

博士学位论文

钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与 结构体系鲁棒性评估方法

(国家自然科学基金项目资助,51378380; 土木工程防灾国家重点实验室基金资助,SLDRCE19-A-03)

- 姓 名:王俊杰
- 学 号: 1410215
- 所在院系: 土木工程学院
- 学科门类:工学
- 学科专业: 土木工程
- 指导教师: 王伟 教授

二〇二〇年九月



A dissertation submitted to Tongji University in conformity with the requirements for the degree of Doctor of Philosophy

Progressive Collapse Mechanism of Steel-

Concrete Composite Floor System and

Robustness Evaluation Method of Structural

System

(Natural Science Foundation of China No.51378380; State Key Laboratory of Diaster Reduction in Civil Engineering, SLDRCE19-A-03)

Candidate:	Junjie Wang
Student Number:	1410215
School/Department:	School of Civil Engineering
Discipline:	Civil Engineering
Major:	Structural Engineering
Supervisor:	Prof. Wei WANG

September, 2020

钢	
钠 混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系	
杀鲁棒性评估方法	
王俊杰	
同济大学	

学位论文版权使用授权书

本人完全了解同济大学关于收集、保存、使用学位论文的规 定,同意如下各项内容:按照学校要求提交学位论文的印刷本和电 子版本;学校有权保存学位论文的印刷本和电子版,并采用影印、 缩印、扫描、数字化或其它手段保存论文;学校有权提供目录检索 以及提供本学位论文全文或者部分的阅览服务;学校有权按有关规 定向国家有关部门或者机构送交论文的复印件和电子版;在不以赢 利为目的的前提下,学校可以适当复制论文的部分或全部内容用于 学术活动。

学位论文作者签名:

年 月 日

同济大学学位论文原创性声明

本人郑重声明:所呈交的学位论文,是本人在导师指导下,进 行研究工作所取得的成果。除文中已经注明引用的内容外,本学位 论文的研究成果不包含任何他人创作的、已公开发表或者没有公开 发表的作品的内容。对本论文所涉及的研究工作做出贡献的其他个 人和集体,均已在文中以明确方式标明。本学位论文原创性声明的 法律责任由本人承担。

学位论文作者签名:

年 月

摘要

本文以组合楼板钢框架结构的楼板空间效应为研究对象,探究了组合楼盖 系统在连续倒塌条件下的抗力演化机制、失效机理和数值计算方法,并从结构 体系的角度,构建了适用于组合楼板钢框架结构的抗连续倒塌鲁棒性评估策 略,给出了相应的鲁棒性提升方法。

首先进行了 4 个组合梁-柱刚接节点子结构拟静力试验,对比研究了开口型 压型钢板和闭口型压型钢板对节点抗连续倒塌性能的影响。试验表明:开口型 压型钢板试件的节点塑性转动性能较好,但其截面组合性能较差,后期悬链线 抗力明显弱于闭口型压型钢板试件。

设计了一个典型组合楼板钢框架原型结构,从中抽取两个单层组合楼盖子 结构,建立足尺试验模型,通过分配梁施加位移控制的等效均布荷载,分别进 行移除边中柱和角柱侧边柱两种工况下的连续倒塌试验,揭示了连续倒塌全过 程的抗力演化机制和破坏模式,对比研究了水平边界约束条件的影响。试验结 果表明:水平边界约束较强的边中柱失效试件的极限承载力和其对应位移分别 比水平边界约束较弱的角柱侧边柱失效试件提高了 29.8%和 203.5%;而组合楼 板后期承载力的发展受水平边界约束条件的影响较小,但主梁悬链线机制的发 展明显受到水平边界约束条件的影响,这也是导致了两试件极限承载力差异的 主要原因;边中柱失效试件的破坏主要集中于失效柱两侧的负弯矩区,而角柱 侧边柱失效试件的破坏主要集中于失效柱所在的正弯矩区。

基于楼盖子结构试验及相关材性试验的结果,构建了适用于组合楼板钢框架结构体系连续倒塌模拟的多尺度数值分析体系,能够精确地反映局部材料损伤失效的影响,同时具有较高的计算效率。多尺度数值分析体系包括三个尺度模型:(1)适用于梁柱子结构层次的实体单元高精度模型;(2)适用于楼盖子结构层次的壳-实体单元精细模型;(3)适用于整体结构层次的梁-壳单元高效模型。借助于此多尺度数值分析体系,针对不同结构层次,基于 LS-DYNA 软件平台开展了较为广泛的参数分析。梁柱节点子结构层次的计算结果表明,在对钢结构梁柱节点进行连续倒塌数值模拟时必须要考虑应力三轴度和罗德角的影响。楼盖子结构层次的计算结果表明,提高压型钢板连续性、增强梁板组合作用、增加压型钢板厚度和采用狗骨式削弱节点都可以显著提升组合楼盖子结构的抗连续倒塌承载力相对较高;相邻跨的存在可以通过增强水平边界约束来提升结构的悬链线机制和受拉薄膜作用,并且一个相邻跨就足以提供充足的水平边界约束条件;与单层结构相比,增加结构层数只会提升角柱失效工

Ι

况下的承载能力,对其它柱失效工况无明显影响;但随着结构层数的增加,在 楼盖破坏之前,底层柱可能会因过大的重分配荷载而先发生受压失稳破坏。

基于足尺楼盖子结构试验和相关数值分析所揭示的组合楼盖在连续倒塌各 阶段的抗力演化机制,建立了组合楼盖连续倒塌抗力的简化理论分析模型,并 将其推广至组合楼板钢框架结构体系。通过与试验和数值模拟计算结果对比, 验证了简化理论分析模型的可靠性。

基于前述多尺度数值分析体系和简化理论分析模型,构建了适用于组合楼 板钢框架结构体系抗连续倒塌鲁棒性的评估策略,并给出了基于改进型节点和 支撑优化布置方式的鲁棒性提升方法。基于此鲁棒性评估策略的分析,可得如 下结论:组合楼板可以将钢框架结构的抗连续倒塌鲁棒性至少提升一倍;对于 整体结构来说, 栓焊连接的抗连续倒塌性能优于全焊连接;钢支撑不宜布置在 结构外围柱子的影响区域内;改进型节点可以明显提升整体结构的抗连续倒塌 鲁棒性。

最后,对可进一步研究的方向进行了讨论。

关键字: 连续倒塌,钢框架,组合楼板,悬链线,薄膜作用,韧性断裂,鲁棒 性设计,多尺度数值方法

ABSTRACT

This study takes the spatial effect of the composite slab in the steel frame structures as the research object. The resistance mechanism, failure mechanism, and numerical simulation method of the composite floor system under the progressive collapse scenario have been investigated. Besides, the robustness evaluation strategy for the composite slab-steel frame structure against progressive collapse has also been established. Then, robustness enhancement methods based on retrofitted connection and brace layout are given.

Using the quasi-static experimental method, the effect of the composite slab with trapezoidal or re-entrant steel deck sections on the progressive collapse behavior of beam-column rigid joints is first compared. The test results indicate that the specimen with trapezoidal steel deck exhibits a higher plastic rotation capacity. However, At the large deformation stage, the separation between the steel deck and concrete slab is more severe in the specimen with trapezoidal steel deck, which leads to a relatively lower catenary action than the specimen with re-entrant steel deck.

Then, two single-story composite floor substructure are extracted from a typical composite slab-steel frame prototype structure, and full-scale test models are established to simulate the different side column removal scenario. These specimens are loaded using a load-distribution system, which can distribute the displacement-controlled actuator force into multiple loading points. The progressive collapse resistance, failure modes, and the influence of the horizontal boundary constraints are obtained. Compared with the penultimate edge column removal scenario, the ultimate resistance and corresponding displacement of the middle edge column removal scenario are improved by 29.8% and 203.5%, respectively. The development of the slab resistance is less affected by the horizontal boundary constraints, but the development of the catenary mechanism is significantly affected by the horizontal boundary constraints. The failure location of the middle edge column removal scenario is mainly concentrated in the negative moment region, while that of the penultimate edge column removal scenario.

Based on the composite floor test results and LS-DYNA software, this study establishes a multi-scale numerical analysis system for the progressive collapse simulation of the composite floor-steel frame structure, which can consider the local damage failure and has high computing efficiency. This multi-scale numerical analysis system includes three scale models: (1) high-precision solid element model for beamcolumn substructure level; (2) high-fidelity shell-solid element model for floor substructure level; (3) high-efficiency beam-shell element model of for structural level.

With the help of this multi-scale numerical analysis system, a series of parameter analysis has been carried out for different structural levels. For the beam-column substructure level, the results indicate that the stress triaxiality and lode angle must be considered when performing the numerical simulation of the progressive collapse of the steel beam-column joint. For the floor substructure level, the simulation results show that improving the continuity of steel deck, strengthening the composite effect between beams and slab, increasing the steel deck thickness, and using reduced beam section connection can significantly improve the progressive collapse resistance of the composite floor substructure. For the structural level, the simulation results show that: compared with the single-floor structure, increasing the floor number will only increase the load-carrying capacity under the corner column removal scenario; the adjacent spans can enhance the catenary mechanism and tensile membrane action by improving the horizontal boundary constraints, and one adjacent span is enough to provide sufficient horizontal boundary constraints; with the increase of the floor number, the bottom column may be subject to compression failure due to excessive redistribution load before the floor failure.

Based on the resistance mechanism of the composite floor under progressive collapse, a simplified theoretical robustness evaluation model for the composite slabsteel frame structures is established. By comparison with the results of structural tests and numerical simulations, the reliability of the simplified theoretical analysis model is verified.

Then, structural robustness evaluation strategy and structural robustness enhancement method for the composite slab-steel frame structure system are proposed. In addition, this study proposes a novel steel strand improved beam-column connection, which can improve the progressive collapse resistance of the structure by strengthening the catenary mechanism. Based on the structural robustness evaluation strategy, the following conclusions can be drawn: the composite floor can improve the progressive robustness of steel framed structure by 114%; the behavior of welded flange-bolted web connection under progressive collapse scenario is better than that of the full welded connection; steel braces are not recommended to place at the affected area of the exterior columns; the retrofitted beam-column connection can enhance the structural robustness of the overall structure by 19%.

Finally, a brief discussion on the direction of further work is given.

Key words: progressive collapse, steel frame, composite floor, catenary, membrane action, ductile fracture, robust design, multi-scale numerical method

主要符号

D_{i}	金属韧性断裂模型参数
f_t	混凝土极限抗拉强度
G_{f}	混凝土断裂能
l_c	单元尺寸
Т	温度
Δ_u	混凝土开裂位移
З	真实应变
\mathcal{E}_{f}	塑性断裂应变
Enom	名义应变
\mathcal{E}_{f}^{+}	轴对称拉伸对应的断裂面边界
ε_{f}^{0}	平面应变对应的断裂面边界
$\bar{\mathcal{E}_f}$	轴对称压缩对应的断裂模边界
η	应力三轴度
η_{avg}	平均应力三轴度
θ	角度
$ar{ heta}$	罗德角参数
$ar{ heta}_{avg}$	平均罗德角参数
ξ	罗德角参数
σ	真实应力
σ _c	有效应力张量的负值部分
σ_{eq}	有效应力
σ_m	平均应力
σ_{nom}	名义应力
σ_t	有效应力张量的正值部分
ω _c	受压损伤系数
$\omega_{\rm t}$	受拉损伤系数
F	集中荷载
Т	节点子结构支座处轴拉力
T_s	节点子结构钢梁内轴拉力
C_c	节点子结构楼板内轴压力
δ	失效柱子处的竖向位移
$F_{ m F}$	节点子结构弯曲机制提供的竖向承载力

$F_{\rm A}$	节点子结构悬链线机制提供的竖向承载力
kadjacent	上下两层柱子所提供的水平刚度
kcantilever	一半层高的悬壁柱的水平刚度
$f_{ m y}$	屈服强度
$f_{ m u}$	极限强度
$F_{\rm boundary}$	外伸主梁的轴力
F_{tension}	柱子处的水平拉力
θ_x	楼板塑性铰绕 y 轴的转动角度
$ heta_y$	楼板塑性铰绕 x 轴的转动角度
l_x	楼板在 x 方向的跨度
l_y	楼板在 y 方向的跨度
M_g	主梁-柱连接在正弯矩区的全截面塑性抗弯承载力
M'_g	主梁-柱连接在负弯矩区的全截面塑性抗弯承载力
M_b	次梁-柱连接在正弯矩区的全截面塑性抗弯承载力
M'_b	次梁-柱连接在负弯矩区的全截面塑性抗弯承载力
m _{sx}	正弯矩区单位宽度组合楼板绕 y 轴的全截面塑性抗弯承载力
m_{sy}	正弯矩区单位宽度组合楼板绕 x 轴的全截面塑性抗弯承载力
m'_{sx}	负弯矩区单位宽度组合楼板绕y轴的全截面塑性抗弯承载力
m'_{sy}	负弯矩区单位宽度组合楼板绕x轴的全截面塑性抗弯承载力
Winternal	内功
Wexternal	外功
F_G	主梁轴拉力
$f_{y,web}$	主梁腹板屈服应力
$f_{y,flange}$	主梁翼缘屈服应力
A_{web}	主梁腹板截面积
$A_{bottom flange}$	主梁下翼缘截面积
A	材性试件断裂后的截面面积
A_0	材性试件初始截面面积
δ_y	弹簧单元屈服位移
δ_u	弹簧单元峰值拉力对应的位移
δ_0	弹簧单元失效位移
t_y	弹簧单元屈服拉力
t_u	弹簧单元峰值拉力
$R_{ m A}$	原型结构 A 的极限承载力

同济大学 博士学位论文 主要符号

R _d	1.2 DL+0.5 LL 荷载组合
R _{A1}	单层原型结构 A 的极限承载力
R _{A1f}	无楼板单层原型结构 A 的极限承载力
R _{AW}	采用全焊节点的原型结构A的极限承载力
R _{A6}	主梁跨度为 6m 的原型结构 A 的极限承载力
<i>R</i> _{A12}	主梁跨度为12m的原型结构 A 的极限承载力
R _B	原型结构 B 的极限承载力
R _C	原型结构 C 的极限承载力
l _G	主梁跨度
$l_{ m B}$	次梁跨度
l_s	钢绞线由锚固位置到柱壁之间的长度
h_f	钢梁截面高度
ω_{y}	钢梁和组合楼板达到全截面塑性承载力时对应的的均布荷载
ω_{c}	由悬链线机制所承担的楼板均布荷载
$\omega_{ m m}$	由受拉薄膜作用所承担的楼板均布荷载
$T_{\rm x}$	x 方向单位宽度楼板所发展的受拉薄膜力
Ty	y方向单位宽度楼板所发展的受拉薄膜力

目录

第1章绪论	1
1.1 研究背景	1
1.2 楼盖子结构连续倒塌试验研究现状	1
1.2.1 混凝土结构	2
1.2.2 钢-混凝土组合结构	5
1.3 楼盖子结构连续倒塌计算研究现状	7
1.4 组合楼板钢框架结构的连续倒塌简化计算模型	8
1.4.1节点模型	8
1.4.2 框架模型	9
1.4.3 整体结构模型	10
1.5 结构抗连续倒塌鲁棒性评价方法	11
1.6 现有研究不足	12
1.7 本文研究内容与章节安排	14
1.7.1 研究对象与研究目标	14
1.7.2 研究思路与技术路线	15
1.7.3 论文结构	16
第2章采用不同压型钢板组合楼板的梁柱刚接节点子结构连续倒塌	试验研究.19
2.1 试件设计	19
2.1.1 概述	19
2.1.2 试验装置	21
2.1.3 加载制度	23
2.1.4 测量方案	23
2.2 材料性能	25
2.3 试验结果	25
2.3.1 破坏模式	25

2.3.2 试件变形极限状态	
2.3.3 试件变形形态	31
2.3.4 应变发展与分布	
2.4 试验分析	
2.4.1 荷载位移曲线	34
2.4.2 压力拱机制	
2.4.3 抗力机制	
2.4.4 两种压型钢板的影响	
2.5 本章小结	
第3章足尺单层组合楼盖系统模型的连续倒塌试验研究	40
3.1 试验设计	40
3.1.1 原型结构	40
3.1.2 试件设计	42
3.1.3 试验装置	44
3.1.4 材性试验	46
3.2 试验结果	48
3.2.1 试验现象	48
3.2.2 混凝土楼板上表面的裂缝发展与楼板竖向位移	55
3.2.3 压型钢板的应变发展	57
3.2.4 钢筋的应变发展	59
3.2.5 试件边界的水平位移	62
3.3 试验结果分析	64
3.3.1 承载力	64
3.3.2 主梁方向边界处的水平力	66
3.3.3 竖向荷载的分配	68
3.3.4 抗力机制分析	70
3.4 本章小结	73

小八子 侍工于世纪人 日本	
、与参数分析75	第4章 单层组合楼盖系统连续倒塌的精细化数值模拟
75	4.1 钢材材料参数的确定方法
75	4.1.1 钢材断裂模型
	4.1.2 钢材断裂材性试件设计
79	4.1.3 真实应力-真实应变关系
81	4.1.4 材性试件断裂参数校核
	4.1.5 消除网格尺寸效应
86	4.1.6 主梁-柱连接模拟
93	4.2 混凝土材料参数的确定方法
94	4.3 单层楼盖系统建模方法
94	4.3.1 单元选择
95	4.3.2 接触选择
95	4.3.3 边界条件及加载方式
96	4.3.4 模拟结果
97	4.4 单层楼盖系统参数分析
98	4.4.1 混凝土强度的影响
98	4.4.2 水平边界条件的影响
	4.4.3 压型钢板厚度的影响
	4.4.4 配筋率和钢筋间距的影响
	4.4.5 栓钉间距的影响
	4.4.6 提升楼盖系统抗连续倒塌承载力的方法
	4.5 本章小结
	第5章钢-混凝土组合楼盖抗连续倒塌性能理论评估力
	5.1 弹性阶段
112	5.2 塑性阶段
	5.3 悬链线阶段
	5.4 模型可靠性验证

5.5 本章小结	117
第6章组合楼板钢框架结构体系的连续倒塌高效数值模拟方法与参数分	析118
6.1 钢-混凝土组合楼盖系统简化模型	118
6.1.1 梁柱连接	118
6.1.2 组合楼板	120
6.1.3 栓钉	123
6.1.4 标定结果	123
6.2 组合楼板钢框架原型结构	123
6.3 层数的影响	128
6.4 组合楼板的影响	130
6.5 梁柱连接形式的影响	132
6.6 相邻跨的影响	134
6.7 跨度的影响	136
6.8 支撑的影响	142
6.9 影响组合楼板钢框架结构体系抗连续倒塌承载力发展的因素	146
6.10 本章小结	147
第7章组合楼板钢框架结构体系抗连续倒塌评估策略与鲁棒性提升方法	149
7.1 组合楼板钢框架结构体系抗连续倒塌性能评估策略	149
7.1.1 多尺度高效数值分析体系	149
7.1.2 简化理论评估方法	150
7.1.3 抗连续倒塌能力确定方法	152
7.1.4 抗连续倒塌能力评估与设计流程	153
7.2 组合楼板钢框架结构体系抗连续倒塌鲁棒性提升方法	153
7.2.1 抗连续倒塌鲁棒性提升方法分类	153
7.2.2 基于钢绞线改进型节点的抗连续倒塌性能提升方法	155
7.2.3 抗连续倒塌鲁棒性提升方法讨论	161
7.3 本章小结	

第8章结论与展望	164
8.1 结论	164
8.2 展望	166
致谢	168
参考文献	169
个人简历、在读期间发表的学术论文与研究成果	179

第1章绪论

1.1 研究背景

爆炸、撞击、火灾或施工失误等偶然荷载可能导致结构中承载构件的破坏,如果这种局部破坏依次地向其相邻构件传递,将导致结构的大部分甚至整体倒塌,此过程称为结构连续倒塌^[1-4]。连续性和不成比例性是结构连续倒塌的两个重要特征^[1]。连续性表现为某个或某些结构构件的失效持续地向其周边构件传递,而不成比例性是指初始的构件破坏和最终的结构倒塌之间破坏程度上的不成比例。与地震荷载相比,虽然引起连续倒塌初始破坏的偶然荷载相对较小,且概率也很低,但其导致后果的严重程度却并不逊色。

近几十年已经发生了多起导致严重经济损失和人员伤亡的结构连续倒塌事件。1968年,英国 Ronan Point 公寓因天然气爆炸而发生部分倒塌^[5],自此连续倒塌现象开始引起研究人员的重视,并进行了一些初步的探索^[6-10]。真正促使结构连续倒塌得到土木工程界广泛关注的是世纪之交的两个典型连续倒塌案例,即1995年美国 Oklahoma 市的 Alfred P. Murrah 联邦大楼汽车炸弹袭击事件^[11-13]和 2001 年美国 World Trade Center 恐怖袭击事件^[14-16]。在这些标志性事件之后,近年来,关于结构连续倒塌的研究十分活跃。研究数量的增长得益于分析方法、数值仿真和试验技术的进步。

尽管目前已经有了很多关于结构连续倒塌的研究,但是在连续倒塌机理以 及设计预防措施方面还有许多需要进一步探讨的地方。结构连续倒塌的发生概 率很低,为了这种极其偶然的潜在破坏因素而改变现有建筑的结构设计方案是 不合理的,因此挖掘现有结构型式中潜在的倒塌抗力就变得十分必要。目前, 工程师们普遍采用的防止结构连续倒塌的方法主要有^[1]:(1)增强结构强度、 刚度和延性;(2)增强局部强度和延性阻止初始破坏扩展;(3)增强结构冗余 度提供替代荷载路径;(4)增强结构构件和非结构构件之间的连接以减小碎片 的撞击。除了抗弯机制外,结构中有利于提高抗连续倒塌能力的抗力机制主要 有:(1)梁的悬链线机制^[17,18]和楼板的薄膜机制^[19,20];(2)梁的压力拱机制 ^[21,22];(3)去柱部位之上框架的桁架机制^[23,24];(4)分隔墙和填充墙等非结构 构件的支撑作用^[25,26]。

1.2 楼盖子结构连续倒塌试验研究现状

同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法

为了研究建筑结构在连续倒塌大变形情况下的各种抗力机制,学者们通过 试验和数值模拟开展了大量的研究。如图 1.1 所示,建筑结构连续倒塌研究可以 按照结构层次分为三类^[27]:(1)平面梁柱节点子结构,(2)楼盖子结构,(3) 整体结构。由于试验条件的制约,目前结构连续倒塌试验研究主要集中于平面 梁柱节点子结构层次^[28-42],通过此类试验可以对比不同节点连接构造和楼板构 造对梁柱节点在连续倒塌工况下的表现,但其难以获得荷载在空间中的重分布 情况以及楼板三维抗力的贡献。另一方面,整体结构试验^[43-50]最能反映连续倒 塌发生时结构的实际性能,然而试验难度和费用极高,且很难有完美的测量方 案来捕捉结构的全部响应。与以上两类试验相比,楼盖子结构既试验可以反映 结构在连续倒塌情况下的三维性能,又具有适中的试验难度和费用,是一个理 想的折中方案。目前,国内外学者已经借助楼盖子结构对楼板在连续倒塌工况 下的空间性能展开了大量试验研究,但这些试验的对象主要为混凝土结构,针 对钢-混凝土组合楼盖子结构的研究十分有限。但混凝土楼盖子结构的连续倒塌 试验研究会为钢-混凝土组合楼盖子结构空间作用的研究提供借鉴。







(a) 平面梁柱节点子结构^[30]
 (b) 单层楼盖子结构(第3章试件)
 (c) 整体结构^[43]
 图 1.1 结构连续倒塌试验分类

1.2.1 混凝土结构

表 1.1 汇总了一些有代表性的混凝土楼盖子结构连续倒塌试验研究^[51-69]。这 些试验研究以混凝土梁板楼盖^[51-61]或混凝土无梁楼盖^[62-69]为研究对象,通过拆 除单个或多个柱子的方式引入初始破坏,采用静力或动力加载的方式研究了这 些结构在发生初始破坏后的抗连续倒塌性能。

|--|

作者	结构类型	失效柱位置	加载方式	缩尺比例
Qian ^[51]	梁板楼盖	中柱	单点加载	1/4
Qian ^[52]	梁板楼盖	角柱	单点加载	1/3
Qian ^[53]	梁板楼盖	角柱侧边柱; 角柱侧边柱和角柱	分配梁均布加载	1/4
Qian ^[54]	梁板楼盖	角柱	动力加载	1/3
Dat ^[55]	梁板楼盖	角柱侧边柱	分配梁均布加载	1/3
Lim ^[56]	梁板楼盖	角柱;边中柱	单点加载	2/5
Ren ^[57]	梁板楼盖	中柱	单点加载	1/3
Lu ^[58]	梁板楼盖	边中柱	单点加载	1/3
Yu ^[59]	梁板楼盖	边中柱	分配梁均布加载	3/10
Du ^[60]	梁板楼盖	角柱;角柱侧边柱;中柱	单点加载	1/3
Almusallam ^[61]	梁板楼盖	边中柱	单点加载	1/4
Qian ^[62]	无梁楼盖	内柱	分配梁均布加载	1/4
Qian ^[63]	无梁楼盖	角柱	单点加载	1/3
Qian ^[64]	无梁楼盖	角柱	动力加载	1/3
黄文君[65]	无梁楼盖	中柱	分配梁均布加载	1/3
Ma ^[66]	无梁楼盖	角柱	分配梁均布加载	1/3
Ma ^[67]	无梁楼盖	边柱;边中柱和内柱	分配梁均布加载	1/3
Russel ^[68]	无梁楼盖	角柱;角柱侧边柱; 边中柱	沙袋均布加载; 动力加载	1/3
Adam ^[69]	无梁楼盖	角柱	动力加载	1

静力加载包括直接施加集中力于失效柱的单点加载方式(图 1.2 (a)),和 通过布置分配梁(图 1.2 (b))或逐级堆叠沙袋(图 1.2 (c))于楼板受影响区 域的均布加载方式。这两种加载方式可以看作是基于不同的试验假定,单点加 载的方式假定引起楼盖子结构破坏的荷载主要是通过柱子传递而来的上层结构 荷载,而均布加载的方式假定引起楼盖子结构破坏的荷载主要是直接施加于本 层楼盖的结构荷载。受限于单点加载的荷载施加方式,在失效柱位置处的节点 失效后,楼盖子结构便丧失承载能力,对于均布加载方式来说,在节点失效 后,楼板可能还会继续提供承载力。采用逐级堆叠沙袋的方式加载,只能得到 试件达到极限承载力之前的性能曲线^[68],然后试件会因承载力不足而突然坠 落,既难以获得试件在极限承载力之后的性能曲线,也不利于试验过程中的控 制,而采用分配梁施加均布荷载可以有效的解决上述问题。在开展动力加载试 验时,通常会采用堆叠沙袋的方式,先在楼板受影响区施加预设的均布荷载, 然后再突然拆除目标柱子。

同济大学 博士学位论文 钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法



(a) 单点加载^[51]

(b) 分配梁均布加载^[53]

(c) 堆叠沙袋均布加载^[54]

图 1.2 混凝土楼盖子结构加载方式分类

关于混凝土梁板楼盖子结构的试验研究表明,楼板的存在可以大幅提高梁 柱节点子结构个变形阶段的承载力,并能将梁柱节点子结构的极限承载力至少 提升一倍[51,52,57]。对于中柱或边柱失效的情况,楼盖子结构可以激发抗弯机 制、压力拱机制、受压薄膜作用、悬链线机制、受拉薄膜作用[51,56],而对于角 柱失效情况,楼盖子结构的承载力主要由抗弯机制提供[52,56]。提高梁受力筋的 配筋率可以同时提高前期的抗弯承载力和后期的悬链线抗力, 而提高楼板内的 配筋率仅能提高楼板在大变形时的受拉薄膜作用,对前期的抗弯承载力没有明 显影响[58]。增加梁高可以提高前期的抗弯承载力,不能提高后期的悬链线抗力 [58,59]

一般来说,无梁楼盖的荷载重分布能力要弱于有梁楼盖,这可能会使其在 夫除柱子后出现更严重的破坏。对于中柱或边柱失效的情况,楼盖子结构的前 期承载力主要由抗弯机制和受压薄膜作用提供,后期承载力主要由受拉薄膜作 用提供^[62,67]。对于角柱失效情况,单层楼盖子结构的承载力主要由抗弯机制和 部分发展的受拉薄膜作用提供[63,66],而对双层楼盖子结构的试验研究表明,层 间的空腹桁架机制也会提高角柱失效情况下的承载力[69]。混凝土无梁楼盖子结 构的失效主要受冲切破坏控制,而不是弯曲破坏^[68]。在板柱节点区域设置柱帽 可以有效提高无梁楼盖的抗冲切性能,从而大幅提高无梁楼盖子结构的后期承 载力[63]。

考虑到结构连续倒塌是一个动力过程,一些学者对混凝土楼盖子结构开展 了突然抽柱的动力试验研究。结果表明,混凝土楼板可以大幅减小梁柱子结构 的动力响应,且梁板楼盖子结构的动力荷载放大系数约为1.3^[54],而无梁楼盖子 结构的动力荷载放大系数约为1.24^[69],这说明,按照 DoD 规范^[70]简单地将动力 放大系数定为2.0是不符合实际的。

在无梁楼盖子结构的动力试验中,测得的钢筋最大应变率均小于 0.35/s,在 此应变率情况下,材料的强度提升效果可以被忽略^[68]。其它关于混凝土梁柱节 点子结构的试验研究^[21,71]也表明,在连续倒塌条件下,材料的应变率效应可以 忽略。

总的来说,目前关于混凝土楼盖子结构的连续倒塌试验研究主要以单层楼 盖子结构为对象,研究其在移除单个柱子时的结构性能,但也有少部分学者对 可能出现的多柱失效^[53,67]情况,或以两层甚至多层楼盖子结构^[45,69]为研究对象 开展了试验研究。并且,受限于试验条件的限制,现有的研究主要采用缩尺试 件,足尺试验非常稀少^[69]。

此外,有些学者从改进节点或楼板构造的角度,给出了提升混凝土结构抗 连续倒塌性能的方法。这些方法包括:通过在梁内设置起波钢筋^[72]或改进型弯 起钢筋^[73],以及在梁下方设置未预紧的钢绞线^[74]等方式来提升钢筋混凝土梁在 大变形下的悬链线抗力;通过在楼板表面贴附新型材料薄片^[75,76]来提升楼板在 大变形下的受拉薄膜作用。

1.2.2 钢-混凝土组合结构

压型钢板组合楼板是钢框架结构中广泛采用的楼板形式。压型钢板除了可 以替代底层受拉钢筋外,还可以作为浇筑混凝土的模板,节省支模费用,也可 以直接作为顶棚使用。如图 1.3 所示,常用的压型钢板组合楼板可分为开口型和 闭口型两种。现有的组合楼盖子结构连续倒塌试验也都聚焦于这两类压型钢板 组合楼板。





闭口型压型钢板组合楼板

图 1.3 压型钢板组合楼板分类

如表 1.2 所示,与混凝土楼盖子结构的试验研究程度相比,目前考虑楼板空间作用的钢-混凝土组合楼盖子结构连续倒塌的试验研究还十分有限,并且所考虑的梁柱节点形式也只有腹板螺栓连接的铰接节点和端板螺栓连接的半刚接节点两类。

表 1.2 钢-混凝土组合楼盖子结构连续倒塌试验

作者	组合楼板 类型	节点类型	失效柱位置	加载方式	缩尺 比例
Astaneh-Asl ^[77]	开口型	铰接	边中柱	单点加载	1
Hadjioannou ^[78,79]	开口型	铰接	边中柱;中柱	水箱均布加载	1/2
Johnson ^[80,81]	开口型	铰接	角柱;边中柱;中柱	水箱均布加载	1/2
Fu ^[82,83]	闭口型	半刚接	中柱	分配梁均布加载	1/3

如图 1.4 所示,在这些试验研究中,均采用静力的方式施加单点或均布的竖向荷载。采用单点集中加载的方式(图 1.4 (a)),Astaneh-Asl^[77]发现组合楼盖 子结构的破坏由失效柱位置处的梁柱节点控制,若节点不发生过早破坏,则梁 同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法

和楼板可通过发展足够的悬链线机制和受拉薄膜机制来避免连续倒塌的发生, 但是,如果梁柱节点破坏过早,则这种加载方式不能获取楼板的后期承载能 力。在 Hadjioannou^[78,79]和 Johnson^[80,81]的试验中(图 1.4 (b)和图 1.4 (c)),采 用向楼板受影响区域放置的水槽内逐级注水的方式施加均布荷载,但是这种方 式与前述堆叠沙袋的均布加载方式存在同样的问题,即不容易控制和不能获得 极限承载力之后的性能曲线。此外,在 Hadjioannou^[78,79]的试验中,当达到加载 装置最大可施加的荷载时,试件仍未破坏,最终在拆除梁柱节点螺栓之后,试 件才在水槽施加的竖向荷载发生破坏。如图 1.4 (d)所示, Fu^[82,83]采用与图 1.2 (b)类似的分配梁系统施加等效的均布荷载。



(a) 单点加载[77]



(b) 水箱均布加载^[78]



⁽c)水箱均布加载^[80]

(d) 分配梁均布加载^[83]

图 1.4 组合楼盖子结构加载方式分类

在承载能力方面,Astaneh-Asl^[77],Hadjioannou^[78,79]和 Fu^[82,83]的试验结果均 表明,其所试验的组合楼盖子结构均能抵抗因移除单个柱子而导致的连续倒 塌。但在 Johnson^[80,81]的试验中,受限于较弱的节点螺栓和较弱的水平边界约 束,其在角柱失效、边柱失效和中柱失效情况下的承载力仅分别为设计荷载的 50%,75%和60%。不过,在进行中柱移除试验时,此试验工况的楼板区域边界 已因受到边柱移除试验的影响而遭到明显破坏^[80]。以上试验表明,在移除内柱 和边柱工况时,组合楼盖子结构的承载力主要由前期的抗弯机制和后期的悬链 线机制和受拉薄膜作用提供,而在角柱失效时,组合楼盖子结构的承载力主要 由抗弯机制提供。

在以上介绍的试验研究中,主要采用缩尺试件来研究组合楼盖子结构在移 除各位置柱子情况下的抗连续倒塌性能。这些试验的结果揭示了组合楼板对抗 连续倒塌承载力的巨大贡献,并且获得了组合楼盖子结构在连续倒塌条件下可 能出现的各种抗力机制。

1.3 楼盖子结构连续倒塌计算研究现状

与试验研究相比,数值模拟研究可以用较低的成本开展大量工况的模拟计 算,是结构连续倒塌研究的重要手段。上述试验研究表明,楼盖的连续倒塌主 要由梁柱节点区域的钢材断裂或混凝土的压溃引起。因此,在针对此类问题的 数值模型,必须要能够准确考虑钢材的断裂和混凝土的塑性损伤性能。目前, 己有不少学者开展了组合楼盖子结构和混凝土楼盖子结构连续倒塌的数值研 究。

如图 1.5 所示,在有关组合楼盖子结构的数值模型中,梁、柱以及剪切板一般采用壳单元,混凝土采用实体单元,栓钉采用梁单元,钢筋采用桁架单元。 Sadek^[84]通过此类模型研究了采用剪切板铰接节点的组合楼盖子结构在移除中柱条件下的抗连续倒塌性能和相应的破坏模式。计算结果表明,组合楼盖的受拉薄膜抗力主要由钢筋和压型钢板提供,并且,钢筋网和压型钢板分别能够发展双向和单向的薄膜拉力。不过,由于梁柱节点为剪切板铰接连接,组合楼盖子结构模型在移除中柱条件下的抗连续倒塌能力远低于 GSA 规范^[85]的要求。



图 1.5 组合楼盖子结构有限元模型[86]

基于 Sadek^[84]的模型,并改进了其易因栓钉相邻混凝土单元过度扭曲而导 致的计算收敛性问题,Alashker^[86]对比研究了单点加载和均布加载方式,也研 究了压型钢板厚度、配筋率和剪切板连接处螺栓数量的影响。计算结果表明, 压型钢板厚度对结构抗连续倒塌性能影响最大。因为剪切板铰接连接的破坏较 早,增加剪切板铰接连接中的螺栓数量仅能提高小变形情况下的承载力。均布 加载方式可以准确捕捉组合楼板的所有抗连续倒塌机制,而单点加载的方式会 导致节点过早失效而丧失传力路径。基于上述计算结果^[86],Alashker^[87]提出了 一种适用于计算组合楼盖子结构在中柱失效条件下抗连续倒塌承载力的理论方 同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法 法。此方法假定组合楼板在连续倒塌情况下的承载力主要由楼板的受拉薄膜效 应和钢梁的悬链线机制来提供,并且对组合楼板的变形形态和破坏模式进行了 一系列简化假定,最终的计算结果与有限元结果比较接近。但是,此方法需要 迭代求解,应用起来比较繁琐。

Fu^[88]以 Johnson^[80]的试验为原型进行了有限元模拟,发现楼板的受拉薄膜 效应比梁的悬链线效应出现更早。通过对配置后张预应力自复位节点的钢框架 底层结构的有限元模拟,Dimopoulos^[89]发现组合楼板可以将钢框架的抗连续倒 塌承载力提高 30%,且柱子过早的受压失稳可能会制约整体结构承载力的发 展。

除此之外,还有一些学者开展了有关混凝土楼盖子结构连续倒塌的数值研究。基于 Qian^[51]的楼盖子结构试验,Pham^[90,91]标定了精细化的有限元模型并开 展了一系列参数分析。计算结果表明,边界水平约束刚度只对楼板的受压薄膜 效应有影响,对受拉薄膜效应没有影响;在所有单柱失效工况中,移除角柱不 是最不利的工况,反倒是移除与角柱相邻的内柱最危险。以精细化的有限元模 型为标定依据,Bao^[92]提出了适用于混凝土结构抗连续倒塌分析的简化建模方 法,并将其应用于整体混凝土框架结构的抗连续倒塌鲁棒性分析。Weng^[93]通过 对混凝土无梁楼盖子结构的数值研究发现,楼板内贯通钢筋的配筋率至少要大 于 0.63%才能保证无梁楼盖子结构在连续倒塌条件下的抗冲切破坏性能,此 外,提高楼板厚度会提升无梁楼盖子结构的前期承载力,但同时会弱化无梁楼 盖子结构的变形能力。

1.4 组合楼板钢框架结构的连续倒塌简化计算模型

在对组合楼板钢框架结构进行整体连续倒塌分析时,为了避免过大的计算 成本,通常会采用简化模型进行结构建模,即梁、柱和栓钉采用梁单元,楼板 采用壳单元。

1.4.1 节点模型

与用于抗震分析的节点模型相比^[94,95],用于连续倒塌分析的节点简化模型 必须能够考虑轴力以及弯剪组合作用的影响。如图 1.6(a)所示,在 Sadek^[84,96-98]等学者采用的节点简化模型中,梁柱之间的力通过一系列水平和竖向的弹簧 传递。每个剪切板处的螺栓,以及翼缘与柱壁之间的挤压作用都可以用一个水 平弹簧来代替,其中螺栓弹簧模型可以考虑螺栓的非线性性能和破坏模式,梁 翼缘与柱壁挤压弹簧是一个简单的接触弹簧。因为此模型重点关注梁的悬链线 性能,因此竖向的抗剪弹簧只考虑线弹性性能。但在连续倒塌大变形时,图 1.6 (a)中所示的具有一定长度的竖向和水平弹簧会相互作用,这种相互作用会破 坏模型的计算效果,比如弹性的竖向剪切弹簧发生倾斜之后会对水平轴向弹簧 有影响。为了解决这个问题,Khandelwal^[96,99]提出了一个如图 1.6(b)所示的 简化节点模型,将中间的螺栓弹簧用一个梁单元代替,上下两个弹簧分别表示 混凝土楼板或梁翼缘与柱壁之间的挤压作用。针对于半刚接或刚接节点,一些 学者



图 1.6 梁柱简化节点模型

以上模型的节点区均假定只发生剪切变形。不过 Xu^[100]指出,因为节点区 变形对结构整体性能影响很小,在连续倒塌模拟时,节点区的变形可以忽略。

1.4.2 框架模型

Kim^[101,102]用平面钢框架简化模型分别研究了狗骨式连接, 翼缘加焊盖板连接和栓焊混合连接三种梁柱连接形式在连续倒塌情形下的性能。简化模型中, 节点域用刚体代替,连接处用塑性铰代替,梁柱用可以考虑轴力和弯矩相互作 用的梁单元代替。计算结果发现三种连接的抗震性能相似,但翼缘加焊盖板连 接的抗连续倒塌性能最优。Kim^[103]用相似的平面钢框架简化模型研究了悬链线 机制在钢框架连续倒塌时所起的作用。计算结果表明,在考虑悬链线机制时, 梁能够提供相当大的承载力,并且,增加层数和跨数,以及加入支撑限制梁端 水平位移都可以增强悬链线机制。Kim^[104,105]用相似的简化模型研究了平面抗弯 钢框架的抗连续倒塌性能。计算结果表明,增加层数、减小跨度和增加跨数可 以提高钢框架结构的抗连续倒塌性能;与动力分析的相比,静力分析会高估钢 结构的抗连续倒塌能力。

Khandewal^[99,106]提出了两个分别适用于抗剪连接和抗弯连接的钢框架简化 模型,并用精细化的有限元模型结果进行校核,而后用其分别分析了不同抗震 烈度设计的钢框架的抗连续倒塌性能。计算结果表明,高抗震烈度设计的钢框

同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法 架因具有更好的结构布置和强度而具有更优的抗连续倒塌能力,同时发现,替 代荷载路径法并不能够充分考察钢框架结构的强度储备。Khandewal^[96]用同一 模型研究了两个分别采用中心支撑(低抗震烈度设计)和偏心支撑(高抗震烈 度设计)的钢框架。计算结果表明,偏心支撑钢框架因为有更好的结构布局而 具有更高的抗连续倒塌能力。

1.4.3 整体结构模型

Hoffman^[107]用三维有限元模型研究了具有外围抗弯框架和钢-混凝土组合楼 板的钢框架结构的抗连续倒塌性能,分别计算了一个 3 层结构和一个 10 层结 构。研究结果表明,移除角柱和移除抗剪连接处的外围柱后,结构不能提供足 够的抗倒塌能力;移除外围抗弯框架处的柱子,结构不发生连续倒塌;结构具 有足够的承载力来承受移除内部的柱子的情况;结构的高度对结构的抗连续倒 塌性能无明显影响。

如图 1.7 所示, Fu^[108]用三维有限元模型计算了两个分别采用剪力墙和支撑 来抵抗水平力的 20 层钢框架结构在移除柱子情况下的表现。计算结果表明,移 除结构柱子时的动力作用主要影响与柱相连的区域,移除较高层处的柱子会比 移除底层柱子引起更大的竖向位移,同时,Fu 推荐所有的结构构件的轴力都应 该按照"1.0 恒载+0.25 活载"荷载组合的两倍来设计。Fu^[109]用以上模型进行了 一系列的参数化分析,分别研究了不同的钢材和混凝土强度,以及网格尺寸的 影响。最终,作者提出了以下四个有利于提高钢结构建筑抗连续倒塌能力的措 施:提高钢构件的强度;提高混凝土强度(效果有限);减小跨度,增强结构的 冗余度;增加配筋率(只在发生大变形时起作用)。



图 1.7 组合楼板钢框架结构柱失效模拟^[108]

如图 1.8 所示, Kwasniewski^[110]用细致的 3 维有限元模型分析了一个 8 层钢框架结构在移除柱子之后的反应。在建模过程中,分别用试验数据和精细化模拟结果标定了梁柱节点模型和组合楼板简化模型。计算结果表明,其所模拟的

原型结构有较好的抗连续倒塌性能。



图 1.8 组合楼板钢框架结构角柱失效模拟^[110]

Li^[111,112]对比了整体模型和单榀模型在去柱后的不同性能,指出只有通过整体分析才能准确获得钢框架结构的抗连续倒塌能力。在破坏发生前,由于没考虑楼板的贡献,单榀模型会出现到更大的变形,且与失效柱相邻的柱子会受到更大的重分配荷载。破坏发生后,单榀框架可能会高估结构的易损性,也可能会低估结构的易损性,尤其是不能捕捉连续倒塌向单榀框架平面外传播的现象。因此,想要准确得到结构的抗连续倒塌能力,只有通过整体结构建模分析才能实现(图1.9)。



图 1.9 钢框架组合楼板结构连续倒塌模拟[111]

1.5 结构抗连续倒塌鲁棒性评价方法

DoD 规范^[70]和 GSA 规范^[85]提出的替代荷载路径法是评价结构抗连续倒塌鲁 棒性最常用的方法。不用考虑具体的破坏原因,仅仅只需要移除关键结构构 件,并分析剩余结构跨越破坏构件的能力。但是,Khandelwal^[113]指出此方法并 不能充分提供结构连续倒塌可能性的信息,有可能结构能够满足替代荷载路径 法的要求,但是却依然会发生连续倒塌。

Izzuddin^[114]基于替代荷载路径法提出了一个评估多层结构抗连续倒塌鲁棒性的简化方法。他指出,耗能能力、冗余度和延性不能单独作为鲁棒性的评价

同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法

指标,相反,只有通过拟动力分析将三者结合起来才能评价结构的鲁棒性。 Vlassis^[115]利用此方法进行了实例研究,结果表明,如果受影响构件的延性需求 不确定的话,只通过拉结力规定不能保证结构鲁棒性。

Starossek^[1,116]指出如果初始破坏是确定的,那么结构的抗连续倒塌鲁棒性就可以通过结构的暴露程度和易损性来评价。为了提出评价结构抗连续倒塌鲁棒性的方法和指标,Starossek^[117]根据不同的破坏发展模式,对结构连续倒塌进行了分类。利用基于风险概率分析的决策分析理论,Baker^[118]提出了一个结构抗连续倒塌鲁棒性的评价方法。基于结构间的连接程度,Agarwal^[119]提出了一个结构易损性评估方法。

根据替代荷载路径法,Khandelwal^[113]用"push-down"的分析方式来评价 抗连续倒塌鲁棒性,其主要有三种push-down方式:(1)均匀push-down,即在 残余结构上施加等比例逐渐增大的重力荷载;(2)跨内push-down,即只在与失 效柱相邻跨内施加等比例逐渐增大的重力荷载;(3)增量动力push-down,即先 施加重力荷载,再突然移除柱子。Xu^[100,120,121]提出用一种基于能量的非线性静 力 push-down 的分析方法来评价结构的动力峰值响应,并且用此方法评估结构 的易损性。Bao^[92]基于 Khandelwal^[113] 的 push-down 分析方法和 Izzuddin^[114]的能 量等效方法提出了一个适用于评估多层结构抗连续倒塌鲁棒性的简化方法。他 指出应将非线性静力响应曲线所对应的位移定为等效动力响应曲线的终止点, 在此终止点之前的动力响应最大值与抗连续倒塌需求的比值即可作为此结构的 鲁棒性评价指标。

综上,目前评估结构抗连续倒塌鲁棒性的方法主要有四类:(1)基于变形的方法,鲁棒性用移除关键构件后结构的变形来评价,如替代荷载路径法; (2)基于力的方法,鲁棒性通过剩余结构承担荷载与名义重力荷载的比值来评价;(3)基于能力的方法,根据能量守恒定律来评价结构易损性;(4)基于危险性分析的方法,根据结构达到某种极限状态的概率来定义结构鲁棒性。

1.6 现有研究不足

由于试验条件的限制,目前已有的组合楼盖子结构连续倒塌试验大都采用 缩尺试件。为了确保能够准确获得原型结构的性能,在设计缩尺试件时,既要 保证所有几何尺寸均按照比例缩尺,还要保证缩尺前后材料的性能不发生变 化。在组合楼板中,常用的压型钢板厚度为 0.8mm-1.2mm。如果原型结构中所 采用的压型钢板厚度为 1.2mm,且缩尺试件的缩尺比例为 1/2,则难以寻得缩尺 试件中所需要的 0.6mm 厚度的压型钢板。并且,压型钢板的板肋尺寸也很难找 到对应缩尺后的截面规格。此外,如果组合楼板内所采用的钢筋直径为 8mm 的 变形钢筋,则其 1/2 缩尺后,难以找到直径为 4mm 的变形钢筋,只能以光圆钢 筋替代,但这又会极大地改变钢筋与混凝土之间的粘结滑移行为。鉴于以上困 难,对于组合楼盖子结构来说,缩尺试件可能难以获得原型结构在连续倒塌工 况下的真实性能。

目前,组合楼盖子结构试验中所采用的梁柱节点连接形式有剪切板螺栓铰 接节点^[79,80]和端板螺栓半刚接节点^[82,83],缺乏针对国内组合楼板钢框架结构中 常用的栓焊刚接节点的试验研究。

在目前有关组合楼盖子结构的连续倒塌数值模拟中,均未充分考虑应力状态对局部钢材延性断裂的影响,尤其是应力三轴度和罗德角的影响。但是,梁 柱节点的断裂行为会极大地影响整体结构的抗连续倒塌行为,若是不能准确预 测钢材的断裂时刻,就会导致数值模拟结果失真。若要在有限元模型中直接考 虑应力三轴度和罗德角等应力状态参数的影响,那么此有限元模型必须在断裂 可能出现的节点位置划分足够细密的实体单元,以获得足够精度的应力状态参 数。因为连续倒塌通常伴随着材料的断裂失效,为了保证计算的收敛性,在对 其进行有限元模拟时通常采用显式算法。但是,较小的单元尺寸在增加模型单 元数量的同时也会限制显式算法的计算步长,这两个因素都会大幅提高模型的 计算耗时。为了保证计算效率,组合楼板-钢框架结构体系的连续倒塌模拟可以 采用梁-壳简化模型^[122],即梁柱等构件由梁单元代替,组合楼板由分层壳单元 代替。但是,目前还未有能在结构体系简化模型中考虑应力状态影响的模拟方 法。

Sadek^[84]和 Alashker^[86]基于组合楼盖系统的有限元分析都反映了压型钢板对 组合楼盖系统抗连续倒塌能力的贡献。但是,压型钢板在实际结构中并不是连 续的,而是会被分割成一定长度的板条,其两端会通过栓钉等抗剪连接件固定 于梁的上翼缘。但是,压型钢板与抗剪连接件之间的连接可能会限制压型钢板 内受拉薄膜作用的发展,从而限制组合楼盖系统的抗连续倒塌能力。但目前仍 缺少有关压型钢板连续性对结构抗连续倒塌能力影响的相关研究。

现有针对组合楼盖系统抗连续倒塌能力的理论评价方法^[123-125]大都由 Bailey^[126]的理论发展而来,但其计算过程都较为繁琐,不方便工程应用。 Alashker^[87]也提出了一种适用于计算组合楼板在移除中柱工况下抗连续倒塌承 载力的理论方法,但此方法需要迭代求解,应用起来比较繁琐。因此,目前缺 少能够考虑组合楼盖系统后期抗力机制且适用于工程应用的抗连续倒塌能力简 化理论评估方法。

在钢框架结构中,通常通过支撑来承担水平荷载。由于支撑的传力路线更

同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法

直接,其会明显影响相邻失效柱在连续倒塌工况下的表现^[96,127],但其布置位置 对组合楼板钢框架结构体系抗连续倒塌能力的影响仍未有研究涉及。

针对以上几点不足,本文开展了相关研究。

1.7 本文研究内容与章节安排

1.7.1 研究对象与研究目标

本文以组合楼板钢框架结构的楼板空间效应为研究对象,研究组合楼板对 钢框架结构抗连续倒塌能力的影响,探究适用于组合楼板钢框架结构且利于工 程应用的抗连续倒塌鲁棒性提升方案,并提出适用于组合楼板钢框架结构体系 的抗连续倒塌能力评估方法。论文主要包含以下研究内容:

1. 钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌的抗力演化与失效机理

钢-混凝土组合楼盖系统在连续倒塌工况下的抗力演化机制和失效模式是研 究组合楼板钢框架结构抗倒塌性能的基础。具体研究:

(1)采用节点子结构试验,考察不同楼板形式对梁柱子结构在柱子失效条件下的变形及受力性能,研究不同的压型钢板形式以及不带压型钢板的纯混凝 土楼板对楼盖系统倒塌抗力演化的影响。

(2)楼板与钢梁间的组合作用对钢框架结构连续倒塌抗力演化过程的影响。与纯钢结构框架相比,楼板的存在会极大改变结构体系在连续倒塌工况下的性能,也会对结构各个阶段的抗力的演化产生影响。

(3)不同的初始破坏部位对组合楼盖系统连续倒塌抗力机制的影响。研究 移除中柱、边柱或角柱时对钢-混凝土组合楼盖系统倒塌性能的影响。

(4)不同边界条件对组合楼盖系统在连续倒塌工况下抗力演化机制的影响。研究组合楼板的边界水平约束条件对组合楼盖系统的悬链线机制和受拉薄膜效应的影响。

(5)不同梁柱刚接连接型式对组合楼盖系统抗连续倒塌承载力和变形能力 的影响。

(6)结构层数、梁跨度以及支撑布置方案对钢框架整体结构在连续倒塌条件下失效模式和承载机制的影响。

(7)组合楼盖系统抗连续倒塌承载力的理论分析方法。根据前面对钢-混 凝土组合楼盖系统子在连续倒塌条件下抗力演化机制的研究,提出倒塌各阶段 抗力的理论公式,并给出适用于组合楼盖系统抗连续倒塌能力的理论计算方法。

2. 组合楼板钢框架结构抗连续倒塌的性能评估方法

通过第 1 部分研究积累的试验数据建立适用于组合楼板钢框架结构各结构 层次的有限元分析模型。并将第 1 部分推导的组合楼盖系统抗连续倒塌能力计 算方法推广至组合楼板钢框架结构体系,得到适用于评估组合楼板钢框架结构 体系抗连续倒塌性能的简化评估方法。具体研究:

(1)标定精确的钢材断裂和混凝土损伤模型。

(2)建立适用于组合楼板钢框架结构各结构层次的有限元分析模型,并用 第1部分的试验结果进行验证。

(3)用第 1 部分的试验结果及有限元计算结果验证理论计算方法的可靠性。

3. 组合楼板钢框架结构抗连续倒塌鲁棒性提升策略

通过改进梁柱连接形式、组合楼板构造以及优化抗侧力构件布置等角度探 索提升组合楼板钢框架结构鲁棒性的措施。具体研究:

(1)防止梁柱连接过早失效的节点构造。研究使钢梁不过早断裂的节点构造,使得结构能够由抗弯阶段向后期悬链线阶段平稳过渡。从楼板与钢梁相互作用角度研究改善钢梁下翼缘过早断裂的构造措施。楼板的存在会使得梁的转动中心上移,会使钢梁下翼缘的断裂时刻提前,因此希望从楼板与钢梁的连接方式入手研究改善钢梁下翼缘过早断裂的问题。

(2)提升压型钢板受拉薄膜力的措施。其他学者的研究表明,组合楼板在 大变形阶段的受拉薄膜作用主要由压型钢板提供,因此希望从保证压型钢板纵 向拉力传递能力的角度改善压型钢板在薄膜拉力下的过早失效。

(3)探究抗侧力构件的布置方式对提升组合楼板钢框架结构抗连续倒塌性能的效果。多高层钢框架结构通常采用支撑作为抵抗水平力的结构构件,但在连续倒塌工况下,希望通过改善支撑布置方式来改善结构脆弱区域抗连续倒塌能力。

1.7.2 研究思路与技术路线

本文着眼于连续倒塌条件下组合楼板的空间作用,结合试验、数值模拟和 理论分析三个方面展开研究。在试验方面,分别进行带组合楼板的梁柱子结构 和组合楼盖子结构的拟静力试验试验。在数值模拟方面,结合试验实测数据, 提出适合研究组合楼盖系统抗连续倒塌性能的有限元建模方法。在理论分析方 面,结合试验和数值模拟结果验证所推导的倒塌抗力公式,提出适合分析组合 楼盖系统的简化理论评估方法。

同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法

1. 研究钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌抗力演化机制,提出适用于评估组 合楼盖系统抗连续倒塌能力的理论方法。设计带不同压型钢板或钢筋混凝土板 的梁柱子结构试验,研究不同板型对节点子结构抗连续倒塌性能的影响。通过 以上带楼板梁柱子结构试验积累组合楼盖数值模拟的初始数据,为之后的组合 楼盖子结构试验预分析奠定基础。按实际荷载设计足尺组合楼盖子结构试件, 拟做两个不同边界条件的边柱移除试验,梁柱节点都采用刚接节点,楼板与钢 梁采用完全抗剪连接,试验过程中通过分配梁系统试件等效均布荷载。在试验 完成后,通过有限元软件建立多尺度有限元模型来进行更深入的数值模拟研 究。

2. 通过构造和材料手段研究提升钢-混凝土组合楼盖系统抗倒塌性能的方法。节点良好的转动能力可以避免钢梁的过早断裂,有利于从前期抗弯阶段向后期悬链线阶段的平稳过渡。通过采用特殊的钢梁构造,来弥补因钢梁截面开裂而导致的后期悬链线抗力不足。混凝土在钢-混凝土组合楼盖倒塌过程中的完整性直接关系到钢筋和压型钢板能否充分发展后期的薄膜抗力。通过采用良好骨料级配的混凝土和细密的钢筋网来避免节点区混凝土的过早破坏。

通过钢-混凝土组合楼盖系统抗连续倒塌能力和需求的对比来评估其抗连续倒塌性能。第1部分的理论分析方法可以得到楼盖系统的抗连续倒塌能力曲线,而楼盖系统的抗连续倒塌需求可通过计算失效柱附属面积内的设计荷载得到。

1.7.3 论文结构

根据前述的课题研究目标,将全文分为7章,各章之间的关系如图 1.10 所示。
第1章绪论



图 1.10 本文各章关系

第1章"绪论"。从试验研究、数值研究和理论分析三个方面,回顾并总结 国内外关于连续倒塌条件下楼板空间效应的研究方法及进展,同时指出其研究 的不足和遗留问题。基于上述背景和相关成果,论述本文课题的研究思路和研 究目标,然后简单地叙述本文的研究工作。

第 2 章 "采用不同压型钢板组合楼板的梁柱刚接节点子结构连续倒塌试验 研究"。以4个配置不同压型钢板的组合梁-方钢管柱刚性连接节点子结构为试验 对象,通过拟静力试验研究了去柱后中柱节点与边柱节点的破坏模式和抗连续 倒塌性能,对比了开口型压型钢板和闭口型压型钢板对刚接节点抗连续倒塌性 能的影响。

第3章"足尺单层组合楼盖系统模型的连续倒塌试验研究"。本章的研究内 容为钢-混凝土组合楼盖系统在连续倒塌工况下的抗力机制和破坏模式。首先, 按照中国规范设计了一个典型的组合楼盖钢框架原型结构,并从此原型结构中 提取出两个单层2×1跨组合楼盖子结构,分别开展了移除边中柱或角柱侧边柱 两种工况下的连续倒塌试验,并得到了相应的抗力机制和破坏模式。

第4章"单层组合楼盖系统连续倒塌的精细化数值模拟方法与参数分析"。 为了方便研究各设计参数对组合楼盖系统抗连续倒塌性能的影响,本章提出了 一种在梁柱节点壳单元模型中考虑剪切断裂影响的模拟方法,并将其应用于组 同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法 合楼盖子结构的模拟。此模拟方法的准确性通过与第 3 章的单层组合楼盖子结 构试验结果的对比得到印证。基于此模拟方法,依次研究了混凝土强度、边界 处的水平约束、配筋率、钢筋间距、压型钢板厚度、压型钢板连续性及梁板组 合性能等参数对钢-混凝土组合楼盖系统抗连续倒塌性能的影响。

第5章"钢-混凝土组合楼盖抗连续倒塌性能理论评估方法"。本章将组合楼 盖系统在连续倒塌条件下的承载力看作是梁系统和楼板系统各自贡献承载力之 和,并忽略了两者之间的耦合作用,提出了适用于评价组合楼盖系统抗连续倒 塌性能的简化理论分析方法,并将此理论模型的预测结果与相关的试验结果对 比。

第 6 章 "组合楼板钢框架结构体系的连续倒塌高效数值模拟方法与参数分 析"。本章建立了适用于组合楼板钢框架结构体系连续倒塌分析的简化建模方 法,此方法可以模拟梁柱刚接连接和组合楼板的非线性和失效行为,其有效性 通过与第 3 章的单层楼盖子结构的试验结果对比得到验证。然后,基于按照中 国规范设计的原型结构,分别研究了柱失效位置、结构层数、组合楼板、梁柱 连接型式、相邻跨、跨度和支撑布置方式等参数对原型结构抗连续倒塌性能和 破坏模式的影响。

第 7 章"组合楼板钢框架结构体系抗连续倒塌评估策略与鲁棒性提升方法"。在之前各章的基础上,本章给出了适用于评估组合楼板钢框架结构体系抗连续倒塌性能的多尺度高效数值分析体系,并将第 5 章的简化理论分析方法推 广到了结构体系层次,最后给出了基于改进型节点和支撑优化布置的鲁棒性提 升方法。

第8章"结论与展望"。对本文的研究工作进行归纳总结,并指出今后研究 中需要进一步深入和完善的地方。

18

第2章采用不同压型钢板组合楼板的梁柱刚接节点子结构

连续倒塌试验研究

考虑到足尺楼盖子结构试验的复杂性,在开展楼盖子结构层次的连续倒塌 试验之前,有必要先在节点子结构层次开展先导试验,以探究组合楼板对梁柱 刚接节点抗连续倒塌性能的影响。为此,以秦希^[128]开展的 H 形梁-方钢管柱隔 板贯通式栓焊刚接节点子结构试验为基础,本章设计了 4 个带不同压型钢板组 合楼板的梁柱刚接节点子结构试验,分别研究了闭口型压型钢板组合楼板和开 口型压型钢板组合楼板对失效柱上方节点和失效柱相邻节点抗连续倒塌性能的 影响。本章的试验结果为第 3 章设计和开展组合楼盖子结构连续倒塌试验提供 依据。本章在全文的位置如图 1.10 所示。

节点子结构试验的目的如下:

(1)考察不同截面形式的压型钢板组合楼板对梁柱刚接节点子结构在竖向 大变形下的极限承载力和极限变形量的影响;

(2)考察不同截面形式的压型钢板组合楼板在竖向大变形下的破坏模式;

(3)考察采用不同压型钢板组合楼板的梁柱子结构在竖向大变形过程中的 抗力机制及其演化过程。

2.1 试件设计

2.1.1 概述

假定如图所示的结构发生底层中柱的突然破坏,为了分别研究在此破坏下 中柱和边柱的结构反应,将中柱和边柱节点独立出来形成如下的两个梁柱子结 构。假设与中柱相连的梁的反弯点在跨中,则在平面节点试件的梁端设置平面 固定铰支座,即约束水平与竖向位移,但梁可绕支座发生平面内转动。在试件 柱顶施加单调竖向荷载,以模拟中柱失效工况。柱底水平位移受到约束,柱身 仅发生竖向位移。其力学模型如图 2.1 所示。



图 2.1 节点子结构试件力学模型

本试验共设计了四个节点试件,分别命名为: ST-M-R; ST-S-R; ST-M-T; ST-S-T。其设计参数见表 2.1,节点的具体构造见图 2.2。试件编号含义如下: ST (方钢管柱贯通式隔板),M (中柱),S (边柱),R (闭口型压型钢板),T (开口型压型钢板)。



(b) 节点详情



图 2.2 试件梁柱节点构造 (单位: mm)

四个节点试件分别为 ST-M-R, ST-S-R, ST-M-T, ST-S-T, 其基本特征为:

(1) 柱: 采用冷成型闭合截面方管柱;

(2)梁:采用焊接H形截面,尺寸为H300×150×6×8;

(3)梁柱节点:方钢管贯通式隔板节点的隔板厚度比梁翼缘大 4mm,为 12mm;梁与柱的连接方式为栓焊连接,腹板螺栓采用 10.9 级 M20 摩擦型高强 螺栓(预紧力 P=155kN)连接,单侧均采用 4 个螺栓单排布置形式;翼缘与柱 隔板用对接焊缝连接。

(4)组合楼板:厚度 100mm;选用 YXB40-185-740 和 YX51-250-750 两种 规格压型钢板;栓钉单排布置,间隔 250mm,每侧 6 枚,为不完全抗剪连接; 组合楼板宽 700mm,长 3310mm,组合楼板两端用厚 30mm 的钢挡板模拟连续 的边界条件;纵向布置直径为 10mm 的 HRB400 钢筋作为受力筋,横向布置直 径为 6mm 的 HRB400 钢筋作为分布筋。

(5) 梁跨高比:梁跨度与梁高度比值为 15,即跨长 4500mm。

试件	加载方式	楼板型式	连接方式	受力筋	分布筋	栓钉
ST-M-R		闭口型		Φ 10 @ 200	Φ 6 @ 200	直径 19mm,
ST-M-T	甲杜节点	开口型	- 14 Jun	Φ 10 @ 200	$\Phi 6 @ 200$	高度 80mm,
ST-S-R	计计共生	闭口型	住焆	Φ 10 @ 200	$\Phi 6 @ 200$	间距 250mm,
ST-S-T	T 边柱节点	开口型		Ф 10 @ 200	$\Phi 6 @ 200$	单列布置

表 2.1 节点试件设计参数

2.1.2 试验装置

试件在加载位移较大时将发挥悬链线效应以抵抗上部荷载,此时梁内产生 较大的轴向力。为了在梁端提供固定铰支座约束,试验装置设计为对称的水平 自平衡反力装置。如图 2.3 所示,试验装置由端部的三角反力架、底部的可拆卸 地梁以及中部的柱底滑动约束装置组成。 (1)三角反力架通过耳板及销轴与梁端相连,底部通过地锚固定于地槽 里。装置下部与地梁及柱底滑动约束装置相连,整个装置在试验中基本不会产 生平面内的水平变形,即可实现梁端固定铰支座约束。

(2)柱底滑动约束装置为柱底提供水平约束,阻止柱子在试验中发生面内与面外水平位移,但不约束其竖向位移。滑动约束通过地锚固定在地槽里, 外箍支座与内滑动装置配合使用。

(3)试件柱顶连接作动器加载头,后者仅可沿活塞方向进行轴向运动,无 法转动。作动器油缸固定于作动器反力架上,加载过程中反力架立柱不会发生 失稳。



图 2.3 试验装置图

2.1.3 加载制度

本试验模拟节点子结构中柱失效后的"节点发生竖向持续位移"工况,因此 在柱顶施加竖向单调荷载。

加载全程由位移控制,分级加载并观测现象。在试件节点区进入屈服之前,每级荷载采用较小的位移增量,进入屈服后采用较大位移增量。目标位移小于 200mm,加载速度速率 5mm/min;目标位移大于 200mm,加载速率 8mm/min。

2.1.4 测量方案

1. 测试目标

本试验主要获取以下试验数据:

(1) 柱顶荷载与位移:可由作动器系统直接获得。

(2)节点试件构形:主要指梁段和柱身在加载过程中产生的竖向位移,由 此可得到梁段和柱身的整体构形,并可换算出梁截面转角。

(3)截面应变分布及内力状态:梁柱部分截面布置应变片,包括节点区和 远离节点区部位,可由此了解应变分布及发展状况,并可换算各截面内力及支 座反力。

(4) 混凝土及钢筋应变及内力状态:在靠近柱子的截面布置,了解混凝土 和钢筋的应变分布和发展状况。

(5) 支座位移:对支座位移进行监测,保证试验的安全顺利进行,并可作 为后续分析的依据。

2. 位移计测点布置

位移计布置旨在了解节点试件在加载过程中的构形变化,同时监测梁端铰 支座位移。位移计测点布置详见图 2.4。

(1) 竖向变形是试件的主要变形方向,因此在试件中点及梁翼缘中线处布置若干竖向位移计。梁柱轴线交点位移通过前后两个位移计测量(分别记为 D1和 D2),分析时取两者平均值。梁段翼缘中线处位移计沿梁轴线方向对称布置,记为 D11~D16。

(2)两端铰支座位移包括平面内水平位移、竖向位移,分别由前后位移计测量得到,记为D3~D10。分析时取平均值。



图 2.4 节点试件位移计测点布置

3. 应变测点布置

梁测点截面沿柱轴线左右对称(左侧为西(W),右侧为东(E))。试件的 应变测量截面示意图见图 2.5。

远离节点区域的梁端附近截面应变:距梁端铰支座一定距离的梁截面 (W1/E1 截面)设置单向应变片,测量梁截面应变分布及发展情况。该截面在 试验过程中一般不会进入塑性,因此可用于进行截面的内力分析,进而可反算 得到梁铰支座反力。

节点区域梁截面应变: 在梁柱节点区域距焊缝50mm处截面(W3/E3)布置单向片,稍远离截面(W3/E3)一定距离的截面(W2/E2)也布置单向片,测量节点区域附近截面的应变分布及发展情况,同时在 W2/E2 截面处的混凝土表面和钢筋表面布置单向片。





图 2.5 节点试件应变片布置

2.2 材料性能

节点试件所用材料为 Q345B 钢材,HRB400 钢筋和 C30 混凝土。所有钢材 材性性能均列于表 2.2。在开展节点试验的当天,相应的混凝土抗压强度通过边 长为 150mm 的标准立方体抗压试验测得。使用开口型和闭口型压型钢板试件对 应的混凝土抗压强度为 36.33MPa 和 41.15MPa。试件所用的螺栓均为 10.8 级高 强螺栓。压型钢板和栓钉的材性选为厂家提供的名义值,其对应的屈服应力分 别为 250MPa 和 320MPa。

取材位置	fy (MPa)	<i>f</i> u (MPa)	断裂应变
柱	482	545	24%
梁翼缘	387	441	31%
梁腹板	417	514	27%
受力筋	527	699	22%
分布筋	537	754	28%
混凝土 (闭口型)		36.33	
混凝土 (开口型)		41.15	

表 2.2 材性试验结果汇总

2.3 试验结果

2.3.1 破坏模式

四个带组合楼板节点试件和对应的无楼板试件的荷载位移曲线如图 2.6 所 示。δ为柱子竖向位移的绝对值,由 V1 和 V2 两个位移计的数据平均后得到。 梁的弦转角θ由δ除以试件长度的一半(2250mm)得到。竖向荷载F由作动器 内置的力传感器测得。除了没有配置组合楼板,无楼板试件与其它四个节点试 件相同。无楼板试件的一侧梁翼缘在位移为74mm时断裂,此时荷载为184kN。 在另一侧梁翼缘也断裂之后,梁柱连接残余截面的轴向承载力提供了此节点子 结构的悬链线抗力。当竖向位移发展到 381mm 时,竖向位移达到极限承载力 218kN,然后梁柱连接完全失效,试件失去承载能力。



图 2.6 荷载位移曲线

1. ST-M-R 试件

在加载位移达到约 23mm (*θ*=0.010rad, *F*=246.1kN)时,荷载曲线表现出 明显的非线性受力特征。当加载位移达到约 30mm (*θ*=0.013rad)时,试件的柱 四周混凝土开始开裂。当位移达到 53mm (*θ*=0.024rad)时,作动器荷载达到极 大值 324kN,此时 W3 截面梁下翼缘突然断裂,荷载急剧下降,沿着柱西侧边缘 混凝土板出现一条明显的贯通裂缝,但是两侧梁的上翼缘和压型钢板都没有发 现屈曲变形。此后荷载持续快速增长,混凝土板上的贯通裂缝也持续加大,当 加载位移达到171mm (*θ*=0.076rad)时荷载达到局部极大值 288kN。当加载位移 达到 185mm (*θ*=0.082rad)时,E3 截面梁下翼缘断裂,同时西侧剪切板开裂, 荷载直线下降至 100kN,柱两侧混凝土剥落露出被压弯的钢筋。此后随着加载 位移的增大,西侧剪切板不断开裂,荷载缓慢爬升,直到加载位移达到 350mm (*θ*=0.156rad)时,荷载达到155kN时东侧剪切板开裂并伴随着作动器荷载的缓 慢下降。此后两侧剪切板不断开裂,当加载位移达到 400mm (*θ*=0.178rad) 时,荷载位移曲线快速增长,一直到试验结束。当加载位移达到 485mm (*θ*=0.216rad)时,因试件碰到支座,试验加载结束,此时两侧剪切板都开裂到 第三颗螺栓处,荷载达到307kN。ST-M-R试件在试验各阶段的破坏模式如图2.7 所示。



(a) W3 截面下翼缘断裂(θ=0.024rad) (b) 上翼缘(θ=0.024rad) (c) 混凝土裂缝
 (θ=0.076rad)



(d) E3 截面下翼缘断裂(θ=0.082rad) (e)剪切板(θ=0.216rad) (f) 最终状态(θ=0.216rad)
 图 2.7 ST-M-R 试件破坏现象

2. ST-M-T 试件

在加载位移达到约 25mm (*θ*=0.011rad, *F*=246.4kN)时,荷载曲线表现出 明显的非线性受力特征。当加载位移达到约 30mm (*θ*=0.013rad)时,试件的柱 四周混凝土都开始开裂。当位移达到 52mm (*θ*=0.023rad)时,作动器荷载达到 极大值 279kN,此时 W3 截面梁下翼缘开始出现微小裂纹,W3、E3 截面梁的上 翼缘都产生很大的屈曲变形同时导致与其直接接触的压型钢板发生严重屈曲变 形,在板的边缘处可以明显看到压型钢板与混凝土脱开,组合楼板尽头的挡板 也因为组合楼板的挤压而产生明显倾斜。在这之后荷载一直平稳下降,这个过 程伴随着 W3 截面梁下翼缘裂缝的不断发展和 W3、E3 截面梁的上翼缘屈曲变 形的发展,同时沿着柱西侧边缘混凝土板上出现一条横向贯通整个试件的裂缝 并且越来越明显。当加载位移达到 130mm (*θ*=0.058rad)时,W3 截面梁下翼缘 完全断裂,伴随着荷载的急剧下降,同时此时在 E3 截面梁下翼缘出现微小开 裂。此后,随着加载继续进行,荷载快速增长,当加载位移达到 230mm (*θ*=0.102rad)时,荷载达到局部最大值 200kN,此时 E3 截面梁下翼缘完全断 同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法 裂,并且西侧剪切板下缘开裂,同时荷载急剧下降。而后,随着继续加大位 移,两侧剪切板发展开裂的同时荷载持续缓慢增长。当加载位移达到 450mm (*θ*=0.216rad)时,因压型钢板碰到支座而中止试验,此时东侧剪切板开裂至第 三颗螺栓处,西侧剪切板开裂至第四颗螺栓处,两侧上翼缘都被拉平,此阶段 荷载最大曾达到 240kN。ST-M-T 试件在试验各阶段的破坏模式如图 2.8 所示。



(a) W3 截面翼缘断裂(θ=0.023rad)
 (b) 压型钢板分离(θ=0.023rad)
 (c) 端板被顶弯
 (θ=0.023rad)



(d)局部屈曲(θ=0.045rad)(e) E3 截面下翼缘断裂(θ=0.058rad)(f) 剪切板 (θ=0.200rad)



(g) 最终状态 (θ=0.200rad)图 2.8 ST-M-T 试件破坏现象

3. ST-S-R 试件

当加载位移达到 30mm (θ=0.013rad, F=206.4 kN)时,柱四周混凝土开始开裂。当加载位移达到 60mm (θ=0.027rad, F=240 kN)时,节点附近梁下翼缘出现局部屈曲,其中 W3 截面较为严重。当加载位移达到 154mm (θ=0.068rad)

时,作动器荷载增加至 314 kN,但此时 E3 截面梁上翼缘突然断裂,导致荷载急 剧下降。之后,随着加载位移继续增大,作动器荷载持续提升。当加载位移增 大至 260 mm (*θ*=0.116rad, *F*=310 kN)时,W3 截面梁上翼缘开裂导致荷载突然 下降。当加载位移增大至 289mm (*θ*=0.128rad, *F*=210 kN)时,南侧上层钢筋突 然断裂,而其它未断钢筋的位置也随着混凝土的剥落而向下滑动,甚至脱离了 组合楼板的约束而被拉直。之后,随着加载位移持续增加,作动器荷载继续增 大。当位移增大至 389 mm (*θ*=0.173rad, *F*=310.4 kN)时,W3 截面梁下翼缘开 裂,导致荷载突然下降。此时,节点连接仅残存少部分梁腹板截面,试验加载 终止。ST-S-R 试件在试验各阶段的破坏模式如图 2.9 所示。



(a) 梁翼缘屈曲(θ=0.027rad)
 (b) E3 截面翼缘断裂(θ=0.068rad)
 (c) W3 截面翼缘断裂(θ=0.116rad)



(d) 钢筋断裂 (θ=0.128rad) (e) 钢筋被拉直 (θ=0.173rad) (f) 梁腹板 (θ=0.173rad)
 图 2.9 ST-S-R 试件破坏现象

4. ST-S-T 试件

ST-S-T 试件的试验特点与 ST-S-R 试件较为相似。当位移加载至 30 mm (*θ*=0.013rad, *F*=191 kN)时,节点附近区域混凝土楼板上表面出现较多由节点 弯矩引起的垂直于梁轴线方向的裂缝。当位移加载至 53 mm (*θ*=0.024rad, *F*=225.5 kN),节点处梁下翼缘出现局部屈曲,其中 W3 截面较为严重。当位移 增加至 180 mm (*θ*=0.080rad, *F*=311.1 kN), E3 截面梁上翼缘突然断裂,到荷载 突然下降。此时,与 ST-S-R 试件相比,此试件的混凝土剥落更为严重,压型钢 板与混凝土楼板之间也出现明显脱离。之后,作动器荷载随着位移加载逐渐增

同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法

大,直至 W3 截面梁上翼缘断裂(245 mm, θ=0.109rad, F=267kN),作动器荷载 突然下降。在此之后,由于剪切板的裂缝发展和混凝土的剥落,作动器荷载未 有明显上升。当加载位移增大至 354 mm (θ=0.157rad, F=241 kN)时,W3 截面 梁下翼缘断裂,试件失去承载能力,试验终止。ST-S-T 试件在试验各阶段的破 坏模式如图 2.10 所示。



(a) 梁翼缘屈曲 (θ=0.024rad)
 (b) E3 截面翼缘断裂 (θ=0.080rad)
 (c) 楼板破坏 (θ=0.080rad)



(d) W3 截面翼缘断裂 (θ=0.109rad) (e) 楼板破坏 (θ=0.157rad) (f) 剪切板 (θ=0.157rad)
 图 2.10 ST-S-T 试件破坏现象

2.3.2 试件变形极限状态

表 2.3 列出了各试件的变形极限状态及其对应的承载力。在竖向位移达到 300mm 之前,由于柱两侧梁翼缘开裂的时刻不同,所有试件的荷载-位移曲线都 有两个峰值。对于边柱试件来说,抗弯阶段在弦转角约为 0.12rad 时结束,而对 于中柱试件 ST-M-T 和 ST-M-R 来说,抗弯阶段结束时对应的弦转角分别为 0.11 和 0.08。除了无楼板试件之外,所有的带楼板试件的最大承载力均在抗弯阶段 达到。

如 2.3.1 节所述,在试验结束时,两个边柱试件的梁柱连接均已完全破坏, 而两个中柱试件均在试件梁柱连接完全破坏前终止了试验。因此,对于边柱试 件来说,其悬链线抗力不能超过其抗弯阶段的最大承载力。而对于中柱试件来 说,由于试验过早终止,后期的悬链线抗力可能并未完全发展,则此结论并不 适用于中柱节点试件。试件后期的悬链线抗力发展不充分主要由两个原因导致:(1)压型钢板在柱子处采用搭接连接,因此压型钢板不能贡献悬链线抗力;(2)由于混凝土的严重剥落,钢筋不能充分发展悬链线抗力。因此,在此试验中,组合楼板对悬链线抗力的发展贡献较为有限。

表 2.3 试件变形极限状态

计化		变形极限状态	
风什	第一次峰值荷载	第二次峰值荷载	极限状态
无楼板试件	184kN(0.033rad, 74mm)	186kN(0.06rad, 141mm)	218kN(0.17rad, 381mm)
ST-M-R	324kN(0.023rad, 52.4mm)	288kN(0.076rad, 171mm)	308kN(0.216rad, 487mm)
ST-M-T	279kN(0.023rad, 52.3mm)	201kN(0.103rad, 231mm)	240kN(0.19rad, 427mm)
ST-S-R	314kN(0.068rad, 153mm)	310kN(0.111rad, 250mm)	310kN(0.17rad, 382mm)
ST-S-T	311kN(0.08rad, 179mm)	267kN(0.108rad, 243mm)	241kN(0.157rad, 353mm)
ST-S-T	311kN(0.08rad, 179mm)	267kN(0.108rad, 243mm)	241kN(0.157rad, 353mm)

2.3.3 试件变形形态

图 2.11 为试件 ST-M-T 和试件 ST-S-T 在加载过程中的整体竖向变形图,规 定位移值向上为正。从竖向变形曲线的发展可知,两试件在加载前期表现为受 弯形态,随着加载位移不断增大,试件的截面转动逐渐集中在梁柱节点处,梁 被逐渐拉直,表现为悬索形态。



图 2.11 开口型试件竖向变形模式

2.3.4 应变发展与分布

考虑到两试件各自的对称性,图 2.12 中仅给出了试件 W1 截面的应变发展,包括截面 W1 的钢梁应变发展,截面 W2 的混凝土楼板和钢筋的应变发展。

对于中柱试件 ST-M-R 和 ST-M-T 来说,在位移小于 50 mm 时, E1 截面的 表现为明显的压弯特征,即上翼缘受压、下翼缘受拉,但下翼缘应变明显大于

同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法

上翼缘应变的绝对值。随着位移的增大,E1 截面的受力状态逐渐由压弯变为拉 弯状态,最终,E1 截面的所有应变均变为拉应变。当 W3/E3 截面处梁下翼缘断 裂时,E1 截面梁翼缘处的应变均会明显降低。之后,E1 截面处梁下翼缘应变保 持稳定,而梁上翼缘处的应变迅速向拉应变转变,并在试验快要结束时超过梁 下翼缘处的拉应变值。不过,值得注意的是,两试件E1 截面上翼缘压应变转换 为拉应变对应的位移差异较大:试件ST-M-T为210 mm,试件ST-M-R为360 mm。

对于边柱试件 ST-S-R 和 ST-S-T 来说, E1 截面的应变状态变化与中柱试件 不同。在 E1 截面在小变形阶段表现为受弯特性,且上翼缘受拉,而下翼缘受 压。当节点处梁翼缘断裂时,E1 截面梁上翼缘应变出现明显下降。随着位移增 加,E1 截面的所有应变均变为拉应变,最终下翼缘处的应变值超过上翼缘处的 应变值。总的来说,试件 ST-S-R 和试件 ST-S-T 在 E1 截面处的应变发展趋势大 致相同。只不过,在试验结束之前,试件 ST-S-R 的总体应力状态要高于试件 ST-S-T。







图 2.12 试件 E1 截面轴向应变发展

对于中柱节点试件来说,组合楼板中的混凝土处于受压状态,其抗压性能可以得到充分发挥。图 2.13 绘出了中柱节点试件 E2 截面处混凝土的平均轴向应变发展趋势。总体来说,试件 ST-M-R 中的混凝土压应变明显高于试件 ST-M-T。在竖向位移达到 50 mm (*θ*=0.022rad)时,试件 ST-M-T中 E2 截面的混凝土压应变达到峰值,之后,迅速减小到约为 4×10⁻⁴,并一直保持此值到试验结束。试件 ST-M-R 的 E2 截面混凝土压应变只在 W3 截面和 E3 截面翼缘断裂时略有下降,在整个加载过程中均保持在相对较高的水平。此现象是由两试件所采用压型钢板的截面形状不同所导致,这将会在后面的部分讨论。



图 2.13 中柱节点试件 E2 截面混凝土平均轴向应变

2.4 试验分析

分别由抗弯机制和悬链线机制提供的抗力可由试件 W1/E1 截面处的弯矩和 剪力计算得到,而此处的弯矩和剪力可由此截面布置的应变片测得的轴向应变 推算得到。所有节点试件的荷载位移曲线可以分为两个阶段。第一阶段称为抗 弯阶段,在此阶段荷载主要由组合梁的抗弯机制承担,同时,中柱试件也发展 了压力拱机制。第二阶段称为悬链线阶段,随着变形的增大,在此阶段竖向荷 载主要由梁轴拉力的竖向分力承担。

2.4.1 荷载位移曲线

四个试件的荷载位移曲线如图 2.6 所示。各试件在抗弯阶段和悬链线阶段的 最大承载力列于表 2.3。带组合楼板试件的承载力和初始刚度均明显大于纯钢试 件。同时,纯钢试件的最大承载力在悬链线阶段达到,而四个带楼板试件的最 大承载力在抗弯阶段达到。与纯钢试件相比,每个试件最大承载力的提升比例 为 ST-M-T 28%, ST-M-R 48.6%, ST-S-T 42.7%, ST-S-R 44%。中柱节点试件达到 最大承载力时对应的弦转角为 0.024rad,而边柱节点试件达到最大承载力时的 对应弦转角为 0.068rad。

对中柱节点试件来说,如图 2.6 所示,试件 ST-M-R 和试件 ST-M-T 的荷载 位移曲线差异很大。在抗弯阶段,如图 2.8 所示,试件 ST-M-T 钢梁上翼缘和压 型钢板间有限的接触面积导致其节点区梁上翼缘严重屈曲。此翼缘屈曲提升了 梁柱连接的转动能力,从而使得梁下翼缘的断裂时刻推迟。对于试件 ST-M-R, 闭口型压型钢板能够紧紧限制梁上翼缘,使其不能发生屈曲,从而导致梁下翼 缘的过早断裂。不过,由于试件 ST-M-R 中组合楼板的横截面积大于试件 ST-M-T,因此其抗弯阶段的承载力也大于试件 ST-M-T。

在悬链线阶段,如图 2.6 所示,试件 ST-M-T 发展的悬链线抗力较小,整体 趋势与纯钢试件相似。而试件 ST-M-R 发展的悬链线抗力相对较高。如图 2.14 所 示,钢筋混凝土楼板被压缩导致在楼板中出现轴压力 *C*。,此轴压力会抵消钢梁 因拉伸产生的轴拉力 *T*。。因此节点子结构的轴力 *T* 由钢筋混凝土楼板和钢梁两 部分的轴力共同组成。



图 2.14 中柱节点试件中混凝土楼板对悬链线抗力的影响

$$T = T_{\rm s} - C_{\rm c} \tag{2.1}$$

$$L + d\tan\theta = \frac{L}{\cos\theta} \tag{2.2}$$

由图 2.14 所示可知, 混凝土楼板内的压力主要来源于楼板和柱子之间的挤压。但随着柱子竖向位移的增大,梁会不断伸长,导致在竖向位移超过某一值后,楼板会和柱壁脱离接触,此时由楼板和柱壁互相挤压而产生的压力 C。就会

消失。楼板和柱壁脱开时的位移可根据式(2.2)求得,其中 *L*=1530mm 为柱壁 和端盖板之间混凝土楼板的长度,*d*=100mm 为混凝土楼板的厚度,*θ* 为梁的弦 转角。则楼板和柱壁脱开时的弦转角 *θ*=7.48°,对应的竖向位移为 *δ*=295mm。 因为试件 ST-M-T 混凝土的破坏较为严重,则 *C*。可以忽略,因此其在悬链线阶 段的表现和纯钢试件相似。此外,由于试件 ST-M-T 中钢筋因混凝土的剥落而未 能充分发挥其抗拉承载力,其悬链线阶段的承载力也弱于试件 ST-M-R。

对于边柱节点试件来说,如图 2.6 所示,两个带楼板试件在抗弯阶段的性能 相似。这是因为混凝土楼板在边柱节点试件中受拉力,混凝土的影响就可以忽 略,从而两个试件的截面性能相似。不过,试件 ST-S-R 在悬链线阶段的承载力 高于试件 ST-S-T,这是由两试件组合楼板的破坏程度不同所导致的。闭口型压 型钢板中的倒三角凸起可以提高压型钢板与混凝土之间的组合性能,可以减少 混凝土的破坏,从而将钢筋牢牢限制在混凝土楼板中,使得其发展更多的悬链 线抗力。如图 2.9 所示,试件 ST-S-R 中钢筋的断裂表明钢筋的轴拉力得以充分 发展。由于试件 ST-S-T 中混凝土楼板的严重破坏,钢筋断裂并没有在试件 ST-S-T 中发现。此外,闭口型压型钢板给栓钉提供的支撑作用也比开口型压型钢板 强。因此,试件 ST-S-R 中钢梁与组合楼板间较强的组合作用也有利于钢筋发展 更多的轴拉力。

2.4.2 压力拱机制

图 2.15 为试件 E1 截面的轴力发展。此截面的轴力由 E1 截面测得的轴向应 变计算得到。在抗弯阶段,中柱节点试件和边柱节点试件的表现差异很大。两 个边柱节点试件的轴力发展趋势较为相似,除了在梁翼缘断裂时稍有下降,其 它时刻均保持为上升趋势,且在整个加载过程中轴力均为拉力。对于中柱节点 试件,尤其时试件 ST-M-R,在试验前期均有明显的受压阶段。这是由试件的设 计所导致的。如图 2.16 所示,组合梁在节点处的中性轴位置明显高于铰支座, 因此导致了中柱节点试件中压力拱机制的出现。如图 2.17 所示,两处截面中性 轴位置的差异由δ表示。

35

同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法



图 2.17 中性轴的三个理想状态

如图 2.17 所示,假定中柱节点试件在加载过程中保持完整,则加载过程中 有三个特征状态。其中,状态 1 为加载初始状态,此时试件梁内没有任何轴 力,此后随着位移的增加,梁内逐渐出现轴压力并持续增大。当加载位移达到*δ* 时,即状态 2 时,节点处与支座处的梁中性轴在同一直线上,此时梁内的轴压 力最大。随着继续加载梁内轴压力逐渐变小,当加载位移达到 2*δ* 时,即状态 3,梁内的轴压力理论上应减小为零。此后,梁轴力将变为拉力。试件 ST-M-R 和试件 ST-M-T 对应的*δ*值分别为 142.6 mm 和 133 mm。这意味着,试件 ST-M-R 和试件 ST-M-T 对应的*δ*值分别为 142.6 mm 和 285.2 mm,而试件 ST-M-T 的状态 2 和状态 3 对应的位移分别为 142.6 mm 和 285.2 mm,而试件 ST-M-T 的状态 2 和状态 3 对应的位移分别为 133 mm 和 266 mm。在图 2.15 中,试件 ST-M-R 轴压力最大值和轴压力向轴拉力的转换点所对应的位移分别为 86 mm 和 268 mm,而试件 ST-M-T 所对应的位移分别为 49 mm 和 85 mm。显然,试件 ST-M-R 比试件 ST-M-T 更接近于图 2.17 中的假设,这表明试件 ST-M-R 中的楼板破 坏要轻于试件 ST-M-T,因此试件 ST-M-R 中的压力拱机制更明显。如图 2.7 和 图 2.8 所示,试件 ST-M-T 中的混凝土破坏比试件 ST-M-R 中更严重,这导致试 件 ST-M-T 中所能发展的轴压力小于试件 ST-M-R。此外,随着节点区混凝土的 破坏,节点处组合梁的中性轴的高度也会降低,这将导致试件 ST-M-T 轴压力向 轴拉力的转换点更早出现。随着加载位移的增加,轴压力逐渐变为轴拉力,压 力拱效应逐渐消失,悬链线机制继而出现。

2.4.3 抗力机制

两个试件中, 竖向承载力 F 主要由弯曲机制提供的承载力 F_F 和悬链线作用 提供的承载力 F_A 共同组成,其中弯曲作用提供的承载力 F_F 主要由剪力(N₁, N₂)的竖向分力组成,悬链线作用提供的承载力 F_A 主要由轴力(V₁, V₂)的竖 向分力组成,如式(2.3)、式(2.4)和图 2.18 所示。



图 2.18 梁柱子结构的力学模型

$F_{\rm A} = N_1 \sin\theta + N_2 \sin\theta \tag{2.3}$

$$F_{\rm F} = F - F_{\rm A} \tag{2.4}$$

图 2.19 给出了试件的竖向抗力 *F、F*_A 和 *F*_F 的发展曲线。对于中柱节点试 件,在下翼缘断裂前,竖向荷载几乎全由弯曲机制承担。当柱两侧梁下翼缘均 断裂后,悬链线机制逐渐发展,并最终超过弯曲机制的贡献。对于试件 ST-M-R,在位移达到 275mm 之前,由于节点处和支座处梁中性轴高度的差异,试件 内出现了明显的压力拱机制。由于试件 ST-M-T 节点处混凝土的严重破坏,限制 了梁轴压力的发展,导致试件没有出现明显的压力拱机制。

对于边柱节点试件,由于节点处梁中性轴高于支座处梁中性轴,自加载起始悬链线机制就开始发展。在梁上翼缘断裂前,试件 ST-S-R 和试件 ST-S-T 的内力发展几乎相同。在梁上翼缘断裂后,试件 ST-S-R 的悬链线抗力明显强于试件 ST-S-T。这是因为,与试件 ST-S-T 相比,试件 ST-S-R 内混凝土破坏较为轻微,使得钢筋能够发展更高的拉力。



同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法

图 2.19 抗弯机制和悬链线机制对竖向承载力的贡献

2.4.4 两种压型钢板的影响

图 2.20 为中柱节点试件组合楼板破坏模式的示意图,由此图可以发现试件 ST-M-T 中压型钢板与混凝土板之间的脱离较为严重。这是因为,开口型压型钢 板-混凝土组合楼板一旦发生滑移,由于容易发生垂直分离现象,很快消失组合 咬合力,使得组合梁的截面性能产生明显削弱,呈现一定的脆性破坏性质。而 闭口型压型钢板由于倒三角形的压型钢板上翼缘的存在,发生滑移之后可以继 续咬合住混凝土,使得组合梁的截面性能不出现明显削弱,呈现一定的延性破 坏性质。图 2.13 中试件 ST-M-R 的节点附近混凝土压应变明显高于试件 ST-M-T,这也得益于闭口型压型钢板可以更好地提高组合楼板的组合作用。



图 2.20 组合楼板破坏模式对比

2.5 本章小结

本章以 4 个配置不同压型钢板组合楼板的组合梁-方钢管柱刚性连接节点为 对象,采用双半跨单柱型梁柱子结构,通过拟静力加载试验研究了去柱后失效 柱上方节点(中柱节点)与失效柱相邻节点(边柱节点)的破坏模式和抗连续 倒塌性能,也对比了开口型压型钢板和闭口型压型钢板对节点抗连续倒塌性能 的影响。结论如下:

(1)本章四个试件的抗连续倒塌承载力在小变形阶段主要由抗弯机制提供,在后期大变形阶段主要由悬链线机制提供。尽管四个试件在大变形阶段都发展了较大的悬链线抗力,但四个试件的最大承载力都在抗弯阶段达到。与无楼板试件对比,开口型压型钢板试件的承载力提高了 28%,而闭口型压型钢板试件的承载力提高了 44%。

(2)对于中柱节点试件来说,不同的压型钢板组合楼板对钢梁上翼缘的约 束效应不同极大地影响了节点的塑性转动能力。由于闭口型压型钢板组合楼板 对钢梁上翼缘的约束效应强于开口型压型钢板组合楼板,使得 ST-M-R 试件的钢 梁上翼缘始终不能屈曲形成塑性铰,导致其钢梁下翼缘断裂明显早于 ST-M-T 试 件。但是,由于闭口型压型钢板组合楼板的混凝土截面无削弱,整体刚度大, 使得 ST-M-R 试件的抗弯承载力强于 ST-M-T 试件。对于边柱节点来说,由于楼 板处于受拉状态,混凝土的贡献可以忽略,因此 ST-S-R 试件和 ST-S-T 试件的抗 弯性能表现相似。

(3)与闭口型压型钢板相比,开口型压型钢板与混凝土之间缺少咬合力, 较容易分离,导致在大变形阶段开口型压型钢板的截面组合性能退化严重,不 利于钢筋悬链线拉力的发展。因此,ST-M-T试件和 ST-S-T试件的悬链线抗力明 显弱于其对应的 ST-M-R试件和 ST-S-R试件。

39

第3章 足尺单层组合楼盖系统模型的连续倒塌试验研究

第2章节点子结构试验已经从节点层次说明了组合楼板对钢结构抗连续倒 塌性能的有利作用,但限于其平面试件的性质,不能反映组合楼板空间效应对 结构抗连续倒塌性能的影响,因此有必要进一步开展楼盖子结构层次的试验研 究。为此,本章设计了两个足尺单层2×1跨组合楼盖子结构试验,其中梁柱节 点为栓焊刚接节点,组合楼板采用前述研究中有利于节点转动性能发展的开口 型压型钢板组合楼板。如图 1.10 所示,本章的试验结果为第4章和第6章楼盖 子结构层次和结构体系层次数值分析的模型标定提供依据,同时本章试验也是 第5章建立组合楼盖子结构理论评估模型的基础。

本章组合楼盖子结构试验的目的如下:

- (1)考察边柱失效条件下,组合楼盖子结构的极限承载力、极限变形;
- (2)考察边柱失效条件下,组合楼盖子结构的破坏模式和抗力机制;
- (3)考察边界水平约束条件对组合楼盖子结构抗连续倒塌性能的影响;

3.1 试验设计

3.1.1 原型结构

为了使此试验能够反映依照现行规范设计的钢结构建筑在连续倒塌工况下的真实反应,依照中国规范^[129-134],设计了一栋位于上海的 5 层抗弯钢框架结构。此结构的平面布置和立面布置分别表示在图 3.1 (a)和图 3.1 (b)中。此结构的水平荷载由钢支撑承担,支撑布置如图 3.1 (c)所示。





图 3.1 原型结构

此结构所处场地类别为二类,地震烈度为7度(0.1g),基本风压为0.55kN/m²,地面粗糙度为C。设计此结构所用的恒载(DL)为5kN/m²,活载(LL)为2kN/m²。此结构的各层层高均为3.6m,主梁跨度为4.2m,次梁跨度为3.6m,其中主梁和次梁均为4跨。

此结构中所用的梁、柱和支撑都采用 H 型钢^[135],钢材标号都为 Q345。设 计之后的主梁截面为 HN200×100×5.5×8,次梁截面为 HN150×75×5×7,柱截面 为 HW200×200×8×12,支撑截面为 HW100×100×6×8。此钢框架中钢-混凝土组 合楼板的总厚度为 100mm,选用厚度为 1.2mm 的开口型压型钢板(强度等级为 Q345),混凝土面层钢筋为 CRB550 强度的 A8 焊接钢筋网片^[133](网孔为 200mm×200mm),混凝土为 C30 商品混凝土。组合楼板的截面形状与尺寸如图 3.2 (d)所示。钢梁与组合楼板之间通过直径为 16mm,长度为 80mm 的 5.6 级 栓钉连接。为了满足完全抗剪的设计要求,栓钉沿主梁方向为每 300mm 间隔布 置一个,沿次梁方向为每 305mm (每个板肋)布置一个。其中,主梁-柱节点 采用栓焊刚接节点 (图 3.2 (a)),次梁-柱节点采用剪切板螺栓铰接节点 (图 3.2 (b)),次梁-主梁节点采用剪切板螺栓铰接节点 (图 3.2 (c))。此三种节点 中的螺栓均采用 10.9级 M16高强螺栓。在主梁-柱节点中,主梁翼缘与柱翼缘之 间的焊接方式为单边 V 型坡口对接焊缝,并在焊缝下加垫板。

41



同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法

3.1.2 试件设计

在实际情况中,相比与结构内部的柱子,位于结构外围的柱子更易于受到 破坏,此外,结构外围的柱子破坏后能够用来荷载分配的途径也少于内部的柱 子。因此,结构若是能够抵抗由外围柱子破坏而可能引起的连续倒塌,则认 为,此结构也能够抵抗由内部柱子破坏而可能引发的连续倒塌。因此,此处仅 考虑移除结构外围的柱子。

结构外围的柱子包括角柱和非角柱的边柱。对于角柱破坏的情况,由于缺 少传力路径,结构不能够有效实现破坏后荷载的再分配,因此,此种情况下应 着力通过增强角柱,使其不易于遭到破坏。那么,研究的内容就仅剩下非角柱 的边柱,此时分为主梁侧的边柱破坏和次梁侧的边柱破坏两大类。由于条件所 限,在此试验中,仅研究主梁侧边柱破坏时的两种情况。

此试验共设计两个试件,分别对应两种边柱破坏工况:靠近内侧的边柱 (边中柱)破坏工况对应的试件为 2G1B-IN,靠近角柱的边柱(角柱侧边柱) 破坏工况对应的试件为 2G1B-OUT。两个试件对应的柱子破坏位置如图 3.1 所 示。两个试件均包括两个主梁跨和一个次梁跨,且周围有 900mm 宽的外伸楼 板。外伸楼板内的钢筋和压型钢板与边界围梁焊接在一起,用来反映原型结构 中连续的楼板边界条件。其中,G代表主梁;B代表次梁;IN和OUT表示边柱 破坏的相对位置;2G表示有两个主梁与破坏的柱子相连;1B代表有一个次梁与 破坏的柱子相连。两个试件的结构布置与尺寸详情如图 3.3 所示。





如图 3.3 (b) 所示,在 2G1B-OUT 试件中,角柱侧的水平约束只由 C1 柱和 C3 柱提供。而在其对侧,考虑到相邻主梁跨可以提供充足的水平约束,故可将

同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法

两个外伸主梁(G5和G6)末端看作固定端。同理,在2G1B-IN试件中(图3.3(a)),四个外伸主梁(G5,G6,G7,G8)也看作固定端。由于试验室空间的限制,不允许将楼板上下两层的柱子按照实际层高来设计,因此,采用如图3.4所示的简化方案来模拟2G1B-OUT试件中C1柱和C3柱处的水平约束。上下两层柱子的远端可近似认为是固定端,则上下两层柱子所能提供的水平刚度(*k*antilever)来替代。



3.1.3 试验装置

如图 3.5 所示,此试验的试验装置由试件、水平约束支座、竖向约束支座、2000kN 作动器和荷载分配系统组成。水平约束支座的设计承载力远大于连接其上的外伸主梁的全截面塑性抗拉承载力,因此,可满足图 3.3 中所示的外伸主梁端水平约束的要求。作动器施加的集中力通过 4 级分配梁均匀分配到 24 个点上(图 3.6 (a)),使其能够实现理想的均布加载效果。每个加载点下都有一块300mm 边长的正方形板将荷载均匀施加的混凝土楼板上,避免出现冲切破坏。各级分配梁之间通过辊轴连接,仅用螺栓限位,使各级分配梁之间可以自由的转动,保证荷载分配的均匀。2000kN 作动器施加集中荷载到第一级分配梁的中点(也即试件楼板区域的中心点)。作动器两端的铰接头正交布置,使其可以实现两个方向的转动。第一级分配梁梁端的螺栓限位孔为长圆孔,以确保试验加载过程中第一与第二级荷载分配梁之间可沿主梁轴线方向出现相对滑动。在作

动器中部用铰链固定,防止其在加载过程中失稳。如图 3.6 (b)所示,第四级 分配梁为三角形钢板,第三级分配梁传递而来的荷载施加到三角形钢板的重 心,使得每个三角板端点处的力相等。试验过程中,作动器按 4mm/min 的速度 匀速施加位移加载,直至试验结束。

试验过程中采用位移计和应变片来测量试件的加载状态。位移计主要是用 来测量试件加载区域内楼板和钢梁的竖向位移,以及试件外围可能发生的水平 位移。应变片主要用来监测柱子、钢梁以及楼板中的应变变化。



(a) 2G1B-IN 试验装置



(b) 2G1B-OUT 试验装置

图 3.5 试验装置

同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法



(a) 各级荷载分配梁之间的连接



图 3.6 荷载分配系统

3.1.4 材性试验

本试验的试件除钢筋采用 CRB550 钢材外,其余部分均采用 Q345 钢材。表 1 中列出了各钢材部件的材料参数。除栓钉和高强螺栓外,所有钢材部件的材性 性能均由材性试件直接测得。栓钉和高强螺栓的材性性能采用的为生产厂家提 供的名义值。

构件	位置	初始厚度 (mm)	fy (MPa)	f _u (MPa)	初始长度 (mm)	裂后长度 (mm)	伸长率 ^a
 十 初 / 国 初	翼缘	7.7	390	536	80	105	31%
土朱/田朱	腹板	5.3	419	557	70	92	31%
为初	翼缘	9.3	365	517	90	118	31%
认朱	腹板	6.5	400	535	75	99	32%
++ 11200 × 200	翼缘	11.6	373	531	100	132	32%
住 日200~200	腹板	7.8	395	546	80	105	31%
tt 11250×250	翼缘	13.4	383	536	110	142	29%
住日230~230	腹板	8.6	405	551	85	107	26%
压型钢板	楼板	1.18	320	380	60	83	38%
钢筋	楼板	Φ 8	596	672	50	53.3	7%
栓钉	楼板	Φ16	320	400			14%
螺栓	节点	Φ16	940	1040			10%

第4章 单层组合楼盖系统连续倒塌的精细化数值模拟方法与参数分析 表 3 1 钢材材性

^a伸长率 = 裂后长度/初始长度 - 1.

在试验当天,由三个150mm×150mm×150mm的标准立方体混凝土抗压强度 试验测得的混凝土强度为33.14MPa,32.44MPa和32.89MPa,平均之后,此试 验所用混凝土可按标准立方体抗压强度33MPa。

为了得到栓钉连接的抗剪性能,设计了两个 Push-out 试件(图 3.7 (a)), 分别代表平行于主梁轴线方向和平行于次梁轴线方向的栓钉连接,对应的荷载-位移曲线如图 3.7 (b)所示。



同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法



(b) Push-out 试件荷载-位移曲线

图 3.7 栓钉 Push-out 试验

3.2 试验结果

3.2.1 试验现象

两个试件的荷载-位移曲线如图 3.8 所示。均布荷载 ω 由荷载 F 除以 30.24m² (2×1 跨楼板的面积)得到,主梁弦转角 θ 由 C0 柱的竖向位移 δ 除以 4.2m(主 梁跨度)得到。在 2×1 跨的楼板加载区域,试件的自重为 66.4kN,荷载分配装 置重 44kN。因此,此试件加载前的初始荷载为 110.4kN (3.65kN/m²)。



1. 试件 2G1B-IN

试件 2G1B-IN 主要破坏现象为:

(1) 当 δ = 70mm (θ = 0.0167rad) 时, 在楼板负弯矩区的上表面出现沿 C1-C3-C5-C4-C2 方向的通长裂缝。此现象表明,此时楼板负弯矩区的弯矩已达

到屈服抗弯承载力。

(2) 当 δ = 170mm (θ = 0.04rad) 时, B3-G1 节点连接和 B4-G2 节点连接
 上部楼板出现裂缝,且 G1-C1 节点连接和 G2-C2 节点连接主梁下翼缘受压屈
 曲。

此阶段主要是楼板在负弯矩区的裂缝继续发展扩宽;在 C0 柱附近,主梁上 部楼板因受挤压而出现裂缝;在主梁靠近 C1 柱和 C2 柱的负弯矩区,其上部的 混凝土因受拉而开裂;两个东侧主梁跨中(B3-G1 节点连接和 B4-G2 节点连接 处)的上部楼板都出现斜向楼板中心的弧形裂缝(图 3.9 (a)),形成围绕 C0 柱 的弧形裂缝环。此外,在东侧主梁上部楼板的侧面出现了一些较长的水平裂 缝,此裂缝处于距楼板上表面 1/3~1/4 厚度处,说明此时栓钉承受了较大剪力, 混凝土楼板在栓钉顶部出现水平裂缝。靠近 C1 柱和 C2 柱的主梁下翼缘都因受 压而出现明显的屈曲,而 C0 柱两侧的主梁没有出现屈曲,原因是其上部的楼板 与梁上翼缘外侧贴合紧密,限制了屈曲的出现。

(3) 当 δ = 380mm (θ = 0.09rad, F = 1000kN) 时, G1-C1 节点连接主梁上 翼缘断裂 (图 3.9 (b))。

此阶段关键的现象为 G1-C1 节点连接主梁上翼缘突然断裂(图 3.9 (b)), 导致承载力突然下降;楼板的破坏也更严重,在东侧主梁上的楼板的水平缝变 宽(图 3.9 (c)),说明此时栓钉承担的剪力很大,并且由于东侧主梁单侧受 压,其上的楼板向西侧明显倾斜,在C1、C2柱附近的负弯矩区,楼板外侧与主 梁上翼缘出现明显缝隙。此时,楼板负弯矩区的混凝土楼板上表面的裂缝也逐 渐扩大。

(4) 当 δ=480mm(θ=0.114rad)时, C1、C2 柱附近压型钢板开裂, B5-C5 节点连接下侧螺栓剪断(图 3.9 (d))。

此阶段,在东侧主梁负弯矩区,由于较大的水平拉力,C1 柱和 C2 柱附近的压型钢板被拉裂,靠近 C1 柱区域的压型钢板还发生明显变形,压型钢板的波纹有被压扁的趋势;东侧主梁上部楼板的侧面水平裂缝继续发展迅速扩大;下侧螺栓被剪断(图 3.9 (d))。

(5) 当 δ = 550mm (θ = 0.131rad) 时, G2-C2 节点连接主梁上翼缘开裂
 (图 3.9 (e)), C2 柱附近楼板出现冲切破坏 (图 3.9 (f))。

此阶段,最显著的的现象是 G2-C2 节点连接主梁上翼缘开裂导致承载力迅速下降,这也标志着组合梁抗弯承载机制的退出。

此外,在靠近 C2 柱的混凝土楼板因加载点集中力的挤压而出现冲切破坏 (图 3.9 (f)),其下的压型钢板也因挤压而严重变形。压型钢板与两端围梁被 拉开,标志着压型钢板内已经形成了较大的薄膜拉力,楼板在薄膜拉力作用下 同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法 向内变形。在试件东侧的主梁负弯矩区,混凝土楼板在负弯矩区与主梁上翼缘 严重分离,已经可以看到裸露的栓钉。不过,在主梁正弯矩区,混凝土楼板还 保持着最初的破坏程度,并没有出现破坏继续发展的迹象。

与 C1 柱和 C2 柱相连的次梁(B1 和 B2)在竖向压力作用下挠度很大,并 且与 C1 柱相连的次梁 B1 由于楼板向内移动而发生弯扭失稳,也从侧面印证了 楼板内发展了较大的薄膜拉力。由于楼板整体向 C0 柱处倾斜, B5-C5 节点连接 处的次梁下翼缘因受挤压而出现屈曲。

(6) 当 δ=686mm (θ=0.163rad, F=1159kN) 时, G1-C1 节点连接完全失效(图 3.9 (g))。

此时,试件 2G1B-IN 达到了它的承载力峰值,随着 G1-C1 节点连接彻底失效,承载力急剧下降至 560kN。

在主梁的负弯矩区,东侧的混凝土楼板已经彻底破坏,栓钉已经完全裸露,并且靠近南侧的主梁的裸露栓钉已经被剪断,而靠近 C0柱的混凝土楼板没有明显破坏。靠近 C1 柱和 C2 柱的楼板混凝土已经破坏退出工作,而靠近南侧围梁的组合楼板已与围梁彻底分开,标志着钢筋与围梁的连接也被拉断。

由于 G1-C1 节点连接处主梁全截面断裂,而南侧组合楼板也与围梁完全分离,导致与 C1 柱相连的次梁 B1 在 B1-C1 节点连接处被拉断,而发生 90 度扭转。这也标志着接下来只能完全依靠楼板自身承担荷载。

(7) 当 δ = 815mm (θ = 0.194rad) 时, C1 柱附件楼板被完全拉裂 (图 3.9 (h))。

随着位移继续增加,承载力提升到约 790kN 时不再继续增长,这表明剩余 结构仅依靠楼板只能贡献约 790kN 的承载力。而后,随着南侧楼板在与 C1 柱相 连的次梁 B1 上部彻底被拉裂,楼板薄膜传力机制被破坏,剩余结构不能再继续 承载,试验停止。

楼板破坏时的最终变形状态(图 3.9 (i))为整体向东侧倾倒,且因南侧主 梁被拉断而略微向南侧倾斜。楼板的破坏依然是集中再与 C1 柱和 C2 柱靠近的 负弯矩区,内侧的楼板负弯矩区的破坏表现为初始裂纹的扩大,而没有产生新 的裂缝,靠近 C0 柱附近的楼板没有明显破坏,依然保持初始的状态。

50



图 3.9 试件 2G1B-IN 破坏现象

2. 试件 2G1B-OUT

试件 2G1B-OUT 主要破坏现象为:

(1)当 δ = 156mm(θ = 0.037rad)时,B3-G1节点连接上部混凝土楼板出现裂缝(图 3.10(a))。此裂缝与 2G1B-IN 试件一致,均由次梁传递到主梁的集中力所导致。

(2) 当 δ = 226mm (θ = 0.054rad, *F* = 893kN)时, G2-C0节点连接主梁 下翼缘断裂(图 3.10 (b)),导致承载力突然降低的同时,C0柱的竖向位移也 突然增大。此时,G2-C2节点连接主梁上翼缘手孔处出现裂纹。

在 C0 柱两侧主梁上部的混凝土因受到挤压而开裂,在 B4-G2 节点连接上部 出现了与 B3-G1 节点连接上部类似的混凝土裂缝,且裂缝上部均向试件中间倾 斜。

(3) 当 δ = 362mm (θ = 0.086rad) 时, G2-C2 节点连接主梁上翼缘断裂
 (图 3.10 (c))。

在 G2-C0 节点连接主梁下翼缘断裂之后,承载力迅速下降;而后,随着位移的增大,承载力继续升高;当承载力升至 885kN 时,G2-C2 节点连接主梁上 翼缘突然断裂,导致承载力轻微下降至 831kN。 同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法

(4) 当δ = 432mm(θ = 0.103rad)时,G1-C1节点连接主梁上翼缘和G2-C0节点连接主梁上翼缘均断裂(图 3.10(d)和图 3.10(e))。

此阶段,楼板在负弯矩区出现明显的沿 C3-C5-C4-C2 方向的通长裂缝,且 在 C0 柱到 C5 柱之间也形成了一条通长缝。次梁 B1 上部靠近 C1 柱的 5 个压型 钢板板肋根部出现水平混凝土裂缝,说明此处栓钉连接抗剪性能受到破坏。

(5) 当δ=527mm(θ=0.0125rad)时,G2-C0节点连接完全失效(图 3.10
 (f))。

此阶段,最关键的现象就是 G2-C0 节点连接处主梁截面彻底断裂,使得梁 对承载力的贡献消失,此后试件的承载力完全由组合楼板提供。自此,试件的 承载力出现缓慢下降至 680kN。负弯矩区 G1-C1 节点连接和 G2-C2 节点连接的 转动变形逐渐变大,但这两个节点连接仍仅有主梁上翼缘断裂,主梁下翼缘未 被拉直,仍在压力作用下保持局部屈曲的状态,这说明此时主梁 G1 和主梁 G2 在靠近 C1 柱和 C2 柱区域以受压为主,以抵抗次梁 B1 和次梁 B2 处楼板向次梁 B5 位置处移动的趋势。G2-C0 节点连接附近的组合楼板彻底破坏,混凝土剥 落,钢筋网裸露,楼板与钢梁的连接也彻底失效(图 3.10 (f))。由于失去楼板 的限制,C0 柱在次梁 B5 的变形影响下出现绕主梁 G1 轴的转动,由于同时失去 了主梁 G2 的约束,C0 柱也出现绕次梁 B5 轴的转动。此外,次梁 B1 上部压型 钢板板肋根部的混凝土剪切裂缝持续扩大。

(6) 当 δ = 741mm (θ = 0.176rad) 时, C0 柱附件压型钢板沿次梁 B5 方向
 断裂 (图 3.10 (g))。

此时,C0柱附近的压型钢板被拉断,试件承载力随之下降到581kN;C0柱 附近的钢筋网没有断裂,仍能提供一定的承载力,但因C0柱此时下部变形空间 不足,故而结束试验。此时,次梁 B5 上的栓钉被从楼板内拔出(图 3.10 (g)),组合楼板与次梁 B5 间的连接已经彻底破坏;C0柱附近主梁 G1 和主梁 G2 上的混凝土几乎完全剥落。在C2 柱附近,与 C2-C4 方向裂缝相交的钢筋和 压型钢板被拉断(图 3.10 (h))。

此试件的最终变形状态如图 3.10(i)所示,混凝土的剥落区主要集中于靠近 C0 柱的正弯矩区,而在靠近 C1 柱和 C2 柱的负弯矩区,楼板的剥落现象较轻。对于处于负弯矩区的 G1-C1 节点连接和 G2-C0 节点连接仍只有主梁上翼缘被拉断,其主梁下翼缘依然保持受压屈曲的状态,这表明,主梁 G1 和主梁 G2 在靠近 C1 柱和 C2 柱的负弯矩区内以受压为主,没有发展出明显的悬链线拉力。此外,B5-C5 节点连接次梁下翼缘因受到挤压而出现局部屈曲。
第4章 单层组合楼盖系统连续倒塌的精细化数值模拟方法与参数分析



图 3.10 试件 2G1B-OUT 破坏现象

3. 试件现象总结与分析

(1) 由图 3.8 所示,在主梁翼缘断裂前,两个试件在抗弯阶段的承载力发 展趋势几乎一致。

(2)当δ达到226mm时,试件2G1B-OUT达到其加载全过程中的最大承载力(约为893kN),同时其正弯矩区G2-C0连接主梁下翼缘断裂,使得其抗弯承载力遭到很大削弱。在此之后,随着δ的增大,试件承载力开始继续增大,但当其接近之前的最大值时,负弯矩区G1-C1连接和G2-C0连接主梁上翼缘断裂阻止了试件承载力的继续增长,使得此试件的承载力保持在850kN左右,此阶段可看作是抗弯机制向梁悬链线机制和楼板受拉薄膜作用过渡的阶段。当δ发展至500mm时,正弯矩区G2-C0连接彻底失效,导致试件承载力迅速下降,随后重新稳定在710kN左右,此时主梁悬链线作用已失去作用,可认为此时的试件荷载由残余抗弯承载力和楼板受拉薄膜作用来承担。之后,试件的承载力增长至732kN,但仍未超越之前的抗弯阶段的承载力峰值。当δ发展至740mm时,压型钢板被沿次梁B5方向拉断,这极大的削弱了楼板的承载力,此时剩余结构已丧失继续承载能力,试验结束。

(3) 试件 2G1B-IN 在加载初期承载力稳步增长,当 δ 达到 380mm 时,试

件承载力达到了抗弯阶段的极大值(约为 1000kN),同时其负弯矩区 G1-C1 连接主梁上翼缘断裂,导致试件承载力迅速下降至 770kN。之后,随着位移的增大,承载力持续爬升,直至δ达到 686mm时,试件 2G1B-IN 负弯矩区 G1-C1 连接彻底失效,同时此试件的承载力也达到最大值。在 G1-C1 连接彻底失效之前,梁的悬链线机制和楼板的受拉薄膜机制同时发展,但 G1-C1 连接彻底失效,标志着梁悬链线抗力机制的消失,此后的承载力完全由剩余的楼板来承担,此时的承载力水平约为 790kN。

(4)除了在正弯矩区主梁-柱节点连接断裂时承载力稍有下降,试件 2G1B-OUT 的承载力在整个加载过程中保持在一个较为稳定的水平,此水平正 弯矩区主梁-柱节点连接彻底失效前约为850kN,在正弯矩区主梁-柱节点连接彻 底失效之后约为710kN。除了在负弯矩区主梁-柱节点连接处主梁上翼缘断裂时 承载力有所降低之外,试件2G1B-IN的承载力一直持续爬升,直至负弯矩区主 梁-柱节点连接完全失效之后,试件承载能力才不能继续增长。

(5)在主梁-柱节点连接彻底失效之后,两个试件的承载力仅由楼板系统 提供,但此时仅依靠楼板提供的承载力不能超越主梁-柱节点连接彻底失效之前 由梁系统和楼板系统共同作用所达到的最大承载力。这说明,对于本章所设计 的组合楼盖子结构来说,在两侧水平边界均被约束的边中柱失效工况下,其最 大承载力在负弯矩区主梁-柱节点连接彻底失效时的悬链线阶段达到,而在仅有 一侧水平边界被约束的角柱侧边柱失效工况下,其最大承载力在正弯矩区主梁-柱节点连接下翼缘断裂时的抗弯阶段达到。

(6)在两个试件出现主梁-柱节点连接彻底失效之后,也就是在梁系统退出工作后,两个试件由剩余楼板系统所提供的承载力相差不大,试件 2G1B-IN 为 790kN,试件 2G1B-OUT 为 730kN。这说明,对于这两个试件来说,组合楼板后期承载力的发展受水平边界约束条件的影响不大,此时仅依靠楼板内的自平衡作用就能够为楼板受拉薄膜作用的发展提供足够的水平边界约束。

(7)第(6)条同时也说明,两个试件承载能力上的差别主要是由两试件 主梁悬链线机制发展程度的差别所引起。对于试件2G1B-OUT来说,其C1柱只 能靠柱子自身抗弯能力所提供的抗侧力来平衡主梁G1传递而来的悬链线拉力, 使得此试件的主梁悬链线抗力发展程度相对较低;而在试件2G1B-IN中,主梁 G1传递而来的悬链线拉力主要通过连接于C1柱的外伸主梁G5传递到水平约束 支座,可以为悬链线抗力的发展提供充分的水平边界约束。因此,对于本章所 采用的组合楼盖子结构来说,楼板受拉薄膜机制的发展受水平边界约束条件的 影响较小,但主梁悬链线机制的发展明显受到水平边界约束条件的影响。

(8) 在两个试件中,由组合楼板所提供的承载力较为稳定,且组合楼板直

到试验接近结束才出现明显破坏,而此时的主梁弦转角θ已达到0.176rad;而由 梁系统所提供的承载力会因为梁柱节点连接处梁截面断裂的发展而产生明显的 波动,并且梁系统的承载力也会相对较早地退出工作,试件 2G1B-OUT 和试件 2G1B-IN 的梁系统承载力退出工作的时刻分别为0.12rad 和 0.16rad。

(9)试件2G1B-IN的梁柱节点失效出现在负弯矩区,其正弯矩区没有出现 梁柱节点破坏;而试件 2G1B-OUT 的梁柱节点失效出现在正弯矩区,在其负弯 矩区仅出现了梁柱节点连接处的梁上翼缘断裂。

(10)从试验加载的整个过程来看,无论是前期还是后期,试件 2G1B-IN 的承载力表现都优于试件 2G1B-OUT。

3.2.2 混凝土楼板上表面的裂缝发展与楼板竖向位移

如图 3.11 所示,试件 2G1B-IN 混凝土剥落区主要分布在 C1 柱和 C2 柱附近 的负弯矩区,此试件的裂缝大致呈对称分布。试件 2G1B-OUT 楼板上表面的裂 缝发展呈现明显的不对称性,右侧的楼板裂缝明显比左侧的楼板要多,此外, 其混凝土剥落区主要集中在 C0 柱附近的正弯矩区。两个试件的混凝土剥落区都 分布在发生梁柱连接失效的区域。如图 3.11 所示,在试件 2G1B-IN 以及试件 2G1B-OUT 有水平约束的一侧出现了混凝土受压环,它可以与柱子移除区域发 展的水平拉力相平衡,这也表明此试件楼板发展了一定的受拉薄膜作用。在图 3.11 中,在两个试件的负弯矩区沿着梁的轴线发展了大量的裂缝,这说明两个 试件在此区域发展了负塑性铰线。由于混凝土楼板的下表面被压型钢板覆盖, 不能直接看到楼板下表面的裂缝发展情况。因此,混凝土楼板在正弯矩区的塑 性铰线发展只能根据竖向位移图中位移等高线的曲率变化来推测。

同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法



图 3.11 试件 2G1B-OUT 破坏现象

当竖向位移达到 650mm 时,两试件的楼板竖向变形如图 3.12 所示。试件 2G1B-IN 楼板竖向位移的发展表现出明显的左右对称的特征,而试件 2G1B-OUT 无水平约束一侧的竖向位移明显大于另一侧。图 3.12 (a) 和图 3.12 (b) 中位移等高线在与直线 C0-C3 和 C0-C4 相交处曲率变化较快,因此两试件的正 塑性较线都分布在 C0-C3 和 C0-C4 两条直线上。



(a) 2G1B-IN



(b) 2G1B-OUT

图 3.12 C0 柱竖向位移为 650mm 时的楼板竖向位移

3.2.3 压型钢板的应变发展

1. 试件 2G1B-IN

试件 2G1B-IN 的压型钢板应变发展如图 3.13 所示。

(1)试件南北两部分压型钢板的应变发展表现出较好的对称性。SD4 和 SD7, SD5 和 SD8, SD6 和 SD9 都有着相似的发展趋势和程度。

(2)除了最内侧的 SD3,其他压型钢板应变片的应变均为拉应变,说明此 试件压型钢板内拉力发展的较为充分。

(3) SD1, SD2, SD4, SD5, SD7和SD8的应变发展程度较为相似,且在 试验后期均达到受拉屈服应变,而较为靠近主梁G3和主梁G4的SD3, SD6和 SD9的拉应变相对较小。这说明,除了靠近主梁G3和主梁G4的小范围楼板区 域外,在较大的楼板区域内,压型钢板的受拉薄膜作用得到了较为充分的发 展。SD3、SD6和SD9的拉应变直到试验快要结束时才有所发展。

(4)在δ达到 250mm(θ = 0.06rad)之前,处于楼板中间位置的 SD1 和 SD2 的拉应变比处于楼板两侧的 SD4、SD5、SD7 和 SD8 的拉应变更大。而在δ 达到 250mm(θ = 0.06rad)之后,靠近 G1-C1 节点连接的 SD4 和 SD5 的拉应变 发展较快,尤其是在 G1-C1 节点连接处的主梁上翼缘断裂之后(δ = 380mm, θ = 0.09rad), SD4 和 SD5 的拉应变均超过了 SD1 和 SD2 的拉应变,这是因为梁 柱连接翼缘断裂所释放的悬链线拉力分配到了其相邻区域的组合楼板,使得此 区域内压型钢板的拉应变快速增大。这说明压型钢板的拉应力先在中间靠近次 梁 B5 的楼板中间部分发展,然后再慢慢扩展到两侧靠近边界的区域,也说明受 拉薄膜作用先在楼板中间区域发展,然后向两侧区域扩展。

同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法



图 3.13 试件 2G1B-IN 压型钢板应变测量结果

2. 试件 2G1B-OUT

试件 2G1B-OUT 的压型钢板应变发展如图 3.14 所示。

(1) 在靠近主梁 G1 和主梁 G2 的一侧, SD1、SD4 和 SD7 的应变一直为拉 应变,且其拉应变水平明显高于其它六个应变片,这说明受拉薄膜力仅在靠近 主梁 G1 和主梁 G2 的有限区域内得到发展。当δ达到 200mm 时,SD1 处拉应变 迅速增大,导致应变片失效,这是因为 G2-C0 节点连接处主梁下翼缘断裂,原 先由此节点承担的拉力重分配给其相邻楼板,导致附近区域压型钢板的拉应力 迅速增大,这也表明在 C0 柱附近区域内的压型钢板已经发展出较大的薄膜拉 力。

(2) SD2 和 SD3 的应变在试验前期为压应变,直到后期 δ 大于 600mm 时 才转变为拉应变,这说明 SD2 和 SD3 所在的区域在 δ 小于 600mm 时表现为负弯 矩区,随着 δ 的增大,此区域楼板的承载机制才逐渐有抗弯机制转变为受拉薄 膜作用。

(3) SD5 和 SD8 的拉应变随着 δ 的增大一直缓慢增大,但直至 δ 接近 660mm 时才得到较为充分的发展,这也说明两列主梁中间区域的压型钢板的受 拉薄膜力只有在发生较大竖向变形 (δ = 660mm, θ = 0.16rad)时才能得到较为 充分的发展,这明显大于试件 2G1B-IN 中对应区域内压型钢板受拉薄膜力充分



发展时的竖向变形(δ =380mm, θ =0.09rad)。

图 3.14 试件 2G1B-OUT 压型钢板应变测量结果

3.2.4 钢筋的应变发展

1. 试件 2G1B-IN

试件 2G1B-IN 的焊接钢筋网应变发展如图 3.15 所示。在试验时,浇筑于混凝土内的 SR14 应变片失效。

(1)对于沿主梁方向的钢筋来说,处于 C1 柱和 C2 柱附近负弯矩区的钢筋的拉应变相对较大,如 SR1 和 SR5,其余的钢筋在加载初期应变较小,随着加载进入后期(δ > 400mm)才开始发展拉应变。在 δ 大于 400mm 后, SR6 和 SR10 的拉应变开始发展,这是由于负弯矩区主梁-柱节点的破坏发展使得本该由梁系统承担的拉力分配给了其附近的楼板,使得此区域内的钢筋拉应变增大。

(2)对于次梁 B5 附近区域的钢筋应变,如 SR3, SR8 和 SR13,其在 δ小 于 400mm 时为压应变,然后才开始发展少量的拉应变,说明在次梁 B5 附近的 楼板中间区域的钢筋主要用来提供抗弯承载力,起到的是受压区钢筋的作用。

(3) 对于沿次梁方向的钢筋来说, 在主梁 G1 和主梁 G2 跨中的 SR16 和

SR22 的钢筋拉应变最大,其次为靠近主梁 G3 和主梁 G4 的 SR18 和 SR24 的钢筋拉应变。到最后,靠近 C5 柱的 SR21 的钢筋拉应变迅速增大,表示在试验快结束时荷载向 C5 柱的分配程度增大。沿次梁方向的钢筋在加载过程中表现为受拉,这是由于钢筋的位置为楼板上表面,在加载过程中,楼板在此方向表现如同一个悬臂梁,因此其上部的钢筋为受拉状态。



图 3.15 试件 2G1B-IN 焊接钢筋网应变测量结果

2. 试件 2G1B-OUT

试件 2G1B-OUT 的焊接钢筋网应变发展如图 3.16 所示。在试验时,浇筑于 混凝土内的 SR4, SR5 和 SR11 应变片失效。

(1)对于沿主梁方向的钢筋来说, C1 柱和 C2 柱附近区域的钢筋拉应变发

展较早,其余钢筋的拉应变在位移大于 400mm 时才开始发展。

(2) SR6 与 SR10 对比,初期 SR6 为压应变,而 SR10 为拉应变。SR6 靠近 无水平约束的边界,此处的楼板为了抵抗向内运动的趋势,在楼板内产生了压 力。而 SR10 靠近有水平约束的边界,此处的负弯矩使得 SR10 在加载初期就受 拉。而靠近试件内部的 SR7 和 SR9 由于离水平边界较远,发展趋势相似,但仍 是靠近有水平约束的边界的 SR9 在试验初期的拉应变较大一些。

(3) 对于沿次梁方向的钢筋来说,在主梁 G1 和主梁 G2 跨中的 SR16 和 SR22 的钢筋拉应变最大,其他部分的钢筋拉应变较小。



图 3.16 试件 2G1B-OUT 焊接钢筋网应变测量结果

3.2.5 试件边界的水平位移

1. 试件 2G1B-IN

试件 2G1B-IN 的位移计布置及边界处的水平位移发展如图 3.17 所示。在图 3.17 中,向试件中心(V17 处)移动的水平位移为正,远离试件中心的水平位 移为负。

(1)由 H5 和 H6 的位移曲线可知,在竖向位移小于 500mm 时,C1 柱与 C2 柱沿主梁轴向的水平位移发展趋势几乎相同。在竖向位移超过 500mm 后,因为 G1-C1 连接性能在主梁上翼缘断裂后的持续恶化,C2 柱的水平位移逐渐超 过了 C1 柱。

(2)由 H7 和 H8 的位移曲线可知,在梁内轴拉力的作用下,外伸主梁 G5 与 G6 连接的两个水平支座在加载过程中出现了向试件内部运动的水平滑动。这种水平滑动是由于水平支座上的螺栓孔大于锚栓的直径,导致水平支座与混凝 土反力墙之间出现了相对滑动。

(3)由 H3和 H4的位移曲线可知,在竖向位移小于 500mm 时,C1 柱与C2柱沿次梁轴向的水平位移为远离试件中心,这表明了此时次梁 B1 与次梁 B2内出现了沿梁轴向的压力拱机制。由于 B1和 B2的竖向挠度持续增大(图3.18),在竖向位移超过 560mm 后,H3 与 H4的水平位移均变为正值。

(4)由 H11 和 H12 的位移曲线可知,柱 C3 与柱 C4 沿主梁轴向的位移并不明显,这表明此处的水平拉力比柱 C1 和柱 C2 处弱。

(5)由 H9和 H10的位移曲线可知,两侧围梁的跨中有向试件内部运动的 趋势,这是由于焊在围梁压型钢板和焊接钢筋网传递而来的水平拉力导致的。



图 3.18 试件 2G1B-IN 次梁 B1 与次梁 B2 的跨中竖向位移

2. 试件 2G1B-OUT

试件 2G1B-OUT 的位移计布置及边界处的水平位移发展如图 3.19 所示。

(1)有 H1 和 H2 的位移曲线可知,在竖向位移小于 450mm 时,柱 C1 和 柱 C2 的水平位移发展趋势几乎相同。当竖向位移超过 450mm 后,柱 C1 的水平 位移明显大于柱 C2。由于与外伸主梁 G5 相连的水平支座的水平位移(H7)几 乎为零,则由柱 C2 的水平位移可推得外伸主梁 G5 在加载过程中受压力。

(2) 柱 C1 和柱 C2 沿主梁轴向的位移趋势为向外,而柱 C3 和柱 C4 沿主

同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法 梁轴向的位移运动趋势为向内,这种差异是可能由 G2-C0 连接失效及其附近的 压型钢板沿次梁 B5 轴向撕裂所导致,整个试件有沿着次梁 B5 轴向一分为二的 趋势。

- (3) 与柱 C1 和柱 C2 的情况相似, 柱 C3 的水平位移明显大于柱 C4。
- (4) 次梁 B1 与围梁跨中的水平位移几乎为零。



图 3.19 试件 2G1B-OUT 边界的水平位移

3.3 试验结果分析

3.3.1 承载力

ASCE 7-16 规范^[136]定义的偶然事件的荷载组合为 1.2DL+0.5LL,在此试验 中此荷载组合为 7 kN/m²。试件 2G1B-IN 和试件 2G1B-OUT 的最大承载力分别 为此荷载组合的 5.5 倍和 4.2 倍,均远高于 DoD (2016)规范^[70]中 2.0 的动力放 大系数。可以说,此试验对应的原型结构可以避免由边中柱或角柱侧边柱破坏 而引起的连续倒塌。 在试验结束时,2G1B-IN 试件的破坏主要集中在 C1 柱和 C2 柱附近的负弯 矩区,而 C0 柱附近的正弯矩区破坏程度相对较小;2G1B-OUT 试件的破坏主要 集中在 C0 柱附近的正弯矩区,在负弯矩区,只有在受约束的边界处(C2 柱附 近)才发生了钢梁断裂,而在没有边界约束的一侧(C1 柱附近),主梁没有出 现断裂。

由图 3.8 可知,在主梁断裂前,两个试件的前期发展几乎一样。在抗弯阶段,试件 2G1B-OUT 的钢梁断裂位移早于试件 2G1B-IN,这可由图 3.20 所示的 主梁受力图来解释。Fco表示等效施加在中柱 C0 上的竖向集中力, M₁和 M₂分 别表示主梁在负弯矩区和正弯矩区的弯矩。那么,Fco的大小可以根据式 (3.3)求得。因为在主梁翼缘断裂前,两试件的荷载-位移曲线是重合的,那么 两试件在同一竖向位移δ时对应的Fco也是相同的,即 M₁与 M₂之和相同。因为 试件 2G1B-OUT 在 C1 柱位置处没有外伸主梁,则其 M₁值较小,那么 M₂就相 对较高。相反的,试件 2G1B-IN 中 M₁值相对较高,而 M₂就相对较小。由于组 合梁在负弯矩区混凝土板不参与抗弯,则梁的有效高度较小;而在正弯矩区, 由于需要考虑混凝土板抗弯的影响,则组合梁的有效高度较大。因此,组合梁 在负弯矩区可以发展相对较大的旋转角。在抗弯阶段,试件 2G1B-IN 主梁在负 弯矩区弯矩较大,而试件 2G1B-OUT 主梁在正弯矩区弯矩较大,因此试件 2G1B-OUT 的主梁翼缘断裂时刻相对较早。



除了在主梁翼缘断裂时承载力有所降低,试件 2G1B-OUT 的承载力在整个 加载过程中保持在一个比较平稳的水平(在梁柱连接失效前约为 850kN,在梁 柱连接失效后约为 710kN)。除了在负弯矩区主梁上翼缘断裂时承载力有所降 低,试件 2G1B-IN 的承载力一直持续增长,直至梁柱连接失效时,承载力达到 最大值。在梁柱连接失效后,两个试件的承载能力均未能超过各自在梁柱连接 失效前所达到的峰值。也就是说,本文所采用的钢-混凝土组合楼盖系统的最大 抗连续倒塌能力需要梁系统和楼板系统的协作才能达到。根据试验结果可知, 对于本文所采用的组合楼盖系统,当去柱部位两侧的水平边界都被约束时,其 同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法 抗连续倒塌承载力的最大值将在梁柱连接失效时的悬链线阶段达到;当去柱部 位两侧的水平边界没有被同时约束时,其抗连续倒塌承载力的最大值将在梁柱 连接出现翼缘断裂时的抗弯阶段达到。

此外,由图 3.8 可以看出,在梁柱连接失效之后,两个试件由楼板系统所提供的承载力相差不大(试件 2G1B-IN 为 790N,试件 2G1B-OUT 为 710kN)。也就是说,这两个试件中楼板承载力的发展受水平边界约束条件的影响不大。因此,两试件后期承载力的差别主要是由悬链线抗力发展程度的不同所导致。由于在在试件 2G1B-OUT 中 C1 柱没有外伸的主梁提供水平约束,主梁 G1 的水平约束力仅由 C1 柱自身的抗弯承载力提供。因此,与试件 2G1B-IN 相比,试件 2G1B-OUT 中的主梁难以充分发展悬链线抗力。

综上可知,组合楼盖系统中楼板受拉薄膜作用的发展不易受边界约束条件 的影响,但梁悬链线抗力的发展明显受边界约束条件的影响。

3.3.2 主梁方向边界处的水平力

主梁悬链线机制的发展依赖于梁端水平拉力的发展。因此,梁端水平里的 发展情况可以用来反映悬链线机制在主梁内的发展情况。如图 3.21 所示,在高 度为 H1(1000mm)和 H2(500mm)处的柱截面弯矩(M1 and M2),可以由 此截面布置的六个应变片测得的沿柱轴向的应变推得。 通过推得的两个柱子截 面的弯矩 M1 和 M2,可以求得主梁-柱节点处的剪力 V(式(3.4))。再由外 伸主梁处的应变片推得外伸主梁处的轴力 Fboundary,则此柱子处产生的水平拉力 Ftension 就可通过 V和 Fboundary 共同求得(式(3.5))。对于试件 2G1B-OUT 试件 中的柱 C1 与柱 C3 来说,由于不存在外伸主梁,则此情况下式(3.5)中的 Fboundary 为零。



图 3.21 边界处水平力的计算简图

$$V = \frac{M_2 - M_1}{H_1 - H_2} \tag{3.4}$$

$$F_{\text{tension}} = F_{\text{boundary}} + V \tag{3.5}$$

两个试件各柱位置处沿主梁方向的水平力分别绘于图 3.22。

在试件 2G1B-IN 中,左右两侧的水平荷载发展保持了很好的对称性。C1 和 C2,C3 和 C4 的发展趋势一样。C1 柱和 C2 柱处的水平荷载一开始为压力,位 移达到 210mm (0.05rad)后,水平荷载转为拉力,而后水平拉力持续发展,一直到两侧楼板内压型钢板和钢筋断裂为止。C3 柱和 C4 柱处的水平荷载一直保 持为压力。

在试件 2G1B-OUT 中, C1 柱和 C2 柱处的水平荷载发展趋势相似,前期为 压力,位移达到 410mm (≈0.1rad)后,压力转为拉力。C2 柱处前期的水平荷 载大于 C1 柱,这反映了水平约束的影响,转变为拉力后两者相似。C3 柱和 C4 柱处的水平荷载一直保持为压力,其中 C4 柱大于 C3 柱。

相对于试件 2G1B-OUT 来说,试件 2G1B-IN 内的水平拉力发展较为充分, 亦即只有在两侧水平边界都约束的情况下水平拉力才可以充分发展。两个试件 在 C1 柱和 C2 柱处的水平力在前期都表现为压力,这说明有压力拱的抗力机制 存在。两个试件的 C3 柱和 C4 柱处的水平荷载一直为压力,这是由于楼板在竖 向力的作用下向西移动,使得楼板向两侧推挤 C3 柱和 C4 柱。







图 3.22 边界各柱处沿主梁方向的水平力

如图 3.17 所示,在试件 2G1B-IN 中,与 G5 和 G6 外伸主梁相连的水平支座 均发生了明显的水平位移,这是由固定水平支座的锚栓与锚栓孔之间的缝隙所 导致的。在开展试验时,固定水平支座的锚栓直径为 36mm,水平支座与混凝 土反力墙上的锚栓孔的直径均为 60mm。考虑到两侧水平支座的对称性,如图 3.23 所示,以与G5 外伸主梁相连的水平约束支座的水平力-位移曲线展开说明。 在水平位移小于 23mm 时,水平力主要依靠水平支座与反力墙之间的摩擦力提 供,但当水平位移大于 23mm 时,水平力主要由锚栓孔壁与锚栓杆之间的挤压 作用提供。



图 3.23 与 G5 外伸主梁相邻水平约束支座的水平荷载-位移曲线(试件 2G1B-IN)

3.3.3 竖向荷载的分配

各柱处的荷载分配情况可以反映荷载的传递路径,有利于分析各种传力机制在变形过程中所起的作用。如图 3.21 所示,每个柱子在高度为 H1 (1000mm)和H2 (500mm)的柱截面处都布置了六个应变片,则柱子的轴力就可以根据这两个截面上的应变片所测得的轴向应变计算得到。

图 3.24 (a)为试件 2G1B-IN 在竖向位移分别为 100mm、300mm、500mm 和 740mm 时荷载在各柱间的分配情况。C1 柱、C2 柱和 C5 柱承担的比例大致相同,约为 0.25。C3 柱和 C4 柱承担的比例也大致相同,稍高于 0.1。这种情况一直持续到 C1 柱北侧负弯矩区主梁完全断裂前。C1 柱北侧负弯矩区主梁完全断裂前。C1 柱北侧负弯矩区主梁完全断裂后,C1 柱承担的荷载迅速降低,被释放的荷载转而由较近的 C5 柱和 C3 柱共同承担。此时 C2 柱承担的荷载没有较大变化,C4 柱承担的比例迅速下降。C4 柱最后的下降是由于其位置与 C1 柱为对角线关系,当 C1 柱处主梁完全断裂之后,C1 柱附近的楼板往下坠落,使得此处的分配梁也跟着往下降,则跟其成对角线关系的 C4 柱处的分配梁压力得到释放,亦即此时 C4 柱荷载降至接近于 0。

图 3.24 (b)为试件 2G1B-OUT 在竖向位移分别为 100mm、300mm、500mm 和 700mm 时荷载在各柱间的分配情况。正弯矩区主梁下翼缘断裂前, C1 柱承担比例 (0.2)小于 C2 柱 (0.3)。C2 柱外有外伸的梁固定到水平支座 处,因此会在水平支座处引起竖向的翘力,此翘力将会与传递到此柱子处的竖 向荷载一起组成柱子的轴力,而 C1 柱外并没有外伸的主梁,因此 C2 柱的轴力 会大于 C1 柱。而当 C2 柱南侧的主梁上翼缘开裂(约为 400mm 时)之后,此时 额外引起的翘力消失,则此时 C2 柱的轴力变为与 C1 柱相同。C1 柱在试验全程 中,承担的荷载比例一直稳定在 0.2。与其应分得的荷载比例相当。C0 柱北侧 主梁断裂后,C2 柱承担荷载明显下降,其释放的荷载由次梁方向的 C5 柱承 担。这表明荷载一开始沿主梁传递的部分因为主梁的断裂而变为由传力路径较 近的次梁传递。C3 柱与 C4 柱一开始承担的荷载比例各为 0.1,随着试验的进 行,C3 柱承担的比例一直上升,而 C4 柱承担的比例只是略有增加。C3 柱的增 加,是由于 C1 柱由于缺乏足够的水平约束,本该由 C1 柱承担的荷载传递给了 最近的 C3 柱。C4 柱荷载的增加也是在 C2 柱南侧主梁上翼缘断裂之后开始的, 表示 C2 柱不能承担的承载力传递给力较近的 C4 柱。

综上所述,试件 2G1B-IN 的荷载分配表现出较好的对称性,而 2G1B-OUT 表现出明显的不对称性。试件 2G1B-IN 各柱承担的比例一直保持稳定,直到试 验接近尾声,南侧主梁全截面断裂之后,这种对称性才被打破。试件 2G1B-OUT 中只有 C1 柱承担的荷载比例一直保持稳定,这与 C1 柱相连的节点没有发 生破坏有关,而其他各个柱子均由于节点处主梁的先后破坏而产生波动。荷载 分配表现出明显的就近分配的特征,当某一个柱子相连的节点出现破坏时,由

其释放的荷载就传递到就近的两个柱子。C5 柱承担了最大的荷载重分配比例。 对于 2G1B-IN 试件,C5 柱承担的比例与 C1 柱和 C2 柱相当,约为 0.25。对于 2G1B-OUT 试件,C5 柱承担的比例最大,约为 0.3。这表明 C5 柱对整体承载能 力的贡献最大。



(b) 试件 2G1B-OUT

图 3.24 各柱竖向荷载分配

3.3.4 抗力机制分析

1. 塑性铰线法

依据图 3.11 所示的塑性铰线发展情况,可以用塑性铰线法^[137,138]预测组合楼 盖的塑性抗弯承载力(主要由梁端塑性铰和楼板塑性铰线等抗弯承载机制提 供)。图 3.25 为两个试件的塑性铰线法计算图,两个计算图的区别是试件 2G1B- OUT 没有 B1 梁附近的负塑性较线。 $l_x=8400mm$ 和 $l_y=3600mm$ 是楼板在 x 方向 和 y 方向的计算宽度, $\theta_x=2\delta/l_x$ 和 $\theta_y=2\delta/l_y$ 是楼板塑性较绕 y 轴和 x 轴的转动角 度, δ 是 C0 柱的竖向位移。 M_g 和 M'_g 是主梁-柱连接在正弯矩区和负弯矩区的 全截面塑性抗弯承载力, M_b 和 M'_b 是次梁-主梁连接(或次梁-柱连接)在正弯 矩区和负弯矩区的全截面塑性抗弯承载力。 m_{sx} 和 m_{sy} 是正弯矩区单位宽度组合 楼板绕 y 轴和 x 轴的全截面塑性抗弯承载力,而 m'_{sx} 和 m'_{sy} 是负弯矩区单位宽度 组合楼板绕 y 轴和 x 轴的全截面塑性抗弯承载力。以上各塑性抗弯承载力的计 算方法参照 Johnson, 相应的计算结果列于表 3.2 中。

根据图 3.25,试件 2G1B-IN 和试件 2G1B-OUT 的内功 *W*internal 分别根据式 (3.6)和式 (3.7)计算,而两试件的外功 *W*external 根据式 (3.8)计算,则均布 荷载 ω 可由式 (3.9)求得。试件 2G1B-IN 和试件 2G1B-OUT 的塑性铰线承载力 分别为 29.6 kN/m² (895.1kN)和 29.1 kN/m² (880.0kN)。试件 2G1B-IN 和试件 2G1B-OUT 在抗弯阶段的最大承载力分别为 1000kN和 893.5kN,分别比各自 的塑性抗弯承载力高 11.7%和 1.5%。塑性铰线法可以较好的预测两试件在抗弯 阶段的承载力。由于试件 2G1B-OUT 的最大承载力出现在抗弯阶段,因此塑性 铰线法也可用于评估此种去柱工况下的组合楼盖抗连续倒塌承载力。

$$W_{\text{internal}} = \left(2m'_{\text{sx}}l_{\text{y}} + 2m_{\text{sx}}l_{\text{y}} + 2M'_{\text{g}}\right)\theta_{\text{x}} + \left(m'_{\text{sy}}l_{\text{x}} + m_{\text{sy}}l_{\text{x}} + 2M'_{\text{b}} + 3M'_{\text{b}}\right)\theta_{\text{y}}$$
(3.6)

$$W_{\text{internal}} = (m'_{\text{sx}}l_{y} + 2m_{\text{sx}}l_{y} + 2M_{g} + 2M'_{g})\theta_{x} + (m'_{\text{sy}}l_{x} + m_{\text{sy}}l_{x} + 2M_{b} + 3M'_{b})\theta_{y}$$
(3.7)

$$W_{\text{external}} = \omega l_x l_y \delta/3$$
 (3.8)

$$W_{\text{internal}} = W_{\text{external}}$$
 (3.9)

组成部分	弯矩(kN.m)	组成部分	弯矩(kN.m/m)
M_g	178	m_{sx}	31.1
M'_g	78.1	m'_{sx}	11.3
M_b	124.5	m_{sy}	3.7
M'_b	17.9	m'_{sy}	3.1

表 3.2 梁和楼板的塑性抗弯承载力

同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法



图 3.25 塑性铰线形态

2. 悬链线抗力

依据 3.3.1 节所述,试件 2G1B-IN 发展的悬链线抗力是导致两试件后期承载 力差别的主要原因。悬链线抗力可以由主梁轴拉力 *F*_G和主梁弦转角推算得到。 在竖向位移达到 686mm时,试件 2G1B-IN 达到最大承载力,此时 G1-C1 节点和 G2-C2 节点处的主梁截面只剩腹板和下翼缘,则 *F*_G 可由式 3.10 求得,为 680.7kN。*f*_{y,web},*f*_{y,flange}, *A*_{web}, *A*_{bottomflange} 分别为主梁腹板屈服应力,主梁翼缘屈服 应力,主梁腹板截面积和主梁下翼缘截面积。如图 3.26 所示,由悬链线机制提 供的抗力 *F*_{C0} 可由式 3.11 求得,为 222.4 kN。那么,余下的 936.6 kN 则由组合 楼板承担。因此,在试件 2G1B-IN 达到最大承载力时,钢梁和组合楼板的贡献 分别为 19.2% 和 80.8%。



$$F_{\rm G} = f_{\rm y, web} A_{\rm web} + f_{\rm y, flange} A_{\rm bottom flange}$$
(3.10)

$$F_{\rm C0} = \frac{2F_{\rm G}\delta}{l_{\rm G}} \tag{3.11}$$

3.4 本章小结

本章按照中国规范设计了一个典型的组合楼盖钢框架原型结构,并从此原型结构中提取出两个足尺单层 2 × 1 跨组合楼盖子结构,分别开展了移除边中柱 (试件 2G1B-IN)和角柱侧边柱(试件 2G1B-OUT)两种工况下的连续倒塌试 验,得到了相应的抗力机制和破坏模式,也研究了水平边界约束条件的影响。 结论如下:

(1) 试件 2G1B-IN 的极限承载力在悬链线抗力充分发展的后期大变形阶段 达到,为 ASCE 偶然事件荷载组合^[136]的 5.5 倍,其对应的主梁弦转角为 0.163rad;而试件 2G1B-OUT 的极限承载力在主梁翼缘断裂前的抗弯阶段达到, 为 ASCE 偶然事件荷载组合^[136]的 4.2 倍,其对应的主梁弦转角为 0.054rad。试 件 2G1B-IN 的极限承载力及其对应的竖向变形分别比试件 2G1B-OUT 高 29.8% 和 203.5%。

(2)在小变形阶段,两试件的承载力主要由抗弯机制提供,而在大变形阶段,两侧主梁均被约束的试件 2G1B-IN 的承载力主要由主梁悬链线机制和楼板 受拉薄膜作用提供,而仅有一侧主梁被约束的试件 2G1B-OUT 的承载力主要由 残余抗弯承载力和楼板受拉薄膜作用。

(3) 试件 2G1B-IN 的主梁-柱节点翼缘断裂首先出现在负弯矩区,对应的 主梁弦转角为 0.09rad 时,而试件 2G1B-OUT 的主梁-柱节点翼缘断裂首先出现 在失效柱所在的正弯矩区,对应的主梁弦转角为 0.054rad,明显早于试件 2G1B-IN。在主梁翼缘断裂前,试件 2G1B-IN 的最大承载力比试件 2G1B-OUT 高 12%。塑性铰线法可用来预测这两个试件在主梁翼缘断裂前的最大承载力,试 件 2G1B-IN 和试件 2G1B-OUT 的试验值分别比塑性铰线法的预测值高 11.7%和 1.5%。

(4)对于本章所采用的组合楼盖子结构来说,楼板后期承载力的发展受水 平边界约束条件的影响较小,但主梁悬链线机制的发展明显受到水平边界约束 条件的影响。两个试件后期承载能力上的差别主要是由两试件主梁悬链线机制 发展程度的差别所引起。

(5) 混凝土的剥落主要集中在出现主梁-柱节点失效的区域,即试件 2G1B-IN 失效柱两侧的负弯矩区和试件 2G1B-OUT 失效柱所在的正弯矩区。

(6) 在达到最大承载力时,试件 2G1B-IN 中梁和组合楼板的贡献比例为 19.2% 和 80.8%。

第4章 单层组合楼盖系统连续倒塌的精细化数值模拟方法

与参数分析

第 3 章通过足尺试验研究了组合楼盖子结构的抗连续倒塌性能,但是此类 试验的难度和费用都很高,仅靠试验进行研究是不切实际的,因此需要采用数 值模拟的方法来补充研究更多结构参数的影响。根据第 2 章和第 3 章的试验可 以看出,钢梁-柱连接节点的钢材断裂是影响试验子结构承载能力和变形性能的 关键因素。现有研究表明,钢材的应力状态会极大地影响钢材的断裂行为,而 钢材的应力状态可以通过应力三轴度和罗德角这两个参数来表征。

本章首先利用取自第 3 章试件的钢材材性试件构建了能同时考虑应力三轴 度和罗德角影响的韧性金属断裂模型,并将其应用于全实体单元高精度梁柱节 点子结构的模拟计算,以对比研究应力三轴度和罗德角对梁柱节点子结构模拟 结果的影响。之后,基于高精度梁柱节点子结构的模拟结果,建立了适用于楼 盖子结构层次的壳-实体单元精细模型,并与第 3 章楼盖子结构试验结果校核。 基于此模拟方法,依次研究了混凝土强度、边界水平约束、配筋率、钢筋间 距、压型钢板厚度、压型钢板连续性及梁板组合性能等参数对组合楼盖系统抗 连续倒塌性能的影响。如图 1.10 所示,本章的数值研究是第 3 章试验研究的拓 展,也是第 6 章开展结构体系层次数值分析的基础。

4.1 钢材材料参数的确定方法

4.1.1 钢材断裂模型

钢材的断裂是对钢结构抗连续倒塌能力影响最大的因素之一。经典的金属 塑性理论认为剪切是导致材料屈服的主要原因,例如最常用的 von Mises 屈服准 则(J2 屈服准则)就是由剪切应变能推导得到,即认为金属屈服与应力三轴度 η 和罗德角 θ 无关^[139]。大多数研究者都利用经典的塑性模型来模拟钢材的断 裂,假定当钢材的有效塑性应变达到一个定值后就将单元删除,如 Bao^[140], Kwasniewski^[110],Sadek^[97]等。但当研究金属材料的延性断裂时,应力三轴度 η 对 金属断裂性能的影响首先被发现。McClintock^[141],Rice 和 Tracey^[142]通过分析空 穴在静水压力下的增长指出,随着应力三轴度 η 的增大,钢材的断裂应变 $\epsilon_f 会$ 减小,并指出了断裂应变与应力三轴度之间有单调的指数关系 $\epsilon_f = D_1 e^{-D_2 \eta}$ 。 Khandelwal^[106]采用 Gurson^[143]的钢材模型来模拟钢材的非线性和断裂性能。

Gurson^[143]模型是一个考虑钢材晶体间空穴的多孔塑性微观材料模型。钢材中的 碳化物和硫化物等杂质使晶体间出现空穴,当空穴发展到一定程度就可引起钢 材的断裂。Johnson 和 Cook^[144]通过一系列光滑圆棒和缺口圆棒试验,建立了可 以同时考虑应力三轴度、温度和应变率影响的金属断裂模型,其表达式与 Rice-Tracey 模型相似,都假定断裂应变与应力三轴度为单调的指数关系。但是,由 于此模型是基于高应力三轴度状态下的空穴生长理论推导得出,直接将其推广 到低应力三轴度状态缺乏相应的理论依据。通过一系列钢材剪切平板和受压圆 柱的断裂试验,Bao^[145]发现钢材的断裂应变和应力三轴度之间并非单调的指数 关系,而是有三个明显的分段:在高应力三轴度区 ($\eta > 0.4$),断裂应变和应力 三轴度之间表现出如 Rice-Tracey 模型表征的单调指数关系;在低应力三轴度区 (η<-1/3),钢材不再发生断裂;而在二者之间的区域(-1/3<η<0.4),断裂应变 和应力三轴度之间的关系由剪切断裂模式控制。以上这些研究均只考虑了应力 三轴度的影响。Wilkins^[146]由铝合金试件的扭转和拉伸试验结果,提出了一种可 以考虑偏应力对断裂应变影响的金属损伤模型,而偏应力与罗德角参数有关。 在 Wilkins 模型中,应力三轴度和罗德角参数相互独立。Xue^[147]在 Wilkins 模型 基础上提出了一个应力三轴度与罗德角参数相耦合的金属断裂模型,并且此断 裂模型的断裂面相对于罗德角参数对称,亦即假定钢材在受拉和受压状态下的 断裂行为相同。Bai^[148]基于 Wierzbicki^[149]蝴蝶形铝合金试件的试验结果,在 Rice-Tracev 模型的基础上提出了一个相对于罗德角参数不对称的断裂模型。Bai 模型中有 6 个待定参数,因此需要设计至少 6 种能够反映不同应力状态的材性 试件进行标定,这对于工程应用来说过于复杂。通过模拟A710钢的材性试验, Bai^[150]发现其模型在引入断裂面相对于罗德角参数对称假定后的预测结果与原 模型相近,两者的误差分别为3.0%和4.5%,但后者待定参数仅为4个,从而简 化了工程应用。不过,Bai^[148]标定断裂模型参数时采用的是圆棒单调拉伸试验 的结果。在实际钢结构工程中,经常会遇到比较薄(<10mm)的钢梁腹板,其 断裂行为明显受到与剪切断裂相关的罗德角参数的影响。但是,由于加工圆棒 过程中的磨损,这种薄板很难加工成适于标定上述断裂模型的光滑圆棒,更难 做成开槽口圆棒,即便做成其有效截面也极小,难以进行精确测量。目前尚未 有标定薄板剪切断裂的相应方法。因此,本节基于引入断裂面相对于罗德角参 数对称假定后的简化Bai模型,用平板和开孔平板替代光滑圆棒和开槽口圆棒, 并结合相应的有限元反演,提出一种适用于钢材薄板延性断裂预测的标定方 法。



第4章 单层组合楼盖系统连续倒塌的精细化数值模拟方法与参数分析



由三个主应力(σ_1 , σ_2 , σ_3)组成的空间直角坐标系,可以转换为由(σ_{eq} , σ_m , θ)表示的圆柱坐标系,其中,等效应力 σ_{eq} 表示圆柱坐标系的半径,平均应力 σ_m 表示圆柱坐标系的高, θ 表示方位角,也叫做罗德角(lode angle),为当前应 力状态在 π 平面上与主应力的夹角,变化范围为 $0 \le \theta \le \pi/3$ 。钢材的屈服行为会同 时受到等效应力 σ_{eq} 和平均应力 σ_m 的影响,但为了便于工程应用和有限元计算, 此处采用表达式最简单也比较符合试验数据的 von Mises 屈服准则来描述钢材的 屈服行为,亦即忽略了平均应力 σ_m 对屈服面形状的影响。对于钢材这种各向同 性材料来说,其应力状态可以由三个应力不变量表示。 σ_{eq} 与第二应力不变量有 关,由式(4.1)、式(4.2)和式(4.4)可知,应力三轴度 η 为利用第二应力不 变量无量纲化后的第一应力不变量, ξ 为归一化的第三应力张量不变量,通过式 (4.5)可知,罗德角参数与 ξ 有一一对应关系,因此,钢材的应力状态可以由 一组(σ_{eq} , η , θ)确定。应力三轴度 η 表征相应位置处的应力集中程度。罗德角 参数 θ 表征当前应力状态与轴向应力状态的偏移,其变化范围为-1 $\le \theta \le 1$,当时 θ =1为轴对称拉伸状态, $\theta = -1$ 为轴对称压缩, $\theta = 0$ 时为纯剪状态或平面应变状 态。此外, s_1, s_2, π_{s3} 代表 3 个主偏应力。

$$\sigma_{\rm m} = \frac{1}{3} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \tag{4.1}$$

$$\sigma_{\rm eq} = \sqrt{\frac{1}{2} \left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 \right]}$$
(4.2)

$$\xi = \frac{27s_1 s_3 s_3}{2\sigma_{\rm eq}^3} = \cos(3\theta) \tag{4.3}$$

$$\eta = \frac{\sigma_{\rm m}}{\sigma_{\rm eq}} \tag{4.4}$$

$$\overline{\theta} = 1 - \frac{2}{\pi} \arccos \xi \tag{4.5}$$

$$\varepsilon_{\rm f}(\eta,\overline{\theta}) = \left[\frac{1}{2}(\varepsilon_{\rm f}^{+} + \varepsilon_{\rm f}^{-} \varepsilon_{\rm f}^{0})\right]\overline{\theta}^{2} + \frac{1}{2}(\varepsilon_{\rm f}^{+} - \varepsilon_{\rm f}^{-})\overline{\theta} + \varepsilon_{\rm f}^{0}$$

$$= \left[\frac{1}{2}(D_{1}e^{-D_{2}\eta} + D_{5}e^{-D_{6}\eta}) - D_{3}e^{-D_{4}\eta}\right]\overline{\theta}^{2} + \frac{1}{2}(D_{1}e^{-D_{2}\eta} - D_{5}e^{-D_{6}\eta})\overline{\theta} + D_{3}e^{-D_{4}\eta}$$

$$(4.6)$$

 $\varepsilon_{\rm f}(\eta,\overline{\theta}) = \left[\varepsilon_{\rm f}^{\rm ax} - \varepsilon_{\rm f}^{0}\right]\overline{\theta}^{2} + \varepsilon_{\rm f}^{0} = \left[D_{1} {\rm e}^{-D_{2}\eta} - D_{3} {\rm e}^{-D_{4}\eta}\right]\overline{\theta}^{2} + D_{3} {\rm e}^{-D_{4}\eta}$ (4.7)

Bai 提出的相对于罗德角参数不对称的断裂模型表达式如式(4.6),断裂面 如图 4.1 (a)所示。此断裂模型共有 6 个待定参数: D₁, D₂, D₃, D₄, D₅, D₆。式里的 $\varepsilon_{\rm f}^+$ =D₁e^{-D₂\eta</sub>, $\varepsilon_{\rm f}^-$ =D₅e^{-D₆\eta}, $\varepsilon_{\rm f}^0$ =D₃e^{-D₄η}分别为罗德角参数 $\overline{\theta}$ 为 1, -1 和 0 的平面与断裂面的交线。}

当引入断裂面相对于罗德角参数对称假定后(图 4.1 (b)),对于钢材来 说, $\varepsilon_{f}^{+}=\varepsilon_{f}^{-}=\varepsilon_{f}^{ax}$,则式(4.6)可简化为式(4.7)。同时,模型的待定参数减少为4 个,即D₁,D₂,D₃,D₄。因此,若要标定上述模型,只需要提供4组不同应力 状态下的(ε_{f} , η , θ)即可,其中 ε_{f} 为等效塑性断裂应变。本文采用了此对称假 定,并在后文中将此模型称为Bai模型。

除了 Bai 模型,本文还将其结果与 Rice-Tracey (RT) 模型做了对比。若把 式 (4.7) 中与罗德角参数相关项去掉,则其变为式 (4.8),也就是 RT 模型。图 4.1 (b) 中的两个边界线 ϵ_f^{ax} 和 ϵ_f^0 分别代表了 RT 模型在 $\bar{\theta}$ =1和 $\bar{\theta}$ =0时的情况, 在本文中分别命名为 RT1 模型和 RT0 模型。除此之外,本文还对比了工程中常 用的模拟钢材断裂的方法,亦即假定钢材在所有应力状态下的断裂应变为定 值,并将其称之为 CFS 模型 (恒定断裂应变模型),其表达式为式 (4.9)。

$$\varepsilon_{\rm f}(\eta) = \varepsilon_{\rm f}^0 = D_3 {\rm e}^{-D_4 \eta} \tag{4.8}$$

$$\varepsilon_{\rm f} = D_0$$
 (4.9)

4.1.2 钢材断裂材性试件设计

在本章中,取自主梁翼缘和主梁腹板的钢材材性试件分别用 GF 和 GW 指 代。GF 和 GW 钢材材性试件的厚度分别为 5.8mm 和 5.3mm。如表 4.1 和图 4.2 所示,共设计了 5 组试件,各组试件所对应的应力三轴度 η 和罗德角参数θ状态 列于表 4.1 中。此 5 组试件包括平板试件 (No. 1),开孔平板试件 (No. 2),开 槽平板试件 (No. 3),90°剪切平板试件 (No. 4),45°剪切平板试件 (No. 5)。 同时,图 4.2 给出了各试件的加工详图。其中,Bai 模型的标定用到 (No. 1, No. 2, No. 3, No. 4)四组试件, RT1 模型的标定用到(No. 1, No. 2)两组试件, RT0 模型的标定用到(No. 3, No. 4)两组试件, CFS 模型仅用到 No. 1一组试件。 No. 5 组试件将用来验证上述断裂模型的准确性。



(c) 开槽平板试件

(d) 剪切平板试件

图 4.2 钢材材性试件详图

表 4.1 钢材材性试件

试件类型	试件名称	η	$ar{m{ heta}}$
No. 1	平板试件	≈0.33	≈1
No. 2	开孔平板试件	>0.33	≈1
No. 3	开槽平板试件	$> 1/\sqrt{3}$	≈ 0
No. 4	90° 剪切平板试件	≈ 0	≈ 0
No. 5	45° 剪切平板试件	>0	$0 \leq \bar{\theta} \leq 1$

试验采用 50mm 引伸计测量试件标距段的变形,测量过程中的加载速率为 0.002/s。

4.1.3 真实应力-真实应变关系

应变的计算可以以材性试件标距段初始长度 L_0 为基准计算,通过式 (4.10),得到名义应变 ε_{nom} 。本试验的标距段选取的为引伸计的初始测量长 度,即 50mm。同样,应力的计算可以以材性试棒初始截面面积 A_0 为基准,通

过式 (4.11), 得到名义应力 σ_{nom} 。

$$\varepsilon_{\rm nom} = \frac{\Delta L}{L_0} \tag{4.10}$$

$$\sigma_{\rm nom} = \frac{F}{A_0} \tag{4.11}$$

然后,利用式(4.12)和式(4.13)可以将名义应力 σ_{nom} 和名义应变 ε_{nom} 转 化为材料的真实应力 σ 和真实应变 ε_{o} 。

$$\sigma = \sigma_{\text{nom}}(1 + \varepsilon_{\text{nom}}) \tag{4.12}$$

$$\varepsilon = \ln \left(1 + \varepsilon_{\text{nom}} \right) \tag{4.13}$$

然而,当材料发生颈缩后,由于变形局部化,通过测量标距段得到的平均 值不能真实反映颈缩区的真实应力和真实应变。通常,将试棒力-位移曲线或者 工程应力-工程应变曲线斜率为零的点看作颈缩的起始点。

颈缩出现后,颈缩区的真实应力和真实应变可以通过式(4.14)和式(4.15)求得,其中*F*和*A*为同一时刻测得的加载力和真实截面面积。

$$\sigma = \frac{F}{A} \tag{4.14}$$

$$\varepsilon = \ln(\frac{A_0}{A}) \tag{4.15}$$

颈缩后的真实应力-真实应变曲线可以看作是一条直线^[151,152]。这说明要想 确定颈缩后的真实应力-真实应变曲线只需要一组确定的 *F* 和 *A*。先做三根单轴 拉伸平板试件,将其一直拉至断裂,测量三根试件的平均断裂变形,而后,将 一根试件拉伸到之前三根试件平均断裂位移的 90%时停机。通过此停机试件得 到的*F* 和 *A* 可以得到颈缩后对应停机点处的 (*σ*,*ε*),也就可以确定试件颈缩后的 真实应力-真实应变曲线 (如图 4.3 所示)。



图 4.3 钢材真实应力-应变关系

4.1.4 材性试件断裂参数校核

各试件有限元模型的几何尺寸根据其实际测量尺寸建立,单元选用 8 节点 一阶减缩积分单元,核心区单元尺寸为 0.5mm,通过 LS-DYNA 显式动力求解 器计算^[153]。各试件的有限元模型如图 4.4 所示。为了提高计算效率,No.1-No.3 材性试件模型均采用 1/8 模型,而 No.4 材性试件模型采用 1/2 模型。将之前得到 的真实应力应变关系代入到各试件的有限元模型中,并与试验结果对比,对比 结果如图 4.5 所示。将与试验起裂点对应的有限元模型核心点的等效塑性应变定 为此种试件的等效断裂应变ε_f。如图 4.5 所示,各试件在红圈对应的位移处承载 力突然开始降低,那么此处就可看作各试件的起裂点。图 4.5 所示的有限元模型 都没有加入断裂参数,这会导致模拟结果与试验在下降段误差较大。各试件的



图 4.4 试件有限元模型

同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法



图 4.5 试件有限元模型

表 4.2 钢材材性试验结果

计社	GF		GW			
风什	\mathcal{E}_{f}	$\eta_{ m avg}$	$ar{ heta}_{ ext{avg}}$	\mathcal{E}_{f}	$\eta_{ m avg}$	$ar{ heta}_{ m avg}$
平板	1.1764	0.4567	0.6834	1.1064	0.4329	0.7262
开孔平板	0.7837	0.7229	0.8754	0.6373	0.6773	0.7766
开槽平板	0.1793	0.8295	0.0162	0.2488	0.8517	0.0145
90° 剪切平板	0.9267	0.1228	0.1509	0.6943	0.0853	0.1546

提取各试件有限元模型核心点处起裂前的静水压力、Mises 应力、第三应力 不变量J₃和等效塑性应变,并计算出相应的应力三轴度η和罗德角参数∂,如图 4.6 所示。从图 4.6 可以看出,随着等效塑性应变的增加,各试件的应力三轴度 和罗德角参数∂在断裂应变上积分得到各试件的等效应力三轴度 ηavg 和等 效罗德角参数∂avg。等效应力三轴度和等效罗德角参数的计算方法可参照公式 (4.16)和公式(4.17)。各试件的等效应力三轴度ῆ和等效罗德角参数∂列于表 4.2 中。图 4.7 为 No.1-No.4 试件对应的(ηavg, ∂avg) 点在 η-∂ 平面上的分布,可 见各试件在 η-∂ 平面上分布的相当分散,这将有利于保证断裂面标定的准确 性。



第4章 单层组合楼盖系统连续倒塌的精细化数值模拟方法与参数分析

图 4.6 应力三轴度与罗德角参数



图 4.7 各试件断裂点处的 η_{avg} 和 θ_{avg}

借助 Matlab 中的优化工具箱,可以用表 4.2 中的四组(ε_i, η_{avg}, θ_{avg})和式(4.16)来标定 Bai 模型。式(4.16)是用来计算最小均方差,其中 N 代表钢材断裂标定时所选用的断裂点(ε_i, η_{avg}, θ_{avg})的组数。表 4.3 列出了各标定后的钢材断裂模型参数。

$$\operatorname{Min}_{D_1, D_2, D_3, D_4}(\operatorname{Error}) = \operatorname{Min}\left[\frac{1}{N} \sum_{i=1}^{N} \left|\varepsilon_f(\eta_i, \theta_i) - \varepsilon_{f, i}\right|\right]$$
(4.16)

▶ ビ ろけ 上井 正司	401 L L	P	P	P	P
断裂惧型	钢材	D_1	D_2	D_3	D_4
Bai 模型	GF	7.7400	2.8960	1.0710	2.1560
	GW	6.0890	2.8950	0.6550	1.1380
DT1	GF	-	-	2.362	1.526
KII 快空	GW	-	-	2.939	2.257
DT0 措 刑	GF	-	-	1.233	2.324
KIU 侠空	GW	-	-	0.778	1.339
CEC 措刑	GF		$D_0 =$	1.176	
GW GW			$D_0 =$	1.106	

表 4.3 钢材断裂模型标定结果

将上述各断裂模型标定的断裂面带入图 4.4 的有限元模型中并重新计算。其中,钢材材性选用 LS-DYNA 中的 224 号材料模型(Tabulated Johnson-Cook

同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法 material),此模型可以将断裂面按照表格方式输入,每组应力三轴度与罗德角 参数均对应一个断裂应变值。图 4.8 为考虑断裂模型后的钢材模拟与试验曲线的 对比。此外,各断裂模型也用来预测 No.5 材性试件的断裂行为。Bai 模型可以 准确预测五组试件的断裂行为。而 RT1 模型、RT0 模型和 CFS 模型仅能够准确 模拟标定其模型的材性试件的断裂行为,却与其它材性的试验曲线相差很大。 图 4.8 (f)用来解释 RT1模型、RT0模型和 CFS 模型在模拟钢材断裂时的偏差。 RT0 模型是用 No.3 和 No.4 两组材性试件标定的,其对应的∂值更接近 0,而 No.1, No.2,和 No.5 材性试件的∂值更接近 1。对于同样的 η 值, ∂=1 处的断裂应 变明显高于∂=1 处的断裂应变值。因此,RT0 预测的 No.1, No.2,和 No.5 材性试 件的断裂应变明显低于 Bai 模型。相反地,RT1 模型是用 No.1 和 No.2 两组材性 试件标定的,因此其预测断裂应变值会明显高于 No.3 和 No.4 两组材性试件的实 测断裂应变值。同理,CFS 模型使用 No.1 材性试件标定的,因此它倾向于高估 No.2-No.4 四组材性试件的断裂应变值。



图 4.8 GF 材性试件模拟与试验对比

4.1.5 消除网格尺寸效应

LS-DYNA中 224 号材料的塑性断裂应变可由方程式(4.17)表示。

 $\varepsilon_{\rm f} = f(\eta, \bar{\theta}) g(\dot{\varepsilon_{\rm p}}) h(T) i(l_{\rm c}) \tag{4.17}$

其中, $f(\eta, \bar{\theta})$ 是应力三轴度 η 和罗德角参数 $\bar{\theta}$ 的方程。如表 4.3 所示,此 方程已在前述章节中标定完成。 $g(\varepsilon_{p})$,h(T),和 $i(l_{c})$ 分别是塑性应变率 $\dot{\varepsilon}_{p}$,温度 T,和初始单元尺寸 l_{c} 的方程。尽管建筑结构的连续倒塌是一个动态过 程,但现有研究表明,应变率效应对去柱工况下的结构响应无明显影响^[21,71]。 此外,此试验实在室温情况下开展,试验时温度改变因素可以忽略。因此,本 研究没有考虑应变率效应和温度的影响。

因此,断裂模型的最后一步就是确定单元尺寸调整系数*i*(*l*_c)。*i*(*l*_c) 定 义了塑性断裂应变与初始单元尺寸的相关关系。初始单元尺寸定义为六面体体 积与表面积最大的面之间的比值。对一个正方体来说,初始单元尺寸等于单元 的边长。单元尺寸为 0.5 mm, 1.0 mm, 1.5 mm, 2.0mm 和 3.0 mm 的平板试件有限 元模型用来确定网格尺寸调整系数。经过多次模拟迭代,若数值模拟的断裂位 移与试验值相吻合,则可确定此单元尺寸对应的网格尺寸调整系数,并列于表 4.4 中。借助于这种调整系数,所有的五个模拟结果都与试验结果吻合良好。





网枚日寸 (mm)	比例	因子 <i>i</i> (<i>l</i> _c)
	GF	GW
0.5	1	1
1.0	0.775	0.8
1.5	0.625	0.7
2.0	0.505	0.55
3.0	0.33	0.33

表 4.4 Bai 模型网格尺寸调整系数

此外,如图 4.10 所示,采用不同网格尺寸的螺栓剪切模型用来验证上述网格尺寸调整系数的准确性。其中,0.5mm 网格尺寸的情况为基准,分别对比了

是否考虑网格尺寸调整系数对 1.0mm 和 2.0mm 网格尺寸螺栓剪切模型的影响。 如图 4.10 所示,若不考虑网格尺寸调整系数,则 1.0mm 和 2.0mm 网格尺寸模型 的结果与 0.5mm 网格尺寸模型的误差越来越大。然而,若是考虑网格尺寸调整 系数,三种网格尺寸的螺栓剪切模型的荷载-位移曲线良好吻合。图 4.11 为螺栓 剪切模型中应力三轴度和罗德角参数的分布情况,在起裂点时两者分别约等于 0.1 和 0.2,其与表 4.2 中平板试件起裂点的应力三轴度和罗德角参数值差异很 大。因此,此网格尺寸调整系数不受应力三轴度和罗德角参数的影响。



图 4.10 不同单元尺寸螺栓剪切模型模拟结果对比



图 4.11 螺栓剪切模型应力三轴度与罗德角参数分布

4.1.6 主梁-柱连接模拟

如图 4.12 所示,如果不考虑楼板的影响,且主梁 G1 和 G2 的梁端均为完全

约束,则 G1 主梁 G1 和 G2 的反弯点应位于各自跨中。由于此试验中所用的柱 截面比主梁截面要强,因此节点区柱子的变形可以忽略。再考虑到模型的对称 性,则上述主梁-柱节点模型可简化为如图 4.12 所示的半跨主梁模型。为了提高 计算效率,柱子的影响替代为完全约束主梁和剪切板与其相连节点的所有自由 度。考虑到结构对称性,C0 柱的向下的竖向位移效果代替为再半跨主梁模型梁 端施加向上的竖向位移。此模型的网格划分方式如图 4.12 所示。再靠近连接处 的 300mm 长度内,模型采用实体单元,其尺寸为 1.0mm~2.0mm。为了节省计 算资源,在其它区域采用壳单元。为了实现壳单元和实体单元间的扭矩传递, 在两者相接处设置了 40mm 长的单元节点重合区域。实体单元间的接触为单面 接触,且考虑了单元删除后接触面的更新。实体单元应用了本章介绍的钢材材 性和断裂模型,而模型中的壳单元没有设置断裂参数。



图 4.12 半跨主梁-柱连接模型

图 4.13 为主梁-柱连接模型分别采用 Bai, RT1, RT0 和 CFS 断裂模型后的荷载-位移曲线。这四种情况分别命名为 W (Bai)_F (Bai), W (RT1)_F (RT1), W (RT0)_F (RT0) 和 W (CFS)_F (CFS)。其中, W 和 F 分别代表腹板和翼缘。与 W (Bai)_F (Bai) 工况对比, W (RT0)_F (RT0) 工况开裂较早, 而 W (RT1)_F (RT1) 和 W (CFS)_F (CFS) 工况开裂较晚。此外, W (RT0)_F (RT0) 工况和 W (Bai)_F (Bai) 工况的破坏模式和荷载-位移响应较为相似。图 4.13 中每个曲线都有两个明显的峰值,这对应了连接处主梁下翼缘和上翼缘的先后断裂。图 4.14 (a) 和 4.14 (b) 为各工况在竖向位移分别为 200mm 和 400mm 时刻的连接断裂模式。图 4.14 (c) 为 W (Bai)

_F(Bai)工况出现下翼缘断裂和腹板断裂时的罗德角参数分布,可见在起裂点处罗德角参数更接近于0,而不是1。这也解释了图4.13中W(Bai)_F(Bai) 工况和W(RT0)_F(RT0)工况较为相似的原因。相反地,因为RT1模型和 CFS模型的标定试件的罗德角参数约等于1,所以W(RT1)_F(RT1)工况和 W(CFS)_F(CFS)工况的模拟结果与W(Bai)_F(Bai)工况相去甚远。图 4.13 中各曲线间的显著差异说明在梁柱节点模拟时断裂模型的选择对有限元模 拟结果的准确性影响很大。







(a) 200mm 位移时连接断裂模式


第4章 单层组合楼盖系统连续倒塌的精细化数值模拟方法与参数分析

(b) 400mm 位移时连接断裂模式



(c) W(Bai)_F(Bai)罗德角参数分布

图 4.14 失效模式对比

在结构尺度的模拟中,模型中选用实体单元且考虑 Bai 模型固然可以保证 结果的准确性,但计算效率会大打折扣。为了提高计算效率和模拟结果的准确 性,结构尺度的模拟中需要采用壳单元。因此,下面将会引入一种通过调整壳 单元材性参数来准确反映钢材断裂影响的方法。通过与考虑断裂的实体单元模 型的结果相对比,分别标定了主梁腹板和主梁翼缘处的壳单元材性参数。

图 4.15 为分别用实体单元和壳单元建立的剪切板连接模型。此剪切板连接 模型在梁端受拉沿梁轴向的位移控制荷载,同时约束了剪切板端部节点的自由 度。本章前述钢材材性和断裂模型应用于此模型中的实体单元中。在连接核心 区域的单元尺寸为 1.0mm~2.0mm。壳单元中的钢材材性本构选用分段线性塑性 模型,亦即 LS-DYNA 中的 24 号材料模型。连接处壳单元的尺寸约为 10mm。 图 4.16 给出了壳单元模型中所用的钢材真实应力-真实应变曲线。当壳单元的塑 性应变达到了所设定的断裂应变,对应的壳单元将会被从模型中删除。压型钢 板的断裂应变由图 4.17 所示的模型标定,其单元尺寸为 25mm,对应的断裂应 变等于 0.32。 同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法





位移 (mm)

最终,剪切板连接模型的模拟采用了图 4.16 所示的真实应力-真实应变曲 线。如图 4.18 (a) 所示,壳单元模型的荷载-位移曲线远高于对应的实体单元 模型,因为实体单元螺栓连接处的截面被螺栓孔所削弱。为了在壳单元模型中 反映螺栓孔的削弱影响,调整了剪切板处壳单元所用的应力-应变关系。经过多 次迭代,直至壳单元模型和实体单元模型的荷载-位移曲线重合,此时调整后的

剪切板处壳单元的应力-应变关系如图 4.16 所示。图 4.18 (b) 和图 4.18 (c) 为分别根据 Bai 模型, RT0 模型, RT1 模型和 CFS 模型调整后的壳单元模型,其 对应的剪切板壳单元断裂应变分别为 0.83, 0.78, 1.17 和 1.11。



⁽c)

图 4.18 剪切板连接模拟

在上述标定好的壳单元剪切板连接模型的基础上,建立了如图 4.19 所示的 半跨主梁-柱连接壳单元模型。经过与采用 Bai 模型,RT0 模型,RT1 模型和 CFS 模型的半跨主梁-柱连接实体单元模型对比,壳单元模型中主梁翼缘壳单元的断 裂应变分别为 0.10, 0.074, 0.16 和 0.17 时,如图 4.20 所示,其荷载-位移曲线与 W (Bai)_F (Bai),W (RT0)_F (RT0),W (RT1)_F (RT1) 和W (CFS) _F (CFS)工况吻合良好。

91

同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法



图 4.20 主梁-柱连接模拟结果对比

图 4.20 表明经过调整后的主梁-柱连接壳单元模型可以与采用各种断裂模型 的实体单元模型的荷载-位移曲线良好吻合。综上所述,主梁-柱连接壳单元模 型的准确性主要依赖于三个参数:剪切板壳单元的应力-应变关系和断裂应变, 以及翼缘壳单元的断裂应变。此三个参数的标定流程归纳为图 4.21 所示的流程 图。

92



图 4.21 主梁-柱连接壳单元模型标定流程

4.2 混凝土材料参数的确定方法

混凝土的本构模型选为 LS-DYNA 中的 273 号材料,亦即 CDPM 模型 ^[154,155]。此模型可以反映混凝土的刚度退化,滞回性能和约束效应。此模型中拉 压损伤的模拟与网格尺寸无关,其本构如式 (4.18) 所示。

$$\sigma = (1 - \omega_{\rm t})\sigma_{\rm t} + (1 - \omega_{\rm c})\sigma_{\rm c} \tag{4.18}$$

σ是有效应力张量, σt 和 σc分别为 σ 的正负部分。标量 ωt 和 ωc 分别为受拉 损伤系数和受压损伤系数, 其范围为 0 (无损伤) 到 1 (完全损伤)。混凝土的 同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法 脆性行为通常用应力-裂缝宽度曲线表示,而不是应力-应变曲线。在此模型 中,应力-裂缝宽度曲线可以定义成三种型式:线性,双线性,或指数型。在本 文中,采用了如图 4.22 所示的双线性的损伤关系,其中 fi 为极限拉应力,Gi 为 混凝土断裂能,由阴影部分的面积表示。断裂能 Gi 依赖于混凝土的性能,如式 4.19 所示,其值根据 CEB-FIP Model Code 2010 规范^[156]确定。



图 4.22 混凝土单轴拉应力-裂缝宽度曲线

 $G_{\rm f} = 73 f_{\rm c}^{0.18} \tag{4.19}$

其中, f_c为混凝土极限抗压强度。 根据规范 CEB-FIP Model Code 2010, 立 方体强度 33 MPa 转换成了圆柱体强度 26 MPa。模型中所定义的抗拉强度, 断 裂能和弹性模量分别为 2.65 MPa, 0.131 N/mm, 和 29664 MPa。模型中的其它参 数采用默认值。如图 4.23 所示, CDMP 模型与已有的混凝土材性试验 (Gopalaratnam^[157], Sinha^[158])的结果吻合良好。



图 4.23 混凝土拉压应力-应变曲线

4.3 单层楼盖系统建模方法

4.3.1 单元选择

主梁、次梁、柱和压型钢板采用4节点 Belytschko-Lin-Tsay 壳单元,其广泛

应用于高效率显式计算。钢筋采用桁架单元,只承担轴向力。栓钉采用 Hughes-Liu 梁单元,其与实体单元有较好地兼容性,且计算效率高。除了钢筋外,所有 的钢构件的材性均采用分段线性塑性模型,即 LS-DYNA 的 24 号材料。钢筋采 用双线性塑性模型,即 LS-DYNA 的 3 号材料。

混凝凝土采用 8 节点一阶减缩积分实体单元,其沙漏性能采用 Flanagan-Belytschko 刚度模式控制。混凝土材料模型选用前述 CDPM 模型,即 LS-DYNA 的 273 号材料。

4.3.2 接触选择

混凝土楼板与钢梁、钢柱、压型钢板之间的接触,以及钢梁与压型钢板之间的接触,均采用自动面对面接触,且摩擦系数为 0.5^[159]。梁柱以及梁梁间的接触选为绑定约束。忽略钢筋和栓钉与混凝土间的滑移,定义其间的接触为完全绑定。如图 4.24 所示,栓钉与梁之间通过一个弹簧单元相连,其双向剪切性能根据 push-out 试验获得的荷载-位移关系定义。如图 4.24 所示,栓钉沿主梁和次梁方向的剪切性能定义为双线性曲线,其荷载降为峰值荷载的 90%时所对应的位移定义为失效位移^[160]。当弹簧变形达到失效位移时,弹簧单元将会从模型中删除,表示栓钉被剪断。为了保证栓钉只会沿主梁或次梁方向被剪坏,弹簧单元在其它方向的刚度都被特意增强。



图 4.24 栓钉模拟

4.3.3 边界条件及加载方式

单层楼盖系统的有限元模型如图 4.25 所示。外伸梁 G7, G8, B6, B7, 和 B8 的 端部节点所有自由度都被约束。外伸梁 G5 和 G6 沿梁轴向的平移自由度由一个 刚度为 10 kN/mm 的水平弹簧所约束, 而梁端的其它自由度都被完全约束。

在模型中,荷载分配系统所施加的 24 个点荷载由楼板上的均布荷载所代替,其施加范围为如图 4.25 (a)所示的 2×1 跨区域内。

图 4.25(b)为模型的网格划分。梁-柱节点和梁-梁节点区域的壳单元尺寸为 10mm,在其它区域的单元尺寸为 25mm。



(b) 网格划分图 4.25 单层楼盖有限元模型

4.3.4 模拟结果

图 4.26 表明,基于 Bai 模型的单层楼盖有限元模型的结果与试验曲线吻合 良好,其中几处主梁-柱连接的断裂均被准确预测(图 4.27 (a))。此外,楼板 上混凝土的裂缝和剥落情况也与试验观测结果吻合(图 4.27 (b))。这表明上述 基于 Bai 模型的模拟方法可以用于钢-混凝土组合楼盖系统在连续倒塌工况下的 高效精确模拟。应用 RT 模型的单层楼盖模拟结果的断裂点早于采用 Bai 模型的 单层楼盖模型。如图 4.28 所示,基于此单层楼盖模型,也研究了钢材断裂和混 凝土损伤的影响。忽略钢材断裂和混凝土损伤会使得模拟结果极大偏离正确结 果,因此在钢-混凝土组合结构的模拟中必须要准确考虑钢材断裂和混凝土损 伤。



图 4.26 单层楼盖有限元模型荷载-位移曲线



主梁-柱连接破坏

混凝土裂缝

图 4.27 单层楼盖有限元模型破坏模式



图 4.28 混凝土损伤和钢材断裂的影响

4.4 单层楼盖系统参数分析

接下来,上述标定的单层钢-混凝土组合楼盖模型将被用来开展参数分析,

同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法 找出对结构抗连续倒塌性能影响较大的结构参数。本节研究的结构参数包括: 混凝土强度、边界水平约束、楼板配筋率、钢筋间距、压型钢板厚度、压型钢 板连续性和栓钉间距。

4.4.1 混凝土强度的影响

为了研究混凝土强度的影响,设置了三组采用不同混凝土抗压强度的单层 楼盖模拟,分别为26MPa(与试验相同),40MPa,和60MPa。混凝土材料的参 数列于表 4.5,模拟结果在图 4.29 中。与26MPa 工况相比,提升混凝土抗压强 度到 40MPa 可以提高 5%的竖向承载力,同时初始刚度有轻微提高,但 G1-C1 连接的断裂时刻也随着混凝土强度的提高而提前。继续提高混凝土强度至 60MPa,其结果与 40MPa 工况相差无几。通过以上对比可知,混凝土强度对结 构抗连续倒塌性能的影响不明显,这是由于混凝土的抗拉材料太低而不能对楼 板的受拉薄膜作用产生明显贡献。不过,根据Fu^[109]的数值研究,即便提升混凝 土强度对提高楼板拉结力贡献有限,但它能够减小结构在移除柱子后的动力响 应。



表 4.5 混凝土材料参数

图 4.29 混凝土强度的影响

4.4.2 水平边界条件的影响

1. 主梁端部水平边界条件

主梁端部水平边界条件的影响通过改变 G5 和 G6 这两个外伸主梁的端部约 束来对比研究。一共对比了三种情况:梁端被完全约束,梁端水平约束被释 放,梁端约束与试验相同(部分约束)。模拟结果的荷载位移曲线如图 4.30 所示。各工况的极限承载力及对应位移列于表 4.6 中。当梁端水平约束被完全释放时,荷载位移曲线表现为连续上升的趋势。随着承载力的提高,两侧的柱子 C1和 C2也在主梁轴拉力的作用下逐渐向试件内测倾斜。如果此水平侧倾过大的话,在实际结构中,柱子可能会在 P-*A* 二阶效应作用下过早失稳破坏^[92]。当竖向位移达到 799mm时,靠近 C1柱和 C2 柱附近的压型钢板和钢筋受拉断裂,承载力也达到最大值。如果梁端被完全约束时,极限承载力所对应的位移明显变小,为 396mm,在此时,G1-C1连接和 G2-C2 连接彻底失效。由于主梁-柱连接的彻底失效,此工况的承载力在大变形阶段也没能再次增长。对于部分约束的工况,与试验相同,楼盖的极限承载力在后期大变形阶段达到,且其界限承载力为三种工况中的最大值。如表 4.6 所示,提升梁端水平约束并不能够保证竖向承载力的增长,甚至可能制约承载力的增长。





表 4.6 不同水平约束条件极限承载力对比

	完全约束	部分约束	无约束
极限承载力(kN)	946	1070	908
对应竖向位移 (mm)	396	635	799

图 4.30 的模拟结果表明,提升梁端的水平约束可能会导致梁柱连接的过早 断裂。梁内悬链线作用的发展依赖于梁内轴拉力和梁弦转角两个条件。如果梁 柱连接失效过早,就会限制梁内悬链线作用的发展。如果能够保证梁柱连接的 失效晚于楼板受拉薄膜作用的失效,就可以使得楼盖的竖向承载力得到最好的 发挥。在无约束工况中,由于梁内轴拉力发展程度有限,尽管其荷载位移曲线 一直持续增长,但始终未能超越另外两种工况。但其梁柱连接失效晚的特点却 非常有利于悬链线效应的发展。此外,因为连续倒塌是个动态过程,梁柱连接 的过早失效可能会加剧结构整体承载力的恶化。

在完全约束工况中,竖向承载力的发展被梁柱连接处采用的栓焊连接(WFBW)的变形性能所限制。为了提升此处梁柱节点的变形性能,WFBW 连

同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法

接被替换成了狗骨式连接(RBS),如图 4.31 (a)所示。Lew 等人的试验研究 表明,在连续倒塌工况下,相对于 WFBW 连接,RBS 连接的变形能力和承载力 都有所提升。但遗憾的是,在试验中 RBS 连接中的主梁截面大于 WFBW 连接 的主梁截面。在本节中,RBS 连接和 WFBW 连接所用的主梁截面相同。两者的 性能首先通过图图 4.31 (b)中的半跨梁模型来对比,且其荷载位移曲线和破 坏模式如图图 4.31 (c)所示。WFBW 连接的破坏有两个明显阶段:第一峰值 对应的下翼缘断裂,以及第二峰值所对应的上翼缘和腹板断裂。而对于 RBS 连 接,裂缝在梁下翼缘出现后便迅速扩展至全截面,因此其荷载位移曲线只有一 个阶段。但是,RBS 连接的初次断裂时的竖向位移为 WFBW 连接下翼缘断裂时 竖向位移的 2.4 倍,且约等于 WFBW 连接第二峰值所对应的竖向位移。RBS 连 接的极限承载力为 WFBW 连接的 1.8 倍。





⁽c)荷载-位移曲线

图 4.30 中的完全约束工况内的主梁-柱连接被替换为 RBS 连接(图 4.32), 其模拟结果如图 4.32 所示。相比于采用 WFBW 连接的楼盖, RBS 连接使得楼盖 系统的变形能力和承载力分别提升了 19.2% and 17.0%。因此,如果去柱位置两 侧主梁的边界约束较强的话,推荐楼盖刚接节点选用 RBS 连接型式,以提高楼 盖系统的抗连续倒塌能力。



图 4.32 WFBW 连接和 RBS 连接对楼盖性能的影响

基于以上讨论,以下的策略可以用于提高组合楼盖系统的抗连续倒塌能 力:(1) 与破坏柱子相连的梁的水平位移被相邻跨所约束,则与此梁有关的梁 柱节点推荐选用变形能力和承载能力较好的改进型节点,以提高梁的悬链线抗 力;(2) 如果与破坏柱子相连的梁的水平位移没有被约束,则应该增大梁截面 以提升其抗弯承载力。

2. 压型钢板水平边界条件

在楼板受拉薄膜作用的发展中,压型钢板起主要作用。如图 4.33 (a) 所示,在工程建设中,常常将压型钢板在梁上部断开并采用搭接连接型式连接在一起,通过栓钉熔透将其焊于钢梁上翼缘之上。本节中,称此搭接连接型式为不连续。在试验中,压型钢板在梁上部没有断开,是一整块板,因此称之为连续。如图 4.33 (b) 所示,在有限元模型中,通过删除梁上不与栓钉相连的压

图 4.31 WFBW 连接和 RBS 连接对比

同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法 型钢板单元,同时保留栓钉处的压型钢板单元的做法来模拟此搭接连接。梁上 保留的壳单元的荷载-位移曲线根据 4.33 (b)所示的精细化模拟的结果调整, 使其两者的荷载位移曲线一致。在试验中,压型钢板与边界围梁之间的焊接并 不可靠,这也限制了试验中压型钢板对受拉薄膜作用的贡献。为了研究此性 能,压型钢板的边界水平位移被完全约束,并称之为约束压型钢板。此外,同 时约束压型钢板和钢筋边界水平位移的情况称之为约束压型钢板和钢筋。这四 种工况的对比如图 4.34 所示。连续工况比不连续工况的承载力提高了 10.4%, 而约束压型钢板工况和约束压型钢板和钢筋工况的承载力分别提升了大概 40%。对比约束压型钢板工况和约束压型钢板和钢筋工况,约束钢筋的边界位 移对楼盖承载力的提升没有明显贡献。这是因为钢筋嵌固与混凝土中,外伸的 混凝土楼板可为钢筋提供充足的水平约束。



⁽a) 压型钢板搭接连接

图 4.33 不连续布置的压型钢板模拟

⁽b) 搭接连接模型





图 4.34 压型钢板连续性的影响

基于图 4.34 的模拟结果,约束压型钢板水平位移和提高压型钢板连续性可 以明显提升压型钢板在大变形阶段的受拉薄膜力,从而提升了组合楼盖系统在 大变形阶段的承载力。Hadjioannou 的研究也强调了压型钢板连续性的重要性。 与约束压型钢板水平位移的显著效果相比,约束钢筋水平位移的效果并不明 显。这是由于钢筋楼板中主要受压力,或者拉力水平较低,因此钢筋对受拉薄 膜作用的贡献有限。所以,压型钢板时组合楼盖系统受拉薄膜作用的主要贡献 者。

4.4.3 压型钢板厚度的影响

通常情况下,组合楼盖系统所采用的压型钢板厚度范围为 0.75 mm 至 1.5 mm。因此,为了研究压型钢板厚度的影响,压型钢板厚度选择了 0.9 mm,1.2 mm,和 1.5 mm 三种常用情况。其中,1.2 mm 压型钢板为对比的基准工况,且与试验情形相同。

图 4.35 为三种工况的荷载位移曲线。1.2 mm 工况和 1.5 mm 工况的极限承载力分别比 0.9 mm 工况提升了 8.7% 和 14.6%。约束压型钢板水平位移后, 0.9 mm 工况, 1.2 mm 工况和 1.5 mm 工况的极限承载力分别提升了 21.1%, 19.1% 和 18.6%。在约束压型钢板水平位移后, 1.2 mm 工况和 1.5 mm 工况的极限承载力分别比 0.9 mm 工况提升了 6.9% 和 12.3%。提高压型钢板连续性和增加压型钢板厚度都能通过贡献更多的薄膜拉力来提升楼盖系统的承载力。

同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法



图 4.35 压型钢板厚度的影响

基于上述讨论,受拉薄膜作用主要由压型钢板提供,因此,提高压型钢板 厚度就可以显著提高楼盖系统在大变形阶段的竖向承载力,这也被 Alashker^[86] 的数值研究所印证。但是,与 Alashker^[86]的研究不同的是,前期抗弯阶段的承 载力并没有随着压型钢板厚度的增加而提高。这是因为,在本文的模拟中,楼 盖系统前期的抗弯承载力主要由刚接的主梁-柱连接提供,而 Alashker^[86]的模拟 研究中所采用的铰接节点所能提供的抗弯承载力相对较小。

4.4.4 配筋率和钢筋间距的影响

在其它参数不变的情况下,通过在楼板中布置不同直径的钢筋来研究配筋 率对楼盖抗连续倒塌性能的影响。如图 4.36 所示,选用了 6mm, 8mm 和 10mm 这三种不同直径的钢筋,其中,8mm 工况作为基准。与 6mm 工况相比,8mm 工况和 10mm 工况的极限承载力分别提高了 6.8% 和 10.8%。在约束了压型钢板 边界水平位移后,三种工况的极限承载力提高了 12.9%~21.1%。不过,在约束 了压型钢板边界水平位移后,8mm 工况和 10mm 工况的极限承载力仅比 6mm 工 况提高了 3.4%~5.0%。





图 4.36 钢筋尺寸的影响

在保持楼板配筋率不变的情况下,通过改变焊接钢筋网的网孔尺寸研究了 钢筋间距的影响。如图 4.37 所示,选用了 100 × 100 mm, 200 × 200 mm 和 300 × 300 mm 三种不同的网孔尺寸,其中 200 × 200 mm 工况作为基准。三种工况的钢 筋配筋率均为 0.25 mm²/mm。如图 4.37 所示,与 200 × 200 mm 工况对比,将网 孔尺寸减小到 100 × 100 mm 可以将承载力提高 3.8%,但将网孔尺寸扩大为 300 × 300 mm 却会使承载力降低 8.0%。不过,在约束了压型钢板边界水平位移后, 三种工况的竖向承载力几乎相同。





基于本节的分析可知,增大配筋率和在配筋率不变的情况下减小钢筋间距 都能够提高组合楼盖在大变形时的承载力。其中,将钢筋直径由 6mm 增大为 8mm 和将网孔尺寸从 300×300 mm 减小为 200×200 mm 两种情况的承载力提升 效果最显著,但这两种情况的承载力提升的机制却并不相同。将钢筋直径由 6mm 增大为 8mm 时的承载力提升主要归功于钢筋提供的受拉薄膜力的增加。不 过,在继续将钢筋直径由 8mm 增大为 10mm 时,由于钢筋的拉应变并没有充分 发展,导致承载力提升效果较小。将网孔尺寸从 300×300 mm 减小为 200×200 mm 时的承载力提升主要归功楼板的冲切破坏被阻止了。在 300×300 mm 工况 同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法

下,网孔内的混凝土单元在大变形时因发生冲切破坏而失效,但此现象在 200 × 200 mm 和 100 × 100 mm 工况时均未出现。由于,这三种工况的配筋率相同,则 200 × 200 mm 和 100 × 100 mm 工况的承载力也大致相同。

根据 JGJ-114(2014)规范^[133]规定,在楼板厚度小于 150mm 时,焊接钢筋 网的网孔尺寸不得超过 200mm,而当楼板厚度超过 150mm 时,焊接钢筋网的网 孔尺寸不得超过 300mm。因此,如果组合楼板参照规范设计,楼板的冲切破坏 就可被避免,那么焊接钢筋网的网孔尺寸变化便不会影响楼盖系统的抗连续倒 塌承载力。当压型钢板边界水平位移被约束时,增加配筋率和减小焊接钢筋网 网孔尺寸均不能明显提升楼盖系统在大变形时的承载力。这是因为与压型钢板 相比,钢筋所能提供的薄膜拉力较为有限,并且在约束压型钢板边界水平位移 时楼板的冲切破坏也被阻止了。

4.4.5 栓钉间距的影响

栓钉在连接楼板和钢梁时起到了至关重要的作用,借助于栓钉连接,楼板 和钢梁两个部分才能够协同工作发挥组合作用。在试验中,栓钉沿主梁轴线方 向的间距为300mm,沿次梁轴线方向的间距为305mm,即每个板肋处布置一个 栓钉。在模拟中,此种工况命名为300mm。将模型中两个方向的栓钉数量同时 加倍,并将此工况命名为150mm,亦即沿主梁轴线方向的栓钉间距为150mm, 而沿此梁轴线方向每个板肋布置两个栓钉。模拟结果如图4.38 所示。150mm 工 况的承载力比300mm 工况提高了7.1%,同时其G1-C1 连接梁上翼缘的断裂时 对应的位移减小为300mm 工况时的86.7%。在约束了压型钢板边界水平位移 后,两个工况的承载力均提高了约12%。此时,150mm 工况的承载力比300mm 工况提高了7.9%。





性能的提升。在梁柱连接翼缘开裂后,楼盖系统的竖向承载力主要依赖于主梁 悬链线作用和组合楼板的受拉薄膜作用。其中,主梁悬链线作用的发展依赖于 主梁内轴拉力的发展程度,而主梁内轴拉力来自于两部分:(1) 翼缘开裂后的 梁柱连接的残余截面所承担的拉力;(2) 由组合楼板向钢梁传递的拉力。随着 栓钉间距的减小,组合楼板与钢梁间的组合作用增强,使得组合楼板可以将更 大的拉力传递至钢梁,从而提升主梁的悬链线作用。因此,栓钉间距减小后的 承载力提升应归功于悬链线作用的提升。

4.4.6 提升楼盖系统抗连续倒塌承载力的方法

基于上述参数分析可以得出,增强组合楼盖系统抗连续倒塌承载力的方法 包括提高压型钢板的连续性、增加压型钢板厚度、增加栓钉数量、增加配筋 率、减小钢筋间距。增大混凝土强度对组合楼盖系统的抗连续倒塌性能提升效 果有限。

在保持组合楼盖系统用钢量不变的前提下,提升压型钢板连续性和减小钢 筋间距时较好的选择。然而,根据之前的讨论可知,如果组合楼板参照规范设 计,那么减小钢筋间距便不会影响楼盖系统的抗连续倒塌承载力。因此,提升 压型钢板连续性是上述选项里的最优选择。遗憾的是,在实际工程中,压型钢 板连续性的重要性并没有得到重视。通常,压型钢板在纵向方向只是简单地搭 接与梁上,并通过栓钉将两块压型钢板和钢梁连接在一起,然而这会严重浪费 组合楼盖系统的抗连续倒塌能力。因此,推荐在压型钢板连接处采取有效措施 增强其连续性。此外,还应该保证压型钢板和结构边缘梁的连接性能。

4.5 本章小结

本章提出了一种在梁柱节点壳单元模型中考虑剪切断裂影响的模拟方法, 并将其应用于组合楼盖子结构的模拟。此模拟方法的准确性通过与第 3 章的单 层组合楼盖子结构试验结果的对比得到印证。基于此模拟方法,依次研究了混 凝土强度、边界处的水平约束、配筋率、钢筋间距、压型钢板厚度、压型钢板 连续性及梁板组合性能等参数对钢-混凝土组合楼盖系统抗连续倒塌性能的影 响。可得到以下结论:

(1)在 Bai 模型, RT 模型和 CFS 模型中,只有 Bai 模型能够准确预测各种 应力三轴度和罗德角状态时的钢材断裂行为。而 RT 模型和 CFS 模型只能够准 确模拟其标定试件所对应的应力三轴度和罗德角状态下的断裂行为。

(2) 由于本章所用的材料断裂模型是与应力相关的,此模型的使用不可避

同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法 免的受网格尺寸的约束。本章通过定义网格尺寸调整系数的方法使得断裂模型 可以应用于较大的实体单元网格尺寸范围。此外,本章的模拟结果表明网格尺 寸调整系数与应力三轴度和罗德角不相关。

(3) 在梁柱栓焊刚接连接中,梁翼缘和腹板的起裂点的罗德角参数更接近于 0,因此在对应的断裂模拟中必须考虑罗德角的影响。

(4)为了在大尺寸结构系统模拟中同时保证结果的精度和计算的效率,本 章选用大尺寸壳单元来模拟钢-混凝土组合楼盖系统中钢构件。根据采用实体单 元的梁柱节点模型来调整壳单元的应力应变关系和断裂应变,使其能够在楼盖 系统模拟中反映钢材断裂的影响。

(5)在钢-混凝土组合楼盖系统的模拟中,钢材断裂和混凝土损伤对承载 力和破坏模式的准确预测至关重要。

(6) 增强混凝土强度可以轻微提高钢-混凝土组合楼盖系统在梁翼缘断裂前的抗弯刚度,但不能提升大变形阶段悬链线机制和受拉薄膜作用的发展。

(7)只提高梁端的水平约束刚度并不一定能够改善钢-混凝土组合楼盖系统的承载力。在约束梁端水平位移后,需要将梁柱连接替换成转动能力强的改进型连接才能够保证楼盖系统承载力的发展。

(8) 增强压型钢板的连续性和约束压型钢板边界处的水平位移,以及增加 压型钢板厚度都能极大地提高钢-混凝土组合楼盖系统的抗连续倒塌承载力。

(9) 在压型钢板水平位移没有被约束时,提高配筋率可以有效提高钢-混 凝土组合楼盖系统的抗连续倒塌承载力。

(10)如果钢-混凝土组合楼板按照规范设计,楼板的冲切破坏就可被避免,那么焊接钢筋网的网孔尺寸变化便不会影响楼盖系统的抗连续倒塌承载力。

(11)减小栓钉间距可以通过增强梁的悬链线机制来提高楼盖系统在大变 形时的抗连续倒塌承载力。

108

第5章钢-混凝土组合楼盖抗连续倒塌性能理论评估方法

第3章的楼盖子结构试验与第4章和第6章的数值模拟方法都不便于在实际 工程中快速评估组合楼盖系统的抗连续倒塌性能,但现有分析带楼板框架结构 抗连续倒塌性能的理论模型^[87,123-125]都较为复杂,很难实际应用于压型钢板组合 楼板钢框架结构系统。因此,本章基于第3章的试验研究,提出了一种将楼板 和钢框架系统解耦的简化理论模型,并在第7章中将其推广至结构体系层次。

如图 5.1 所示,连续倒塌条件下的柱子移除工况可以按照水平边界条件的不同分为九种,即 A1, A2, A3, B1, B2, B3, C1, C2, C3。因为梁端位移和楼板钢筋及压型钢板在边界处被水平约束住,A3, B3, C1, C2, C3 五种工况可以较为充分地发展悬链线机制和受拉薄膜作用等后期抗力机制,而其它四种工况(A1, A2, B1, B2)因为缺乏边界水平约束,则假定只能发展抗弯作用。本章理论公式的推导均依照图 5.1 所示的结构进行,其主梁沿 x 方向布置,跨度为 *l*_x,次梁沿 y 方向布置,跨度为 *l*_y。每个主梁跨内均有 n 列次梁连接其上,且各次梁的间距均相等。主梁-柱节点与次梁-柱节点为刚接节点,次梁-主梁节点为铰接节点。



图 5.1 各柱子移除工况

图 5.2 (a)为适用于 A1, A2, B1, B2 工况的理论模型,而图 5.2 (b)为适用 于 A3, B3, C1, C2, C3 工况的理论模型。ω 和 δ 分别代表楼板均布荷载和移除柱 子处的竖向位移。图 5.2 (b)所对应的理论模型的荷载-位移曲线分成了三个阶 段:弹性阶段、塑性阶段和悬链线阶段。这三个阶段分别由三个特征位移所划 分,亦即 δy, δt 和 δu。δy代表钢梁和组合楼板达到全截面塑性承载力时对应的位 移,参考欧洲规范^[161],此处 δy 对应的梁弦转角为 0.013rad。在钢梁和组合楼板 达到全截面塑性承载力时,整个结构的承载力为 ωy。之后,承载力机制逐渐由 同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法 抗弯机制向悬链线作用和受拉薄膜作用转变。在位移为 δ_i 时,悬链线机制和受 拉薄膜作用的合力超过了 ωy,此后,结构荷载假定完全由悬链线作用和受拉薄 膜作用承担。在位移为 δ_u时,整体结构失效,丧失承载力。对于 A1, A2, B1, B2 工况来说,如图 5.2 (a)所示,其理论模型的荷载-位移曲线仅包括两个阶段, 即弹性阶段和塑性阶段,其种,δ_y,δ_u和 ωy的含义与图 5.2 (b)相同。



图 5.2 各柱子移除工况所对应的理论模型

5.1 弹性阶段

在弹性阶段,结构荷载由梁系统和组合楼板系统的抗弯机制来承担。因此,ωy可由塑性铰线法计算得出。如图 5.3 所示,各柱子移除工况所对应的塑性铰线法计算图可分为I,II,III,IV四种类型。塑性铰线法计算图种的蓝色实线对应正塑性铰线,而红色虚线对应负塑性铰线。θ_x=δ/l_x和θ_y=δ/l_y是楼板塑性铰绕y轴和x轴的转动角度。Mg和M'g是主梁在正弯矩区和负弯矩区的全截面塑性抗弯承载力,Mb和M'b是次梁在正弯矩区和负弯矩区的全截面塑性抗弯承载力。此处,主梁和次梁的全截面塑性抗弯承载力仅考虑钢材截面。msx和msy 是正弯矩区单位宽度组合楼板绕y轴和x轴的全截面塑性抗弯承载力,而m'sx和



第5章钢-混凝土组合楼盖抗连续倒塌性能理论评估方法

图 5.3 楼盖系统的抗弯承载力

类型I, 类型II, 类型III和类型IV所对应的内功 Winternal 分别根据式 (5.1), 式 (5.2), 式 (5.3)和式 (5.4)计算。

$$W_{\text{internal}} = (M'_{g} + m'_{sx}l_{y})\theta_{x} + ((1+n)M'_{b} + m'_{sy}l_{x})\theta_{y}$$
(5.1)

$$W_{\text{internal}} = (M'_{g} + 2m_{sx}l_{y} + 2m'_{sx}l_{y})\theta_{x} + (2(1+n)M_{b} + 2M'_{b} + 2m_{sy}l_{x} + 2m'_{sy}l_{x})\theta_{y}$$
(5.2)

$$W_{\text{internal}} = (2M_{\text{g}} + 2M'_{\text{g}} + 2m_{\text{sx}}l_{\text{y}} + 2m'_{\text{sx}}l_{\text{y}})\theta_{\text{x}} + (2nM_{\text{b}} + M'_{\text{b}} + 2m_{\text{sy}}l_{\text{x}} + 2m'_{\text{sy}}l_{\text{x}})\theta_{\text{y}}$$
(5.3)

$$W_{\text{internal}} = (2M_{\text{g}} + 2M'_{\text{g}} + 4m'_{\text{sx}}l_{\text{y}} + 4m'_{\text{sx}}l_{\text{y}})\theta_{\text{x}} + (2(1+2n)M_{\text{b}} + 2M'_{\text{b}} + 4m'_{\text{sy}}l_{\text{x}} + 4m'_{\text{sy}}l_{\text{x}})\theta_{\text{y}}$$
(5.4)

类型I所对应的外功 Wexternal 根据式(5.5)计算,类型II和类型III对应的 Wexternal 根据式(5.6)计算,而类型IV对应的 Wexternal 根据式(5.7)计算。

$$W_{\text{external}} = \omega_y l_x l_y \delta/6 \tag{5.5}$$

$$W_{\text{external}} = 2\omega_y l_x l_y \delta/3 \tag{5.6}$$

$$W_{\text{external}} = 4\omega_{\text{v}} l_{\text{x}} l_{\text{v}} \delta/3 \tag{5.7}$$

则,各柱子失效工况所对应的 ωy 可由式 (5.8) 求得。

$$W_{\text{internal}} = W_{\text{external}}$$
 (5.8)

如图 5.2 所示,在竖向位移达到 δ_y之前,理论模型的荷载-位移曲线假定为 直线。

5.2 塑性阶段

因为在图 5.2 (a) 对应的工况 (A1, A2, B1, B2 工况) 中悬链线机制和受拉 薄膜作用不能充分发展,因此假定在此情况下理论模型的荷载-位移曲线在位移 超过 δy之后直至 δu之前为一条水平线。Fu^[123]的研究发现,当竖向位移 δ 超过两 倍的组合梁截面高度后,结构的承载力将会下降,因此,将 δu 定义为两倍的组 合梁截面高度。

对于 5.2 (b) 对应的工况 (A3, B3, C1, C2, C3 工况) 来说, 在弹性阶段后 有另外两个阶段, 分别为塑性阶段和悬链线阶段。这两个阶段由竖向位移 & 所 界定,在此位移处,结构的悬链线机制和受拉薄膜作用所提供的承载力之和超 过了由抗弯机制所提供的承载力。式 (5.9) 给出了这两个阶段的荷载-位移曲 线。

$$\omega = \begin{cases} \omega_{\rm y} & (\underline{\vartheta}\underline{\psi}\widehat{\psi})\\ \omega_{\rm c} + \omega_{\rm m} & (\underline{\vartheta}\underline{\psi}\underline{\psi}\widehat{\psi}) \end{cases}$$
(5.9)

其中, ω_c 和 ω_m 分别代表由悬链线机制和受拉薄膜作用所承担的楼板均布 荷载。

5.3 悬链线阶段

A3, B3, C1, C2 和 C3 五种工况所对应的悬链线机制提供的承载力可根据图 5.4 计算得到。F_g为 x 方向主梁残余截面所提供的受拉屈服承载力, F_b和 F'b分 别为 y 方向与柱相连的次梁和与主梁相连的次梁的残余截面所提供的受拉屈服 承载力。对于梁柱栓焊节点来说, F_g和 F_b为剪切板和梁未断裂翼缘所提供的受 拉屈服承载力;对于次梁-主梁剪切板铰接节点来说, F'b为剪切板所提供的受拉 屈服承载力。A3, B3, C1, C2 和 C3 五种工况所对应的可分别由式 (5.10),式 (5.11),式 (5.12),式 (5.13)和式 (5.14)计算得到,可以看出 δ-ωc 曲线为

一条过原点的直线。



由图 5.4 可以看出,在五种可以发展悬链线抗力的柱子失效工况中,只有

同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法 C3 工况可以同时发展主梁和次梁两个方向的悬链线抗力。同理,双向受拉薄膜 作用也只能在C3 工况中发展,图 5.5 为其对应的计算简图。*T*x 和 *T*y分别为 x 方 向和 y 方向单位宽度楼板所发展的受拉薄膜力。*T*x 和 *T*y等于各自方向单位宽度 楼板钢筋和压型钢板所发展的屈服拉力。对于本文所采用的开口型压型钢板, 假定其受拉薄膜力只在沿板肋方向发展。并且,由于在压型钢板两端只在板肋 底部通过栓钉连接于钢梁上翼缘,则在沿其板肋方向所发展受拉薄膜力只考虑 板肋底部压型钢板的贡献。



图 5.5 C3 工况的双向受拉薄膜作用

在图 5.5.中,假定边长为 dx 和 dy 的单位面积矩形面元所承担的均布荷载为 ωm。则楼板在法线方向(z方向)的荷载平衡公式为

$$0 = \omega_{\rm m} dx dy - T_{\rm x} dy \frac{\partial z}{\partial x} + T_{\rm x} dy \left(\frac{\partial z}{\partial x} + \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} dx\right) - T_{\rm y} dx \frac{\partial z}{\partial y} + T_{\rm y} dx \left(\frac{\partial z}{\partial y} + \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} dy\right)$$
(5.15)

然后,可得

$$\frac{T_{\rm x}}{T_{\rm y}} \cdot \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} = -\frac{\omega_{\rm m}}{T_{\rm y}}$$
(5.16)

将上式中的 x 替换为 X,则可得式(5.17)

$$X = x \cdot \sqrt{T_y / T_x}$$
(5.17)

则式 (5.16) 可变为

$$\frac{\partial^2 z}{\partial X^2} + \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} = -\frac{\omega_{\rm m}}{T_{\rm v}}$$
(5.18)

在式(5.18)中,矩形楼板边界位置处($x=\pm l_x, y=\pm l_y$)的 z等于 0。则式(5.18)的解^[137,162]为

$$\frac{\omega_{\rm m} l_{\rm y}^2}{T_{\rm y} \delta} = \frac{\pi^3}{4 \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{n^3} (-1)^{\frac{n-1}{2}} \left\{ 1 - \frac{1}{\cosh\left[\left(\frac{n\pi l_{\rm x}}{2l_{\rm y}}\right) \sqrt{T_{\rm y}/T_{\rm x}}\right]} \right\}} = C$$
(5.19)

其中,C为定值。从而,可求得 om为

$$\omega_{\rm m} = C \frac{T_{\rm y} \delta}{l_{\rm y}^2} \tag{5.20}$$

由式(5.20)可知,曲线δ-ωm同样也是一条过原点的直线。

对于 A3, B3, C1 和 C2 工况来说,只有一个方向的受拉薄膜作用可以得到发展。如图 5.6 所示,以 C1 工况为例,消去式(5.16)中的 y 项可得式(5.21)。



图 5.6 C1 工况的单向受拉薄膜作用

$$\frac{\partial^2 z}{\partial x^2} = -\frac{\omega_{\rm m}}{T_{\rm x}} \tag{5.21}$$

式 (5.21) 的解为

$$\omega_{\rm m} = \frac{2T_{\rm x}\delta}{l_{\rm x}^2} \tag{5.22}$$

A3, B3 和 C2 工况所对应的单向受拉薄膜作用所提供的承载力也可按照同样的方法推得。

综上,分别由悬链线机制和受拉薄膜作用承担的荷载 ω_c和 ω_m均已求得,则位移 δ_i可按式 (5.23) 求得

$$\omega_{\rm y} = \omega_{\rm c} + \omega_{\rm m} \tag{5.23}$$

5.4 模型可靠性验证

图 5.7 和表 5.1 为理论模型的预测结果与五个带楼板框架结构试验结果的对比。这五个试件包括: Dat^[55]的试件 PE1, Qian^[62]的试件 MD, Fu^[83]的试件 2×3-S-PI,以及本文第 3 章的两个试件 2G1B-IN 和 2G1B-OUT。试件 PEI 为典型钢筋 混凝土结构,由混凝土梁和混凝土楼板组合,而试件 MD 为只有混凝土楼板的 无梁楼盖结构。剩下的三个试件为带压型钢板组合楼板的钢框架结构。在这五 个试件中,由于试件 2G1B-IN 有较强的水平边界约束,因此能够在大变形阶段 较好地发展悬链线承载力和受拉薄膜作用。而剩下的四个试件因为水平边界约 束较弱,因此在理论计算时,仅考虑了抗弯机制的贡献。



图 5.7 理论模型与试验结果对比

表 5.1 理论模型与试验结果对比

试件	结构型式	极限承载力 (kPa)		极限位移(mm)			
		试验	理论	理论/试验	试验	理论	理论/试验
PE1	混凝土结构	43.1	28.6	0.66	330	390	1.18
WD		25.9	20.9	0.81	159	110	0.69
2×3 -S-PI	组合结构	52.3	30.5	0.58	679	530	0.78
2G1B-OUT		25.6	17.5	0.68	748	600	0.80
2G1B-IN		34.6	26.4	0.76	816	600	0.74

从图 5.7 和表 5.1 的数据对比可以看出,除了试件 2×3-S-PI 极限承载力的理论预测值与试验实测值的比值为 0.58,其它四个试件的极限承载力的理论预测值与试验实测值的比值范围为 0.66~0.81。这是由于试件 2×3-S-PI 的梁跨度仅为 2 米,而组合梁的跨高比仅为 7.4,远小于钢结构梁跨高比的常见范围 10~20,从而导致组合梁内发展了较大的压力拱抗力,导致试验实测值远高于理论预测值。除此之外,由于理论模型是采用钢材的屈服强度来进行计算,没有考虑钢材应变强化的有利贡献,也会使得理论模型的预测值低于试验实测值。对于试件 2G1B-IN 来说,理论模型曲线在大变形阶段与试验曲线较为接近,但由于模型选用的终止位移较为保守,使得后期理论模型预测的承载力较低。虽然,该理论模型的预测值较为粗糙,但因其较为简单易用,可以用于在设计阶段对楼盖系统的抗连续倒塌能力做一个较为保守的初步估计。

除了试件 PE1 之外,其它四个试件理论预测的失效位移与试验实测的丧失 承载力的位移之比的范围为 0.69~0.80。对于 PE1 试件,其理论预测的失效位移 与试验实测的丧失承载力的位移之比为 1.18, 这是由于此试件在竖向位移为 330mm 时试件下方可供变形的位移空间被用尽,从而使得试验过早终止。如果 在试件 PE1 下方留有充裕的变形空间,则其荷载-位移曲线应当可以发展到更大 的位移处。

除了与试验结果相比较之外,在 7.1.2 节中还将此模型与数值模拟得结果相 比较。

5.5 本章小结

本章将组合楼盖系统在连续倒塌条件下的承载力看作是梁系统和楼板系统 各自贡献承载力之和,并忽略了两者之间的耦合作用,提出了适用于评价组合 楼盖系统抗连续倒塌性能的简化理论分析方法。此理论模型的预测结果与相关 楼盖子结构试验结果对比表明,此简化理论分析模型不仅适用于组合楼板钢框 架结构,也适用于带楼板的混凝土框架结构,并能够对带楼板框架结构在移除 柱子后的极限承载力和极限位移给出一个较为保守的预测值。

第6章 组合楼板钢框架结构体系的连续倒塌高效数值模拟

方法与参数分析

在实际工程的抗连续倒塌设计中,需要兼顾易操作性、计算效率且满足一 定精度要求的数值模型以辅助设计。尽管第4章已经建立了精度较高的壳-实体 单元精细模型,但其计算计算开销太大而难以应用于结构体系层次的连续倒塌 分析。针对以上问题,基于第4章的计算结果,本章建立了适用于组合楼板钢 框架结构体系连续倒塌分析的简化建模方法,并与第3章的楼盖子结构试验结 果对比验证。然后,借助此简化建模方法,分别研究了柱失效位置、结构层 数、组合楼板、梁柱连接型式、相邻跨、跨度和支撑布置方式等参数对组合楼 板钢框架结构抗连续倒塌性能和破坏模式的影响。本章的计算结果也是后续第7 章探索鲁棒性提升方法的基础。

6.1 钢-混凝土组合楼盖系统简化模型

在本节中,将会给出钢-混凝土组合楼盖系统的简化模拟方法,并基于第 3 章 2G1B-IN 试件的试验结果对其进行标定。

6.1.1 梁柱连接

图 6.1 给出了试件 2G1B-IN 中梁柱连接所对应的简化建模方法。其中主梁、 次梁和柱都为 Hughes-Liu 梁单元。梁柱连接的螺栓位置处设置对应的弹簧单 元。螺栓弹簧单元轴向的荷载-位移关系采用如图 6.2 所示的多折线本构关系。 基于螺栓连接的实际破坏模式,在螺栓弹簧单元的荷载-位移关系中仅定义在受 拉情况下会出现断裂。





图 6.2 螺栓弹簧单元的轴向荷载-位移关系

基于第四章中采用 Bai 模型的剪切板连接实体单元模型的计算结果,标定 剪切板处螺栓弹簧的多折线本构关系。经过多次迭代,直至简化模型的结果与 实体单元模型较为接近时为止,如图 6.3 所示。弹簧单元标定后的本构关系列于 表 6.1 中。接下来,将此标定后的弹簧单元应用于图 6.4 (a)的主梁梁-柱连接 模型中,用来标定主梁翼缘弹簧的本构关系。经过多次迭代,如图 6.4 (b)所 示,简化模型的结果与实体单元模型基本吻合,可以认为标定完成,标定后的 结果列于表 6.1 中。由于 2G1B-IN 试件中,次梁-柱连接处剪切板的材性及尺寸 与主梁-柱连接相同,则认为次梁-柱连接处螺栓弹簧的参数与主梁-柱连接螺栓 弹簧参数相同。



图 6.3 螺栓弹簧本构关系标定



图 6.4 主梁翼缘弹簧单元标定

表 6.1 2G1B-IN 试件梁柱连接弹簧参数

弹簧	$\delta_{\rm y}~({\rm mm})$	$t_{\rm y}({\rm kN})$	$\delta_{\mathrm{u}} (\mathrm{mm})$	t _u (kN)	$\delta_0(m mm)$
螺栓弹簧	1.6	107	16	117	17
主梁翼缘弹簧	0.02	300	1.7	400	2

6.1.2 组合楼板

如图 6.5 所示,在简化模型中压型钢板被分成了强条和弱条两种交错分布的 壳单元,两部分都平行于压型钢板板肋的方向。其中强条对应压型钢板板肋位 置处,此处组合楼板的厚度为 100mm,而弱条对应组合楼板得翼缘,其厚度为 50mm。每个强条壳单元沿厚度方向有七个积分点,其中混凝土楼板有四个积分 点,钢筋对应两个积分点,压型钢板对应一个积分点。压型钢板只在板肋底面 通过栓钉与钢梁上翼缘相连,从而只有此处的压型钢板才能发展受拉薄膜力; 此外,板肋处组合楼板具有较高的截面高度,使得板肋底面的压型钢板对截面 抗弯承载力的贡献明显高于楼板翼缘底面的压型钢板。因此,在弱条壳单元中 没有考虑压型钢板的贡献,因此在其厚度方向只有六个积分点。每个壳单元的 边长为 300mm。为了保持壳单元模型的连续性,两种壳单元均设置在了楼板厚 度方向一半高度处,即强条壳单元位于其对应几何形状的高度方向的中面,而 弱条壳单元则处于其对应几何形状的底面。



图 6.5 组合楼板分层壳单元模型

组合楼板内混凝土、钢筋和压型钢板均采用 LS-DYNA 中的 172 号材料模 拟,其可以模拟混凝土的受拉开裂和受压压溃,以及钢材的断裂。此材料模型 可以通过改变钢筋截面面积比例来表征素混凝土、钢筋或同时包含二者的钢筋 混凝土。为了避免两个垂直方向钢筋断裂行为的互相影响,如图 6.5 所示,两个 方向的钢筋分别用两个独立的钢筋积分点表示。壳单元底部的压型钢板积分点 仅定义了其沿板肋方向的应力应变关系,以反映其仅能在此方向发展受拉薄膜 力的受力特征。为了避免因过大的单元扭曲变形而导致的计算收敛问题,强条 和弱条处壳单元在塑性应变达到 30%时会被强制删除。

如图 6.6 所示,采用第四章所述的建模方法建立了边长为 2400mm 的正方形 压型钢板组合楼板精细化数值模型,并分别计算此模型在平行于板肋拉伸、垂 直于板肋拉伸和垂直于板肋弯曲三种工况下的性能。为了验证前述组合楼板壳 单元简化模型的准确性,如图 6.6 所示,建立了与精细化数值模型相同平面尺寸 的壳单元模型,并将其模拟结果与精细化模型的模拟结果进行对比。如图 6.7 所 示,在将压型钢板和钢筋的断裂应变定为 0.078 和 0.008 时,壳单元模型的模拟 结果与精细化模型结果吻合较好,证明了前述组合楼板壳单元简化建模方法的可靠性。





6.1.3 栓钉

如图 6.1 所示, 栓钉由 LS-DYNA 中的离散梁单元建立, 对应的材料为 119 号, 栓钉单元沿主梁轴向和此梁轴向的荷载-位移关系与 4.2.2 节一致。在模型 中, 仅允许栓钉单元在此两个自由度上发生剪切断裂, 在剩余四个自由度上通 过设置较大的弹性刚度来避免破坏。模型中栓钉在每个梁上的数目会随着梁网 格划分的疏密而变化, 同时也会随着变化的程度缩放模型中栓钉的抗剪承载 力。为了保证模型的准确性, 在栓钉数量改变处, 图 4.24 中栓钉的荷载位移曲 线会乘以实际栓钉数量与模型栓钉数量之间的比值。

6.1.4 标定结果

如图 6.8 所示,简化模型与试验的荷载-位移曲线吻合较好,此简化模型的标定工作完成。在梁翼缘断裂前,此简化模型的承载力发展趋势与试验大致一致。在梁翼缘断裂后,剩余结构继续承担去柱部位的荷载,但是简化模型预测值稍高于试验结果,但仍在合理范围内。在本章接下来的部分,将会基于此简化模型的建模方法来开展整体结构的参数分析。



图 6.8 2G1B-IN 试件简化模拟

6.2 组合楼板钢框架原型结构

组合楼板钢框架结构的经济跨度为6m至12m,因此第二章所采用的原型结构所设计的跨度相对较小。此外,由于受限于规范构造要求,第二章试验所采用的楼板厚度为100mm,而此厚度组合楼板的承载能力远大于此原型结构的设计荷载组合。因此,第二章中两个试件的抗倒塌承载力都远大于连续倒塌条件下所对应的荷载组合。为了更好的揭示现今大规模建造的钢框架结构的抗连续倒塌性能,依照中国规范^[129-135,163],重新设计了一栋5层组合楼板钢框架结构,

同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法

即原型结构 A。此结构的平面布置和立面布置分别表示在图 6.9 (a) 和图 6.9 (b) 中,其平面尺寸为 36 x 24 m,主梁跨度为 9m,次梁跨度为 6m,各层层高 均为 4.5m。此结构所处场地类别为二类,地震烈度为 6 度 (0.05g),基本风压 为 0.55kN/m²,地面粗糙度为 C。设计此结构所用的恒载 (DL) 为 5kN/m²,活载 (LL) 为 2kN/m²。次梁间距为 3m,开口型压型钢板沿东西方向布置,压型 钢板规格尺寸均与第二章相同。如图 6.10 所示,主梁-柱节点和次梁-柱节点均 采用栓焊刚接节点,次梁-主梁节点为剪切板铰接节点。此结构的详细信息如表 6.2 所示。结构中方钢管柱子的截面尺寸为^{-0400×400×12},H型钢主梁截面尺寸 为 H500×200×10×16,H型钢次梁截面尺寸为 H300×150×6.5×9。结构中所用 的压型钢板组合楼板与实际 2G1B-IN 相同。组合楼板与钢梁间通过直径为 19mm 的栓钉连接。此原型结构中压型钢板、钢筋、栓钉及混凝土的材性性能 假定均与试件 2G1B-IN 相同,而其它部件的钢材材性及断裂性能假定与 2G1B-IN 试件中主梁翼缘相同。



图 6.9 组合楼板钢框架原型结构 (原型结构 A)




图 6.10 原型结构 A 节点图

表 6.2 原型结构 A 参数

方向	跨度 (m)	梁截面	栓钉数量	螺栓
N-S	6	$H300 \times 150 \times 6.5 \times 9$	59	4个 M20 高强螺栓, D = 60mm
E-W	9	$H500 \times 200 \times 10 \times 16$	89	4个 M24 高强螺栓, D = 100mm

注:D为螺栓间距。

采用第 6.1.1 节的节点弹簧标定方法,如图 6.11 和图 6.12 所示,标定了原型 结构 A 主梁-柱节点和次梁-柱节点的弹簧参数,列于表 6.3 中。原型结构 A 中次 梁-主梁节点处的螺栓弹簧性能与次梁-柱节点螺栓弹簧相同。



图 6.11 原型结构 A 主梁-柱节点弹簧标定





图 6.12 原型结构 A 次梁-柱节点弹簧标定

衣 6.5 尿型结构 A 采杜连接弹黄豕

节点	弹簧	$\delta_{\rm y}({ m mm})$	$t_{\rm y}({\rm kN})$	$\delta_{\mathrm{u}}(\mathrm{mm})$	$t_{\rm u}({\rm kN})$	$\delta_0({ m mm})$
主沙 杜士占	螺栓弹簧	1.5	280	20	340	39
王光-任卫宫	梁翼缘弹簧	0.02	1354	2.05	1818	2.55
次梁-柱节点	螺栓弹簧	1	125	13.5	160	16
	梁翼缘弹簧	0.02	571	2	760	2.5

如图 6.13 所示,由于原型结构的对称特性,其底层柱的单柱失效工况一共 有九种,即 A1, A2, A3, B1, B2, B3, C1, C2, C3。在整体结构去柱工况的 pushdown 分析时,失效柱子在竖向均布荷载施加之前移除。在与移除柱子相邻跨度 内的楼板上,施加逐渐增大的均布竖向荷载,直至整个结构达到极限承载力。 此竖向均布荷载也同样施加在上部各层对应位置的楼板位置。在整体结构的 push-down 分析中,此此均布荷载由零开始逐渐增大,直至整体建筑丧失承载 力。



图 6.13 去柱工况

原型结构 A 各去柱工况的竖向变形模式及荷载-位移曲线如图 6.14 所示。其中,图 6.14 (b)中的竖向荷载转换为单位面积受荷楼板上的等效均布荷载。表 6.4 归纳了原型结构 A 各去柱工况的极限承载力 *R*_A,并将其与规范 ASCE 7-16 ^[136]规定的结构连续倒塌荷载组合 *R*_d (1.2 DL+0.5 LL)进行对比。对于原型结

构 A, R_d为 7 kN (1.2×5 kN+0.5×2 kN)。如表 6.4 所示,原型结构 A 的所有 去柱工况的极限承载力 R_A 均远远超过了对应的荷载组合 R_d,其中 C1 去柱工况 的极限承载力最高,为对应荷载组合的 4.90 倍,而 B2 去柱工况的极限承载力最 低,为对应荷载组合的 3.27 倍。这表明原型结构 A 能够成功避免由去除单个柱 子所导致的连续倒塌。在原型结构 A 中,A1、B1 和 C1 三种去柱工况的极限承 载力至少为荷载组合的 4.27 倍,而其它六种去柱工况除了 C3 工况的极限承载力 为荷载组合的 3.62 倍外,其余五种工况的极限承载力约为荷载组合的 3.3 倍左 右。A1、B1 和 C1 三种工况的极限承载力较高是因为相较于其它六种工况,这 三种去柱工况主梁所承担的楼板面积较小,仅为其它六种工况主梁所承担楼板 面积的一半。C3 去柱工况的极限承载力稍高于除 A1、B1 和 C1 三种工况外的其 它去柱工况,这得益于 C3 去柱工况的楼板在四周水平边界被约束后所发展的双 向空间拉结力。



a) 廿工儿立问又心侠」

同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法



(b) 荷载-位移曲线

图 6.14 原型结构 A 各去柱工况模拟结果

1.2DL+0.5LL		原型结	构A
	$R_{\rm d}({\rm kN/m^2})$	$R_{\rm A}({\rm kN/m^2})$	$R_{\rm A}/R_{\rm d}$
A1	7	30.61	4.37
A2	7	23.07	3.30
A3	7	23.12	3.30
B1	7	29.88	4.27
B2	7	22.87	3.27
B3	7	23.11	3.30
C1	7	34.29	4.90
C2	7	23.70	3.39
C3	7	25.36	3.62

表 6.4 原型结构 A 极限承载力

6.3 层数的影响

为了研究楼层数的变化对结构抗连续倒塌性能的影响,抽取了原型结构 A 中的第一层,研究其在各柱移除工况下的结构响应,并将各去柱工况所对应的 变形模式和荷载位移曲线分别示于图 6.15 和图 6.16 中。如图 6.16 所示,除了 A1 去柱工况外,五层和单层原型结构其它各去柱工况的荷载-位移曲线大致相同。 表 6.5 归纳了单层原型结构 A 各去柱工况的极限承载力 *R*A1,并将其与五层原型 结构 A 的极限承载力 *R*A进行对比。除了 A1 去柱工况外,五层原型结构 A 和单 层原型结构 A 在其它各去柱工况下的极限承载力差别均小于 10%。而在 A1 去 柱工况下,五层原型结构 A 的极限承载力 *R*A为单层原型结构极限承载力 *R*A1 的 1.15 倍,这是因为在此工况下五层原型结构 A 的各层之间依托于连接各层的角 柱发展了桁架承载机制,而单层原型结构 A 缺乏此抗力机制。但对于不是移除 角柱的去柱工况,桁架抗力机制对五层原型结构承载力的影响可以忽略。这表 明,在原型结构中每层所承担的荷载是相同的,也就是说结构的竖向荷载并没 有向某一层集中。因此,如果结构中每层的结构布置和尺寸都相同,则每层倾 向于只承担施加在其上的竖向荷载,因此楼层数不会明显改变结构的连续倒塌

工况下的性能。



图 6.15 单层原型结构 A 竖向位移图



图 6.16 不同层数原型结构 A 的荷载位移曲线对比

	五层原型结构 A	单层原型	结构A
	$R_{\rm A}({\rm kN/m^2})$	$R_{\rm A1}$ (kN/m ²)	$R_{ m A}/R_{ m A1}$
A1	30.61	26.51	1.15
A2	23.07	21.62	1.07
A3	23.12	22.51	1.03
B1	29.88	30.45	0.98
B2	22.87	24.22	0.94
B3	23.11	24.04	0.96
C1	34.29	31.54	1.09
C2	23.70	26.13	0.91
C3	25.36	24.77	1.02

同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法 素65不同已数原型结构 A 的极限承载力对比

6.4 组合楼板的影响

为了研究组合楼板对结构抗连续倒塌性能的影响,移除了单层原型结构 A 中的组合楼板,使其变成单层纯框架,通过在对于去柱位置处施加竖向位移荷载,研究其在各柱移除工况下的结构响应,并将其各去柱工况所对应的变形模式和荷载位移曲线分别示于图 6.17 和图 6.18 中。



图 6.17 单层原型结构 A 竖向位移图



图 6.18 有楼板和无楼板单层原型结构 A 的荷载位移曲线对比

表 6.6 归纳了无楼板单层原型结构 A 各去柱工况的极限承载力 R_{Alf},并将其 与有楼板单层原型结构 A 的极限承载力 R_{Al}进行对比。由表 6.6 可知,组合楼板 可以至少将无楼板的单层原型结构 A 的抗连续倒塌承载力提高 51%,在 C3 去柱 工况下甚至可以提高 114%。这表明,组合楼板可以极大地提高钢框架结构的抗 连续倒塌承载力,因此在钢框架结构抗连续倒塌分析中不能忽略组合楼板的贡 献。

	有楼板	无楼	板
	$R_{\rm A1}$ (kN/m ²)	$R_{\rm A1f}({\rm kN/m^2})$	$R_{\rm A1}/R_{\rm A1f}$
A1	26.51	14.82	1.79
A2	21.62	11.43	1.89
A3	22.51	14.92	1.51
B1	30.45	19.86	1.53
B2	24.22	12.98	1.87
B3	24.04	11.54	2.08
C1	31.54	20.61	1.53
C2	26.13	16.18	1.62
C3	24.77	11.57	2.14

表 6.6 楼板对单层原型结构	A极限承载力的影响
-----------------	-----------

6.5 梁柱连接形式的影响

在本节中,如图 6.19 所示,研究了栓焊连接(WFBW)和全焊连接(WFWW)这两种常用的梁柱刚接连接形式对原型结构 A 抗连续倒塌性能的影响。



图 6.19 梁柱连接形式

首先在构件层次对比了这两种连接形式的变形能力和承载力。如图 6.20 为 分布采用两种连接形式的半跨梁模型的次梁-柱节点和主梁-柱节点的模拟结 果。在此半跨梁模型中,靠近节点的部分为实体单元,远离节点的部分为壳单 元。与柱相连的节点的自由度被完全约束,单调的位移控制荷载施加在梁端。 如图 6.20 所示,对于次梁-柱节点来说,WFBW 连接极限承载力所对应的竖向位 移比 WFWW 连接极限承载力所对应的位移提高了 144%,但其极限承载力却比 WFWW 连接极限承载力所对应的位移提高了 144%,但其极限承载力所对 应的竖向位移比 WFWW 连接极限承载力所对应的位移提高了 147%,但其极限 承载力却比 WFWW 连接减小了 6.8%。



图 6.20 两种梁柱连接承载力发展对比

将五层原型结构 A 简化模型中的 WFBW 连接替换为上述 WFWW 连接后, 其各去柱工况所对应的荷载-位移曲线如图 6.21 所示。表 6.7 归纳了采用 WFWW 连接的原型结构 A 各去柱工况的极限承载力 *R*AW,并将其与采用 WFBW 连接的 原型结构 A 的极限承载力 RA进行对比。由表 6.7 可知,除了 C1、C2 和 C3 三种 去柱工况,梁柱节点分别为 WFBW 连接和 WFWW 连接的原型结构的极限承载 力大致相等。对于 C1、C2 和 C3 三种工况,采用 WFBW 连接的原型结构的极 限承载力分别比采用 WFWW 连接的原型结构的极限承载力提升了 9%,5%和 8%,这是因为这三种工况下的主梁梁端的水平位移均被相邻结构所约束,有利 于的发挥出 WFBW 连接在大变形时的承载力优势。此外,如图 6.21 所示,除了 A1 和 B1 去柱工况,采用 WFBW 连接的原型结构 A 的后期承载力明显优于采用 WFWW连接的原型结构 A 的后期承载力。因此,对于钢框架结构来说,WFBW 连接的抗连续倒塌性能明显优于 WFWW 连接。



同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法

图 6.21 梁柱连接形式对原型结构的影响

	有楼板	有楼板 无楼板	
	$R_{\rm A}$ (kN/m ²)	$R_{\rm AW}({\rm kN/m^2})$	$R_{ m A}/R_{ m AW}$
A1	30.61	29.64	1.03
A2	23.07	22.84	1.01
A3	23.12	23.24	0.99
B1	29.88	30.33	0.99
B2	22.87	22.11	1.03
B3	23.11	22.82	1.01
C1	34.29	31.46	1.09
C2	23.70	22.54	1.05
C3	25.36	23.52	1.08

表 6.7 节点连接形式对原型结构 A 极限承载力的影响

6.6 相邻跨的影响

如图 6.14 所示,去柱工况 C1 和 B1 的承载力发展非常不同,这说明边界约 束可以极大地改变原型结构在去除后的性能。通常,在实际建筑中,水平边界 约束的差别主要来自于相邻跨的数目。如图 6.22 所示,C1 和 C3 去柱工况被看 作研究的目标工况,相邻跨的数目是将要研究的参数,共对比分析了四种工 况:无相邻跨、一个相邻跨、两个相邻跨和三个相邻跨。这几种工况所对应的



图 6.24 相邻跨数对整体结构承载力的影响

从图 6.24 可以看出,相邻跨的存在可以极大地改变去柱后原型结构的响应。对于 C1 去柱工况,一个相邻跨的情况比无相邻跨情况的极限承载力提高了 21%,且一个相邻跨的情况在后期大变形结构发展了较为明显的悬链线承载

同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法

力,而无相邻跨的情况的加载曲线较为平缓,后期承载力没有明显提升。将 C1 工况相邻跨的数目增加至两个和三个,原型结构 A 的荷载-位移响应与一个相邻跨情况近似相同。对于 C3 去柱工况,一个相邻跨、两个相邻跨和三个相邻跨情况提高了 12%。但是,一个相邻跨、两个相邻跨和三个相邻跨达到极限承载力时的竖向 位移分别为无相邻跨情况时的 124%,113%,122%。基于上述讨论,与无相邻跨 工况对比,相邻跨的存在可以提高悬链线机制和受拉薄膜作用的发展程度,且 不会削弱原型结构的变形能力。对于原型结构来说,一个相邻跨就足以使得主 梁的悬链线机制和楼板的受拉薄膜作用得到充分发展。

6.7 跨度的影响

在本节中,梁跨度的影响通过改变主梁的跨度来研究。如图 6.25 所示,共 选择了三种在钢结构建筑中常见的梁跨度,分别为6m,9m,12m。其中,主梁 跨度为 9m 的即为 6.2 节的原型结构 A。除了主梁截面和柱截面不同外, 主梁为 6m 跨度和 12m 跨度的原型结构的所有的结构构件尺寸均与 9m 跨度的原型结构 A相同。并且,这些结构所处场地类别均为二类,地震烈度为6度(0.05g),基 本风压为 0.55kN/m², 地面粗糙度为 C。设计这些结构所用的恒载 (DL) 均 为 $5kN/m^2$,活载(LL) 均为 $2kN/m^2$ 。不同主梁跨度原型结构所采用的材料性能 均与原型结构 A 相同。其中, 6m 跨度和 12m 跨度选择的主梁截面分别为 H300×150×6.5×9 和 H700×300×13×24, 柱截面分别为□350×350×10 和□ 450×450×14, 其节点连接型式分别如图 6.26 和图 6.27 所示。这三种主梁跨度的 原型结构 A 的每层层高均为 4.5m。6m 主梁跨度原型结构 A 的主梁-柱节点弹簧 和次梁-柱节点弹簧的参数均与 9m 主梁跨度的原型结构 A 中次梁-柱节点弹簧参 数相同,并列于表 6.8 中。主梁跨度为 12m 的原型结构 A 中的主梁-主节点弹簧 的参数按照图 6.28 所示的标定方式而确定,并将其列于表 6.9 中。考虑到主梁 上部 100mm 厚的压型钢板组合楼板,则这三个建筑中主梁的跨高比均为 15。主 梁与楼板间通过19mm直径的栓钉连接,6m跨度和12m跨度主梁上的栓钉数量 分别为 59 和 119。在这三个结构中,次梁间距都是 3m。因此,跨度为 6m,9m 和 12m 的每个主梁上分别布置了 1 条、2 条和 3 条次梁。图 6.29 和图 6.30 为三 个结构变形模式与荷载-位移曲线的对比。



图 6.26 6m 主梁跨度原型结构节点图



图 6.27 12m 主梁跨度原型结构节点图

表 6.8 6m 主梁跨度原型结构 A 梁柱连接弹簧参数

弹簧	$\delta_{\rm y}({ m mm})$	$t_{\rm y}({\rm kN})$	$\delta_{\mathrm{u}}(\mathrm{mm})$	$t_{\rm u}({\rm kN})$	$\delta_0 ({ m mm})$
螺栓弹簧	1	125	13.5	160	16
梁翼缘弹簧	0.02	571	2	760	2.5



图 6.28 12m 主梁跨度原型结构主梁-柱节点弹簧标定



表 6.9 12m 主梁跨度原型结构 A 梁柱连接弹簧参数

(a) 6m 主梁跨度原型结构 A 竖向位移变形模式



(b) 12m 主梁跨度原型结构 A 竖向位移变形模式

图 6.29 不同主梁跨度的原型结构竖向位移图

表 6.10 归纳了主梁跨度对原型结构 A 各去柱工况的极限承载力的影响,其中 6m 主梁跨度原型结构 A 的极限承载力为 *R*A6,12m 主梁跨度原型结构 A 的极限承载力为 *R*A7,并分别将其与 9m 主梁跨度的原型结构 A 的极限承载力 *R*A和荷载组合 *R*d(1.2DL+0.5LL)进行对比。将主梁跨度由 9m 减小到 6m 后,最不利去柱工况依旧为 B2,但此工况对应的 *R*A6 仍远大于 *R*d,为 Rd 的 3.23 倍。对于主梁跨度为 12m 的原型结构 A,其最不利去柱位置为 A3,此工况对应的 *R*A12为 *R*d 的 3.39 倍。如图 6.30 和表 6.10 所示,在 B1、B2、C1和 C2 工况下,*R*A12均明显高于其对应的 *R*A6和 *R*A。如图 6.29 (b)所示,在这四个去柱工况(B1、B2、C1和 C2 工况)下,主梁跨度为 12m 的原型结构 A 的楼盖破坏只由楼板开裂引起,而次梁-柱连接和次梁-主梁连接均未失效。与此相反,主梁跨度为 9m 和 6m 的原型结构 A 在此四个去柱工况下的楼盖破坏均出现了次梁-柱连接和次梁-主梁连接的失效。B1、B2、C1和 C2 这四个去柱工况的共同点是,失效柱所影响的楼盖区域内均有处于建筑外围的主梁。与主梁跨度为 9m 和 6m 的原型结构 A 相比,主梁跨度为 12m 的原型结构 A 中外围跨度相对较长的主梁不能为

连于其上的次梁提供足够的水平约束,这有利于推迟沿次梁方向连接的失效。

对于这三座不同主梁跨度的原型结构 A 来说,在所有的柱子移除工况中, 移除主梁侧边柱 (B1 和 C1),以及移除角柱工况 (A1)都有较高的抗连续倒塌 承载力。而最不利的柱子移除工况倾向于出现在结构内柱 (B2、B3、C2 和 C3)和次梁侧边柱 (A2 和 A3)等位置处。此外,这三座主梁跨度的原型结构 A 在各种去柱工况下的极限承载力均至少为设计组合 Rd 的 3.23 倍,这表明原型 结构 A 所采用的组合楼板钢框架结构形式有较好的抗连续倒塌能力,而这主要 得益于现行的结构设计方法。在对钢框架结构进行抗震设计时,通常会忽略组 合楼板对梁截面抗弯能力的贡献,但这种较为保守的设计方法会显著提高钢框 架结构的抗连续倒塌能力。



图 6.30 不同主梁跨度的原型结构 A 荷载位移曲线

	9m 主導	梁跨度	6	m主梁跨厚	ŧ	12	2m 主梁跨/	叓
	$R_{\rm A}$ (kN/m ²)	$R_{\rm A}/R_{\rm d}$	R_{A6} (kN/m ²)	$R_{ m A6}/R_{ m A}$	$R_{ m A6}/R_{ m d}$	R_{A12} (kN/m ²)	$R_{\rm A12}/R_{\rm A}$	$R_{\rm A12}/R_{\rm A}$
A1	30.61	4.37	28.99	0.95	4.14	30.75	1.00	4.39
A2	23.07	3.30	27.05	1.17	3.86	29.36	1.27	4.19
A3	23.12	3.30	26.24	1.14	3.75	23.72	1.03	3.39
B1	29.88	4.27	26.10	0.87	3.73	38.00	1.27	5.43
B2	22.87	3.27	22.62	0.99	3.23	31.45	1.38	4.49
B3	23.11	3.30	23.42	1.01	3.35	25.84	1.12	3.69
C1	34.29	4.90	27.63	0.81	3.95	40.67	1.19	5.81
C2	23.70	3.39	25.57	1.08	3.65	33.93	1.43	4.85
C3	25.36	3.62	25.62	1.01	3.66	27.68	1.09	3.95

表 6.10 不同主梁跨度原型结构 A 的极限承载力

6.8 支撑的影响

为了研究支撑对组合楼板钢框架结构抗连续倒塌性能的影响,设计了如图 6.31 所示的原型结构 B。除了布置有支撑外,原型结构 B 的所有结构布置和尺 寸均与原型结构 A 一致。原型结构 A 和原型结构 B 分别按照 6 级抗震烈度(地震加速度 0.05g)和 8 级抗震烈度(地震加速度 0.20g)设计,原型结构 B 比原 型结构 A 中多出的地震荷载将由钢支撑承载。原型结构 B 中的钢支撑截面尺寸 为 H175 × 175 × 7.5 × 11,与梁柱节点刚接连接,如图 6.32 所示。



图 6.31 有支撑原型结构(原型结构 B)



第6章组合楼板钢框架结构体系的连续倒塌高效数值模拟方法与参数分析

图 6.32 原型结构 B 支撑节点图

原型结构 B 的简化模型如图 6.33 所示,除了布置支撑外,其余部分的建模 方法均与原型结构 A 相同。支撑通过 Hughes-Liu 梁单元模拟,支撑与梁柱节点 之间通过刚性杆相连。如图 6.32 所示,由于支撑连接的强度明显强于支撑截面 强度,故在建模中忽略了支撑连接的破坏,只考虑支撑截面在受拉作用下的断 裂和支撑在受压作用下的失稳。因为支撑与梁柱节点位置处的连接为刚接,则 节点弯矩会传递到支撑端部,可以起到与引发支撑受压失稳的初始缺陷相同的 作用,故在支撑建模时未设置初始缺陷。 同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法



图 6.33 原型结构 B 的简化模型

通过对比原型结构 A 和原型结构 B 在不同去柱工况下的破坏模式和荷载-位 移关系研究支撑对钢框架-组合楼板结构抗连续倒塌的影响。图 6.34 为两个原型 结构在达到极限承载力时对应的竖向变形模式。其破坏模式可大致归为两类: (1) 有梁柱连接失效和楼板开裂引起的楼盖破坏,(2) 由于过大的重分配荷 载而引起的底层柱受压失稳破坏。如图 5.34 所示,原型结构 B 的 C1 和 C3 工况 分别为楼盖破坏和柱破坏。原型结构 A 和原型结构 B 的荷载位移曲线绘于图 6.35。



图 6.34 原型结构 B 的竖向变形模式



第6章组合楼板钢框架结构体系的连续倒塌高效数值模拟方法与参数分析

图 6.35 原型结构 A 和原型结构 B 的荷载-位移曲线对比

表 6.11 归纳了原型结构 A 和原型结构 B 的主要模拟结果。除了 B2、B3 和 C1 柱子移除工况, 原型结构 B 的极限承载力 R_B 均明显高于原型结构 A 的极限 承载力 R_A,其中 C2 去柱工况提升比例最大,为 70%, B1 去柱工况提升比例最 少,为 29%。原型结构 A 和原型结构 B 在 B2、B3 和 C1 三种柱子移除工况下的 极限承载力和荷载-位移曲线没有发生明显变化。如图 5.31 所示, 原型结构 B 在 B2、B3 和 C1 柱子相连的跨度内没有布置支撑, 使得原型结构 B 在这三种去柱 工况下抗连续倒塌能力与原型结构 A 相同。在除了 B2、B3 和 C1 之外的六种去 柱工况下,都有支撑布置在与移除柱子相连的跨度内,这不仅使得这些去柱工 况的极限承载力得到大幅提升,更显著增强了这些去柱工况的前期竖向承载刚 度。在设置钢支撑后,A1,A2,A3,B1,C2和C3工况下的竖向变形均大幅减 小,这是由于支撑给失效柱提供了很强的竖向承托力,使得受影响区域楼盖的 变形主要为楼板的面外下垂, 而失效柱在楼板因过大的楼面荷载失效时仍未出 现较大的竖向位移。在设置了钢支撑后, C2 和 C3 工况的破坏模式由楼盖破坏 转变为柱破坏,余下的去柱工况的破坏模式没有发生变化。柱破坏模式表明结 构已达到此去柱工况下可能达到的最大竖向承载力,而结构发生楼盖破坏则说 明此时结构的竖向荷载尚不足以导致柱子破坏。基于上述讨论可知,如果钢支 撑设置在了与移除柱子相邻的跨度内,则原型结构在此种工况下的抗连续倒塌 承载力至少会提升 29%。此外,如图 6.31 所示,如果钢支撑设置在了与移除柱

子相邻的跨度内,则原型结构在此种工况下的竖向刚度也会有明显提高。

	原型结构 A (无支撑)	原型结构 B	(有支撑)
	$R_{\rm A}({\rm kN/m^2})$	$R_{\rm B}({\rm kN/m^2})$	$R_{ m B}/R_{ m A}$
A1	30.61	40.07	1.31
A2	23.07	38.42	1.67
A3	23.12	36.05	1.56
B1	29.88	38.64	1.29
B2	22.87	22.92	1.00
В3	23.11	23.51	1.02
C1	34.29	33.62	0.98
C2	23.70	40.37	1.70
C3	25.36	42.11	1.66

表 6.11 原型结构 A 和原型结构 B 的极限承载力对比

6.9 影响组合楼板钢框架结构体系抗连续倒塌承载力发展的因素

基于上述参数分析可以得出,组合楼板的存在可以显著提高钢框架结构的 抗连续倒塌承载力,这既包括前期组合楼板通过发展塑性铰线而提供的抗弯承 载力,也包括在后期发挥的不同程度的受拉薄膜作用。如图 6.18 所示,除了 A1、A2 和 B1 这三个明显缺乏边界水平约束的去柱工况,纯框架结构的其它各 去柱工况的荷载-位移曲线均有前后两个明显的承载力峰值,一个对应梁翼缘开 裂,一个对应于梁柱连接彻底失效。钢框架在设置了组合楼板之后,荷载-位移 曲线变得较为平缓,并未表现出有明显的峰值。这是因为组合楼板在由抗弯机 制向后期受拉薄膜作用过渡时组合楼板内的钢筋和压型钢板不会因前期的弯曲 变形而断裂,这保证了组合楼板在大变形时有足够的截面完整性来发展薄膜拉 力。此外,钢框架结构的荷载-位移曲线因设置组合楼板变得平稳,这有利于提 高钢框架结构在动力荷载下的可靠性,不会因为突然的荷载下降而引起过度震 荡。

在 6.5 节中,对比了栓焊混合节点和全焊节点对组合楼板钢框架结构抗连续 倒塌性能的影响。虽然,在各去柱工况下,两种节点对组合楼板钢框架结构极 限承载力的影响不大,但是,与全焊节点相比,栓焊混合节点会显著改善结构 在后期的承载力性能。如图 6.21 所示,在 A2、A3、B2、B3、C2和C3工况下, 设置全焊节点的结构在达到极限承载力后,其荷载-位移曲线会迅速下降,进而 丧失承载力。这是因为,在梁翼缘弹簧断裂后,全焊接节点的腹板弹簧和剩余 的翼缘弹簧会迅速断裂,使得结构丧失发展悬链线机制的能力。在这 6 个工况 下,得益于栓焊混合节点腹板剪切板螺栓弹簧具有很好的变形能力,不会在翼 缘弹簧断裂后立即丧失承载力,设置栓焊混合节点的结构在达到峰值荷载后, 其荷载-位移曲线不会立即下降,而是进入一个平台期。这个平台期将会使得设 置栓焊混合节点的结构在动力荷载下的表现要比设置全焊节点的结构可靠。

水平边界约束会明显改变梁的悬链线机制的发展。如图 6.18 所示, B2、 B3、C1、C2 和 C3 工况下纯框架的失效位移明显大于设置组合楼板后的钢框架 的失效位移。这是因为,在加载过程中,楼板可以像加劲肋一样阻止模型外围 的柱子向模型内部移动,从而约束了与失效柱连接的梁的远端的水平位移,因 此会使得梁柱节点的失效位移减小,从而使得有楼板框架比无楼板框架的失效 位移要小。

通过 6.2 节对原型结构 A 的各去柱工况的模拟,和 6.6 节对相邻跨的研究表明,只有在约束主梁梁端和组合楼板沿板肋方向的水平位移后,结构的后期承载力才能超越其前期的荷载峰值。但是,与一个相邻跨相比,增加相邻跨的数量并不能提高边界水平约束能力,也不能改变目标去柱工况的抗连续倒塌性能。

支撑不仅能够有效提升结构抵抗水平荷载的能力,也能够极大地提升其所 在位置的抗连续倒塌能力。支撑可以斜向地将竖向荷载直接传至柱底。而抗弯 机制、悬链线机制或楼板薄膜作用等传力机制需要先将竖向荷载水平地传至相 邻柱,在由相邻柱传至柱底,在此过程中,传力路径发生两次垂直改变,必然 会在传力路径改变处引起弯矩,导致额外的材料消耗。因此,在连续倒塌情况 下,支撑的传力路径明显优于抗弯机制、悬链线机制或楼板薄膜作用等传力机 制。但是,由于建筑功能的要求,支撑并不能够布置在每一个跨度内。因此, 应该综合考虑建筑的功能和抗震设计的要求,将支撑尽量设置在抗连续倒塌能 力较弱的位置。

6.10 本章小结

本章建立了适用于组合楼板钢框架结构体系连续倒塌分析的简化建模方法,此方法可以模拟梁柱刚接连接和组合楼板的非线性和失效行为,其有效性通过与第3章的单层楼盖子结构的试验结果对比得到验证。然后,基于按照中国规范设计的原型结构,分别研究了柱失效位置、结构层数、组合楼板、梁柱连接型式、相邻跨、跨度和支撑布置方式等参数对原型结构抗连续倒塌性能和破坏模式的影响。本章结论可总结如下:

(1)在组合楼板钢框架结构中,移除内柱工况和移除次梁侧边柱工况的抗 连续倒塌承载力较低,而移除角柱工况和移除主梁侧边柱工况的抗连续倒塌承 载力较高。 同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法

(2)组合楼板钢框架结构的层数对除角柱外的其它柱失效模式的抗连续倒塌承载力影响可以忽略,亦即,在这些柱失效工况下,每层倾向于只承担施加 在其上的竖向荷载,因此楼层数不会明显改变结构的连续倒塌工况下的性能。 但对角柱失效工况来说,由于层间桁架抗力机制的贡献,多层结构比单层结构 的的抗连续倒塌承载力要高。

(3)组合楼板可以将无楼板的单层原型结构 A 的抗连续倒塌承载力至少提高 51%。因此,在钢框架结构抗连续倒塌分析中不能忽略组合楼板的贡献。

(4)与全焊连接相比,虽然栓焊连接不能明显提升组合楼板钢框架结构的 抗连续倒塌承载力,但是采用栓焊连接的组合楼板钢框架结构的后期承载力明 显优于采用全焊连接的组合楼板钢框架结构的后期承载力。因此,对于组合楼 板钢框架结构来说,栓焊连接的抗连续倒塌性能明显优于全焊连接。

(5)相邻跨的存在可以提高悬链线机制和受拉薄膜作用的发展程度,且不 会削弱组合楼板钢框架结构的变形能力。对于原型结构 A 来说,一个相邻跨就 足以使得主梁的悬链线机制和楼板的受拉薄膜作用得到充分发展。

(6) 主梁跨度分别为 6m、9m 和 12m 的原型结构 A 在各种去柱工况下的极限承载力均至少为对应设计组合 Rd 的 3.23 倍,这表明原型结构 A 所采用的组合楼板钢框架结构形式具有较好的抗连续倒塌能力。

(7)如果钢支撑设置在了与失效柱子相邻的跨度内,则原型结构A在此种 工况下的抗连续倒塌承载力至少会提升 29%,同时会大幅提升此种工况下的剩 余结构的竖向刚度。

(8)在设计具有抗连续倒塌性能的结构时,底层柱子或结构下部分柱子的 竖向承载能力要能够承担重分配而来的竖向荷载,不至发生失稳破坏。

(9)组合楼板钢框架结构在柱子失效工况下的破坏模式可归为两类:由梁 柱连接失效和楼板开裂引起的楼盖破坏;由过大的重分配荷载而引起的底层或 结构下部柱子受压失稳破坏。

148

第7章组合楼板钢框架结构体系抗连续倒塌评估策略与鲁

棒性提升方法

在进行结构抗连续倒塌性能设计时,即需要有简便可靠的抗连续倒塌性能 评估手段,对于不满足要求的设计方案,也需要有兼顾工程可操作性和经济性 的鲁棒性提升方法。为此,在第4章和第6章的基础上,本章给出了适用于评 估组合楼板钢框架结构体系抗连续倒塌性能的多尺度高效数值分析体系,并将 第5章的简化理论分析方法推广到了结构体系层次。在实际设计应用中,可针 对不同的精度需求选择合适的分析手段。最后,借助于多尺度高效数值分析手 段,本章给出了基于改进型节点和支撑优化布置的鲁棒性提升方法。

7.1 组合楼板钢框架结构体系抗连续倒塌性能评估策略

7.1.1 多尺度高效数值分析体系

第 4 章和第 6 章的内容给出了适用于分析组合楼板钢框架结构体系各结构 尺度抗连续倒塌性能的数值计算方法,其间的相互关系如图 7.1 所示。



图 7.1 多尺度高效数值分析体系

同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法

首先,基于不同应力状态钢材材性试验结果,标定了同时考虑应力三轴度 和罗德角的韧性金属断裂模型,并将其用于全实体单元高精度有限元模型的计 算。为了提高计算效率,将全实体单元模型的计算结果结合足尺试验结果依次 建立了壳-实体精细有限元模型和梁-壳高效有限元模型。其中,壳-实体精细有 限元模型的主要钢构件采用壳单元,混凝土采用实体单元。用于此实体单元的 混凝土损伤塑性模型需要根据实际材性试验结果标定。壳-实体精细有限元模型 适用于楼盖子结构层次的数值分析,可以细致地分析压型钢板连续性、梁柱连 接形式和梁板组合作用等构件参数对楼盖子结构抗连续倒塌能力的影响。梁-壳 高效有限元模型的主要钢构件采用梁单元, 组合楼板采用分层壳单元。此分层 壳单元的材料参数需要根据壳-实体精细有限元模型的计算结果或组合楼盖子结 构的试验结果进行标定。梁-壳高效有限元模型适用于钢框架整体结构层次的数 值分析,可以针对层数、梁跨度和抗侧力构件布置方式等结构参数开展模拟, 分析其对钢框架整体结构抗连续倒塌能力的影响。如图 7.1 所示,为了确保壳-实体精细有限元模型和梁-壳高效有限元模型计算结果的准确性,在对应结构模 型中选取可能发生失效破坏的关键连接部位建立考虑金属韧性断裂行为的全实 体高精度失效连接有限元模型,并将其计算结果用于标定对应的失效连接精细 模型和失效连接高效模型。

用图 7.1 所示的多尺度高效数值分析方法对组合楼板钢框架结构进行 pushdown 分析,即可以得到其各结构尺度的抗连续倒塌性能曲线。此种方法适用于 对计算结果精度要求较高的情况。

7.1.2 简化理论评估方法

第 5 章给出了计算单层组合楼盖系统连续倒塌抗力的简化理论评估方法, 现将此理论评估方法拓展到组合楼板钢框架结构。6.3 节的计算结果表明,对于 各层楼盖结构一致的组合楼盖钢框架建筑,其在各去柱工况下的抗连续倒塌能 力近似等于与其具有相同楼盖结构的单层楼盖系统的抗倒塌能力乘以层数。因 此,从每层楼盖承担荷载的能力来看,各层楼盖结构相同的组合楼板钢框架结 构的抗连续倒塌能力等于其单层楼盖的抗连续倒塌能力。因此,可直接按照第5 章的计算方法来计算规则的组合楼板钢框架结构的抗连续倒塌能力。

图 7.2 为第 6 章中原型结构 A 各柱子移除工况的理论预测与数值模拟结果的 荷载-位移曲线对比,可以看出理论预测的极限承载力值与数值模拟的计算结果 较为吻合。所以,此简化理论评估方法可以预测带楼板框架结构在连续倒塌工 况下的性能表现,并能给出一个较为保守的极限承载力预测值。此种方法适用 于对计算结果精度要求不高,且需要对结构的抗连续倒塌性能进行初步评估的



图 7.2 理论模型与原型结构 A 数值模拟结果对比

不过,与单层楼盖结构不同的是,多层甚至高层组合楼板钢框架结构在移除柱子之后,与失效柱相邻的柱子会承担很大的重分配重力荷载,这很可能会导致柱子在楼盖结构丧失承载力之前先因受压失稳而破坏。6.8 节中,添加了支撑之后,C2、C3 工况的破坏就是因柱子受压失稳而引起的。这种现象在高层建筑中可能会更加严重,Bao^[92]在模拟一个 10 层的钢筋混凝土整体结构时,由于结构在突然去柱后发生了相邻柱的受压失稳破坏,整体结构在突然去柱后的抗倒塌能力仅为单层楼盖子结构的一半。因此,单层楼盖子结构得到的结果可能会高估了整体结构的抗倒塌性能,要考虑去柱区域的荷载分配到相邻区域后对相邻区域的影响。所以,在设计具有抗连续倒塌性能的结构时,底层柱子或结构下部分柱子的竖向承载能力要足够承担重分配而来的竖向荷载。对于如图 7.3 所示的规则结构,在发生柱子失效后,各类型柱可能出现的最大附属面积如阴影部分所示。图 7.3 中,*l*₆代表主梁跨度,*l*₈代表次梁跨度,则角柱、主梁侧边柱、次梁侧边柱和内部柱在连续倒塌工况下可能负担的最大附属面积分别为0.5*l*₆*l*₈, *l*₆*l*₈和1.5*l*₆*l*₈。因此,在结构设计阶段,这些柱子的竖向承载力要能够承担其最大附属面积内其上各层的竖向荷载之和。



图 7.3 各柱最大附属面积示意图

7.1.3 抗连续倒塌能力确定方法

利用前述多尺度高效数值分析体系或简化理论分析方法,可以得到组合楼 板钢框架结构在连续倒塌条件下的非线性静力响应。基于能量守恒的方法^[114], 可以按图 7.4 中的方法将非线性静力响应转化为等效动力响应。结构在达到静力 响应极值 Fsu后,结构的承载能力会变得不稳定,甚至出现较大的振荡,这可能 会使得结构在动力荷载作用下出现突然破坏。因此,将静力响应极值 Fsu 对应的 位移定为等效动力响应曲线的终止点^[92,164]。在此终止点之前,等效动力响应曲 线达到的极值 Fdu即可认为是结构在对应工况下的抗连续倒塌能力。



图 7.4 抗连续倒塌能力的确定方法

7.1.4 抗连续倒塌能力评估与设计流程

图 7.5 为组合楼板钢框架结构体系抗连续倒塌性能评估方法和抗连续倒塌设 计流程。其思路为根据实际情况选择多尺度数值建模分析或简化理论分析的方 式来得到目标结构的非线性静力响应曲线。通过能量守恒的方式的将非线性静 力响应曲线转换成等效动力响应曲线,从而得到对应的动力响应极值 Fdu,此值 可看作目标结构的抗连续倒塌能力。目标结构的抗连续倒塌需求可以由对应连 续倒塌等偶然事件的设计荷载组合计算得到。若目标结构的抗连续倒塌能力大 于其抗连续倒塌需求,则认为此目标结构能够抵抗连续倒塌破坏,否则,就要 选择合适的抗连续倒塌鲁棒性提升方法对目标结构进行重新设计,然后,对重 新设计后的目标结构的抗连续倒塌性能进行重新评估,直至其抗连续倒塌能力 大于抗连续倒塌需求为止。



图 7.5 结构抗连续倒塌能力评估与设计流程

7.2 组合楼板钢框架结构体系抗连续倒塌鲁棒性提升方法

7.2.1 抗连续倒塌鲁棒性提升方法分类

基于本文足尺结构试验和多尺度高效数值分析的结果,并总结归纳其他学

同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法 者的研究成果,图 7.6 给出了方便工程实际应用的提升采用刚接节点的组合楼板 钢框架结构抗连续倒塌鲁棒性的方法,其可划分为三类,分别为直接方法、构 造方法和优化方法。



图 7.6 组合楼板钢框架结构抗连续倒塌鲁棒性提升方法

直接方法为通过增大梁高、楼板厚度或梁板材料强度等较为简单的方式提 高钢框架结构的抗弯能力,从而提升整体结构的抗连续倒塌性能。

构造方法为采用较为常规的手段来达到改善梁柱节点和组合楼板在连续倒 塌工况下变形能力、后期抗力发展以及破坏模式的目的。对于梁柱刚接节点来 说,改善节点的变形能力能够避免节点梁柱连接的过早破坏,使得梁柱连接在 后期大变形阶段仍保有较大的截面面积来承担悬链线机制产生的轴拉力。因 此,对与梁柱刚接节点来说,增强变形能力是提升后期承载力性能的必要条 件。试验研究证明,栓焊节点、全螺栓节点和狗骨式削弱节点的变形能力和后 期大变形阶段的发展悬链线机制的能力均优于全焊节点[165,166]。因此,在设计钢 框架结构时宜选用以上三种刚接节点形式。在连续倒塌工况下,钢管内隔板不 能可靠地传递柱两侧梁翼缘之间的拉力,这会制约梁柱节点悬链线抗力的发 展,为了避免此类破坏现象,宜将内隔板构造改为隔板贯通构造[42]。试验结果 表明,螺栓沿梁高方向分散布置时,腹板处的剪切板螺栓连接易出现延性较高 的孔壁承压破坏,而螺栓在梁腹板中心集中布置会使剪切板沿横截面剪断,这 种破坏方式延性较差,因此推荐剪切板处螺栓尽量单排沿梁截面高度分散布置 ^[167]。第 4 章的单层组合楼盖系统计算结果表明,提升压型钢板连续性、提高钢 筋连续性和增强梁板间的组合作用都能改善楼盖子结构在连续倒塌工况下的后 期承载力。

优化策略为优化抗侧力构件布置方式或采用具有二次防线的改进型梁柱节 点等手段实现提升整体结构抗连续倒塌性能的目的。6.8 节的计算结果表明,在 失效柱相邻跨内布置支撑会显著提升对应工况下的抗连续倒塌承载力,同理, 剪力墙或填充墙也会明显改善其所在区域的抗连续倒塌能力。因此,在按照 7.1.4 节的方法评估了各去柱工况下的抗连续倒塌能力后,可以尽量在满足建筑 要求和抗震要求的前提下,将支撑、剪力墙等抗侧力构件设置在抗连续倒塌能 力较弱的位置附近。不过,如 7.2.3 节所述,为了避免支撑可能会削弱其相邻区 域内柱子在突然移除工况下的承载力,需要对与支撑相邻的柱子失效工况的抗 连续倒塌能力进行有限元分析。通过对抗连续倒塌能力较弱位置处的梁柱节点 进行特殊设计,增强其发展悬链线机制的能力,也可以提升钢框架结构的抗连 续倒塌鲁棒性。图 7.7 为 Qin^[41]设计的翼缘增强型梁柱节点,其通过在梁翼缘高 强摩擦型螺栓连接处设置长圆孔来延缓梁翼缘的断裂,因此,增强了梁柱节点 的转动能力,从而保证此节点在大变形时能够发展极大地悬链线抗力。



图 7.7 翼缘增强型梁柱节点示意图

图 7.7 所示的梁柱节点在梁上翼缘位置处设置了螺栓,这可能会妨碍钢-混 凝土组合楼板的施工,也可能影响梁板之间的组合作用。为了避免这个问题, 在 7.2.2 节中给出了一种在梁内设置钢绞线的改进型梁柱节点。

7.2.2 基于钢绞线改进型节点的抗连续倒塌性能提升方法

目前,已有多名学者^[89,168-171]研究了在钢梁腹板区域设置后张预应力钢绞线 对梁柱节点抗连续倒塌性能的提升作用。但是,以上学者的研究中,钢绞线均 为贯通布置,且都施加了一定程度的预应力。其目的是通过在梁-柱节点区域布 置贯通钢绞线来达到为结构在梁柱节点失效后提供二次防线的目的。不过,贯 通的钢绞线一旦在某一个节点位置处发生断裂,就会导致同一方向上其它位置 处的节点也随此节点一起失去相应钢绞线的承载力贡献。鉴于此,如图 7.8 (a)所示,本文提出了一个钢绞线在各节点之间不连续的改进型节点。此节点 包括柱、H 型梁、钢绞线以及锚固钢绞线端部位移的加劲肋。除了设置了钢绞 线之外,图 7.8 (a)所示的节点的其它尺寸及材料性能均与 2G1B-IN 试件种的 主梁-柱节点一致。此处选用钢绞线的屈服强度为 1800 MPa,抗拉强度为 1900 同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法

MPa,断裂应变为0.05。如图7.8(a)所示,共有四根钢绞线布置于梁柱连接位置,每根钢绞线的名义截面积为 98.7 mm²。钢绞线的面积是根据全部钢绞线的 抗拉屈服承载力应大于梁全截面的抗拉屈服承载力来决定的。



图 7.8 钢绞线改进型梁-柱节点模型

首先,基于半跨梁柱连接模型,研究钢绞线改进型节点对梁柱节点的改进 效果,其对应的有限元模型如图 7.8(b)所示。除了钢绞线之外,其它部分的 建模方法与 4.1.1 节相同, 且钢材断裂选用 Bai 模型。钢绞线选用桁架单元模 拟,且其末端的锚固连接通过将钢绞线桁架单元节点的自由度与梁截面节点的 自由度耦合而模拟。在此半跨梁柱连接模型的梁末端施加竖向的位移荷载。图 7.9(a)对比了有无钢绞线对梁柱连接性能的影响,同时,也研究了钢绞线长 度的影响。在图 7.9 (a) 对应的模型中,钢绞线中没有施加预紧力。在设置了 钢绞线之后,节点的承载力和变形能力都比无钢绞线时得到了明显提升。在所 有的模拟结果中,当钢绞线在梁内的长度 L。等于三倍的钢梁截面高度 hf时,竖 向承载力相对于无钢绞线节点的提升幅度最高,为3.66倍。同时,当4等于三 倍的钢梁截面高度 hf时,节点在最大承载力对应的位移也最大,比无钢绞线节 点的对应值提高了 98%。在接下来的模拟中,钢绞线的长度都按 $l_s = 3h_f$ 选定。 此外,本节还研究了钢绞线的预紧力对节点性能的影响。如图 7.9(b)所示, 钢绞线的预紧力参数由钢绞线预紧力与其屈服承载力的比值 β 来反映。图 7.9 (b)的模拟结果表明钢绞线的预紧力对梁节点的承载力性能和变形能力没有影 响。梁的悬链线承载力依赖于梁的轴拉力和节点的变形能力,而在后期大变形 阶段,钢绞线已达到屈服强度,此时悬链线的发展程度主要依赖于悬链线的断 裂应变。在 β =80%时,钢绞线的初始拉应变为0.007,则此钢绞线在断裂前的应 变变化范围为 0.43, 与未施加预紧力时钢绞线的应变变化范围 0.05 相比差别较 小,使得钢绞线的预紧力对后期悬链线承载力和变形能力的影响较小。因此,

在接下来的模拟中,钢绞线的都按照梁内长度为 ls = 3hf,且无预应力而布置。



图 7.9 钢绞线改进型梁-柱节点荷载位移曲线

将此钢绞线改进型节点引入到了原型结构 A 中,将其所有的主梁-柱节点和 次梁-柱节点均替换为钢绞线改进型节点,并将此加强后的原型结构 A 称为原型 结构 C。在原型结构 C 中,主梁-柱节点处布置 4 根钢绞线,每根名义截面面积 为 406.5mm²,次梁-柱节点处也布置 4 根钢绞线,每根名义截面面积为 165.0mm²。如图 7.10 所示,在简化模型中钢绞线由桁架单元建立,每个桁架单 元的截面积等于其对应梁截面高度位置处的两根钢绞线截面积之和。在简化模 型中,钢绞线一端通过一个刚性杆与梁相连,另一端固定在对应高度的梁柱连 接区域,桁架单元的单元尺寸为 50mm。



图 7.10 钢绞线改进型梁-柱节点的简化模型

原型结构 C 各去柱工况的竖向变形模式和荷载-位移曲线分别示于图 7.11 和 图 7.12 中,相关的模拟结果也归纳于表 7.1 中。在设置了钢绞线改进型节点后, 在所有去柱工况下,原型结构 C 的极限承载力 Rc 均超过了其对应原型结构 A 的 极限承载力 RA。对于原型结构 A 来说, A2、A3、B2、B3、C2 和 C3 去柱工况 是抗连续倒塌能力较弱的几个工况。在设置了钢绞线改进型节点后,这六个去 柱工况的最大承载力至少提高了 11%,其中 A3 去柱工况的提升比例达到了 24%。这些去柱工况抗连续倒塌承载力的提升得益于钢绞线改进型节点提升了 同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法 梁内悬链线机制的发展。在原型结构 C 所有的去柱工况中,A1 去柱工况是提升 比例最少的,仅为 3%,这是因为移除角柱时,抗连续倒塌承载力主要由梁和楼 板的抗弯机制,以及各层之间的桁架机制所提供,钢绞线改进型节点在此种情 况下难以发挥作用。



图 7.11 原型结构 C 的竖向变形模式



第7章组合楼板钢框架结构体系抗连续倒塌评估策略与鲁棒性提升方法

图 7.12 原型结构 A 与原型结构 C 的荷载-位移曲线对比

	原型结构 A	原型结	构 C
	$R_{\rm A}({\rm kN/m^2})$	$R_{\rm C}$ (kN/m ²)	$R_{\rm C}/R_{\rm A}$
A1	30.61	31.67	1.03
A2	23.07	26.81	1.16
A3	23.12	28.76	1.24
B1	29.88	33.08	1.11
B2	22.87	26.27	1.15
B3	23.11	25.80	1.12
C1	34.29	37.00	1.08
C2	23.70	27.58	1.16
C3	25.36	28.04	1.11

表 7.1 原型结构 A 与原型结构 C 极限承载力对比

依照图 7.4 给出的方法,将图 7.12 中原型结构 A 和原型结构 C 的非线性静力响应曲线转换成等效动力响应曲线,如图 7.13 所示,并将各自的等效动力极限承载力归纳于表 7.2 中。对于原型结构 A 来说,在静力加载情况下,A2、A3、B2、B3、C2 和 C3 去柱工况是抗连续倒塌能力较弱的几个工况,这几个工况所对应的极限承载力差别不大。在转换成动力响应后,B2 和 B3 工况的承载能力明显弱于 A2、A3、C2 和 C3 去柱工况。这是因为,如图 7.12 和图 7.13 所示,B2 和 B3 工况在静力加载时达到极限承载力时的位移较小,且在达到极限承载力后荷载-位移曲线呈现较为明显的下降趋势,这说明主梁因水平边界缺乏

同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法 水平约束而难以充分后期悬链线承载力。B2 和 B3 两个工况的动力极限承载力 约为对应荷载组合的 2.45 倍,因此,可以说原型结构 A 具有抵抗因单个柱子失 效而出现连续倒塌的能力。通过对比原型结构 A 和原型结构 C,可以看出,在 设置了钢绞线改进型梁柱节点,各去柱工况的等效动力加载下的极限承载力都 有所提升,其中,A2、B2、B3 和 C1 工况提升最为明显。在原型结构 C 中,最 不利去柱工况仍为 B2、B3、C2 和 C3 等内柱移除工况,但其动力极限承载力至 少为对应荷载组合的 2.92 倍,比原型结构 A 最不利工况的动力极限承载力提高 了 19%。



图 7.13 原型结构 A 与原型结构 C 的等效动力荷载-位移曲线

	1.2DL+0.5LL	原型结构 A		原型结构 C	
	$R_{\rm d}({\rm kN/m^2})$	$R_{\rm A}$ (kN/m ²)	$R_{\rm A}/R_{\rm d}$	$R_{\rm C}({\rm kN/m^2})$	$R_{\rm C}/R_{\rm A}$
A1	7	23.22	3.32	26.66	1.15
A2	7	18.67	2.67	22.14	1.19
A3	7	20.22	2.89	22.27	1.10
B1	7	24.58	3.51	28.07	1.14
B2	7	17.12	2.45	20.45	1.19
B3	7	17.27	2.47	20.49	1.19
C1	7	25.41	3.63	29.86	1.18
C2	7	19.84	2.83	20.79	1.05
C3	7	19.98	2.85	21.17	1.06

表 7.2 原型结构 A 与原型结构 C 等效动力极限承载力对比
7.2.3 抗连续倒塌鲁棒性提升方法讨论

利用图 7.4 中给出的基于能量守恒的方法,可以得到第 6 章中各非线性静力 模拟所对应的动力极限承载力,并将其绘于图 7.14 中。图 7.14 中的水平虚线代 表 *R*d。对于"单层无楼板"的纯框架结构来说,A2、B3 和 C3 工况非常接近 *R*d,这在动力去柱情况下非常可能发生连续倒塌。因此,仅仅依靠没有针对连 续倒塌特殊设计的无楼板钢框架,可能很难避免突然去柱时的连续倒塌。"单层 有楼板"各去柱工况 *F*du的最小值(21.62 kN/m²)是"单层无楼板"各去柱工况 *F*du的最小值(7.96 kN/m²)的 2.14 倍,这说明在考虑了组合楼板之后,钢框架 结构的抗连续倒塌鲁棒性被至少提高了一倍。采用 WFBW 连接的原型结构各去 去柱工况 *F*du的最小值(17.12 kN/m²)比采用 WFWW 连接的原型结构各去柱工 况 *F*du的最小值(16.02 kN/m²)提高了 7%,这说明在 WFBW 连接比 WFWW 连 接具有更好的抗连续倒塌性能。



图 7.14 原型结构动力极限承载力

如前一节所述,在将原型结构 A 中的梁柱节点均替换成改进型节点之后, 结构的抗连续倒塌鲁棒性提高了 19%。如图 7.14 所示,除了 C2 和 C3 工况之外 的其它去柱工况所对应的 Fdu均得到明显提高。在原型结构 A 中,C2 和 C3 工况 均因楼板断裂而失去承载能力。在楼板断裂之后,楼板之上的重力荷载不能继 续向两端的梁传递,因而限制了原型结构 C 中钢绞线改进型节点在 C2 和 C3 工 况下的贡献。在原型结构 C 中,尽管 B2 和 B3 工况的 Fdu 被钢绞线改进型节点 所提高,但仍未超过 C2 和 C3 工况所对应的 Fdu,这同样是受到了楼板断裂的制 约。鉴于此,对移除内柱工况(B2,B3,C2 和 C3 工况)来说,应该同时提升 梁的悬链线抗力和楼板的受拉薄膜作用,只有这样才能保证钢绞线改进型节点 同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法 充分发挥作用。因此,如第 4 章所述,可以通过提升压型钢板的连续性来提高 移除内柱工况条件下楼板的受拉薄膜作用。

此外,如图 7.14 所示,支撑显著提升了原型结构 B 中 C2 和 C3 工况所对应 的 Fdu。但是, 原型结构 B 中 A1 和 A3 工况所对应的 Fdu 却被支撑所削弱。这种 现象通过图 7.15 来解释。如图 7.15 中的"类型 1"曲线所示,若结构的静力响 应曲线为一条直线,则其所对应的等效动力响应曲线也应该是一条直线,并且 F_{du} 等于 0.5 F_{su} ; 但如果静力响应曲线如"类型 2"曲线所示的凸函数,则 F_{du} 将 大于 0.5 Fsu。因此, 即便"类型 1"和"类型 2"曲线所对应的 Fsu相同, 但"类 型 2"曲线的 Fdu 将高于"类型 1"曲线的 Fdu。如图 6.35 所示, 原型结构 B 中 的 A1, A2 和 A3 工况所对应的荷载-位移曲线更类似"类型 1"曲线,其对应的 F_{su}/F_{du}比值近似等于2(图7.15),因此,即便此三种去柱工况下的F_{su}至少被提 高了 31% (表 6.11), 但其 Fu 却被削弱了。原型结构 B 中的 C2 和 C3 工况所对 应的荷载-位移曲线更类似"类型 2"曲线,其 Fsu/Fdu 比值处于 1.27 至 1.40 之 间,这两工况所对应的 Fdu 被至少提高了 45%。对于移除外围柱子(A1, A2 和 A3) 工况来说, 重分配的重力荷载可能并不足以使得其影响范围内的支撑产生 足够的竖向位移,从而使得结构的静力荷载-位移曲线更类似"类型 1"曲线。 而移除结构内部柱子(C2和C3)时的楼板影响面积更大,此位置处的支撑也将 因较大的重分配重力荷载而产生较大的竖向变形,使得结构的静力荷载-位移曲 线更类似"类型 2"曲线。根据图 7.14 和图 7.15 的结果,可以得出如下结论: 钢支撑不宜布置在结构外围柱子的影响区域内。



图 7.15 原型结构 B 在柱子突然失效时的性能

7.3 本章小结

在之前各章的基础上,本章给出了适用于评估组合楼板钢框架结构体系抗 连续倒塌性能的多尺度高效数值分析体系,并将第 5 章的简化理论分析方法推 广到了结构体系层次,并给出了组合楼板钢框架结构抗连续倒塌设计的流程, 最后给出了基于改进型节点和支撑优化布置的鲁棒性提升方法。

本章提出了一种采用钢绞线的改进型梁柱连接型式,可以通过增强梁的悬链线作用来提高整体结构的抗连续倒塌能力。当钢绞线在梁内的长度等于三倍的钢梁截面高度时,钢绞线改进型节点的竖向承载力相对于无钢绞线节点的提升幅度最高。钢绞线的预紧力对钢绞线改进型节点的承载力性能和变形能力没有明显影响。设置了钢绞线改进型节点后,原型结构 A 的抗连续倒塌动力极限承载力提高了 19%。

基于本章所述的鲁棒性评价方法可以得出如下结论:组合楼板可以将钢框架结构的抗连续倒塌鲁棒性提升 114%,因此在分析钢框架结构的抗连续倒塌性能时,不能忽略组合楼板的贡献;对于整体结构来说,WFBW 连接的抗连续倒塌性能优于 WFWW 连接;钢支撑不宜布置在结构外围柱子的影响区域内。

第8章结论与展望

8.1 结论

本文以组合楼板钢框架结构的楼板空间效应为研究对象,借助大型足尺试 验、数值模拟和理论分析等技术手段,探究了组合楼板对钢框架结构连续倒塌 抗力演化机制和失效机理的影响,构建了适用于评估组合楼板钢框架结构体系 抗连续倒塌能力的多尺度高效数值分析体系和简化理论分析模型,给出了基于 改进型节点和支撑优化布置的鲁棒性提升方法,揭示了梁柱节点连接形式、压 型钢板连续性、边界约束条件、组合楼板、梁板组合作用、失效柱位置和抗侧 支撑等因素对组合楼板钢框架结构抗连续倒塌性能的影响。

本文的主要研究结论如下:

(1) 在梁柱子结构试验中,带组合楼板的梁柱子结构试件在柱子移除工况 下的承载力至少比无楼板试件提高 28%。闭口型压型钢板能够有效咬合混凝土 使组合楼板充分实现组合作用;并且其混凝土截面无削弱,整体刚度大,使其 在试验加载的前中期有相对较多的抗弯机制参与作用,但是其梁柱节点的转动 能力相对较弱。虽然开口型压型钢板与混凝土之间缺少咬合力,很容易分离, 不容易维持组合梁的组合性能,但采用此组合楼板的梁柱节点转动能力相对较 强。

(2)通过足尺单层组合楼盖子结构试验,获得了典型组合楼盖系统连续倒塌全过程的抗力演化机制和失效机理。在梁柱节点断裂前的小变形阶段,组合楼盖系统的连续倒塌抗力主要由梁和组合楼板的抗弯机制承担。在梁柱节点断裂后的大变形阶段,若水平边界被有效约束,则组合楼盖的抗力主要由梁的悬链线机制和楼板的受拉薄膜作用提供;若水平边界没有被有效约束,则梁的悬链线机制不能得到发展,但楼板的受拉薄膜作用仍可以得到一定程度的发展。两个不同水平边界约束的组合楼盖子结构试件的抗连续倒塌承载力差别主要由梁的悬链线机制引起。

(3)建立了适用于评估组合楼板钢框架结构体系抗连续倒塌性能且同时兼 顾计算效率和准确性的多尺度数值分析体系,此体系包括三个尺度模型:(1) 适用于梁柱子结构层次的实体单元高精度模型;(2)适用于楼盖子结构层次的 壳-实体单元精细模型;(3)适用于整体结构层次的梁-壳单元高效模型。首 先,构建了能同时考虑应力三轴度和罗德角影响的韧性金属断裂模型,并用取 自组合楼盖试件失效位置钢材制作的不同应力状态的材性试件校核了模型参 数。此外,基于已有的混凝土材性试验结果,标定了混凝土材料在拉、压滞回加载条件下损伤塑性行为。基于韧性金属断裂模型,建立了实体单元高精度梁柱节点子结构模型,并将其计算结果用来标定另两个尺度模型的节点失效行为。壳-实体单元精细模型中的混凝土实体单元采用上述标定好的混凝土损伤塑性模型。梁-壳单元高效模型中的组合楼板分层壳单元的失效行为根据组合楼板精细模型在各加载工况下的计算结果进行标定。之后,上述建立的壳-实体单元精细模型和梁-壳单元高效模型的准确性通过足尺楼盖子结构试验结果进行验证。在上述各尺度模型的标定过程中发现,钢材断裂和混凝土损伤行为对组合楼板钢框架结构抗连续倒塌承载力和破坏模式的准确预测至关重要,并且在对梁柱节点的断裂模拟时必须同时考虑应力三轴度和罗德角的影响。

(4) 借助多尺度数值分析体系, 识别出了影响组合楼板钢框架结构抗连续 倒塌性能的关键参数。对组合楼盖子结构的计算结果表明:提高压型钢板的连 续性,约束压型钢板边界处的水平位移,以及增加压型钢板厚度都能极大地提 高组合楼盖系统的抗连续倒塌承载力;在压型钢板边界处水平位移没有被约束 时,提高配筋率可以有效提高组合楼盖系统的抗连续倒塌承载力;减小栓钉间 距可以通过增强梁的悬链线机制来提高组合楼盖系统在大变形时的抗连续倒塌 承载力: 与栓焊节点相比, 采用狗骨式削弱节点, 可以同时提升组合楼盖子结 构在连续倒塌条件下的变形能力和承载力。对组合楼板钢框架结构体系的计算 结果表明:本文设计的采用梁柱刚接节点的组合楼板钢框架结构具有足够的承 载力避免因单个底层柱子失效引起的连续倒塌;角柱失效和主梁侧边柱失效工 况下的抗连续倒塌承载力相对较高;组合楼板可以大幅提高钢框架结构的抗连 续倒塌承载力; 与单层结构相比, 增加结构层数会通过空腹桁架机制提升角柱 失效工况下的承载能力,对其它柱失效工况无明显影响:相邻跨的存在可以通 过增强水平边界约束来提升结构的悬链线机制和受拉薄膜作用,并且一个相邻 跨就足以提供充足的水平边界约束条件: 栓焊混合节点的抗连续倒塌性能优于 全焊节点;支撑会显著提升其相邻柱失效时的抗连续倒塌承载力。此外,计算 结果还表明,随着结构层数的增加,在楼盖破坏之前,底层柱可能会因过大的 重分配荷载而先发生受压失稳破坏。

(5)建立了适用于评价组合楼板钢框架结构抗连续倒塌性能的简化理论分析模型。本文将组合楼盖在连续倒塌情况下的承载力看作是梁和组合楼板各自抗力机制所贡献的承载力之和,建立了组合楼盖连续倒塌抗力的简化理论分析模型,并将其推广至组合楼板钢框架结构体系。通过与试验和数值模拟计算结果对比,验证了简化理论分析模型的可靠性。

(6) 基于结构试验和多尺度数值分析的计算结果,给出了基于改进型节点

同济大学博士学位论文钢-混凝土组合楼盖系统连续倒塌机制与结构体系鲁棒性评估方法 和支撑优化布置的鲁棒性提升方法。对于钢绞线改进型节点来说,当钢绞线在 梁内的长度等于三倍的钢梁截面高度时,改进型节点的抗连续倒塌性能最好; 钢绞线的预紧力对钢绞线改进型节点的承载力性能和变形能力没有明显影响。 钢支撑不宜布置在结构外围柱子的影响区域内。

(7)给出了在钢材断裂模拟中消除网格尺寸敏感性的方法。通过定义网格尺寸调整系数的方法使得断裂模型可以应用于较大范围的实体单元网格尺寸。 与网格尺寸敏感性相关的数值模拟结果表明网格尺寸调整系数与应力三轴度和 罗德角不相关。

8.2 展望

组合楼板钢框架结构体系在连续倒塌条件下的力学行为复杂,区别于传统 的钢筋混凝土及钢结构,本论文研究解决了组合结构体系连续倒塌分析和鲁棒 性设计中的一些关键问题。随着我国多高层组合楼板钢框架结构的迅速发展, 工程设计人员对更准确地把握此结构体系的连续倒塌行为具有迫切的需求,因 此在组合楼板钢框架结构体系的连续倒塌灾变模拟方面亟待开展进一步的研究 工作。

有待进一步研究的工作大体可分为两个方面,首先是进一步完善计算模型,在保证计算效率的基础上更精细地模拟复杂多样的组合楼板钢框架结构体 系的抗连续倒塌行为:

(1)考虑多种组合楼板类型。本论文第二章的研究已经表明,闭口型压型钢板组合楼板的截面组合作用远强于开口型压型钢板组合楼板,而本文重点研究的组合楼板类型为开口型压型钢板组合楼板。此外,得益于较好的截面组合性能,闭口型压型钢板和钢筋桁架楼承板在目前的工程中得到了较为广泛的应用。因此,应当将现有数值分析模型向闭口型压型钢板、钢筋桁架楼承板或钢筋混凝土楼板等组合楼板形式进行拓展。

(2)考虑多种抗侧力构件类型。本论文对抗侧力构件影响的研究着眼于钢 支撑,且支撑形式为十字交叉中心支撑。此外,在钢框架建筑中,单斜杆支 撑、人字形支撑和 K 形支撑等较为常见的中心支撑形式以及各种偏心支撑形式 对整体结构鲁棒性的影响需要进一步研究。

(3)考虑多种梁柱节点连接形式。本论文主要关注梁柱栓焊刚接节点。其 它各种常见刚接节点、半刚接节点以及铰接节点对整体结构抗连续倒塌性能的 影响需要进一步研究。

(4) 进一步简化结构尺度数值模型的标定过程。为了保证大尺度结构尺度

数值模型模拟结果的准确性,本论文的标定数据通过精细化的钢材材性试验来 获得,然而这并不能够较好地解决工程设计进行整体结构连续倒塌模拟的实际 困难。因此,考虑基于各种钢材材性试验的结果,给出各种钢材常见的断裂参 数范围,建立钢框架建筑中各种梁柱节点弹簧的理论公式模型。

此外,如果对本论文的理论分析模型的使用范围进行拓展,可以适用于更 广泛的结构型式,如混凝土框架结构、无梁楼盖结构、框架-剪力墙结构等。

致谢

衷心感谢导师王伟老师对本人的精心指导。六年来,导师为我提供了优越 的学习和科研环境,创造了广阔的平台,他一丝不苟的科研精神和对钢结构事 业的执着和热爱深深感染了我,他的言传身教使我终生受益。从论文课题的架 构规划,到定期的讨论交流,导师抓大不放小,对我的偏差及时纠正,对我的 进步不吝鼓励,才有我今日论文的完成。导师不仅教我做学问的方法,亦教我 做人的道理,在我的职业规划上也给予最大的关心和支持。

感谢我在华盛顿大学交流期间的导师 Dawn Lehman 教授和同一课题组的 Charles Roeder 教授。在交流的两年里,每周的组会他们都会对我的研究进展和 遇到的困难做出细致地指导。他们的研究思路和对科研的热情使我受益良多。

感谢结构连续倒塌研究领域的知名学者鲍弋海老师。在我确定课题研究方向和期刊论文写作时,他给了我很多指导和帮助。感谢新加坡国立大学的钱旭 东老师在我开展钢材断裂研究及相关论文写作时的指导和帮助。

感谢钢与轻型结构教研室的陈以一老师在我学习和工作方面给与的帮助和 照顾。

感谢跟我同一研究课题的秦希和孙昕两位师姐在我研究起步阶段的无私帮助和支持。感谢同一研究室陪我度过博士不同阶段的柯珂、陈越时、贺修樟、 刘佳、贺策、杜新龙、杨肖、全春燕、李鸣潇、孔建洪、谢志阳、周泽宇、叶 冬晨、何群、楚功崚、张奥、陈达标、钟秋明、张子尧、胡书领、冯伟康、赵 亚硕、陈俊柏、吴倩、王康、尧祖成、李俊霖、张瑞斌等兄弟姐妹的陪伴和帮 助。感谢哈工大的张欢、华盛顿大学的覃鑫生和 Alec Yeutter 在我交流期间的鼓 励和帮助。感谢经常与我交流的齐明磊、金佳栋、李晓锐、孟祥熙、陈洪召, 与你们的聚会缓解了我读博期间的压力。

最后,感谢我的父母、姐姐、弟弟以及我的爱人对我的全力支持,让我可 以专注自己的学业。

> 王俊杰 2020年7月

参考文献

- [1] Starossek U. Progressive collapse of structures[M]. ICE Publishing, 2017.
- [2] 江晓峰, 陈以一. 建筑结构连续性倒塌及其控制设计的研究现状[J]. 土木工程学报, 2008(06):10-17.
- [3] 陆新征,李易,叶列平,等.钢筋混凝土框架结构抗连续倒塌设计方法的研究[J].工程力学, 2008(A02):150-157.
- [4] 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(05):106-111+119.
- [5] Griffiths H, Pugsley A, Saunders O A. Report of the inquiry into the collapse of flats at Ronan Point, Canning Town: presented to the Minister of Housing and Local Government[R]. HM Stationery Office, 1968.
- [6] Lewicki B, Olesen S O. Limiting the possibility of progressive collapse[J]. Building Research and Practice, 1974, 2 (1): 10–13.
- [7] Leyendecker E V, Ellingwood B R. Design to reduce the risk of progressive collapse[J]. Building Science Series, 1977, 98.
- [8] Ellingwood B R, Leyendecker E V. Approaches for design against progressive collapse[J]. Journal of the Structural Division, 1978, 104(3): 413-423.
- [9] Gross J L, McGuire W. Progressive collapse resistant design[J]. Journal of Structural engineering, 1983, 109(1): 1-15.
- [10] Casciati F, Faravelli L. Progressive failure for seismic reliability analysis[J]. Engineering Structures, 1984, 6(2): 97-103.
- [11] Corley W G, Sr P F M, Sozen M A, et al. The Oklahoma City bombing: Summary and recommendations for multihazard mitigation[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 1998, 12(3): 100-112.
- [12] Mlakar, Sr P F, Corley W G, Sozen M A, et al. The Oklahoma City bombing: analysis of blast damage to the Murrah Building[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 1998, 12(3): 113-119.
- [13] Sozen M A, Thornton C H, Corley W G, et al. The Oklahoma City bombing: structure and mechanisms of the Murrah Building[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 1998, 12(3): 120-136.
- [14] Bažant Z P, Zhou Y. Why did the world trade center collapse? Simple analysis[J]. Journal of Engineering Mechanics, 2002, 128(1): 2-6.
- [15] National Institute of Standards, Technology (US). Final report on the collapse of the World Trade Center towers[M]. US Department of Commerce, Technology Administration, National Institute of Standards and Technology, 2005.
- [16] Bažant Z P, Verdure M. Mechanics of progressive collapse: Learning from World Trade Center and building demolitions[J]. Journal of Engineering Mechanics, 2007, 133(3): 308-319.
- [17] Yi W J, He Q F, Xiao Y, et al. Experimental study on progressive collapse-resistant behavior of reinforced concrete frame structures[J]. ACI Structural Journal, 2008, 105(4): 433.
- [18] 初明进,周育泷,陆新征,等.钢筋混凝土单向梁板子结构抗连续倒塌试验研究[J]. 土木工 程学报, 2016, v.49(02):38-47.

- [19] Yi W J, Zhang F Z, Kunnath S K. Progressive collapse performance of RC flat plate frame structures[J]. Journal of Structural Engineering, 2014, 140(9): 04014048.
- [20] Dat P X, Hai T K. Membrane actions of RC slabs in mitigating progressive collapse of building structures[J]. Engineering Structures, 2013, 55: 107-115.
- [21] Su Y, Tian Y, Song X. Progressive collapse resistance of axially-restrained frame beams[J]. ACI Structural Journal, 2009, 106(5): 600-607.
- [22] 周育泷,李易,陆新征,等.钢筋混凝土框架抗连续倒塌的压拱机制分析模型[J].工程力学, 2016, 33(4): 34-42.
- [23] Sagiroglu S. Analytical and experimental evaluation of progressive collapse resistance of reinforced concrete structures[D]. Northeastern University, 2012.
- [24] Qiao H, Yang Y, Zhang J. Progressive Collapse Analysis of Multistory Moment Frames with Varying Mechanisms[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2018, 32(4): 04018043.
- [25] Qian K, Li B. Effects of masonry infill wall on the performance of RC frames to resist progressive collapse[J]. Journal of Structural Engineering, 2017, 143(9): 04017118.
- [26] Shan S, Li S, Xu S, et al. Experimental study on the progressive collapse performance of RC frames with infill walls[J]. Engineering Structures, 2016, 111: 80-92.
- [27] Li H, Cai X, Zhang L, et al. Progressive collapse of steel moment-resisting frame subjected to loss of interior column: Experimental tests[J]. Engineering Structures, 2017, 150: 203-220.
- [28] Liew J Y R, Teo T H, Shanmugam N E, et al. Testing of steel–concrete composite connections and appraisal of results[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2000, 56(2): 117-150.
- [29] Demonceau J F, Jaspart J P. Experimental test simulating a column loss in a composite frame[J]. Advanced Steel Construction, 2010, 6(3): 891-913.
- [30] Sadek F, Main J A, Lew H S, et al. Testing and analysis of steel and concrete beam-column assemblies under a column removal scenario[J]. Journal of Structural Engineering, 2011, 137(9): 881-892.
- [31] Yang B, Tan K H. Experimental tests of different types of bolted steel beam-column joints under a central-column-removal scenario[J]. Engineering Structures, 2013, 54: 112-130.
- [32] Yang B, Tan K H. Robustness of bolted-angle connections against progressive collapse: Experimental tests of beam-column joints and development of component-based models[J]. Journal of Structural Engineering, 2013, 139(9): 1498-1514.
- [33] Yang B, Tan K H. Robustness of bolted-angle connections against progressive collapse: Mechanical modelling of bolted-angle connections under tension[J]. Engineering structures, 2013, 57: 153-168.
- [34] Yang B, Tan K H, Xiong G. Behaviour of composite beam-column joints under a middlecolumn-removal scenario: Component-based modelling[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2015, 104: 137-154.
- [35] Yang B, Tan K H. Behavior of composite beam-column joints in a middle-column-removal scenario: experimental tests[J]. Journal of Structural Engineering, 2014, 140(2): 04013045.
- [36] Guo L, Gao S, Fu F, et al. Experimental study and numerical analysis of progressive collapse resistance of composite frames[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2013, 89: 236-251.
- [37] Guo L, Gao S, Wang Y, et al. Tests of rigid composite joints subjected to bending moment

combined with tension[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2014, 95: 44-55.

- [38] Guo L, Gao S, Fu F. Structural performance of semi-rigid composite frame under column loss[J]. Engineering structures, 2015, 95: 112-126.
- [39] Li L, Wang W, Chen Y, et al. Experimental investigation of beam-to-tubular column moment connections under column removal scenario[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2013, 88: 244-255.
- [40] Li L, Wang W, Chen Y, et al. Effect of beam web bolt arrangement on catenary behaviour of moment connections[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2015, 104: 22-36.
- [41] Qin X, Wang W, Chen Y, et al. Experimental study of through diaphragm connection types under a column removal scenario[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2015, 112: 293-304.
- [42] Wang W, Fang C, Qin X, et al. Performance of practical beam-to-SHS column connections against progressive collapse[J]. Engineering Structures, 2016, 106: 332-347.
- [43] Song B I, Sezen H. Experimental and analytical progressive collapse assessment of a steel frame building[J]. Engineering structures, 2013, 56: 664-672.
- [44] Song B I, Giriunas K A, Sezen H. Progressive collapse testing and analysis of a steel frame building[J]. Journal of constructional steel research, 2014, 94: 76-83.
- [45] Xiao Y, Kunnath S, Li F W, et al. Collapse Test of Three-Story Half-Scale Reinforced Concrete Frame Building[J]. ACI Structural Journal, 2015, 112(4): 429-438.
- [46] Sasani M, Bazan M, Sagiroglu S. Experimental and analytical progressive collapse evaluation of actual reinforced concrete structure[J]. ACI Structural Journal, 2007, 104(6): 731-739.
- [47] Sasani M, Sagiroglu S. Progressive collapse resistance of hotel San Diego[J]. Journal of Structural Engineering, 2008, 134(3): 478-488.
- [48] Sasani M. Response of a reinforced concrete infilled-frame structure to removal of two adjacent columns[J]. Engineering Structures, 2008, 30(9): 2478-2491.
- [49] Sasani M, Sagiroglu S. Gravity Load Redistribution and Progressive Collapse Resistance of 20-Story Reinforced Concrete Structure following Loss of Interior Column[J]. ACI Structural Journal, 2010, 107(6): 636-644.
- [50] Sasani M, Kazemi A, Sagiroglu S, et al. Progressive collapse resistance of an actual 11-story structure subjected to severe initial damage[J]. Journal of Structural Engineering, 2011, 137(9): 893-902.
- [51] Qian K, Li B, Ma J X. Load-carrying mechanism to resist progressive collapse of RC buildings[J]. Journal of Structural Engineering, 2015, 141(2): 04014107.
- [52] Qian K, Li B. Slab effects on response of reinforced concrete substructures after loss of corner column[J]. ACI Structural Journal, 2012. 109 (6): 845–56.
- [53] Qian K, Li B, Zhang Z. Influence of multicolumn removal on the behavior of RC floors[J]. Journal of Structural Engineering, 2016, 142(5): 04016006.
- [54] Qian K, Li B. Quantification of slab influences on the dynamic performance of RC frames against progressive collapse[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2015, 29(1): 04014029.
- [55] Dat P X, Tan K H. Experimental response of beam-slab substructures subject to penultimateexternal column removal[J]. Journal of Structural Engineering, 2015, 141(7): 04014170.
- [56] Lim N S, Tan K H, Lee C K. Experimental studies of 3D RC substructures under exterior and

corner column removal scenarios[J]. Engineering Structures, 2017, 150: 409-427.

- [57] Ren P, Li Y, Lu X, et al. Experimental investigation of progressive collapse resistance of oneway reinforced concrete beam–slab substructures under a middle-column-removal scenario[J]. Engineering Structures, 2016, 118: 28-40.
- [58] Lu X, Lin K, Li Y, et al. Experimental investigation of RC beam-slab substructures against progressive collapse subject to an edge-column-removal scenario[J]. Engineering Structures, 2017, 149: 91-103.
- [59] Yu J, Luo L, Fang Q. Structure behavior of reinforced concrete beam-slab assemblies subjected to perimeter middle column removal scenario[J]. Engineering Structures, 2020, 208: 110336.
- [60] Du K, Bai J, Teng N, et al. Experimental investigation of asymmetrical reinforced concrete spatial frame substructures against progressive collapse under different column removal scenarios[J]. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2020, 29(6): e1717.
- [61] Almusallam T, Al-Salloum Y, Elsanadedy H, et al. Development limitations of compressive arch and catenary actions in reinforced concrete special moment resisting frames under column-loss scenarios[J]. Structure and Infrastructure Engineering, 2020: 1-19.
- [62] Qian K, Li B. Load-resisting mechanism to mitigate progressive collapse of flat slab structures[J]. Magazine of concrete research, 2015, 67(7): 349-363.
- [63] Kai Q, Bing L. Experimental study of drop panel effects on response of reinforced concrete flat slabs after loss of corner column[J]. ACI Structural Journal, 2013, 110(2): 319-330.
- [64] Qian K, Li B. Dynamic disproportionate collapse in flat-slab structures[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2015, 29(5): B4014005.
- [65] 黄文君, 李易, 陆新征, 等. 混凝土板柱子结构抗连续倒塌试验研究[J]. 建筑结构学报, 2018, 39(8): 55-61.
- [66] Ma F, Gilbert B P, Guan H, et al. Experimental study on the progressive collapse behaviour of RC flat plate substructures subjected to corner column removal scenarios[J]. Engineering Structures, 2019, 180: 728-741.
- [67] Ma F, Gilbert B P, Guan H, et al. Experimental study on the progressive collapse behaviour of RC flat plate substructures subjected to edge-column and edge-interior-column removal scenarios[J]. Engineering Structures, 2020, 209: 110299.
- [68] Russell J M, Owen J S, Hajirasouliha I. Experimental investigation on the dynamic response of RC flat slabs after a sudden column loss[J]. Engineering Structures, 2015, 99: 28-41.
- [69] Adam J M, Buitrago M, Bertolesi E, et al. Dynamic performance of a real-scale reinforced concrete building test under a corner-column failure scenario[J]. Engineering Structures, 2020, 210: 110414.
- [70] DoD, Department of Defense. Design of buildings to resist progressive collapse: Unified Facilities Criteria UFC 4-023-03 [S]. Washington, DC. 2016.
- [71] Yu J, Rinder T, Stolz A, et al. Dynamic progressive collapse of an RC assemblage induced by contact detonation[J]. Journal of Structural Engineering, 2014, 140(6): 04014014.
- [72] Feng P, Qiang H, Qin W, et al. A novel kinked rebar configuration for simultaneously improving the seismic performance and progressive collapse resistance of RC frame structures[J]. Engineering Structures, 2017, 147: 752-767.
- [73] Lin K, Lu X, Li Y, et al. A novel structural detailing for the improvement of seismic and progressive collapse performances of RC frames[J]. Earthquake Engineering & Structural

Dynamics, 2019, 48(13): 1451-1470.

- [74] Qiu L, Lin F, Wu K. Improving progressive collapse resistance of RC beam-column subassemblages using external steel cables[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2020, 34(1): 04019079.
- [75] Qian K, Li B. Strengthening and retrofitting of RC flat slabs to mitigate progressive collapse by externally bonded CFRP laminates[J]. Journal of Composites for Construction, 2013, 17(4): 554-565.
- [76] Qian K, Li B. Strengthening of multibay reinforced concrete flat slabs to mitigate progressive collapse[J]. Journal of Structural Engineering, 2015, 141(6): 04014154.
- [77] Astaneh-Asl A, Jones B, Zhao Y, et al. Progressive collapse resistance of steel building floors[R]. Report Number UCB/CEE-Steel-2001, 2001, 3.
- [78] Hadjioannou M. Large-scale testing and numerical simulations of composite floor slabs under progressive collapse scenarios[D]. University of Texas at Austin, 2015.
- [79] Hadjioannou M, Donahue S, Williamson E B, et al. Large-scale experimental tests of composite steel floor systems subjected to column loss scenarios[J]. Journal of Structural Engineering, 2018, 144(2): 04017184.
- [80] Johnson E S, Meissner J E, Fahnestock L A. Experimental behavior of a half-scale steel concrete composite floor system subjected to column removal scenarios[J]. Journal of Structural Engineering, 2016, 142(2): 04015133.
- [81] Johnson E S. Large-scale testing of a steel-concrete composite floor system under column loss scenarios[D]. University of Illinois at Urbana-Champaign, 2014.
- [82] Fu Q N, Tan K H, Zhou X H, et al. Load-resisting mechanisms of 3D composite floor systems under internal column-removal scenario[J]. Engineering structures, 2017, 148: 357-372.
- [83] Fu Q N, Tan K H, Zhou X H, et al. Three-dimensional composite floor systems under columnremoval scenarios[J]. Journal of Structural Engineering, 2018, 144(10): 04018196.
- [84] Sadek F, El-Tawil S, Lew H S. Robustness of composite floor systems with shear connections: Modeling, simulation, and evaluation[J]. Journal of Structural Engineering, 2008, 134(11): 1717-1725.
- [85] GSA, General Services Administration. Alternate path analysis & design guidelines for progressive collapse resistance [S]. Washington, DC. 2013.
- [86] Alashker Y, El-Tawil S, Sadek F. Progressive collapse resistance of steel-concrete composite floors[J]. Journal of Structural Engineering, 2010, 136(10): 1187-1196.
- [87] Alashker Y, El-Tawil S. A design-oriented model for the collapse resistance of composite floors subjected to column loss[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2011, 67(1): 84-92.
- [88] Fu Q N, Tan K H, Zhou X H, et al. Numerical simulations on three-dimensional composite structural systems against progressive collapse[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2017, 135: 125-136.
- [89] Dimopoulos C A, Freddi F, Karavasilis T L, et al. Progressive collapse resistance of steel selfcentering MRFs including the effects of the composite floor[J]. Engineering Structures, 2019: 109923.
- [90] Pham A T, Lim N S, Tan K H. Investigations of tensile membrane action in beam-slab systems under progressive collapse subject to different loading configurations and boundary conditions[J]. Engineering Structures, 2017, 150: 520-536.

- [91] Pham A T, Tan K H, Yu J. Numerical investigations on static and dynamic responses of reinforced concrete sub-assemblages under progressive collapse[J]. Engineering Structures, 2017, 149: 2-20.
- [92] Bao Y, Main J A, Noh S Y. Evaluation of structural robustness against column loss: Methodology and application to RC frame buildings[J]. Journal of Structural Engineering, 2017, 143(8): 04017066.
- [93] Weng Y H, Qian K, Fu F, et al. Numerical investigation on load redistribution capacity of flat slab substructures to resist progressive collapse[J]. Journal of Building Engineering, 2020, 29: 101109.
- [94] Hsiao P C, Lehman D E, Roeder C W. Improved analytical model for special concentrically braced frames[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2012, 73: 80-94.
- [95] Sen A D, Roeder C W, Lehman D E, et al. Nonlinear modeling of concentrically braced frames[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2019, 157: 103-120.
- [96] Khandelwal K, El-Tawil S, Sadek F. Progressive collapse analysis of seismically designed steel braced frames[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65(3): 699-708.
- [97] Sadek F, Main J A, Lew H S, et al. An experimental and computational study of steel moment connections under a column removal scenario[R]. NIST Technical Note, 2010, 1669.
- [98] Main J A, Sadek F. Robustness of steel gravity frame systems with single-plate shear connections[R]. US Department of Commerce, National Institute of Standards and Technology, 2012.
- [99] Khandelwal K, El-Tawil S, Kunnath S K, et al. Macromodel-based simulation of progressive collapse: Steel frame structures[J]. Journal of structural engineering, 2008, 134(7): 1070-1078.
- [100] Xu G, Ellingwood B R. Disproportionate collapse performance of partially restrained steel frames with bolted T-stub connections[J]. Engineering Structures, 2011, 33(1): 32-43.
- [101] 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.
- [102] Kim T, Kim J. Collapse analysis of steel moment frames with various seismic connections[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65(6): 1316-1322.
- [103] Kim J, An D. Evaluation of progressive collapse potential of steel moment frames considering catenary action[J]. The structural design of tall and special buildings, 2009, 18(4): 455-465.
- [104] Kim H S, Kim J, An D W. Development of integrated system for progressive collapse analysis of building structures considering dynamic effects[J]. Advances in Engineering Software, 2009, 40(1): 1-8.
- [105] Kim T, Kim J, Park J. Investigation of progressive collapse-resisting capability of steel moment frames using push-down analysis[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2009, 23(5): 327-335.
- [106] Khandelwal K, El-Tawil S. Collapse behavior of steel special moment resisting frame connections[J]. Journal of Structural Engineering, 2007, 133(5): 646-655.
- [107] Hoffman S T, Fahnestock L A. Behavior of multi-story steel buildings under dynamic column loss scenarios[J]. Steel and Composite Structures, 2011, 11(2): 149-168.
- [108] Fu F. Progressive collapse analysis of high-rise building with 3-D finite element modeling method[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65(6): 1269-1278.
- [109] Fu F. 3-D nonlinear dynamic progressive collapse analysis of multi-storey steel composite

frame buildings—Parametric study[J]. Engineering Structures, 2010, 32(12): 3974-3980.

- [110] Kwasniewski L. Nonlinear dynamic simulations of progressive collapse for a multistory building[J]. Engineering Structures, 2010, 32(5): 1223-1235.
- [111] Li H, El-Tawil S. Three-dimensional effects and collapse resistance mechanisms in steel frame buildings[J]. Journal of Structural Engineering, 2014, 140(8): A4014017.
- [112] Alashker Y, Li H, El-Tawil S. Approximations in progressive collapse modeling[J]. Journal of Structural Engineering, 2011, 137(9): 914-924.
- [113] Khandelwal K, El-Tawil S. Pushdown resistance as a measure of robustness in progressive collapse analysis[J]. Engineering Structures, 2011, 33(9): 2653-2661.
- [114] Izzuddin B A, Vlassis A G, Elghazouli A Y, et al. Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss—Part I: Simplified assessment framework[J]. Engineering structures, 2008, 30(5): 1308-1318.
- [115] Vlassis A G, Izzuddin B A, Elghazouli A Y, et al. Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss—Part II: Application[J]. Engineering Structures, 2008, 30(5): 1424-1438.
- [116] Starossek U, Haberland M. Measures of structural robustness Requirements and applications[C]//Structures Congress 2008: Crossing Borders. 2008: 1-10.
- [117] Starossek U. Typology of progressive collapse[J]. Engineering Structures, 2007, 29(9): 2302-2307.
- [118] Baker J W, Schubert M, Faber M H. On the assessment of robustness[J]. Structural Safety, 2008, 30(3): 253-267.
- [119] Agarwal J, Blockley D, Woodman N. Vulnerability of structural systems[J]. Structural Safety, 2003, 25(3): 263-286.
- [120] Xu G, Ellingwood B R. An energy-based partial pushdown analysis procedure for assessment of disproportionate collapse potential[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2011, 67(3): 547-555.
- [121] Xu G, Ellingwood B R. Probabilistic robustness assessment of pre-Northridge steel moment resisting frames[J]. Journal of Structural Engineering, 2011, 137(9): 925-934.
- [122] Li H. Modeling, Behavior and Design of Collapse-Resistant Steel Frame Buildings[D]. University of Michigan, Ann Arbor, MI, 2013.
- [123] Fu Q N, Tan K H, Zhou X H, et al. A mechanical model of composite floor systems under an internal column removal scenario[J]. Engineering Structures, 2018, 175: 50-62.
- [124] Zhang J Z, Li G Q. Collapse resistance of steel beam-concrete slab composite substructures subjected to middle column loss[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2018, 145: 471-488.
- [125] Li G Q, Zhang J Z, Jiang J. Analytical modeling on collapse resistance of steel beam-concrete slab composite substructures subjected to side column loss[J]. Engineering Structures, 2018, 169: 238-255.
- [126] Bailey C G. Membrane action of unrestrained lightly reinforced concrete slabs at large displacements[J]. Engineering Structures, 2001, 23(5): 470-483.
- [127] Main J A, Liu J. Robustness of prototype steel frame buildings against column loss: Assessment and comparisons[C]//Structures Congress 2013: Bridging Your Passion with Your Profession. 2013: 43-54.

同济大学博士学位论文个人简历、在读期间发表的学术论文与研究成果

- [128] 秦希. 方钢管柱隔板贯通式节点抗连续倒塌性能提升研究[D]. 上海: 同济大学, 2015.
- [129] 中华人民共和国建设部. GB50017-2017 钢结构设计标准[S]. 北京: 2017.
- [130] 中华人民共和国建设部. GB50011-2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 2016.
- [131] 中华人民共和国建设部. GB50009-2012 建筑结构荷载规范[S]. 北京: 2012.
- [132] 中华人民共和国建设部. GB50010-2010 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 2015.
- [133] 中华人民共和国住房和城乡建设部. JGJ 114-2014 钢筋焊接网混凝土结构技术规程[S]. 北京: 2014.
- [134] 中国工程建设标准化协会. CECS 273:2010 组合楼板设计与施工规范[S]. 北京: 2010.
- [135] 中国国家标准化管理委员会. GB/T 11263-2017 热轧 H型钢和部分 T型钢[S]. 北京: 2017.
- [136] ASCE 7-16. Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures[S]. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers; 2017.
- [137] Park R, Gamble W L. Reinforced concrete slabs[M]. John Wiley & Sons, 1999.
- [138] Johnson RP. Composite Structures of Steel and Concrete: beams, slabs, columns and frames for buildings[M]. John Wiley & Sons, 2004.
- [139] 许金泉. 材料强度学[M]. 上海: 上海交通大学出版社, 2009.
- [140] Bao Y, Kunnath S K, El-Tawil S, et al. Macromodel-based simulation of progressive collapse: RC frame structures[J]. Journal of Structural Engineering, 2008, 134(7): 1079-1091.
- [141] McClintock F A. A criterion for ductile fracture by the growth of holes[J]. Journal of applied mechanics, 1968, 35(2): 363-371.
- [142] Rice J R, Tracey D M. On the ductile enlargement of voids in triaxial stress fields[J]. Journal of the Mechanics and Physics of Solids, 1969, 17(3): 201-217.
- [143] Gurson A L. Continuum theory of ductile rupture by void nucleation and growth: Part I— Yield criteria and flow rules for porous ductile media[J]. Journal of Engineering Materials and Technology, 1977, 99: 2-15.
- [144] Johnson G R, Cook W H. Fracture characteristics of three metals subjected to various strains, strain rates, temperatures and pressures[J]. Engineering fracture mechanics, 1985, 21(1): 31-48.
- [145] Bao Y. Prediction of ductile crack formation in uncracked bodies[D]. Boston: Massachusetts Institute of Technology, 2003.
- [146] Wilkins M L, Streit R D, Reaugh J E. Cumulative-strain-damage model of ductile fracture: simulation and prediction of engineering fracture tests[R]. CA (USA): Lawrence Livermore National Lab; San Leandro: Science Applications, 1980.
- [147] Xue L. Damage accumulation and fracture initiation in uncracked ductile solids subject to triaxial loading[J]. International journal of solids and structures, 2007, 44(16): 5163-5181.
- [148] Bai Y. Effect of loading history on necking and fracture[D]. Boston: Massachusetts Institute of Technology, 2007.
- [149] Wierzbicki T, Bao Y, Bai Y. A new experimental technique for constructing a fracture envelope of metals under multi-axial loading[C]//Proceedings of the 2005 SEM annual conference and exposition on experimental and applied mechanics. 2005, 1: 1295-1303.
- [150] Bai Y, Wierzbicki T. A new model of metal plasticity and fracture with pressure and Lode dependence[J]. International journal of plasticity, 2008, 24(6): 1071-1096.
- [151] Jia L J, Kuwamura H. Ductile fracture simulation of structural steels under monotonic tension[J]. Journal of Structural Engineering, 2014, 140(5): 04013115.

- [152] Yan S, Zhao X, Wu A. Ductile fracture simulation of constructional steels based on yield-tofracture stress-strain relationship and micromechanism-based fracture criterion[J]. Journal of Structural Engineering, 2018, 144(3): 04018004.
- [153] LS-DYNA. Keyword user's manual, version 11.0[R]. Livermore Software Technology Corporation, 2018.
- [154] Grassl P, Jirásek M. Damage-plastic model for concrete failure[J]. International journal of solids and structures, 2006, 43(22-23): 7166-7196.
- [155] Grassl P, Xenos D, Nyström U, et al. CDPM2: A damage-plasticity approach to modelling the failure of concrete[J]. International Journal of Solids and Structures, 2013, 50(24): 3805-3816.
- [156] Comité euro-international du béton. CEB-FIP model code 2010: Design code[S]. Telford, 2012.
- [157] Gopalaratnam V S, Shah S P. Softening response of plain concrete in direct tension[J]. ACI Journal. 1985, 82(3): 310-323.
- [158] Sinha B P, Gerstle K H, Tulin L G. Stress-strain relations for concrete under cyclic loading[J]. ACI Journal, 1964, 61(2): 195-212.
- [159] Tahmasebinia F, Ranzi G, Zona A. A probabilistic three-dimensional finite element study on simply-supported composite floor beams[J]. Australian Journal of Structural Engineering, 2011, 12(3): 251-262.
- [160] Eurocode 4. Design of composite steel and concrete structures, part 1-1: general rules and rules for buildings (ENV 1994-1-1)[S]. CEN; 2004.
- [161] Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance, part 3: assessment and retrofitting for buildings (ENV 1998-1-4)[S]. CEN; 2010.
- [162] Timoshenko S P, Goodier J N. Theory of elasticity[M]. McGraw-Hill, 1951.
- [163] 中华人民共和国建设部. JG/T 178-2005 建筑结构用冷弯矩形钢管[S]. 北京: 2005.
- [164] Main J A. Composite floor systems under column loss: collapse resistance and tie force requirements[J]. Journal of Structural Engineering, 2014, 140(8): A4014003.
- [165] 王伟, 李玲, 陈以一, 等. 圆钢管柱-H 形梁外环板式节点抗连续性倒塌性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2014, 35(7): 26-33.
- [166] 王伟, 秦希. 提升抗连续倒塌能力的钢框架梁柱刚性节点设计理念与方法[J]. 建筑结构 学报, 2016, 37(6): 123-130.
- [167] 王伟,李玲,陈以一.方钢管柱-H形梁栓焊混合连接节点抗连续性倒塌性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2014, 35(4): 92-99.
- [168] Astaneh-Asl A. Progressive collapse prevention in new and existing buildings[C]//Proc., 9th Arab Structural Engineering Conf., Abu Dhabi, UAE, Nov. 2003.
- [169] Tsitos A, Mosqueda G. Experimental investigation of the progressive collapse of a steel special moment-resisting frame and a post-tensioned energy-dissipating frame[M]//Role of Seismic Testing Facilities in Performance-Based Earthquake Engineering. Springer, Dordrecht, 2012: 367-382.
- [170] Pirmoz A, Liu M M. Finite element modeling and capacity analysis of post-tensioned steel frames against progressive collapse[J]. Engineering Structures, 2016, 126: 446-456.
- [171] Vasdravellis G, Baiguera M, Al-Sammaraie D. Robustness assessment of a steel self-centering moment-resisting frame under column loss[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2018, 141: 36-49.

个人简历、在读期间发表的学术论文与研究成果

个人简历:

王俊杰,男,1992年2月生。 2014年7月毕业于中国石油大学(华东)土木工程专业,获学士学位。 2014年9月进入同济大学,直接攻读土木工程专业博士学位。 2017年12月-2019年12月美国华盛顿大学联合培养博士研究生。

已发表论文:

- [1] Wang J, Wang W*, Bao Y. Full-Scale Test of a Steel–Concrete Composite Floor System with Moment-Resisting Connections under a Middle-Edge Column Removal Scenario[J]. Journal of Structural Engineering, 2020, 146(5): 04020067.
- [2] Wang J, Wang W*, Bao Y, Lehman D. Numerical investigation on progressive collapse resistance of steel-concrete composite floor systems[J]. Structure and Infrastructure Engineering, 2020, 10.1080/15732479.2020.1733622.
- [3] **Wang J**, Wang W*, Qian X. Progressive collapse simulation of the steel-concrete composite floor system considering ductile fracture of steel[J]. Engineering Structures, 2019, 200: 109701.
- [4] Wang J, Wang W*, Bao Y, Lehman D. Full-scale test of a steel moment-resisting frame with composite floor under a penultimate edge column removal scenario[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2019, 162: 105717.
- [5] Wang J, Wang W*, Lehman D, Roeder C. Effects of different steel-concrete composite slabs on rigid steel beam-column connection under a column removal scenario[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2019, 153: 55-70.
- [6] Wang W, Wang J, Sun X, Bao Y*. Slab effect of composite subassemblies under a column removal scenario[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2017, 129: 141-155.
- [7] Wang W*, Gu Q, Ma X, Wang J. Axial tensile behavior and strength of welds for CHS branches to SHS chord joints[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2015, 115: 303-315.
- [8] 王伟, **王俊杰***. 大型钢-混凝土组合楼盖系统的连续倒塌试验与失效机理研究[J]. 建筑结构学报. 10.14006/j.jzjgxb.2019.0376.
- [9] **王俊杰**, 王伟*. 考虑罗德角参数的钢材薄板延性断裂标定方法[J]. 工程力学, 2019, 36(5): 37-43.
- [10] **王俊杰**, 王伟*, 孙昕. 压型钢板组合梁中柱子结构的抗连续倒塌试验[J]. 工程力学, 2017, 34(B06): 149-153.
- [11] 王伟*, 秦希, 王俊杰. 内隔板式与隔板贯通式方钢管混凝土柱-H 形钢梁节点抗连续倒塌 性能对比[J]. 建筑结构学报, 2017, 38(1): 362-368.

待发表论文:

- [1] **Wang J**, Wang W*. Macro modeling approach and robustness enhancement strategies for steel frame buildings with composite slabs against column loss[J]. Journal of Structural Engineering.
- [2] **Wang J**, Wang W*. Theoretical evaluation method for the progressive collapse resistance of steel frame buildings[J]. Structure and Infrastructure Engineering.