

考虑黏结滑移 RC 框架结构抗倒塌性能分析

何庆锋[†], 邓颖婷, 易伟建
(湖南大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410082)

摘要:钢筋混凝土框架梁在倒塌过程中会经历大变形受力阶段,为研究钢筋黏结滑移效应对其抗倒塌性能的影响,特别是悬索阶段的受力特性,基于 OpenSees 非线性有限元分析平台以及一组钢筋黏结滑移模型参数,采用梁柱节点单元对约束梁子结构试验进行了数值验证,计算结果有效反映了结构的弹性与塑性变形、压拱效应以及悬索阶段的受力特性,且与试验结果吻合良好.基于计算结果,对一榀单层和一榀三层平面框架结构的试验结果进行了数值模拟,并分析了层数和跨数对平面框架结构抗倒塌性能的影响以及倒塌受力机理.

关键词:梁柱节点单元;黏结滑移;抗倒塌性能;梁柱子结构;钢筋混凝土框架;数值模拟
中图分类号:TU311.41 **文献标志码:**A

Collapse-resistant Performance of RC Frame Structure Addressing Bond-slip Effect

HE Qingfeng[†], DENG Yingting, YI Weijian
(College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China)

Abstract: Reinforced concrete (RC) frame beams will undergo large deformation stages in the process of collapse. In order to study the influence of bond-slip effect of reinforcing bars on the progressive collapse resistance of RC frame beams, especially in the suspension stage, the beam-column joint element was used to numerically validate the experimental results of a restrained beam substructure on the basis of OpenSees nonlinear finite element analysis platform and a set of parameters in the bond-slip model of reinforcing bars. The analysis results effectively reflect the elastic and plastic deformation, arch-compression effect and mechanical characteristics of the suspension stage of the structure, which are in good agreement with the experimental results. On the basis of the above analysis results, further simulations were conducted in a single-story plane RC frame structure and a three-story plane RC frame structure. In addition, the effects of number of stories and spans on the collapse-resistant performance of the plane frame structure were investigated. The force mechanism was also analyzed.

Key words: beam column joint element; bond slip; collapse-resistant performance; beam-column sub-structure; reinforced concrete frames; numerical simulation

* 收稿日期:2018-10-06

基金项目:国家重点专项资助项目(2016YFC0701400), the National Key Research and Development Program of China(2016YFC0701400); 国家自然科学基金资助项目(51108170), National Natural Science Foundation of China(51108170); 中央高校基本科研业务专项资金资助项目(2012-16), the Fundamental Research Funds for the Central Universities(2012-16)

作者简介:何庆锋(1977—),男,湖北黄冈人,湖南大学高级工程师,博士

[†] 通讯联系人, E-mail:5672101@qq.com

建筑结构的防连续倒塌是结构工程领域的一个研究热点. 钢筋混凝土结构进入大变形阶段后的受力特性发生了较大的改变, 采用有限元来精确地模拟其变形过程与承载能力变化对于结构的整体安全性能评估有着重要的意义.

国内外学者针对梁柱结构的连续倒塌进行了大量试验与数值模拟分析^[1-5], 梁柱节点区域的性能直接影响到结构的抗倒塌性能与承载能力, 特别是对于以悬索机制为主的倒塌受力模式的子结构, 钢筋与混凝土之间的黏结与滑移能够显著影响其抗倒塌性能. 钢筋混凝土结构的节点试验^[6-8]表明, 节点核心区的剪切失效, 纵筋黏结滑移破坏, 交界面剪切失效是节点区域可能出现的主要受力破坏机制, 节点区纵筋的黏结滑移效应对梁端转角和挠度在纵筋屈服后有明显影响. 梁内纵筋的黏结滑移能够影响处于大变形阶段的结构抗倒塌性能, 节点区域的非线性特性对整体结构产生影响^[1,9]. Lowes 等人^[2]基于 OpenSees 分析平台开发了梁柱节点单元 (Beam Column Joint Element), 国内外学者对梁柱节点单元非线性特性进行了研究与验证^[3,10].

本文拟基于 OpenSees 分析平台, 采用梁柱节点宏模型单元^[2]来模拟平面框架结构的梁柱节点大变形区域, 其它区域采用非线性梁单元来进行模拟分析. 为模拟节点区域大变形阶段钢筋混凝土中钢筋与混凝土间的黏结与滑移现象, 采用了梁柱黏结滑移弹簧模型, 对一个约束梁柱子结构试验结果进行了数值模拟验证, 并对多个钢筋混凝土平面框架结构进行移柱后抗倒塌数值模拟计算分析, 在此基础上进一步研究了多层及多跨框架结构的抗倒塌性能.

1 数值计算模型

1.1 节点区黏结滑移弹簧模型

为了较好地模拟倒塌过程大变形受力阶段的节点区域钢筋与混凝土间存在的黏结滑移现象, 本文采用 Eligehausen 等人^[11]和 Shima 等人^[12]提出的基于平均黏结强度的黏结应力滑移模型定义受拉纵筋的黏结强度; 采用 Viathanatepa 等人^[13]提出的模型定义受压区钢筋的黏结强度, 具体取值见表 1. 受压钢筋滑移元件应力应变关系基于文献^[2]中的计算规则进行计算.

表 1 不同钢筋应力状态下的平均黏结强度

Tab.1 Average bond strengths as a function of steel stress state

状态	钢筋应力 f_s /MPa	平均黏结强度/MPa
受拉	$f_s < f_y$	$\tau_{ET} = 1.8\sqrt{f_c}$
	$f_s > f_y$	$\tau_{YT} = 0.05\sqrt{f_c} \sim 0.4\sqrt{f_c}$
受压	$-f_s < f_y$	$\tau_{EC} = 2.2\sqrt{f_c}$
	$-f_s > f_y$	$\tau_{YC} = 3.6\sqrt{f_c}$

根据图 1 中的应力应变分布关系, 对截面受力进行分析可知, 受压区弹簧力可用一个与受压钢筋所受压力相关的函数表示为:

$$F_c = C_s' + C_c = f_s' A_b' \left(1 + \frac{2\alpha f_c' d w (1-j)}{0.003 E_s A_b' \beta \left(1 - \frac{d'\beta}{2d(1-j)} \right)} \right) \quad (1)$$

式中: C_c 为受压区承担的压力; C_s' 为受压区钢筋承受的压力; A_b' 为受压钢筋截面积; E_s 为钢筋弹性模量; α 取值为 0.85; 对于梁, $j = 0.85$, 对于柱, $j = 0.75$, 式中其他相关参数定义见图 1.

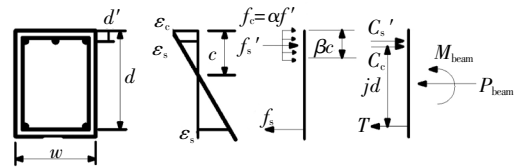


图 1 截面应变、应力、等效弹簧力分布

Fig.1 Section strain, stress and resultant distribution

由于受拉区混凝土对节点传力的影响非常小, 可近似认为所有的拉力都是由纵向钢筋通过黏结力传入节点, 由下式定义受拉区弹簧力为:

$$F_t = f_s A_b \quad (2)$$

式中: f_s 为受拉钢筋应力; A_b 为受拉钢筋截面积.

峰值应力点之后的刚度及滑移值采用文献^[2]中的建议进行取值, 钢筋峰值应力点后滑移量限制在 3 mm 内, 峰值点后刚度取初始弹性刚度的 -10%. 由于本文重点关注结构在未破坏前的抗连续倒塌性能, 将峰值应力点后滑移量值取偏小值 0.5 mm.

1.2 梁柱节点单元

本文拟采用的梁柱节点模型如图 2 所示. 梁柱节点模型由核心剪切块弹簧、钢筋滑移弹簧以及交界面剪切弹簧组成.

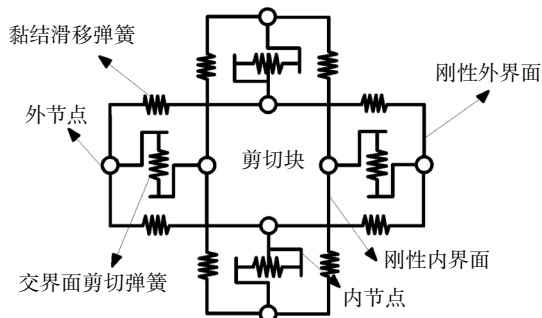


图 2 梁柱节点单元

Fig.2 Beam column joint element

节点核心区剪切块相关参数采用基于修正压力场理论(MCFT)的计算软件 Vector2^[14]计算。节点纵筋的黏结退化引起的节点刚度和强度的退化采用零长度滑移元件模拟,节点区内梁上下侧以及柱左右侧纵筋分别建立钢筋滑移元件。本文为了简化计算,按文献[11]中的相关建议将交界面处的剪切弹簧简化成一个弹性模量无限大的弹性弹簧。

1.3 材料本构及分析参数

本文基于 OpenSees 计算平台对结构进行非线性静力 Pushdown 分析,在本章算例分析中,采用 Lagrange 法进行边界约束。为考虑结构大变形引起的几何非线性问题,梁采用 Co-rotational 方法;柱采用 P-Delta 方法。材料本构选用考虑受拉软化的 Concrete02 材料,考虑箍筋作用,核心区混凝土采用修正后的 Kent-Park 本构,钢筋选用基于 Pinto 钢筋本构模型的 Steel02 材料。

2 算例验证

2.1 约束梁柱子结构试验模拟

梁柱结构作为框架结构的子结构,抗倒塌设计时如能确保子结构在柱失效后不发生倒塌破坏,那么整体结构发生连续倒塌的风险将大大降低。悬索作用效应能够显著改善框架结构的抗倒塌性能,为研究结构的悬索作用受力机理与影响因素,文献[15]设计了一组约束梁柱子结构试验,试验装置示意图如图 3 所示,试验通过约束试件的轴向变形,采用改变钢筋等级、配筋率来研究其悬索作用,受力全过程中的受力特性与破坏机理。试验结果表明,约束梁柱子结构悬索作用非常明显。

基于 OpenSees 非线性计算程序,本文采用黏结滑移的梁柱节点单元对此试验进行了模拟计算,计算中考虑了支座水平位移变化,构件材性计算参数

见表 2、表 3。梁柱节点单元中的计算参数如表 4、表 5 所示,梁柱交界面剪切弹簧选用 Elastic 材料本构,按文献[11]中的建议进行取值,试验方法为试验开始时移除中柱底端千斤顶后,采用电液伺服作动器在中柱顶端连续施加荷载直到梁柱子结构发生倒塌破坏。

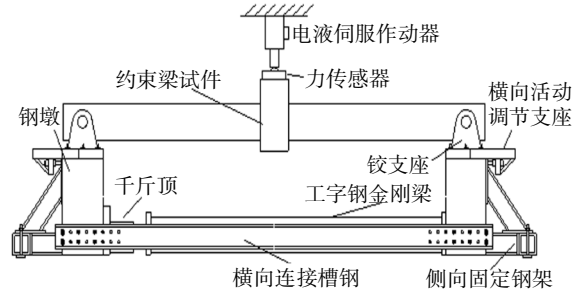


图 3 试验装置图

Fig.3 Details of test setup

表 2 试验试件材性参数表

Tab.2 Details of specimens

试件编号	钢筋等级	底部钢筋与配筋率	顶部钢筋与配筋率
B2	HRB400	2C14,0.7%	2C12,0.5%
B3	HRB400	4C14,1.4%	2C12,0.5%
B4	HRB335	2B14,0.7%	2B12,0.5%

表 3 钢筋及混凝土的力学性能指标实测值

Tab.3 Mechanical properties of materials

材料类别	试验项目	测试值		
		HRB400	HRB335	HPB235
钢筋	屈服强度/MPa	445	372	351
	极限抗拉强度/MPa	579	539	533
	极限拉应变/%	13.0	11.9	10.1
混凝土	立方体抗压强度/MPa	32	32	32

表 4 剪切块弹簧参数

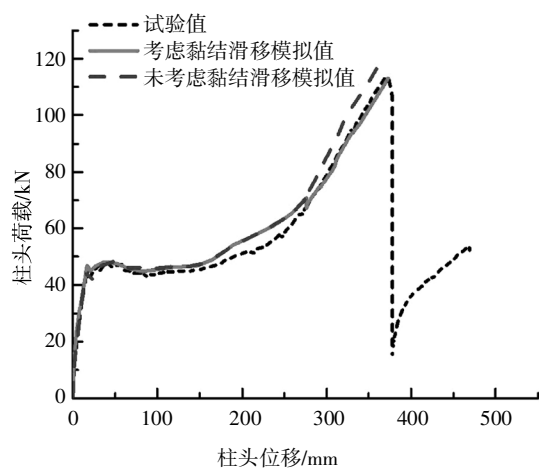
Tab.4 Mechanical properties of shear panel

试件编号	M_c / I		θ_c / I		M_n / I		θ_n / I	
	(kN·m)	rad	(kN·m)	rad	(kN·m)	rad	(kN·m)	rad
B2	45.47	5.1e-04	91.01	4.3e-03	106.4	3.4e-02	39.01	5.1e-02
B3	48.10	5.2e-04	117.80	6.9e-03	125.9	2.2e-02	42.08	3.7e-02
B4	45.47	5.1e-04	76.08	3.3e-03	95.44	4.2e-02	36.58	3.7e-02

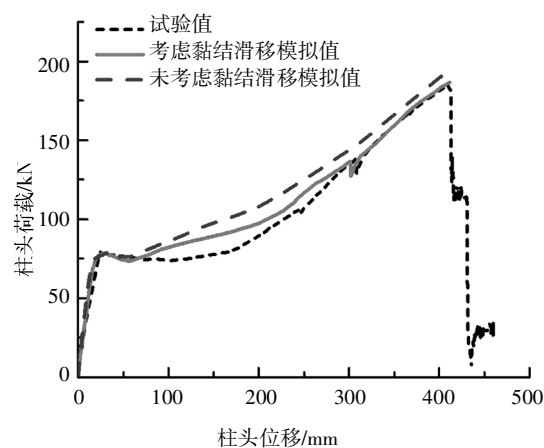
表 5 滑移弹簧参数
Tab.5 Bond-slip spring parameter

试件 编号	受压				受拉				
	$S_{yt}/$ mm	$F_{yt}/$ kN	$S_{ut}/$ mm	$F_{ut}/$ kN	$S_{yc}/$ mm	$F_{yc}/$ kN	$S_{uc}/$ mm	$F_{uc}/$ kN	
底部 弹 簧	B2	-0.139	-529.8	-0.962	-689.3	0.170	137.0	7.575	178.3
	B3	-0.139	-666.8	-0.962	-867.6	0.170	274.0	7.575	356.5
	B4	-0.097	-442.9	-1.349	-641.7	0.118	114.5	11.384	165.9
顶部 弹 簧	B2	-0.119	-493.5	0.825	-642.0	0.146	100.7	6.493	131.0
	B3	-0.119	-493.5	0.825	-642.0	0.146	100.7	6.493	131.0
	B4	-0.083	-412.5	-1.156	-597.7	0.102	84.14	9.758	121.9

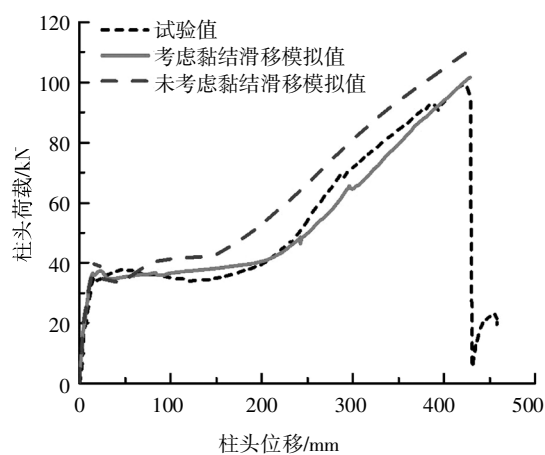
为探讨黏结滑移在倒塌全过程数值计算中的作用,分别对考虑黏结滑移以及未考虑黏结滑移两种工况进行了建模和计算. 计算中采用在中柱处进行位移控制加载的非线性静力 Pushdown 分析,中柱柱头荷载-位移计算与试验对比曲线如图 4 所示.



(a) 试件 B2



(b) 试件 B3



(c) 试件 B4

图 4 荷载-位移计算结果

Fig.4 The numerical results of load-deformation

由图 4 可知,考虑黏结滑移模型的计算结果与试验结果吻合良好,特别是悬索作用模拟计算结果与试验结果吻合较好;未考虑黏结滑移时,弹性、塑性阶段与试验结果较好吻合,但悬索阶段计算值明显高于试验值,这是由于进入悬索作用大变形阶段后,由于受拉作用导致钢筋与混凝土间产生了滑移从而使得承载能力有所降低,因此,在倒塌全过程计算中合理考虑黏结滑移后能显著提高计算精度.

2.2 单层平面框架试验模拟

为进一步验证本文提出的考虑节点纵筋黏结滑移效应的模型对钢筋混凝土框架结构倒塌全过程模拟计算的情况,对一个单层平面框架结构在中柱失效后的倒塌拟静力试验进行了模拟计算^[16],试验装置图如图 5 所示,材料性能参数如表 6 所示.在试验开始时,移除中柱下端千斤顶后,中柱顶端分步静力加载来模拟中柱失效后余下结构受到的不平衡荷载在逐渐增大的过程.



图 5 试验装置图

Fig.5 Details of test setup

表 6 钢筋及混凝土的力学性能实测值
Tab.6 Mechanical properties of materials

材料类别	试验项目	钢筋直径	
		8 mm	12 mm
钢筋	屈服强度/MPa	457	563
	极限抗拉强度/MPa	550	635
	极限拉应变/%	12.5	12.1
混凝土	立方体抗压强度/MPa	33.2	33.2

中柱柱头位移-荷载曲线以及水平位移-荷载曲线分别如图 6、图 7 所示,中柱柱头位移-荷载曲线计算值与试验值在弹性、悬索阶段吻合良好,在弹塑性、塑性阶段略有偏差;水平位移-荷载计算值与试验值相比略有偏差,这主要是由于地基梁抗弯刚度不足,产生向上挠曲引起的.由荷载位移曲线可知,单层框架结构拱作用较明显,但悬索作用不明显,悬索作用极限承载能力只相当于拱作用机制时的 0.8 倍左右,这主要是由于柱的侧向刚度较小引起的.

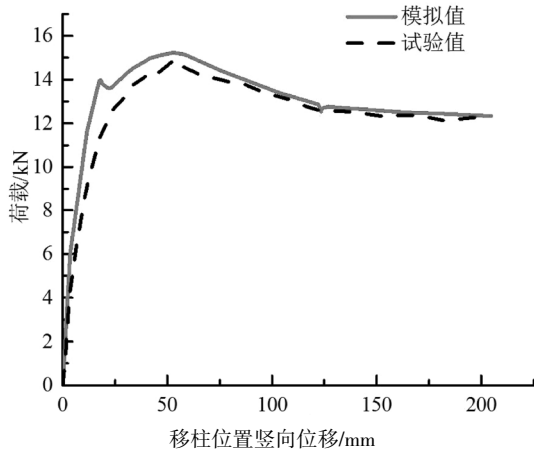


图 6 荷载-位移计算结果

Fig.6 The numerical results of load-deformation

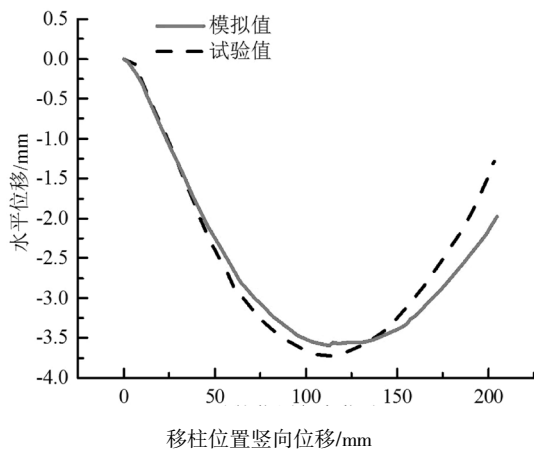


图 7 底层框架水平位移计算结果

Fig.7 The numerical results of horizontal displacement

2.3 三层平面框架试验模拟

多层多跨平面框架由于侧向刚度、梁柱节点处转动刚度的约束以及多层框架梁柱形成的空腹作用,使得其抗倒塌性能与约束梁以及单层单跨框架结构结果存在较大差别.为验证本文的数值计算方法在多层钢筋混凝土框架结构分析中的有效性,采用上述计算方法对三层四跨钢筋混凝土平面框架结构抗倒塌拟静力试验^[7]进行模拟计算,其试验装置图如图 8 所示,材料性能参数如表 7 所示.试验方法为通过分步卸载柱下千斤顶来模拟中柱的失效过程.

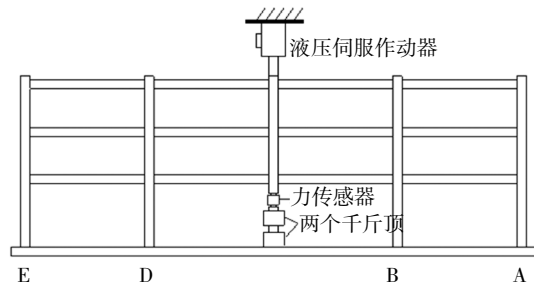


图 8 试验装置图

Fig.8 Details of test setup

表 7 钢筋及混凝土的力学性能实测值

Tab.7 Mechanical properties of materials

材料类别	试验项目	测试值
钢筋(HRB400)	屈服强度/MPa	416
	极限抗拉强度/MPa	526
	极限拉应变/%	12
箍筋(HPB235)	屈服强度/MPa	370
混凝土	立方体抗压强度/MPa	25

中柱柱头位移-荷载曲线以及底层框架水平位移-荷载曲线分别如图 9、图 10 所示.从图中可知,考虑了黏结滑移后,试验值与计算值吻合良好,进入悬索阶段后承载力部分计算值比试验值略偏大,这主要是由于拟静力试验到了悬索大变形阶段后是分两次完成,导致大变形后部分数据略偏小.从荷载位移曲线可以看出,平面框架结构从压拱作用向悬索作用机制转换过程不明显(图中对应的转换点约为位移 150 mm),结构由于悬索作用导致极限承载能力有所提高,大约相当于拱作用机制承载力的 1.4 倍.

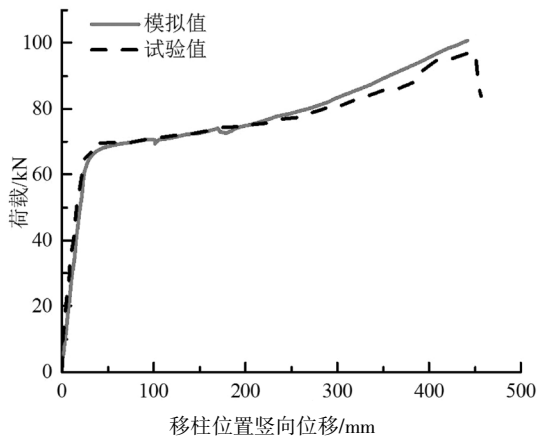


图9 荷载-位移计算结果

Fig.9 The numerical results of load-deformation

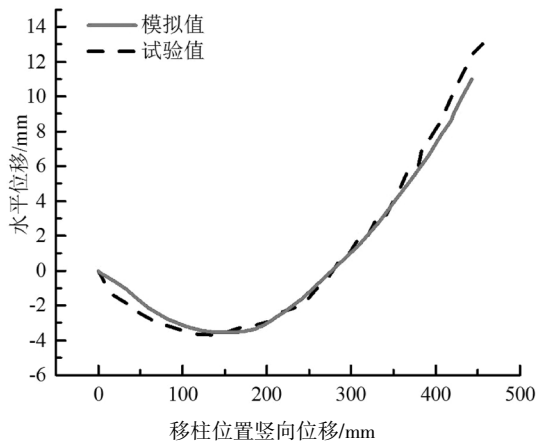


图10 底层框架水平位移数值计算结果

Fig.10 The numerical results of bottom frame horizontal displacement

度增大,塑性承载能力提高,倒塌极限承载能力以及位移均有所增加,但增加的幅度有所减小;除此之外,悬索作用效应也更加明显,这是因为移柱位置相邻梁端的约束随跨数的增加相应增强,侧向抗弯刚度相应有所增加.计算结果也表明,移除构件法进行平面框架抗倒塌分析时,为提高计算效率和计算精度,至少应选用六跨简化模型进行抗倒塌分析与评估.

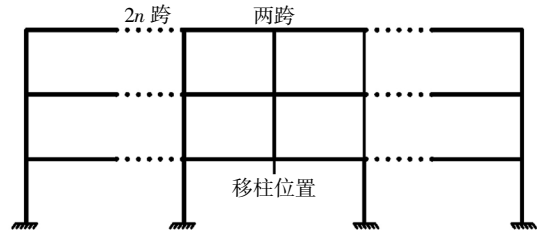


图11 有限元模型

Fig.11 Finite element model

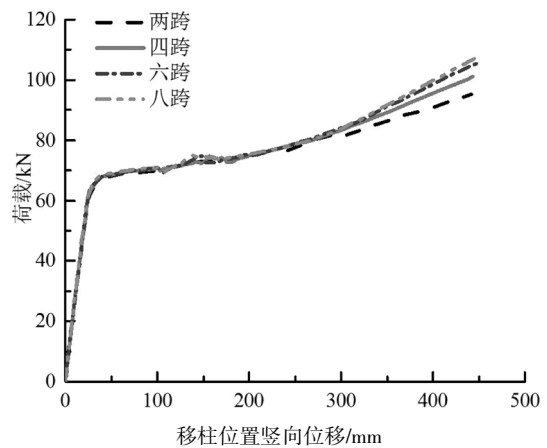


图12 改变跨数数值计算结果

Fig.12 Numerical results of different span

3 抗倒塌性能分析

3.1 结构影响分析

3.1.1 边跨跨数影响

支撑构件失效后的梁柱结构倒塌受力性能与侧向约束有关,其直接影响拱作用以及悬索效应的发展.为研究平面框架边跨跨数对框架结构的整体抗连续倒塌性能的影响,采用本文考虑黏结滑移的有限元计算方法,采用钢筋拉应变10%作为倒塌破坏准则,并基于文献[17]的试验模型框架,分别选取边跨为两跨、四跨、六跨、八跨平面框架结构模型(配筋及结构截面尺寸均与文献[17]中框架一致)进行非线性静力Pushdown分析,有限元模型如图11所示,计算结果如图12、图13以及表8所示.

计算结果表明:随着跨数的增加,侧向约束刚

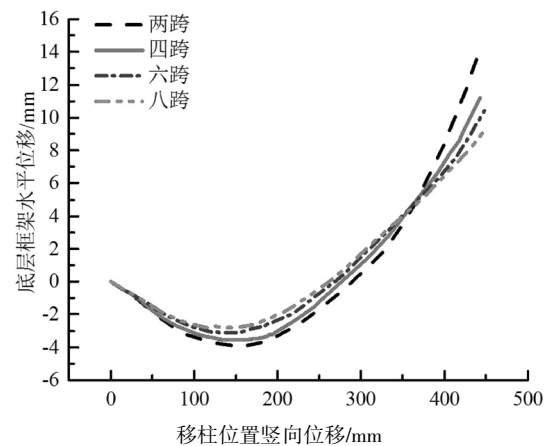


图13 底层框架水平位移数值计算结果

Fig.13 The numerical results of bottom frame horizontal displacement

表 8 不同跨数平面框架计算结果

Tab.8 Calculation results of different span plane frames

跨数	塑性机构		拱机制		悬索机制
	移柱处竖向位移/mm	承载力/kN	底层框架水平位移/mm	承载力/kN	承载力/kN
两跨	42.81	67.41	-3.935	73.21	95.31
四跨	38.11	67.62	-3.540	74.64	101.10
六跨	37.27	67.81	-3.124	74.72	105.68
八跨	35.51	67.91	-2.813	74.79	107.93

3.1.2 框架层数影响

失效柱上方的框架结构层数对整体倒塌受力性能影响较大. 随着框架结构层数的增加, 不平衡荷载的荷载传递路径有所增加, 失效柱上方直接相连的框架梁是防止连续倒塌的第一道防线, 其受力性能是防止倒塌的关键所在. 为研究平面框架结构失效柱上方结构层数对抗连续倒塌性能的影响以及倒塌过程中的受力机制, 基于文献[17]中的试验框架模型参数 (配筋及结构截面尺寸均与文献[17]中框架一致), 依次选取单层、三层、五层、七层、九层、十一层平面框架结构进行非线性静力 Pushdown 分析, 有限元模型如图 14 所示, 中柱柱头荷载-位移曲线如图 15 所示, 框架水平位移与中柱卸载位移关系曲线如图 16 所示, 计算结果如表 9 所示, 其中水平位移负值表示框架向外侧移动, 正值表示框架向内侧移动.

改变框架层数计算结果表明: 随着层数的增多, 塑性位移增大, 压拱作用导致的底层最大水平位移减小, 单层平均塑性承载能力、压拱阶段与悬索阶段承载能力均在降低, 这说明采用单层或者子结构来评估移柱后的多层框架结构会高估其整体抗倒塌能力.

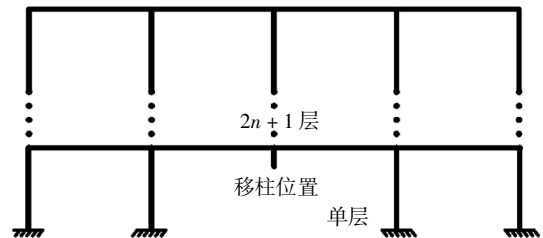


图 14 有限元模型

Fig.14 Finite element model

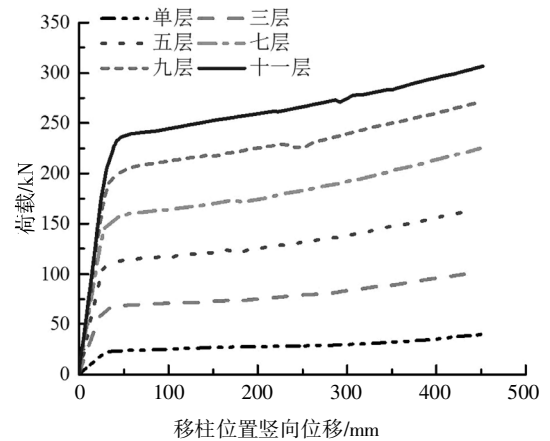


图 15 改变层数数值计算结果

Fig.15 Numerical results of numerical calculation of different layers

表 9 不同层数平面框架计算结果

Tab.9 Comparison of resistance of different layers

层数	塑性机构移柱处竖向位移/mm	拱机制底层框架水平位移/mm	单层承载能力(有限元)/kN			单层塑性计算值 P_{pc}/kN	试验值 P_t/kN	承载力比值		
			塑性机构 P_p/kN	拱机制 P_a/kN	悬索机制 P_u/kN			P_a/P_p	P_u/P_p	P_u/P_a
单层	37.79	-3.594	22.98	26.37	35.97	24.41	—	1.147 5	1.565 3	1.364 1
三层	38.11	-3.540	22.54	24.88	33.70	24.41	24.47	1.103 8	1.495 1	1.354 5
五层	39.81	-3.502	22.41	24.72	32.71	24.41	—	1.103 1	1.459 6	1.323 2
七层	41.83	-3.387	22.33	24.62	32.08	24.41	—	1.102 6	1.436 6	1.303 0
九层	42.34	-3.253	22.18	24.24	30.06	24.41	—	1.092 9	1.355 3	1.240 1
十一层	45.66	-3.157	21.75	23.64	27.86	24.41	—	1.086 9	1.280 9	1.178 5

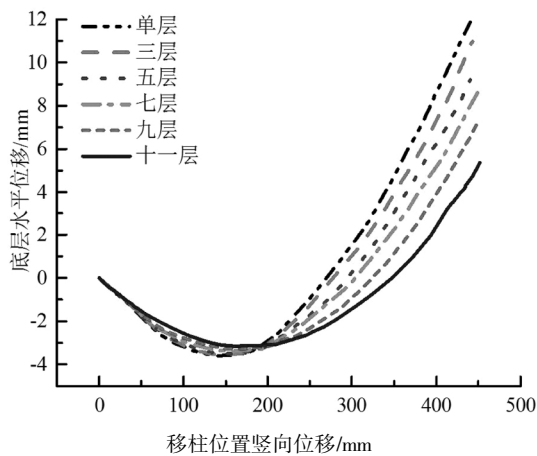


图 16 底层框架水平位移数值计算结果

Fig.16 The numerical results of bottom frame horizontal displacement

3.2 受力机理分析

3.2.1 压拱效应

移柱后框架结构在经历了弹性变形后,随着裂缝的开展逐渐形成压拱作用受力机制,导致结构在压拱推力作用下向外运动从而使得承载能力有所提高,且随着跨高比减小而增大,随着抗弯钢筋配筋率减小而增大^[18].由改变层数的计算结果(表9)可知,压拱作用会导致承载能力提高约10%(相对于塑性机构),且随着移柱上部楼层的增加,平均压拱效应减小,这是由于压拱作用导致的底层水平外推位移减小.由改变边跨跨数计算结果(表8)可知,边跨为八跨时拱机制承载能力和底层框架水平位移比两跨时分别提高约2.16%和降低约28.51%,这是由于压拱效应大小与侧向约束有关,随着侧向约束的增大(边跨跨数增多),压拱作用效应有所增强.

3.2.2 塑性机构

在框架到达塑性阶段时,裂缝开展,框架梁梁端的塑性铰逐渐形成.此时的梁端截面受拉钢筋屈服,受压区保护层混凝土被压碎退出工作后,塑性弯矩达到极限值,截面产生较大的转动.当框架所有梁端都形成塑性铰时,以单层框架为例,结构将转变为如图17所示的几何可变体系.对结构进行塑性分析,可得到结构的极限荷载值,不同层数框架极限荷载的计算值和模拟值以及试验值对比如表9所示,其中单层塑性计算值为:

$$P = nM_p/L \quad (3)$$

式中: M_p 为平面框架梁截面的塑性弯矩; L 为框架

梁净跨, n 为塑性铰数量(图17中 $n=4$).

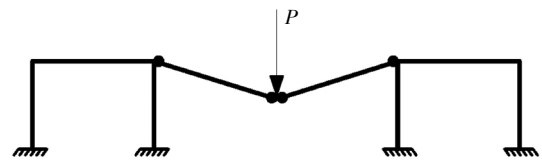


图 17 塑性机构

Fig.17 Hinge plastic hinge mechanism

由表9可知,三层平面框架结构的塑性计算值与试验值较接近,且不同层数框架的有限元模拟结果与计算值也吻合良好.随着框架层数的增加,塑性承载能力在减小,这主要是由于柱侧向变形以及轴向变形导致不同楼层框架梁端塑性铰发展程度存在差异引起的.侧向约束刚度对结构的抗倒塌性能影响较大.改变计算跨度结果表明(表8),随着侧向约束刚度的增大,塑性承载能力有所提高.

3.2.3 悬索效应

随着竖向变形的逐步增大,梁端塑性铰由于受压区混凝土破坏而逐渐失效,框架主要依靠梁内受拉钢筋来承担不平衡荷载,且该荷载是由框架梁内轴力产生的竖向分力来抵抗.同时框架梁内轴力产生的水平分力也会对邻边结构产生受拉作用,此时,移柱后的框架结构会经历从塑性阶段向悬索阶段受力过程的转换(如图18所示).

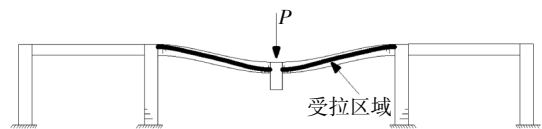


图 18 悬索作用

Fig.18 Catenary action

由表8所示的改变边跨跨数计算结果可知,悬索效应与侧向约束有关,随着侧向约束刚度的提高(边跨跨数增多)悬索效应和极限变形也相应增加.从表9改变平面框架结构层数的计算结果中可以看出,随着计算层数的增加,平均极限承载能力降低:相对于塑性承载能力,极限承载能力从提高56.53%降为28.09%;相对于压拱阶段承载能力,极限承载能力从提高36.41%降为17.85%,这表明随着楼层的增多,由悬索效应导致的极限承载能力提高的幅度在降低.对比图3约束梁试验结果以及文献[19]中空间框架试验结果(考虑了楼板)可知,这

主要是因为随着变形的增加,多层框架梁、楼板进入塑性阶段后的发展顺序、程度以及失效退出而进入悬索阶段的比例随变形的增加存在一定程度的差异造成的,因此,在考虑了现浇楼板以及多层框架空间梁的共同作用下,移柱后的框架极限承载能力可以采用塑性承载能力进行预估。

3.2.4 框架空腹梁效应

进一步分析表9中改变结构层数的计算结果可知,平均承载能力(塑性阶段、压拱阶段、悬索阶段)均随着计算层数的增加而降低。这说明在多层框架结构中,各层梁端由于侧向刚度、变形不一样而导致受力特性有所差别,从而使得整体平均承载能力低于单层计算结果。这也是空腹梁效应作用的结果,空腹梁效应是移柱后框架结构荷载进行重分布的主要原因之一^[20-21]。

对于单层框架梁来说,移柱后梁由于向下变形会在梁端产生内力,梁端受到侧向约束的作用,经历明显的压拱效应、塑性变形等受力过程。对于多层框架结构来说,由于空腹梁作用,各层梁端产生的内力由于柱的弯曲变形而形成新的弯矩来抵抗荷载,从而导致单层与多层框架梁的受力性能有所差异,且由计算结果可知,移柱后的多层框架结构底层受拉变形最大,是引发倒塌的最薄弱部位,是多层框架结构抗连续倒塌的最重要防线。

4 结论

本文基于 OpenSees 非线性分析平台,考虑节点区域黏结滑移特性,采用梁柱节点单元对梁柱节点区域进行模拟,分别对约束梁柱子结构试验、单层以及三层平面框架试验进行了数值模拟计算;分析了结构跨数和层数对抗倒塌性能的影响;研究了钢筋混凝土平面框架结构的倒塌受力机理,得到以下结论:

1)考虑钢筋黏结滑移效应能够显著提高移柱后钢筋混凝土框架结构抗倒塌数值模拟精度,能较好地模拟结构在悬索作用大变形阶段的受力过程。

2)改变平面框架边跨跨数模拟计算表明,随着跨数的增加,侧向约束刚度增大,塑性承载能力以及倒塌极限承载能力均提高,悬索作用效应更加明显。采用移除构件法进行框架抗倒塌设计时,为提高

计算效率和计算精度,至少选用6跨简化模型进行抗倒塌计算与评估。

3)改变平面框架层数数值计算表明,随着移柱上部结构层数的增加,塑性位移在增大,压拱作用导致底层最大水平位移减小,单层平均塑性承载能力、压拱与悬索机制承载能力均降低,采用单层或者子结构来评估移柱后的多层框架结构会高估其整体抗倒塌能力。

4)移柱后平面框架在竖向荷载作用下,结构会存在明显的压拱作用效应、塑性机构、悬索效应以及空腹梁效应,随着侧向约束刚度(边跨跨数)的增大,塑性、压拱以及悬索作用承载能力均得以提高,且压拱作用会导致承载能力提高大约10%(相对于塑性机构),随着移柱上部楼层的增多,平均压拱效应会减小。考虑了现浇楼板以及多层框架空间梁的共同作用下,移柱后的框架极限承载能力可以采用压拱阶段承载能力进行预估。

参考文献

- [1] OLIVEIRA R S, RAMALHO M A, CORRÊA M R S. A layered finite element for reinforced concrete beams with bond-slip effects [J]. *Cement and Concrete Composites*, 2008, 30(3): 245-252.
- [2] LOWES L N, MITRA N, ALTOONTASH A. A beam-column joint model for simulating the earthquake response of reinforced concrete frames [R]. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2003: 1-54.
- [3] SHAFAEI J, ZAREIAN M S, HOSSEINI A, *et al.* Effects of joint flexibility on lateral response of reinforced concrete frames [J]. *Engineering Structures*, 2014, 81: 412-431.
- [4] YU J, TAN K H. Experimental and numerical investigation on progressive collapse resistance of reinforced concrete beam column sub-assemblages [J]. *Engineering Structures*, 2013, 55(4): 90-106.
- [5] 何庆锋,周超,易伟建.爆炸移除钢筋混凝土框架柱抗倒塌性能数值模拟[J].湖南大学学报(自然科学版),2016,43(11):61-67
HE Q F, ZHOU C, YI W J. Numerical simulation on collapse behavior of RC frames with a column removal under blast loads [J]. *Journal of Hunan University (Natural Sciences)*, 2016, 43(11): 61-67. (In Chinese)
- [6] 雷远德,曲哲,王涛.钢筋混凝土空间框架底层梁柱节点双向往复加载试验研究[J].土木工程学报,2014,47(12):64-72.
LEI Y D, QU Z, WANG T. Bidirectional cyclic loading tests on spatial beam-column joints in ground floor of moment-resisting

- RC frames [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2014, 47(12): 64—72. (In Chinese)
- [7] 杨红, 白绍良. 考虑节点内梁纵筋黏结滑移的结构弹塑性地震反应[J]. *土木工程学报*, 2004, 37(5): 16—22.
- YANG H, BAI S L. Elastoplastic earthquake response of structure considering slippage between longitudinal steel bar and concrete of beam in nodes [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2004, 37(5): 16—22. (In Chinese)
- [8] SOLEIMANI D, POPOV E P, BERTERO V V. Hysteretic behavior of reinforced concrete beam-column subassemblages [J]. *Journal Proceedings*. 1979, 76(11): 1179—1196.
- [9] 杨红, 赵雯桐, 莫林辉, 等. 考虑节点非弹性变形的 RC 框架地震反应分析[J]. *湖南大学学报(自然科学版)*, 2014, 41(9): 27—34.
- YANG H, ZHAO W T, MO L H, *et al.* Seismic response analysis of RC frame considering inelastic deformations of beam-column joints [J]. *Journal of Hunan University(Natural Sciences)*, 2014, 41(9): 27—34. (In Chinese)
- [10] 解琳琳, 叶献国, 种迅, 等. OpenSees 中混凝土框架结构节点模型关键问题的研究与验证 [J]. *工程力学*, 2014, 31(3): 116—121.
- XIE L L, YE X G, CHONG X, *et al.* Research and verification on joint model of RC frame structure in OpenSees [J]. *Engineering Mechanics*, 2014, 31(3): 116—121. (In Chinese)
- [11] ELIGEHAUSEN R, POPOV E P, BERTERO V V. Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations [R]. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 1983: 23—82.
- [12] SHIMA H, CHOUL L, OKAMURA H. Bond characteristics in post-yield range of deformed bars [J]. *Proceeding of the Japan Society of Civil Engineers*, 1987, 1987(378): 213—220.
- [13] VIWATHANATEPA S, POPOV E P, BERTERO V. Effects of generalized loading on bond of reinforcing bars embedded in confined concrete blocks [R]. Berkeley: Earthquake Engineering Research Center, 1979: 22—79.
- [14] WONG P S, VECCHIO F J, TROMMELS H. *Vector2 and formworks user's manual* [M]. Toronto: University of Toronto, 2003: 1—114.
- [15] 何庆锋, 易伟建. 考虑悬索作用钢筋混凝土梁柱子结构抗倒塌性能试验研究[J]. *土木工程学报*, 2011, 44(4): 52—59.
- HE Q F, YI W J. Experimental study of the collapse-resistant behavior of RC beam-column sub-structures considering catenary action [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2011, 44(4): 52—59. (In Chinese)
- [16] 蒋曲翀. 钢筋混凝土框架结构倒塌过程中动力效应试验研究 [D]. 长沙: 湖南大学土木工程学院, 2014: 15—23.
- JIANG Q C. Experimental study on the dynamic effect for RC frame structures to resist progressive collapse [D]. Changsha: College of Civil Engineering, Hunan University, 2014: 15—23 (In Chinese)
- [17] 易伟建, 何庆锋, 肖岩. 钢筋混凝土框架结构抗倒塌性能的试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2007, 28(5): 104—109.
- YI W J, HE Q F, XIAO Y. Collapse performance of RC frame structure [J]. *Journal of Building Structures*, 2007, 28(5): 104—109. (In Chinese)
- [18] SU Y P, TIAN Y, SONG X S. Progressive collapse resistance of axially-restrained frame beams [J]. *ACI Structural Journal*, 2009, 106(5): 600—607
- [19] 何庆锋. 钢筋混凝土框架结构抗倒塌性能试验研究 [D]; 长沙: 湖南大学土木工程学院, 2010: 91—123.
- HE Q F. Research on progressive collapse behavior of RC frame structures [D]. Changsha: College of Civil Engineering, Hunan University, 2010: 91—123. (In Chinese)
- [20] STINGER S M, ORTON S L. Experimental evaluation of disproportionate collapse resistance in reinforced concrete frames [J]. *ACI Structural Journal*, 2013, 110(3): 521—529.
- [21] MEHRDAD S, SERKAN S. Progressive collapse resistance of hotel san diego [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2008, 134(3): 478—488.