

基于组合楼板影响的空间钢框架连续倒塌分析

王 来^{1,2}, 邱 婧¹, 马 洋¹

(1. 山东科技大学 土木工程与建筑学院, 山东 青岛 266590;

2. 山东科技大学 山东省土木工程防灾减灾重点实验室, 山东 青岛 266590)

摘 要: 建筑结构在意外事件情况下的连续倒塌问题, 已成为国内外土木工程学科的研究热点。钢与混凝土组合楼板作为目前钢结构常用的楼板形式, 对结构的抗连续倒塌能力影响较大。采用拆除构件法对不带楼板、带钢筋混凝土楼板和带组合楼板的 9 层空间钢框架进行了连续倒塌仿真计算, 分析比较了不同框架的自振周期、破坏模式、相邻构件内力变化与失效机制等, 研究了组合楼板对结构抗连续倒塌能力的影响。研究表明, 考虑组合楼板后空间钢框架结构的抗连续倒塌能力得到显著提高, 且提高程度大于钢筋混凝土楼板。

关键词: 连续倒塌; 组合楼板; 空间钢框架; 拆除构件法; 仿真分析

中图分类号: TU391

文献标志码: A

文章编号: 1672-3767(2014)04-0050-08

Progressive Collapse Analysis of Space Steel Frames Considering the Influence of Composite Floor Slab

Wang Lai^{1,2}, Qiu Jing¹, Ma Yang¹

(1. College of Civil Engineering and Architecture, Shandong University of Science and Technology, Qingdao, Shandong 266590, China; 2. Shandong Provincial Key Laboratory of Civil Engineering Disaster Prevention and Mitigation, Shandong University of Science and Technology, Qingdao, Shandong 266590, China)

Abstract: The problem of progressive collapse of building structures in accidental situation has become a research focus in the civil engineering field at home and abroad. Steel-concrete composite floor slabs are commonly used in steel structure frames. The composite slabs served as the main structural components play a major role in resisting the continuous collapse. The progressive collapse simulation calculation was conducted using alternate path method on the nine-space frames without floor slab, with reinforced concrete floor slabs and composite floor slabs. The natural cycle of the different frameworks, failure mode, adjacent components internal force and mechanism of failure were made contrastive study. The result shows that composite floor slabs can significantly improve the progressive collapse resistance of the steel frame structures and the degree of improvements is greater than that in the reinforced concrete floor slabs.

Key words: progressive collapse; composite floor slab; space steel frames; alternate load path method; simulation analysis

结构的连续倒塌是指由于意外荷载造成结构局部破坏, 并引发连锁反应导致破坏向结构的其他部分扩散, 最终使结构主体丧失承载力并发生大范围坍塌的现象^[1]。结构连续倒塌以破坏发生的瞬时性为特征, 严重危害人民生命财产安全, 因而日益受到公众的关注和研究者的重视。

对于结构抗连续倒塌的研究国外开展较早。2003 年, 美国规范 General Services Administration GSA

收稿日期: 2014-01-11

基金项目: 国家自然科学基金项目(51178259)

作者简介: 王 来(1963—), 男, 山西阳高人, 教授, 博士生导师, 主要从事钢结构及组合结构方面的教学与研究。

E-mail: wlkdtjxy@sina.com

(2003)^[2]提出了一个抗倒塌评估流程,详细介绍了拆除构件法。2005年,美国规范 Department of Defense (DOD)^[3]对建筑物进行了安全等级划分,分别采用不同的设计方法提高结构的抗连续倒塌能力。需要指出的是,上述两规范所介绍的设计方法均针对纯框架实施,并未考虑楼板的作用。我国对连续倒塌的研究尚处于起步阶段,与国外设计方法类似,一般框架连续倒塌分析中都不考虑楼板的作用,少数国内学者利用先进的有限元分析工具,针对楼板等构件对结构抗连续倒塌性能的影响进行研究,并取得了一些重要结论。2010年,梁益等^[4]通过比较带楼板和不带楼板的2栋框架结构倒塌仿真计算结果,得到了楼板可使框架结构的抗连续倒塌能力有较大提高的结论。可见,楼板作为结构的一部分,必然会对结构的整体性产生影响。因此,在进行结构抗连续倒塌能力分析时考虑其作用是十分必要的^[5]。

通过对组合楼板进行合理的建模,比较不考虑楼板、考虑钢筋混凝土楼板和考虑组合楼板的模型计算结果,分析组合楼板对建筑结构抗连续倒塌能力的影响。

1 结构抗连续倒塌分析方法

1.1 拆除构件法

拆除构件法是评价结构抗连续倒塌能力的方法之一,该方法是指首先拆除一根或几根主要的竖向受力构件(本文选取框架柱)以模拟结构的初始局部破坏,然后按照荷载加载时间曲线(q, N 分别为均布荷载、集中荷载产生的内力, t 为内力作用持续的时间)对剩余结构进行加载和动力分析(图1),以确定结构倒塌的蔓延程度^[6]。该方法需要确定柱失效时间及失效柱的位置,柱失效时间的规定为不超过剩余结构相关模态周期的 $1/10$ ^[7]。

1.2 构件失效准则

偶然荷载使结构的主要受力构件发生破坏并导致荷载传递路径发生改变,引发相邻构件失效和荷载重分布。因此,根据等效塑性应变准则,计算过程中以产生过度变形作为判别构件失效的依据,即以构件达到钢材极限拉应变的0.2作为结构发生倒塌破坏的临界条件^[8]。为此,分析过程中主要考虑与极限拉应变相关的几个指标,如自振周期、位移、塑性转角和相邻构件内力变化等,来分析衡量组合楼板对空间钢框架抗连续倒塌能力的影响^[9]。

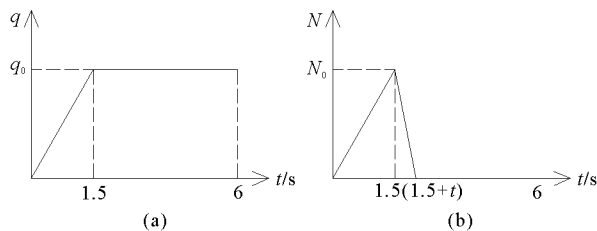


图1 荷载时间曲线

Fig. 1 Load-time curve

2 模型建立

2.1 工程概况

工程为某市一9层空间钢框架,纵向三跨,横向两跨,跨度均为5m,层高4m,分别采用纯钢框架、钢筋混凝土楼板和组合楼板,对应以上三种情况依次建立模型A,B,C。钢筋混凝土楼板采用厚度90mm的C30混凝土板,组合楼板采用将压型钢板等效为平板后厚度90mm的C30组合板,结构平面如图2所示。所有梁柱均为焊接工字型截面,梁柱之间采用刚接,底层柱与基础为固结,梁柱截面尺寸如表1所示。钢材和混凝土的本构关系均为理想弹塑性,结构平面图如图2所示,材料基本参数见表2。楼面恒荷载 S_c (5 kN/m^2),楼面、屋面活荷载 S_1 (2 kN/m^2),墙体线荷载 S_w (8 kN/m^2),不考虑风荷载作用。

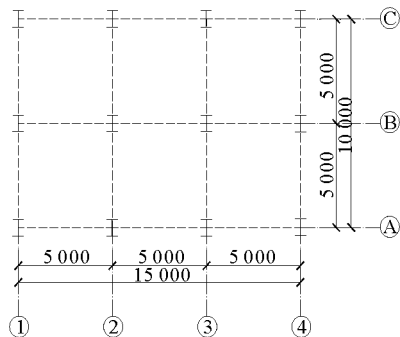


图2 结构平面图

Fig. 2 Construction plan

表 1 梁柱截面尺寸

Tab. 1 The size of columns and beams section

构件名称	mm			
	高	宽	腹板厚	翼缘厚
梁	300	250	10	12
柱	400	300	12	14

表 2 材料基本参数

Tab. 2 Basic parameters of the material

材料种类	弹性模量/ Pa	泊松比	密度/ (kg/m ³)	屈服强度/ MPa	失效应变
钢筋	2.0×10^{11}	0.3	7 850	235	0.20
混凝土	3.0×10^{10}	0.2	2 500	335	0.02

GSA2003^[2]中规定对于框架结构,在进行连续倒塌分析评估时,对一层外围角柱、长边中柱、短边中柱一一进行倒塌分析,而且对地下停车场或难以控制的公共建筑的底层区域,尚应考虑汽车撞击或爆炸等偶然荷载的作用,应拆除内部柱对结构进行连续倒塌分析。所以考虑六种工况进行分析,分别为一层四种基本工况,五层、九层角柱两种工况(图 3)。

2.2 有限元简化计算模型

1) 钢梁柱简化模型(模型 A)

使用 ANSYS 软件建立有限元模型,用梁单元 BEAM188 模拟框架中的梁和柱。采用耦合方法模拟梁柱节点的连接,不约束其转动,采用刚接^[10]。

2) 钢筋混凝土楼板简化模型(模型 B)

在模拟钢筋混凝土楼板时,考虑到其主要贡献是在相应的梁柱构件破坏后,楼板内的钢筋网通过双向拉结作用来提高结构的抗连续倒塌能力^[11],虽然楼板混凝土的贡献较小,但为了与纯钢框架有所区别,仍然考虑混凝土的作用,另外根据设计计算得到楼板配筋结果,采用杆单元建立相应的楼板钢筋网。根据这一受力特点建立非线性有限元模型,采用 SHELL63 薄壳单元模拟钢筋混凝土楼板,上布 LINK8 杆单元模拟的钢筋网。楼板与梁柱连接采用耦合的方法,耦合 X, Y, Z 方向平动自由度,不约束其转动。

3) 压型钢板-混凝土组合楼板简化模型(模型 C)

钢与混凝土组合楼板是利用压型钢板凹凸不平的齿槽,使其与混凝土粘结成整体共同受力的构件。使用有限元法对其进行分析时,可以分别反映混凝土和钢材的特性,用特殊单元模拟两者之间的组合作用,这也是压型钢板有限元模型与普通混凝土板的不同之处。

压型钢板作为各向异性材料,分析时如果划分为细小的各向同性平板单元计算,必然会造成划分的单元数太多,对实际工程设计并不现实。本文采用将压型钢板等效为正交各向异性平板的方法来克服这种弊端,引入壳单元 Shell91 来模拟组合楼板^[12]。将该单元的第 1~8 层定义为混凝土板层,焊接于压型钢板上的钢筋按面积相等的原则等效为钢筋层,第 9 层定义为压型钢板层,组合截面如图 4 所示。

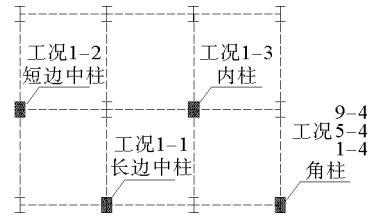


图 3 拆除构件位置示意图

Fig. 3 Location of components

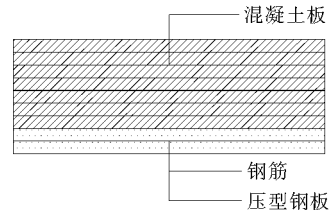


图 4 组合楼板等效截面

Fig. 4 Equivalent cross section of composite floor slab

表 3 结构自振周期

Tab. 3 Natural vibration periods of the structures s

振型阶数	模型 A	模型 B	模型 C
1	0.828 32	0.573 43	0.438 56
2	2.364 80	1.665 90	1.286 40
3	3.800 40	2.661 50	2.069 70
4	5.205 90	3.605 00	2.781 70
5	6.586 20	4.449 30	3.420 70
6	7.919 30	5.252 40	3.977 30
7	8.292 70	5.877 80	4.436 50
8	9.159 50	6.409 90	4.780 80
9	10.220 00	6.427 10	4.842 20
10	10.627 00	6.706 30	4.994 70

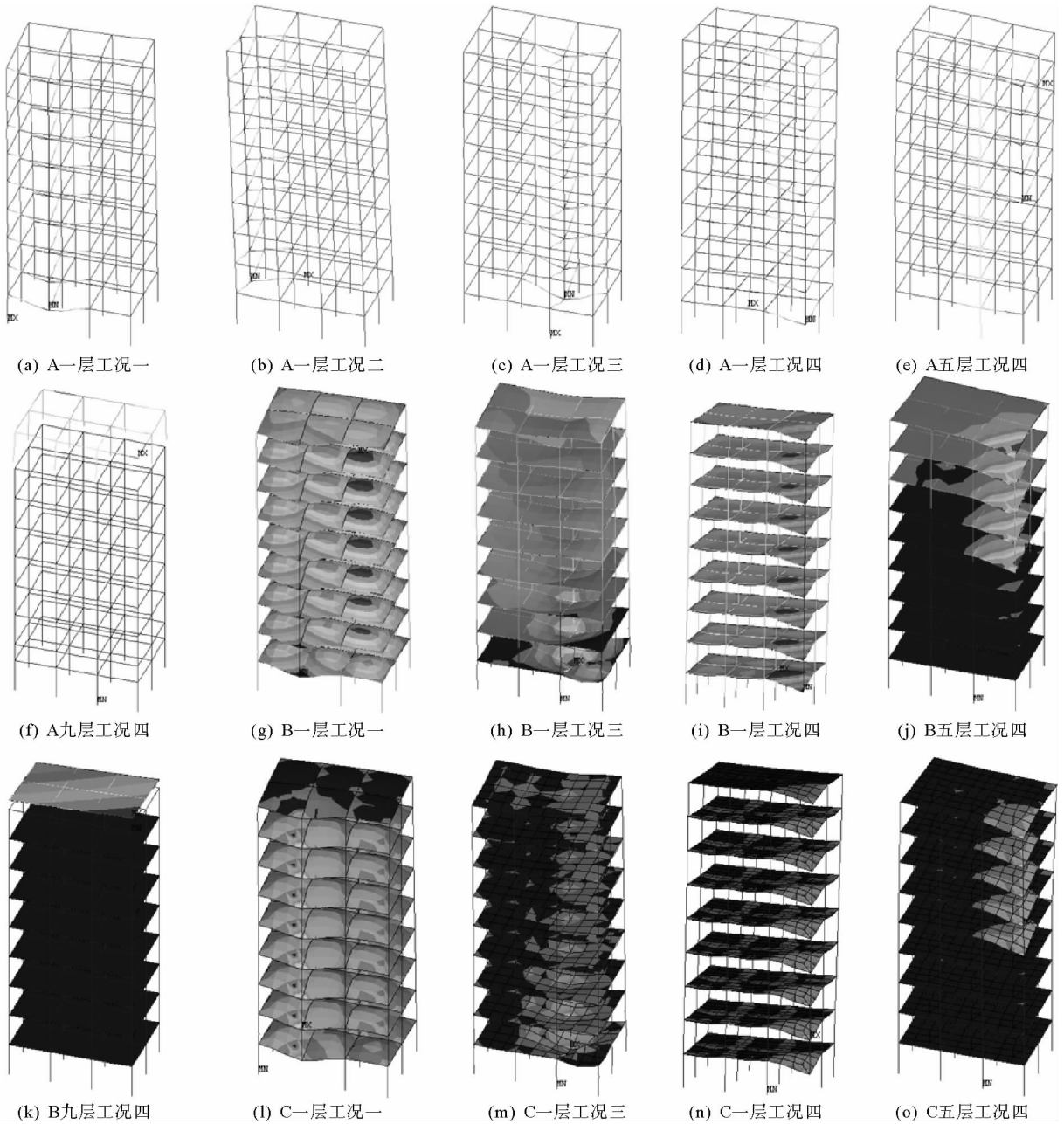
3 计算结果分析

3.1 结构模态与破坏形式分析

利用 ANSYS 软件进行模态分析,得到模型 A, B, C 的自然振动周期(表 3)。可见,三种模型的自振频率依次降低,即刚度逐渐增大。根据所得周期,取结构一阶自振频率的 1/10

作为 t_f , 即取 $t_{fA}=0.08, t_{fB}=0.06, t_{fC}=0.04$ 。

进一步考察计算得到的构件变形模式(图 5)。是否考虑楼板, 破坏模式有显著差别, 即使都考虑了楼板的影响, 组合楼板和普通钢筋混凝土楼板对结构的抗倒塌能力的影响也有明显的不同。



注:①图名称 A,B,C 分别代表模型 A,B,C;②图名称一层、五层、九层分别代表一层、五层、九层对应构件破坏

图 5 几种典型结构破坏模式

Fig. 5 Kinds of typical structure failure mode

对三种模型分别进行有限元瞬态分析,表 4 列出了六种工况下构件失效瞬间相邻柱轴力、梁端弯矩、梁柱应变和节点转角。以构件达到钢材极限拉应变 0.2 作为结构结构发生倒塌破坏的依据,表 5 列出了三种模型拆除构件法分析结果,并将倒塌情况用“*”标识出来。

分析表 4 并对比图 5(d),图 5 (e),图 5 (f)可知,拆除一层角柱时,与角柱相邻的长边中柱虽然也发生了

较大的位移但三种模型都不会发生大面积的连续倒塌,梁柱均没有达到屈服(模型 A 柱-1、梁-1、梁-2 应变分别为 0.114 7,0.185 8,0.194 4)。拆除五层柱子时,模型 A 柱-1、梁-1、梁-2 应变分别为 0.156 6,0.322 6,0.337 9,破坏构件相邻的同层和上层的构件被拔起,梁达到屈服,模型 B、C 梁柱均未达到屈服。拆除九层柱子时,三种模型均有不同程度的倒塌,与失效构件相邻的梁屈服(三种模型梁-1 应变分别为 0.341 8,0.285 0,0.255 7,梁-2 应变分别为 0.359 5,0.317 0,0.284 41),模型 A 第九层全部坍塌,模型 B、C 结构局部坍塌。这是由于被拆除柱子楼层越高,其上部结构的超静定次数越少,结构的冗余传力路径越少,各层梁重分配的内力越大,就越容易发生连续倒塌。当考虑了楼板之后(图 5(i),图 5(j),图 5(k)),破坏作用仅发生在与所拆除构件相邻的小区域内,塑性区域较大但位移值均匀,受力合理。

表 4 不同模型抽柱后相邻构件的内力和变形

Tab. 4 The results of adjacent components internal force and deformation of different models after dismantle components

		模型 A				模型 B				模型 C			
		轴力/ kN	弯矩/ (kN×m)	应变	转角/ rad	轴力/ kN	弯矩/ (kN×m)	应变	转角/ rad	轴力/ kN	弯矩/ (kN×m)	应变	转角/ rad
工况 1-1	柱-1	704	—	0.105 40	0.052 04	694	—	0.092 50	0.040 66	658	—	0.082 99	0.036 17
	梁-1	—	218.2	0.161 00	0.126 12	—	96.0	0.148 70	0.100 52	—	89.7	0.133 41	0.089 42
	梁-2	—	151.0	0.150 70	0.104 08	—	74.8	0.135 60	0.081 28	—	82.6	0.121 66	0.072 30
	梁-3	—	106.2	0.176 10	0.156 12	—	90.8	0.152 60	0.110 52	—	80.1	0.136 91	0.098 31
工况 1-2	柱-1	643	—	0.102 20	0.041 42	576	—	0.082 30	0.037 10	533	—	0.073 84	0.033 00
	梁-2	—	158.4	0.148 50	0.118 56	—	103.8	0.132 70	0.093 42	—	93.0	0.119 06	0.083 10
	梁-3	—	95.0	0.136 30	0.115 70	—	76.2	0.128 70	0.085 65	—	72.9	0.115 47	0.076 19
	梁-4	—	158.2	0.162 60	0.154 30	—	88.6	0.146 60	0.112 75	—	85.2	0.131 53	0.100 30
工况 1-3	柱-1	517	—	0.097 70	0.034 87	467	—	0.079 85	0.035 95	415	—	0.071 64	0.031 98
	梁-1	—	154.0	0.143 10	0.089 75	—	124.3	0.116 96	0.123 57	—	112.1	0.104 93	0.109 92
	梁-2	—	153.8	0.128 00	0.134 62	—	122.9	0.104 61	0.107 62	—	98.4	0.093 86	0.095 73
	梁-3	—	153.8	0.128 00	0.134 62	—	122.9	0.104 61	0.107 62	—	98.4	0.093 86	0.095 73
工况 1-4	梁-4	—	154.0	0.143 10	0.089 75	—	124.3	0.116 96	0.123 57	—	112.1	0.104 93	0.109 92
	柱-1	1 250	—	0.114 70	0.107 93	985	—	0.103 00	0.083 30	857	—	0.092 41	0.074 10
	梁-1	—	129.2	0.185 80	0.161 89	—	105.2	0.152 70	0.166 50	—	94.5	0.137 00	0.037 07
工况 5-4	梁-2	—	135.8	0.194 40	0.185 80	—	119.0	0.176 70	0.188 66	—	95.4	0.158 53	0.032 72
	柱-1	472	—	0.156 60	0.147 70	452	—	0.144 00	0.136 51	404	—	0.129 19	0.121 43
	柱-2	380	—	0.070 90	0.023 65	370	—	0.056 00	0.018 25	346	—	0.050 24	0.004 06
	梁-1	—	67.5	0.322 60	∞	—	46.4	0.185 40	0.184 76	—	42.7	0.166 34	0.032 04
工况 9-4	梁-2	—	53.2	0.337 90	∞	—	65.2	0.185 60	0.196 39	—	52.5	0.166 52	0.174 70
	柱-2	314	—	0.039 30	∞	307	—	0.025 10	∞	294	—	0.022 52	∞
	梁-1	—	58.4	0.341 80	∞	—	56.5	0.285 00	∞	—	51.4	0.255 70	∞
	梁-2	—	49.8	0.359 50	∞	—	47.3	0.317 00	∞	—	38.6	0.284 41	∞

注:柱-1、柱-2 分别代表失效点上侧柱和下侧柱,梁-1、梁-2、梁-3、梁-4 分别代表了失效点左、后、右、前侧梁。

表 5 不同模型拆除构件法分析结果

Tab. 5 The results of simulations for collapse of different models

工况	拆除构件	模型 A	模型 B	模型 C
1-1	长边中柱	不倒塌	不倒塌	不倒塌
1-2	短边中柱	不倒塌	不倒塌	不倒塌
1-3	内柱	不倒塌	不倒塌	不倒塌
1-4	角柱	不倒塌	不倒塌	不倒塌
5-4	角柱	中度倒塌*	不倒塌	不倒塌
9-4	角柱	完全倒塌*	重度倒塌*	中度倒塌*

注:① 工况 X-Y 中,X、Y 分别指拆除构件的楼层和工况代号;② 倒塌情况中,不倒塌、轻微倒塌、中度倒塌、重度倒塌、完全倒塌分别指应变大于 0.2 的构件数目等于 0 个、不大于 2 个、不大于 4 个,不大于 6 个,不小于 6 个。

结合表 4 和图 5 可知,被拆除柱子的楼层位置越高或者拆除角柱情况下引起的结构反应最大。对比三种模型在工况 1-4 情况下柱-1 应变(图 6)和柱-1 顶点(以下简称失效点)的塑性转角(图 7),柱-1 应变分别为 0.003 441,0.001 633 和 0.000 4,模型 C 应变值为模型 A,B 应变的 11.62%和 24.49%。如图 7 所示,模型 C 失效点转角值仅为模型 A,B 转角值的 4.94%和 12.03%。均可说明组合楼板可以有效降低结构发生连续倒塌的风险。

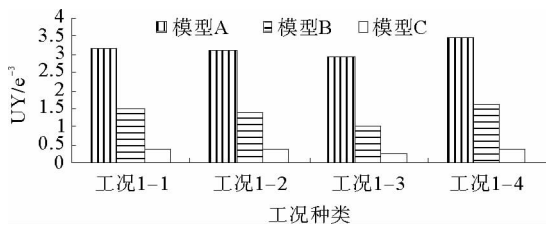


图 6 不同工况下柱-1 应变

Fig. 6 Strain of column-1 under different working conditions

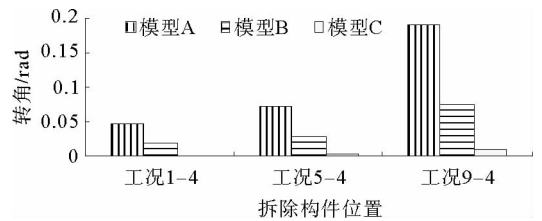


图 7 不同工况下柱-1 失效点处塑性转角

Fig. 7 Plastic rotation angle of column-1 under different working conditions

3.2 构件内力分析

构件失效后,其相邻构件的内力会发生明显的变化。图 8 绘制了三种模型在不同工况条件下与失效构件相邻构件的内力时程曲线。角柱失效后,模型 A,B,C 中失效柱相邻的上侧柱-1 轴力都比原轴力有所增加(图 8(a),图 8(c)),下侧柱-2 与原柱轴力基本相同,且变化幅度不大(图 8(e))。失效柱相邻梁的梁端弯矩均比失效前明显增加,即使三种模型梁-1 均失效(图 8(f)),梁端弯矩增加程度也不同,这是因为楼板帮助框架梁吸收了一部分振动能量,有利于实现荷载的多路径传递,对框架主受力构件有利。

3.3 构件位移分析

不同工况下失效点的竖向位移时程曲线如图 9 所示,柱失效后失效点的最大位移如表 6 所示。

在同样工况条件下,模型 C 的失效点位移仅为模型 A 的 5.61%,4.49%,2.76%(对应工况 1-1~9-4,下同),为模型 B 的 35.54%,35.56%,35.57%,35.55%,83.10%。以工况 1-4(图 9(d))为例,模型 A 失效时引起的位移最大,最大位移值约为 0.185 m,最小位移约为 0.155 m,浮动量达到了 0.03 m。模型 B 和模型 C 结构失效点的响应较小,且较为接近,依次以 0.03 m,0.01 m 为中心上下波动,最大、最小位移值分别为 0.045,0.250,0.018 和 0.004 m,浮动量非别为 0.020 和 0.014 m。可见,楼板尤其是组合楼板的存在可以很大程度上减小构件失效后失效点处的位移,进而降低结构连续倒塌的风险。

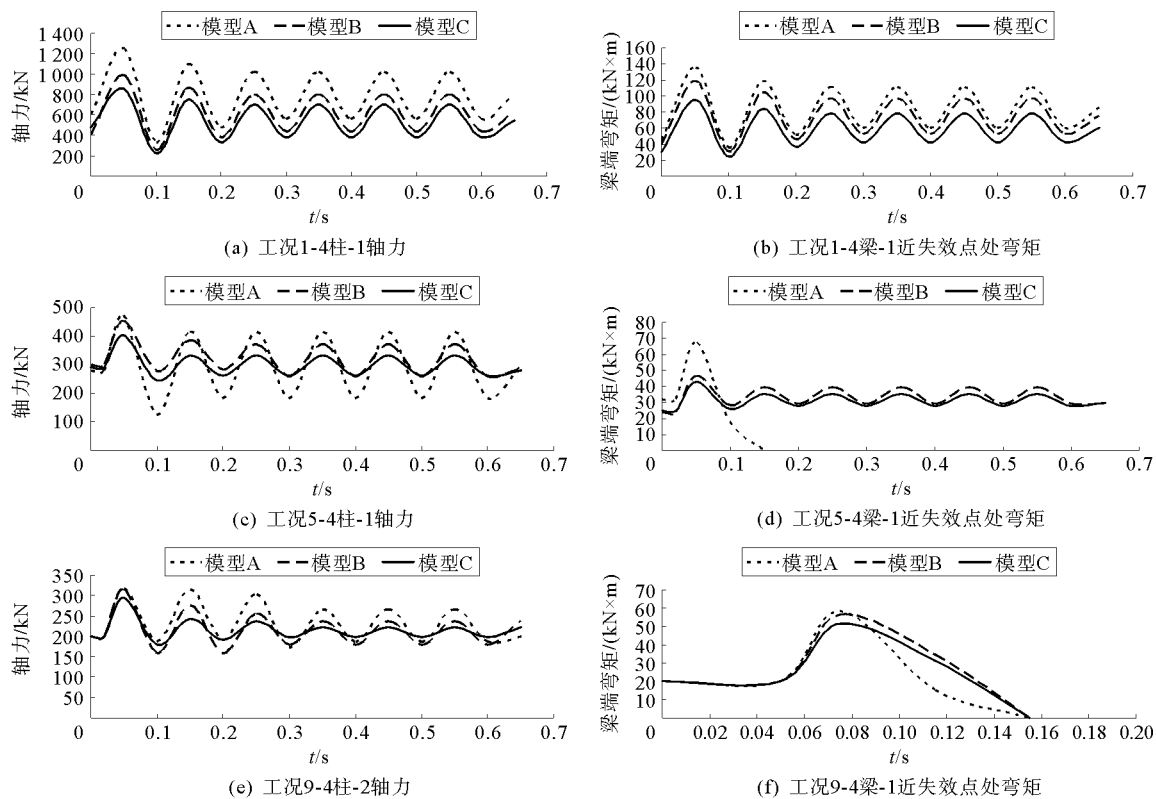


图 8 不同工况下失效点处相邻构件内力时程曲线

Fig. 8 Internal force time history curve of adjacent structures under different working condition

表 6 柱失效后失效点的最大竖向位移

Tab. 6 The maximum vertical displacement of failure point after demolishing the column mm

工况	1-1	1-2	1-3	1-4	5-4	9-4
模型 A	158.72	140.99	136.24	180.70	∞	∞
模型 B	25.04	17.80	10.57	45.66	133.42	∞
模型 C	8.90	6.33	3.76	16.23	110.88	∞

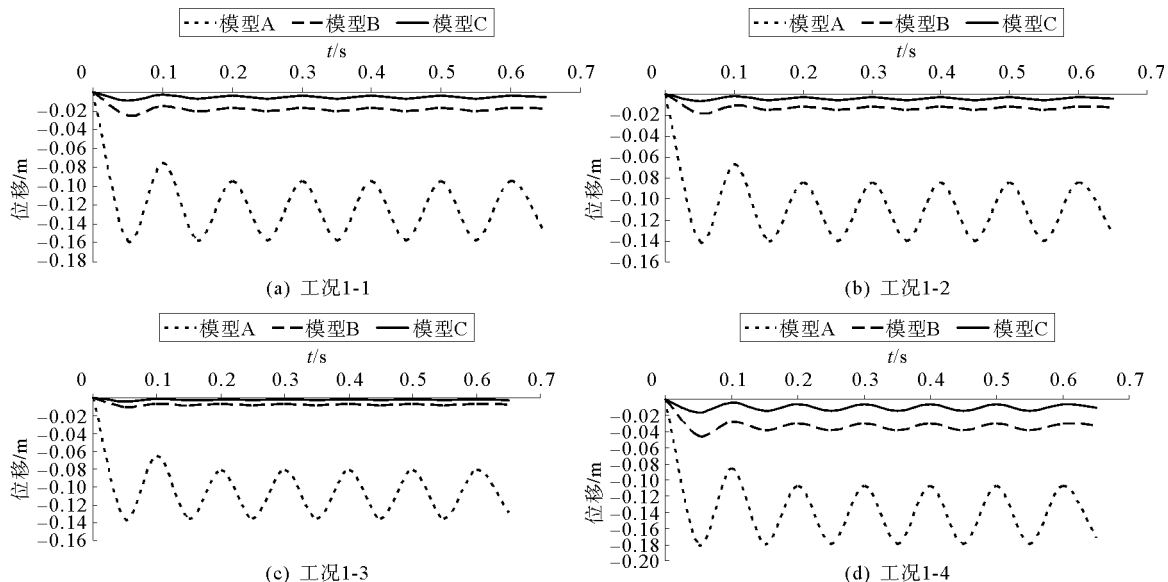


图 9 工况 1-4 失效节点处竖向位移时程曲线

Fig. 9 Vertical displacement time history curves of failure point in working condition 1-4

4 结论

1) 考虑楼板与不考虑楼板时框架的连续倒塌计算结果差距很大,考虑楼板比不考虑楼板的抗连续倒塌能力有所提高,而考虑了组合楼板后,抗倒塌能力又明显高于前两者。不考虑楼板贡献的设计方法是偏于安全的,但也会造成一些浪费。

2) 组合楼板可以大大提高结构的刚度,改变结构的破坏模式,带组合楼板的钢框架在相同荷载作用下不会发生过大变形,一般只会发生由于组合楼板剪力连接件强度不足而导致的局部楼板掀起,避免结构发生明显的脆性破坏,保证结构的延性。

3) 柱失效瞬间,所在位置两侧梁跨度增大一倍,纯钢框架整个局部结构都退出工作,相邻的构件发生明显的内力变化。考虑楼板后,楼板可将力传导至相邻的其他梁上,提供的额外传导路径比纯钢框架多,此时柱失效处的拉结力由梁板柱共同承担,形成空间拉结力,较好地发挥了膜的作用,“吊”住了脱落的结构,形成一定的塑性区域和悬索机构,提高了结构的抗连续倒塌能力。进一步考虑组合楼板后,组合楼板中混凝土受压,且受压区高度增加,压型钢板和钢筋网片受拉,梁翼缘极限塑性性能发展,达到极限应变值的钢梁面积大于纯钢框架的相应情况,此时在中间梁位置产生的弯矩反而对抵抗变形有利,结构应变进一步减小。此外,破坏集中发生在失效构件的垂线上,其他部分基本没有受到影响,只要对局部进行加固修补就可以保证结构的正常使用。

4) 被拆除柱子楼层高或被拆除构件为角柱时,各层梁重分配的内力增大,容易发生连续倒塌破坏。而组合楼板可以帮助框架梁柱吸收一部分振动能量,有利于实现荷载的多路径传递,受力合理,避免应力集中现象。因此,建议对组合板与钢梁之间的连接、各层角柱以及顶层梁进行加强,以满足抗连续倒塌的要求。

参考文献:

- [1] Ellingwood B R. Mitigating risk from abnormal loads and progressive collapse[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2006, 20(4): 315-323.
- [2] U. S. General Services Administration GSA (2003). Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects[S]. Washington D. C. , 2003: 36-57.
- [3] U. S. Department of Defense (DOD). Design of buildings to resist progressive collapse[S]. U. S. Unified Facilities Criteria, 2005: 68-74.
- [4] 梁益, 陆新征, 李易, 等. 楼板对结构抗连续倒塌能力的影响[J]. 四川建筑科学研究, 2010, 36(2): 5-6.
Liang Yi, Lu Xinzhen, Li Yi, et al. Influence of slabs on the progressive collapse behavior of structures[J]. Journal of Building Science Research of Sichuan, 2010, 36(2): 5-6.
- [5] Majjanishvili S M. Progressive analysis procedure for progressive collapse[J]. ASCE Journal of Performance of Constructed Facilities, 2004, 18(2): 79-85.
- [6] 王铁成, 刘传卿. 钢框架结构动力连续倒塌分析[J]. 建筑结构, 2010, 40(4): 5-8.
Wang Tiecheng, Liu Chuanqing. Dynamic progressive collapse analysis of steel frame structure[J]. Journal of Building Structure, 2010, 40(4): 5-8.
- [7] 谢甫哲, 舒赣平, 凤俊敏. 基于抽柱法的钢框架连续倒塌分析[J]. 东南大学学报: 自然科学版, 2010, 40(1): 154-159.
Xie Fuzhe, Shu Ganping, Feng Junmin. Progressive collapse analysis of steel frame structure using removing column method[J]. Journal of Southeast University: Natural Science Edition, 2010, 40(1): 154-159.
- [8] Kim J, Kim T. Assessment of progressive collapse-resisting capacity of steel moment frames[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65(1): 169-179.
- [9] 王赞, 刘国友, 王寒冰, 等. 考虑楼梯的框架结构连续倒塌分析[J]. 建筑结构, 2012, 42(9): 90-93.
Wang Zan, Liu Guoyou, Wang Hanbing, et al. Progressive collapse analysis of frame structure with stairs[J]. Journal of Building Structure, 2012, 42(9): 90-93.
- [10] 马慧敏. 钢框架结构的连续倒塌动力响应分析[D]. 济南: 山东建筑大学, 2013: 37-61.
- [11] 李艳. 空间钢框架连续倒塌动力响应仿真分析[D]. 桂林: 广西大学, 2008: 38-53.
- [12] 李纬华. 压型钢板-混凝土组合楼板有限元分析[D]. 兰州: 兰州理工大学, 2004: 26-27.