force loading protocol for joints

6.2 滞回规则

由循环加载下各节点的 $\Delta N-\theta_c$ 滞回曲线(见图 13)可知,卸载后再加载线均指向本方向骨架曲线上 θ_c 的幅值点。故采用常用的“最大位移指向原则”^[28]确定节点变轴力制度的加载路径。

节点轴力的卸载路径应考虑刚度退化特点,如图 13(a)所示。图 13(a)中,正向加载至第 i 循环的柱端位移角幅值 $\theta_{ci,max}$ 时,对应的轴力为 $\Delta N_{i,max}$ (以双折线模型为例),应考虑随着 $\theta_{ci,max}$ 的增大,梁柱塑性变形增加、残余变形累积,卸载线斜率 K_{ui} 逐渐减小的特点。

图 13(b)以双折线骨架曲线模型为例,给出了节点 $\Delta N-\theta_c$ 关系的滞回曲线示意,其主要特征是: $\theta_{ci,max} \leq 0.5\%$ 时(蓝色圆点为界限点),变轴力沿骨架曲线加载、卸载。当 $\theta_{ci,max} > 0.5\%$ 时,其卸载路径如图 13 中 3→4 和 9→10 等所示,卸载线斜率按式(11)、式(12)计算;加载路径按“最大位移指向原则”确定,如图 13 中 6→7 和 8→9 等所示。

为确定卸载刚度 K_{ui} 的计算方法,通过回归分析,建立每循环最大柱端位移角 $\theta_{ci,max}$ 与卸载线斜率 K_{ui} 之间的函数关系,见式(11)、式(12)。由于不同总层数框架的节点 $\Delta N-\theta_c$ 骨架曲线的初始斜率不同,引入原点连线斜率 K_i 为中间变量, $K_i = \Delta N_{i,max} / \theta_{ci,max}$, 式中 $\Delta N_{i,max}$ 为第 i 循环节点最大轴力变化量, $\theta_{ci,max}$ 为第 i 循环最大柱端位移角,见图 13(a)。

边节点

$$K_{ui}/K_i = \begin{cases} 1, & \theta_{ci} \leq 0.5\% \\ 1 + 24n^{0.4}(\theta_{ci} - 0.005), & \theta_{ci} > 0.5\% \end{cases} \quad (11)$$

柱距不等框架中节点

$$K_{ui}/K_i = \begin{cases} 1, & \theta_{ci} \leq 0.5\% \\ 1 + 100(\theta_{ci} - 0.005), & \theta_{ci} > 0.5\% \end{cases} \quad (12)$$

式中: K_{ui} 为第 i 循环的卸载线斜率。

图 14 为卸载刚度 K_{ui} 的拟合效果,图中各散点为节点 $\Delta N-\theta_c$ 曲线在每个加载循环的 K_{ui}/K_i 值。由图 14 可知, K_{ui}/K_i 的数据点皆位于拟合曲线附近,拟合效果较好。此外,由图 14 的数据点分布特征可知,前几个循环的 K_{ui}/K_i 接近 1.0,表明此时体系基本处于弹性状态,轴力和柱端位移角可同时回到初

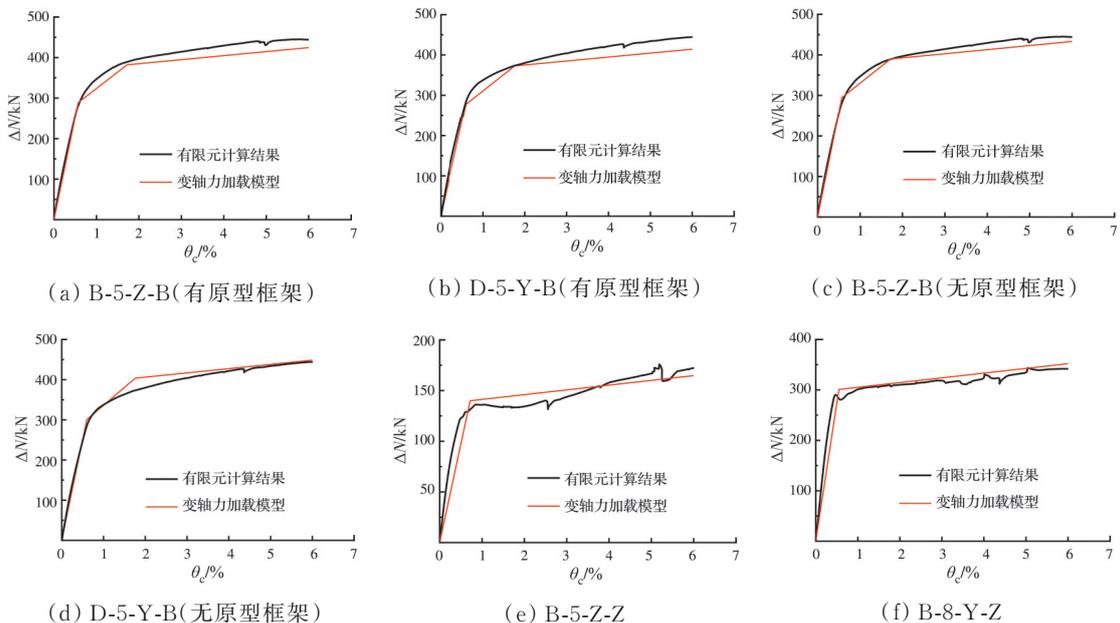


图 12 单调加载下 $\Delta N-\theta_c$ 骨架曲线的模拟效果

Fig. 12 Simulation effect of $\Delta N-\theta_c$ skeleton curves under monotonic loading

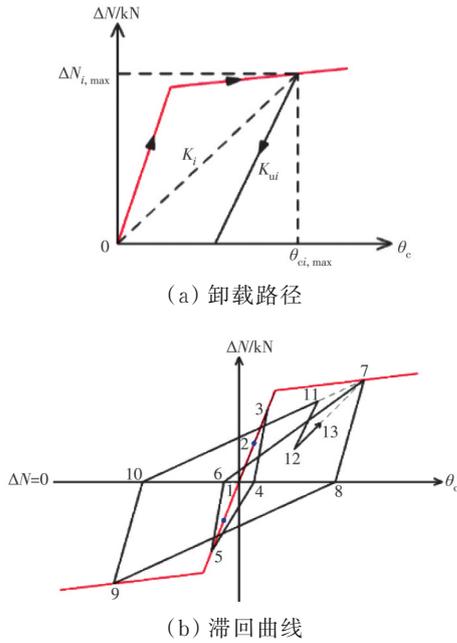


图 13 双折线模型的 $\Delta N-\theta_c$ 关系滞回规则
Fig. 13 Hysteretic rule of $\Delta N-\theta_c$ relationship for bilinear model

始值;进入弹塑性阶段后, $K_{ui}/K_i > 1.0$, 加载线、卸载线不再重合, 且随着循环次数的增加, K_{ui}/K_i 值近似线性增加, 即卸载刚度退化逐渐加大。

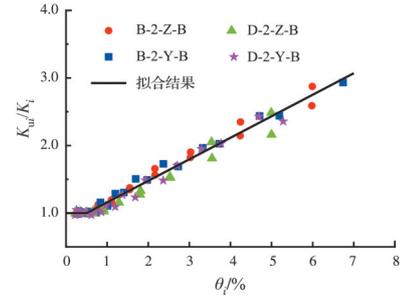
6.3 节点变轴力加载制度校核

图 15 为部分节点按建议方法确定的 $\Delta N-\theta_c$ 滞回曲线以及对应的有限元计算结果。图 15 表明, 建议的滞回规则能较准确地描述节点变轴力的卸载路径, 缺点是再加载线有一定误差。但与不考虑材料非线性受力特性、加载线与卸载线始终重合的节点变轴力传统加载方法(图 1)相比, 建议的变轴力加载制度显然更符合节点轴力的实际变化特征。

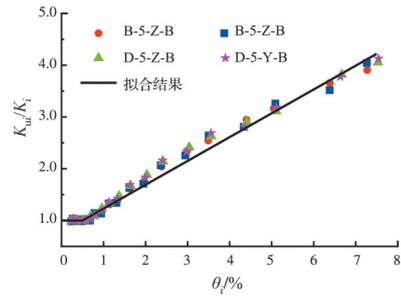
以框架 B-8 为例, 输入 Parkfield 波(发震年份为 1966 年, 震级为 6.19 级, 记录分量为 PARKF_C12320, PGA 为 0.063g), 并将其加速度时程的最大值调幅为 600 cm/s^2 (8 度极罕遇的 PGA), 经时程分析, 可得到框架 B-8 的非线性动力反应。然后, 提取边节点 B-8-Z-B 的轴力时程曲线 $N(t)$, 将其与按建议的节点变轴力加载制度计算的轴力时程(根据楼层侧移时程曲线进行计算)进行对比, 结果如图 16 所示。可见, 两者吻合较好, 表明建议的节点变轴力加载制度能较准确地描述水平地震下节点轴力的变化特征。

6.4 考虑设防烈度影响的节点变轴力加载制度调整

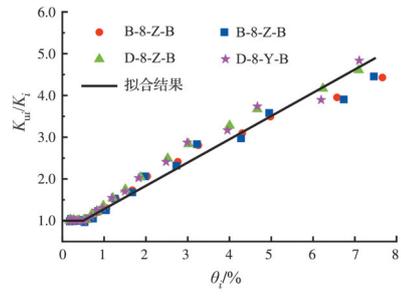
由于框架梁的截面尺寸、配筋面积等与抗震设防烈度有关, 通过增加 7 度 0.1g 和 9 度 0.4g 的 5 层平面框架算例(层高、跨度与图 2(b) 相同), 分析设防烈度对节点轴力变化规律的影响。



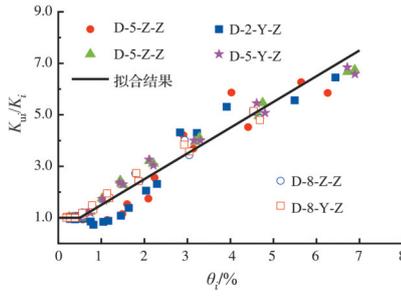
(a) 2 层框架边节点



(b) 5 层框架边节点



(c) 8 层框架边节点



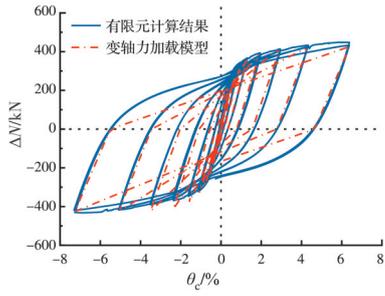
(d) 柱距不等框架中节点

图 14 卸载刚度的拟合结果

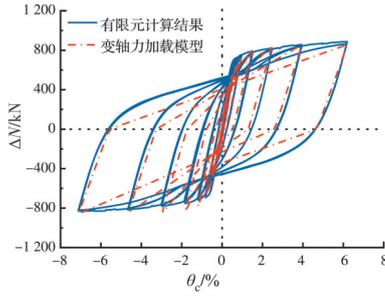
Fig. 14 Fitting results of unloading stiffness

有限元计算结果表明, 与 8 度 0.2g 区框架相比, 7 度 0.1g 区框架的梁端塑性铰发育相对不充分, 梁端纵筋的塑性变形相对更小, 故按 f_y 计算各层梁端剪力变化量时宜予以修正。经分析, 建议 7 度 0.1g 区节点的节点轴力加载制度的滞回规则不变, 但骨架曲线进行以下调整: 边节点的 $\Delta N_{\theta_c=6\%}^{\max}$ 取式(3)或式(4)计算结果的 0.9 倍; 柱距不等框架中节点, 当 $\theta_c \geq \theta_y$ 时, ΔN 保持不变, 即双折线模型的第二段为水平线。

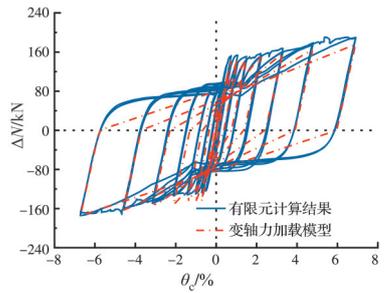
与 8 度区框架相比, 9 度 0.4g 区节点轴力变化



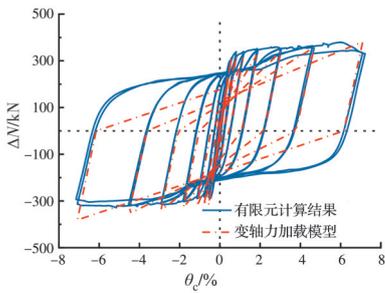
(a) B-5-Z-B



(b) D-8-Z-B



(c) B-5-Y-Z



(d) B-8-Y-Z

图 15 循环加载下节点变轴力加载制度的模拟效果

Fig. 15 Simulation effect of variable axial force loading protocol for joints under cyclic loading

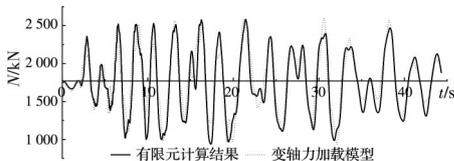


图 16 Parkfield 地震波作用下节点 B-8-Z-B 轴力时程曲线对比

Fig. 16 Comparison of axial force time-history curves of joint B-8-Z-B under Parkfield excitation wave

幅度显著增大,梁端塑性铰发展充分,应更充分考虑纵筋强化对梁受弯承载力的影响。此外,因上部各楼层梁端出铰时刻较集中,9度区边节点的 $\Delta N-\theta$ 曲线过渡段短,采用图 11(b)所示双折线模型更合理。故建议 9 度 0.4g 区节点轴力加载制度进行以下调整:

对于边节点, $\Delta N_{\max}^{\theta_{ci}=6\%}$ 取式(3)或式(4)计算结果的 1.35 倍;转折点处的横坐标 θ_y 按式(13)计算、纵坐标取 $0.75\Delta N_{\max}^{\theta_{ci}=6\%}$;卸载线斜率按式(14)计算。

$$\theta_y = \begin{cases} 0.0084n^{-0.495}, & \text{等跨框架} \\ 0.0132n^{-0.666}, & \text{不等跨框架} \end{cases} \quad (13)$$

$$K_{wi}/K_i = \begin{cases} 1, & \theta_{ci} \leq 0.5\% \\ 1 + 48n^{0.4}(\theta_{ci} - 0.005), & \theta_{ci} > 0.5\% \end{cases} \quad (14)$$

对于柱距不等框架中节点,骨架曲线上的转折点横坐标 θ_y 取式(10)计算结果的 40%,纵坐标 ΔN_y 按式(15)计算;卸载线斜率按式(16)计算。

$$\Delta N_y = 1.16e^{0.189n} f_y \Delta V_b^{\omega} \quad (15)$$

$$K_{wi}/K_i = \begin{cases} 1, & \theta_{ci} \leq 0.5\% \\ 1 + 300(\theta_{ci} - 0.005), & \theta_{ci} > 0.5\% \end{cases} \quad (16)$$

7 结论

采用有限元方法分析了节点轴力的变化规律,提出变轴压力加载制度,得到以下结论:

1)单调和循环加载时,梁端纵筋受拉屈服是节点轴力变化规律的主要影响因素;循环加载时,钢筋的包兴格效应及混凝土开裂后重新受压对节点轴力变化有一定影响。

2)节点轴力变化幅度主要与节点类型、结构总层数、梁跨度、梁配筋面积、梁截面尺寸有关;边节点轴力变化幅度明显大于中节点;不等跨框架中节点的轴力变化幅度较明显。

3)提出的柱端加载方式下节点变轴力加载制度的骨架曲线能较好地反映节点以上各层梁端纵筋受拉屈服后节点轴力变化速率逐渐减慢的特点,其中,三折线模型对边节点的拟合效果最好,双折线模型对柱距不等框架中节点的拟合度更优。

4)建议节点变轴力加载制度的滞回规则能较合理考虑材料非线性受力特性对卸载刚度退化的影响,与节点轴力的滞变规律更相符。

参考文献

[1] PAULAY T, PARK R, PRIESTLEY M J N. Reinforced concrete beam-column joints under seismic actions [J]. Journal of the American Concrete Institute, 1978, 75(11): 585-593.
[2] SCHLAICH J. Design and detailing of structural con-

- crete using strut-and-tie models [J]. *Structural Engineer*, 1991, 69(6): 113-125.
- [3] HWANG S J, LEE H J. Analytical model for predicting shear strengths of exterior reinforced concrete beam-column joints for seismic resistance [J]. *ACI Structural Journal*, 1999, 96(5): 846-857.
- [4] MITRA N, LOWES L N. Evaluation, calibration, and verification of a reinforced concrete beam-column joint model [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2007, 133(1): 105-120.
- [5] 框架节点专题研究组. 低周反复荷载作用下钢筋混凝土框架梁柱节点核心区抗剪强度的试验研究[J]. *建筑结构学报*, 1983, 4(6): 1-17.
Research Group on Frame Joints. Shear strength of reinforced concrete beam-column joints under low reversed cyclic loading [J]. *Journal of Building Structures*, 1983, 4(6): 1-17. (in Chinese)
- [6] PARK S, MOSALAM K M. Parameters for shear strength prediction of exterior beam-column joints without transverse reinforcement [J]. *Engineering Structures*, 2012, 36: 198-209.
- [7] 傅剑平, 张川, 陈滔, 等. 钢筋混凝土抗震框架节点受力机理及轴压比影响的试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2006, 27(3): 67-77.
FU J P, ZHANG C, CHEN T, et al. Experimental investigation of shear mechanism and effect of axial-compression ratio on joints in earthquake-resistant reinforced concrete frames [J]. *Journal of Building Structures*, 2006, 27(3): 67-77. (in Chinese)
- [8] KAKU T, ASAKUSA H. Ductility estimation of exterior beam-column subassemblages in reinforced concrete frames [C]//ACI Special Publication: Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance, 1991, SP-123: 167-185.
- [9] HEGGER J, SHERIF A, ROESER W. Nonseismic design of beam-column joints [J]. *ACI Structural Journal*, 2003, 100(5): 654-664.
- [10] SCOTT R H, HAMIL S J, BAGLIN P S. Behavior of high-strength concrete beam-column connections [C]//ACI Special Publications, 1999, 186: 699-714.
- [11] ZHANG X C, LI B. Seismic performance of interior reinforced concrete beam-column joint with corroded reinforcement [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2022, 148(2): 04021275.
- [12] ZHANG X C, LI B. Investigation on effect of ECC coverage condition on seismic behavior of beam-column joint [J]. *Structures*, 2024, 62: 106195.
- [13] RODRIGUES H, FURTADO A, ARÊDE A, et al. Experimental study of repaired RC columns subjected to uniaxial and biaxial horizontal loading and variable axial load with longitudinal reinforcement welded steel bars solutions [J]. *Engineering Structures*, 2018, 155: 371-386.
- [14] WU B Y, SUN G J, LI H J, et al. Effect of variable axial load on seismic behaviour of reinforced concrete columns [J]. *Engineering Structures*, 2022, 250: 113388.
- [15] 潘毅, 任靖哲, 任宇, 等. 考虑台地效应的泸定6.8级地震某框架结构震害调查与分析[J]. *土木工程学报*, 2024, 57(6): 136-151.
PAN Y, REN J Z, REN Y, et al. Seismic damage investigation and analysis of frame structures in Luding M_s6.8 earthquake considering platform effect [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2024, 57(6): 136-151. (in Chinese)
- [16] 万怡秀, 徐自国, 纪晓东, 等. 拉压变轴力下小剪跨比预应力混凝土墙往复受剪试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2022, 43(6): 219-232.
WAN Y X, XU Z G, JI X D, et al. Experimental study on cyclic shear behavior of low-aspect-ratio prestressed concrete walls under variable axial tension-compression forces [J]. *Journal of Building Structures*, 2022, 43(6): 219-232. (in Chinese)
- [17] SU X Y, YANG H, LIU Q P, et al. Experimental study on seismic behavior of reinforced concrete exterior beam-column joints under varying axial load [J]. *Engineering Structures*, 2024, 318: 118682.
- [18] AKGUZEL U, PAMPANIN S. Effects of variation of axial load and bidirectional loading on seismic performance of GFRP retrofitted reinforced concrete exterior beam-column joints [J]. *Journal of Composites for Construction*, 2010, 14(1): 94-104.
- [19] SANGJOON P. Experimental and analytical studies on old reinforced concrete buildings with seismically vulnerable beam-column joints [D]. Berkeley: University of California, 2010.
- [20] HASSAN WAEL M. Analytical and experimental assessment of seismic vulnerability of beam-column joints without transverse reinforcement in concrete buildings [D]. Berkeley: University of California, 2011.
- [21] Owada Y. Seismic behaviors of beam-column joint of reinforced concrete exterior frame under varying axial load [C]//Tenth World Conference on Earthquake Engineering; Madrid, Spain; 19-24, July, 1992.
- [22] 混凝土结构设计规范: GB 50010—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
Code for design of concrete structures: GB 50010—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese)
- [23] 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
Code for seismic design of buildings: GB 50011—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese)

- [24] 中国建筑学会建筑结构防倒塌专业委员会. 钢筋混凝土框架结构拟静力倒塌试验研究及数值模拟竞赛 III: 模拟结果分析[J]. 建筑结构, 2012, 42(11): 27-30.
Collapse Prevention Committee of Architectural Society of China. Pseudo-static collapse experiments and numerical prediction competition of RC frame structure III: Simulation results analysis [J]. Building Structure, 2012, 42(11): 27-30. (in Chinese)
- [25] SCOTT B D, PARK R, PRIESTLEY M J N. Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates [J]. ACI Journal Proceedings, 1982, 79(1): 13-27.
- [26] FEMA 461. Interim testing protocols for determining the seismic performance characteristics of structural and non-structural components [S]. Redwood City, California: Applied Technology Council, 2007.
- [27] YANG H, ZHAO W T, ZHU Z Z, et al. Seismic behavior comparison of reinforced concrete interior beam-column joints based on different loading methods [J]. Engineering Structures, 2018, 166: 31-45.
- [28] TAKEDA T, SOZEN M A, NIELSEN N N. Reinforced concrete response to simulated earthquakes [J]. Journal of the Structural Division, 1970, 96(12): 2557-2573.

(编辑 王秀玲)