

学校代号 10731

学 号 092081402045

分 类 号 TU398

密 级 公 开



## 硕士学位论文

# 钢管混凝土组合框架抗连续 倒塌性能研究

学位申请人姓名 周小燕

培 养 单 位 兰州理工大学

导师姓名及职称 王文达 教授 史艳莉 副教授

专 业 名 称 结构工程

研 究 方 向 钢与混凝土组合结构

论文提交日期 2012年5月

学校代号: 10731

学 号: 092081402045

密 级: 公开

兰州理工大学硕士学位论文

# 钢管混凝土组合框架抗连续 倒塌性能研究

学位申请人姓名: 周小燕

导师姓名及职称: 王文达 教授 史艳莉 副教授

培 养 单 位: 兰州理工大学

专 业 名 称: 结构工程

论文提交日期: 2012年5月

论文答辩日期: 2012年6月7日

答辩委员会主席: 黄锐 教授级高工

**Research on behavior of concrete-filled steel tubular composite  
frame to resist progressive collapse**

By

ZHOU Xiaoyan

**B.E. (Lanzhou university of Technology) 2009**

A thesis submitted in partial satisfaction of the

Requirements for the degree of

Master of Engineering

in

Structural Engineering

in the

School of Civil Engineering

of

Lanzhou University of Technology

Supervisor

Professor Wang Wenda

May, 2012

# 兰州理工大学

## 学位论文原创性声明

本人郑重声明：所提交的论文是本人在导师的指导下独立进行研究所取得的研究成果。除了文中特别加以标注引用的内容外，本论文不包含任何其他个人或集体已经发表或撰写的成果作品。对本文的研究做出重要贡献的个人和集体，均已在文中以明确方式标明。本人完全意识到本声明的法律后果由本人承担。

作者签名：

日期： 年 月 日

## 学位论文版权使用授权书

本学位论文作者完全了解学校有关保留、使用学位论文的规定，同意学校保留并向国家有关部门或机构送交论文的复印件和电子版，允许论文被查阅和借阅。本人授权兰州理工大学可以将本学位论文的全部或部分内容编入有关数据库进行检索，可以采用影印、缩印或扫描等复制手段保存和汇编本学位论文。

本学位论文属于

1、保密 ，在 \_\_\_\_\_ 年解密后适用本授权书。

2、不保密 。

(请在以上相应方框内打“√”)

作者签名：

日期： 年 月 日

导师签名：

日期： 年 月 日

# 目录

摘要.....	I
Abstract.....	II
<b>第一章 绪论</b> .....	<b>1</b>
1.1 钢管混凝土组合框架的特点.....	1
1.2 连续性倒塌定义及课题研究意义.....	2
1.2.1 连续性倒塌定义.....	2
1.2.2 课题研究意义.....	5
1.3 连续性倒塌研究现状、试验研究及规范介绍.....	5
1.3.1 规范介绍.....	5
1.3.2 钢筋混凝土框架结构抗连续性倒塌研究现状.....	9
1.3.3 钢框架结构抗连续性倒塌研究现状.....	14
1.3.4 钢管混凝土结构抗连续性倒塌研究现状.....	17
1.4 结构连续倒塌试验研究.....	18
1.4.1 缩尺试验.....	18
1.4.2 现场足尺试验.....	20
1.5 结构抗连续倒塌的分析及设计方法.....	20
1.5.1 结构抗连续倒塌的研究方法与分析方法.....	20
1.5.2 结构抗连续倒塌的设计方法.....	22
1.6 本文研究的主要目的及内容.....	22
<b>第二章 钢管混凝土平面框架结构连续倒塌模拟分析</b> .....	<b>24</b>
2.1 概述.....	24
2.2 结构模型设计.....	24
2.2.1 设计参数.....	24
2.3 钢管混凝土平面框架有限元模型.....	25
2.3.1 材料本构.....	25
2.3.2 钢管与核心混凝土相互作用及节点处理.....	28
2.4 模型验证.....	28
2.4.1 平面钢框架模型验证.....	28
2.4.2 钢管混凝土平面组合框架模型验证.....	29
2.5 钢管混凝土平面框架连续性倒塌相关参数.....	31
2.5.1 失效时长的选取.....	31
2.5.2 荷载的计算.....	32
2.5.3 分析方法.....	32

2.5.4 倒塌破坏评定准则 .....	32
2.6 钢管混凝土平面框架连续性倒塌分析工况汇总 .....	33
2.6.1 抽去首层角柱 .....	33
2.6.2 抽去首层中柱 .....	36
2.6.3 抽去首层边柱及其相邻柱 .....	38
2.6.4 抽去首层中柱及其相邻柱 .....	41
2.7 本章小结 .....	43
<b>第三章 钢管混凝土空间框架结构连续倒塌模拟分析 .....</b>	<b>44</b>
3.1 钢管混凝土空间框架有限元模型的建立 .....	44
3.2 钢管混凝土空间框架连续性倒塌分析工况汇总 .....	45
3.2.1 抽去首层长边中柱 .....	45
3.2.2 抽去首层短边中柱 .....	47
3.2.3 抽去首层角柱 .....	49
3.2.4 抽去首层中柱 .....	51
3.3 本章小结 .....	54
<b>第四章 钢管混凝土框架结构连续性倒塌多尺度数值模拟 .....</b>	<b>55</b>
4.1 结构多尺度有限元介绍 .....	55
4.2 钢管混凝土框架多尺度模型抗连续倒塌性能分析 .....	56
4.2.1 耦合约束的原理 .....	56
4.2.2 多尺度有限元模型算例分析与验证 .....	56
4.2.3 钢管混凝土框架多尺度有限元模型的建立 .....	58
4.2.4 钢管混凝土多尺度模型抽柱对比分析 .....	59
4.3 防止钢管混凝土框架结构连续倒塌的措施 .....	61
4.3.1 控制偶然事件的发生 .....	61
4.3.2 防止钢管混凝土结构连续倒塌的建筑措施 .....	61
4.3.3 防止钢管混凝土框架连续倒塌的构造措施 .....	62
结论与展望 .....	63
参考文献 .....	64
致谢 .....	71
附录 A 攻读学位期间所发表的学术论文目录 .....	72
附录 B 攻读硕士学位期间参加的科研项目 .....	73

## 摘要

美国土木工程学会ASCE7-05将连续性倒塌定义为在正常使用条件下由于突发事件结构发生局部破坏，这种破坏从结构初始破坏位置沿构件进行传递，最终导致整个建筑物倒塌或者造成与初始破坏部分不成比例的倒塌。引起结构发生连续性倒塌的突发事件的原因包括人为因素和非人为因素，通常结构发生连续性倒塌都会导致严重的人员伤亡及财产损失。近年来发生连续性倒塌事件不断增加，对结构连续性倒塌的研究工作成为热点问题。

随着钢管混凝土结构在建筑领域的广泛应用，钢管混凝土框架结构体系应用在一些高层及超高层等复杂结构体系中，但对其在偶然荷载作用下抗倒塌能力的研究还很少，本文利用备用荷载路径法对一典型12层钢管混凝土组合框架进行非线性动力分析，主要内容包括以下几个方面：

(1) 选用合理的本构模型及失效准则，利用有限元软件ABAQUS建立了钢管混凝土平面框架抗连续性倒塌分析模型，分别抽去边柱、中柱、相邻两边柱及相邻两中柱等四种工况，并考查失效柱上部节点位移变化及周围构件的内力变化。

(2) 建立钢管混凝土空间组合框架有限元模型，分别抽去首层长边中柱、短边中柱、角柱及底层中柱四种工况，采用非线性动力分析方法对空间组合框架进行连续倒塌分析，考查失效柱上部节点位移变化及周围构件的内力变化，并与平面框架分析结果进行对比分析。

(3) 建立钢管混凝土平面框架多尺度有限元模型，基于备用荷载路径法对其进行连续性倒塌分析，考查局部精细单元处构件的应力变化，在对钢管混凝土框架抗连续倒塌能力评估的基础上，提出钢管混凝土框架抗连续性倒塌的具体措施。

通过有限元分析表明，钢管混凝土空间框架结构相对比平面框架结构有较好的抗倒塌能力，组合楼板对结构的抗倒塌能力有很大的提高，此外，结构在关键构件失效后，力的传递遵循就近原则。

**关键词：**钢管混凝土框架；平面组合框架；空间组合框架；备用荷载路径法；非线性动力分析；连续性倒塌；多尺度有限元模型

## Abstract

The American Society of Civil Engineers (ASCE) standard ASCE7-05 defines progressive collapse as the spread of an initial local failure from element to element that eventually results in the collapse of an entire structure or a disproportionately large part of it. There are two reasons for causing the progressive collapse event, including human factors and natural factors. Usually, structure collapse will result in serious personal injury and property damage. With the number of progressive collapse events increases in recent years, the study on progressive collapse has become a hot issue. With the wider use of concrete-filled steel tubular (CFST) structures in the field of architecture, CFST frame structure was used in some complex structures such as high rise and super high rise buildings, but it still lack of research on progressive collapse resistance of CFST frame structure. In this paper, non-linear dynamic analysis is carried out for a typical 12 stories CFST frame structure based on the alternate path method. The main achievements can be summarized as follows:

(1) Reasonable constitutive model and failure criteria were selected and used, and a planar composite frame model with CFST columns was built in ABAQUS. The column removal conditions include the side column removal, the middle column removal, two adjacent side columns removal, and two adjacent middle columns removal. The joint displacement variation tendencies above the removing column and other components internal force around the removed column were investigated.

(2) A FEA model of spatial composite frame with CFST columns was built in ABAQUS, removing the longitudinal middle CFST column, transverse middle CFST column, corner column, and internal column at the ground story, respectively. Nonlinear dynamic analysis was carried out for the sudden loss of columns for different conditions of column removal. The joint displacement variation tendencies above the removing column and other components internal force around the removed column were investigated, and comparative analysis with plane frame was developed.

(3) Multi-scale finite element modeling of planar composite frame with CFST columns was built. The analysis on progressive collapse based on alternate path method was performed, and the stress distribution of the local micro model was also analyzed. The measures for preventing the composite frame structure collapse were presented based on the evaluation for the ability of progressive collapse resistance. The analysis results indicated that the spatial composite frame with CFST columns has better ability on progressive collapse resistance than the plane frame. The composite slabs can greatly improve the progressive collapse resistance



of frame structures. In addition, the load was transferred to the adjacent columns under a proximity principle after removing the columns.

**Key Words:** concrete-filled steel tubular frame; planar composite frame; spatial composite frame; the alternate path method; non-linear dynamic analysis; progressive collapse; multi-scale finite element modeling

© 版权所有，仅供参考

2012

<http://www.cewangwd.com>



## 第一章 绪论

### 1.1 钢管混凝土组合框架的特点

钢管混凝土是指在钢管中填充混凝土而成的组合构件，利用钢管和混凝土在受力过程中相互之间的组合作用，充分发挥了钢材和混凝土的优势，使混凝土强度得以提高，塑性和韧性性能得到很大的改善，钢管混凝土柱表现为截面小且承载力高的特点。在钢管中填充混凝土形成钢管混凝土后，混凝土的应力状态比较复杂，对混凝土的开裂起到了很好的抑制作用。此外，由于混凝土的存在，避免和延缓了钢管过早发生局部屈曲，同时也由于钢管的保护作用，在遭受地震、火灾以及冲击荷载作用时，避免了混凝土的过早脱落，两种材料彼此形成了互补作用，充分发挥彼此的长处，合理的使用了两种材料，产生了“1+1>2”的“组合”效果(韩林海, 2000<sup>[1]</sup>)。由于钢管混凝土结构具有承载力高、塑性和韧性好、施工方便、耐火性能较好、经济效果好等特点而受到越来越广泛的应用，钢管混凝土主要用在桩、大跨度和空间结构、商业广场、地铁中心、高层和超高层建筑以及桥梁结构等一些重要建筑中。迄今为止，我国采用钢管混凝土结构的建筑数量不断增加。

此外，课题组对于钢管混凝土框架结构的力学性能做了不少的研究，如王文达和韩林海(2008)<sup>[2]</sup>建立了单层单跨钢管混凝土恢复力模型，分析了钢管混凝土框架典型的 $P-\Delta$ 滞回曲线特征，对影响钢管混凝土框架 $P-\Delta$ 骨架曲线的主要因素进行参数分析。王文达和韩林海(2008)<sup>[3]</sup>基于非线性纤维梁-柱单元理论，对钢梁-钢管混凝土柱平面框架结构的力学性能进行了非线性有限元分析，并考虑初始缺陷、残余应力等，在此基础上还对影响钢管混凝土框架力学性能的主要因素进行了参数分析。王文达和韩林海(2009)<sup>[4]</sup>基于OpenSees计算平台，采用非线性纤维梁-柱理论，建立了钢管混凝土柱-钢梁平面框架往复加载时荷载-位移滞回关系计算模型，对钢管混凝土框架结构的抗震性能进行了研究等。

自1968年Ronan Point事件发生至今，其间经历了1995年美国Alfred P.Murrah联邦政府办公楼倒塌、2001年世贸双塔倒塌等多次重大事件，这些工程实例表明结构体系有利与否对于结构的倒塌能力有着至关重要的影响。由于钢管混凝土结构具有较强的坚固性，能够有效防止结构体系发生连续性倒塌，尤其针对于一些不利的结构体系，目前越来越多的建筑采用钢管混凝土这种组合结构形式。本文中探讨的钢管混凝土组合框架主要针对框架柱由钢管混凝土柱构成，梁为钢梁或组合梁，而其余构件为钢筋混凝土构件或钢构件的框架结构。

## 1.2 连续性倒塌定义及课题研究意义

### 1.2.1 连续性倒塌定义

结构连续倒塌，美国土木工程协会在 ASCE7-05(ASCE, 2005<sup>[5]</sup>)中定义如下：“在正常使用条件下由于突发事件结构发生局部破坏，这种破坏从结构初始破坏位置沿构件进行传递，最终导致整个建筑物倒塌或者造成与初始破坏部分不成比例的倒塌”。

造成建筑物发生连续倒塌的原因有很多，主要包括以下两种，第一种是由于地震作用下结构进入非弹性大变形，构件失稳，传力途径失效引起连续倒塌。第二种是由于撞击、爆炸、人为破坏，造成部分承重构件失效，阻断传力途径导致连续倒塌(胡庆昌, 2007<sup>[6]</sup>)无论基于何种原因，结构发生倒塌，一般都会造成很严重的生命财产损失，并产生恶劣的社会影响。对结构倒塌的研究日益受到公众的关注和研究者的重视。连续性倒塌研究进程主要可以分为三个阶段，分别对应三次重大连续倒塌事件：

1968年5月16日，伦敦公寓Ronan Point 18层某一单元的住户因夜间煤气泄漏遇明火引起局部爆炸，造成该单元两侧的外墙板和局部楼板破坏，从而导致上一层的墙板在失去支承后也同时坠落，坠落的构件由上到下，依次连续破坏发生“多米诺骨牌效应”，最终导致整栋建筑发生连续倒塌破坏。引起这次倒塌事件的爆炸荷载并不大，却造成了该楼中此单元及相连区域从上到下发生连续性破坏，因此此次破坏具有明显的“不成比例性”和“连续性”(如图1.1)。这次事件引起了许多工程师对结构抗连续性倒塌的关注。



图 1.1 1968Ronan Point 公寓倒塌

1995年4月19日，美国俄克拉荷马州 Alfred P.Murrah 联邦大楼遭恐怖袭击，一辆装满燃油的卡车炸弹直接导致建筑物底层的三根边柱发生严重破坏，从而引起上部结构

荷载重分布, 导致上部转换梁失效, 最终导致楼层 50% 的面积坍塌, 造成了严重的人员伤亡。从整个倒塌过程来看, 这次倒塌事件具有明显的连续性特征, 事故中建筑物的大规模破坏是源于结构底层局部构件失效引起的(如图 1.2)。



图 1.2 1995 年美国联邦政府大楼爆炸事件

继 1995 年 Alfred P. Murrah 联邦大楼爆炸事件后, 1996 年恐怖主义对沙特阿拉伯达兰附近的霍巴大厦(Khobar Towers)住宅群发起了攻击。一枚汽车炸弹在住宅群的停车场爆炸, 摧毁了距离最近的一座大楼, 引发了结构的部分倒塌, 如图 1.3 所示。



图 1.3 1996 年 Khobar Towers 爆炸事件图片



图 1.4 1998 年美国驻肯尼亚大使馆爆炸事件图片

1998 年 8 月 7 日, 美国驻肯尼亚和坦桑尼亚大使馆几乎同时遭到汽车炸弹袭击, 这次事件造成了美国驻肯尼亚大使馆周边一栋建筑发生了彻底倒塌, 如图 1.4 所示。



(a)

(b)

图 1.5 2001 年纽约世贸中心大楼倒塌图片

2001 年 9 月 11 日, 美国纽约世贸中心双子大楼遭到恐怖袭击, 在飞机撞击和航空汽油燃烧高温的双重作用下, 引发上部楼层的坍塌, 下部结构在高温作用下材料强度降低, 顶部基本上保持着一个整体以冲击荷载的形式突然塌落, 荷载往下逐层传递并逐渐累加, 引起了结构的连锁坍塌, 继而又造成邻近世贸中心楼群其他建筑楼层倒塌破坏, 如图 1.5 所示。有些学者认为美国世贸中心楼群的倒塌不属于连续性倒塌的范畴, 但自 9.11 事件以后又引发了连续性倒塌研究新的一股热潮。

在我国国内建筑发生倒塌的事故也常有发生。如 1990 年发生在辽宁盘锦的由于燃气爆炸导致主体结构倒塌的事故、2001 年石家庄特大连环爆炸事件、2003 年发生在湖南衡阳大厦特大火灾引发的倒塌事件, 2009 年 6 月上海莲花南路莲花河畔小区一幢在建 13 层楼房倒塌(如图 1.6 所示)<sup>[7]</sup>, 2010 年 8 月长春某三层居民楼发生部分倒塌事故(如图 1.7 所示)<sup>[8]</sup>, 2011 年 4 月乌鲁木齐某居民楼发生了煤气爆炸, 造成了居民楼的局部倒塌破坏, 10 人受伤(如图 1.8 所示)<sup>[9]</sup>, 在此同一天, 北京一居民楼也是由于煤气泄漏爆燃事故引发了楼层东北角全部坍塌(如图 1.9 所示)<sup>[10]</sup>。造成连续倒塌的原因有多种, 但无论是基于何种原因造成的连续性倒塌破坏, 都给人类带来了严重的经济损失和生命安全威胁, 结构的连续性倒塌已经成为严重威胁公共安全的重要问题。



图 1.6 上海 13 层在建住宅楼整体倒塌



图 1.7 长春某一居民楼发生局部倒塌



图 1.8 乌鲁木齐某一居民楼局部倒塌

图 1.9 北京某一居民楼东北角坍塌

### 1.2.2 课题研究意义

为了满足设计需要,我国关于抗连续倒塌专门的设计规程也在制定中,并且在 2010 年颁布的修订版《混凝土结构设计规范》(GB50011-2010)<sup>[11]</sup>第 3.6 节中也增加了专门的防连续倒塌设计原则的内容,但并没有提出专门的针对钢筋混凝土结构抗连续倒塌的设计方法或设计流程。此外,在《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010)<sup>[12]</sup>第 3.5.2 条中提到:“应具有明确的计算简图和合理的地震作用传递途径;应避免部分结构或构件破坏而导致整个结构丧失抗震承载能力或对重力荷载的承载力”。上述两部规范只是基于概念层次提出了防连续倒塌的基本原则,这对于实际工程设计并没有具体的指导方法。

在我国许多学者近年来致力于钢筋混凝土结构和钢结构抗倒塌方面的研究,也取得了一些显著的成就。钢管混凝土结构是近年来新兴的一种结构形式,在抗倒塌方面的研究还很匮乏,安钰丰(2011)<sup>[13]</sup>中对钢管混凝土抗倒塌性能做了一些初步的模拟分析研究,但缺乏相应的理论分析,本文将在其基础上对钢管混凝土框架抗连续性倒塌性能做更进一步的分析研究。

## 1.3 连续性倒塌研究现状、试验研究及规范介绍

在结构抗连续倒塌研究领域,国外研究开展的较早,欧美等国已经制定相关的设计规范或者设计指南。我国在此领域的研究还处在起步阶段,尤其近些年来连续倒塌事故的频繁发生,国内许多学者开始着手于这一领域的研究,到目前为止,我国还未能结合自己的实际情况,针对连续性倒塌事件,提出一套合理而适用的防范对策,我国对于抗连续性倒塌方面的研究还有大量工作需要做。

### 1.3.1 规范介绍

自 1968 年的 Ronan Point 事件发生以来至今,虽然发生了许多结构倒塌的事件,但大多数为结构的局部倒塌,到目前为止,引发结构发生整体连续性倒塌的事件很少,往往每次事件都会造成非常严重的损失,如下所示时程图图 1.10 说明的一样,许多规范的

修订往往都是在灾难事件发生之后才进行的<sup>[14]</sup>。其中一些主要的国外规范中均有关于如何改善结构抗连续倒塌能力的规定,如英国规程 [Approved Document A\(ODPM, 2004<sup>\[15\]</sup>\)](#)、欧洲的 Eurocode 1(CEN, 2006<sup>[16]</sup>)等。美国公共事务管理局制定的《联邦政府办公楼以及大型现代建筑连续倒塌分析和设计指南》[GSA\(2003\)<sup>\[17\]</sup>](#)和美国国防部编制的《建筑抗连续倒塌设计》[UFC4-023-03\(2010\)<sup>\[18\]</sup>](#)则较为详细的阐述了结构抗连续倒塌的设计方法及流程,国内外都有学者总结和综述了各国的抗倒塌设计规范。

### 1. 英国规范

英国是最早对建筑结构进行抗连续倒塌设计的国家之一。英国混凝土结构设计规范 [\(BSI, 2002\)<sup>\[19\]</sup>](#)针对结构的抗倒塌设计并没有提出具体的设计方法,只是从概念上通过提高结构的鲁棒性(Robustness)来提高结构的抗倒塌能力,规范中对于提高结构的鲁棒性提出了以下种方法:结构的整体性检查、具有承担一定水平荷载的能力、结构拉结强度的规定、关键构件和拆除构件法、竖向构件遭受车辆撞击时设置防护设置。

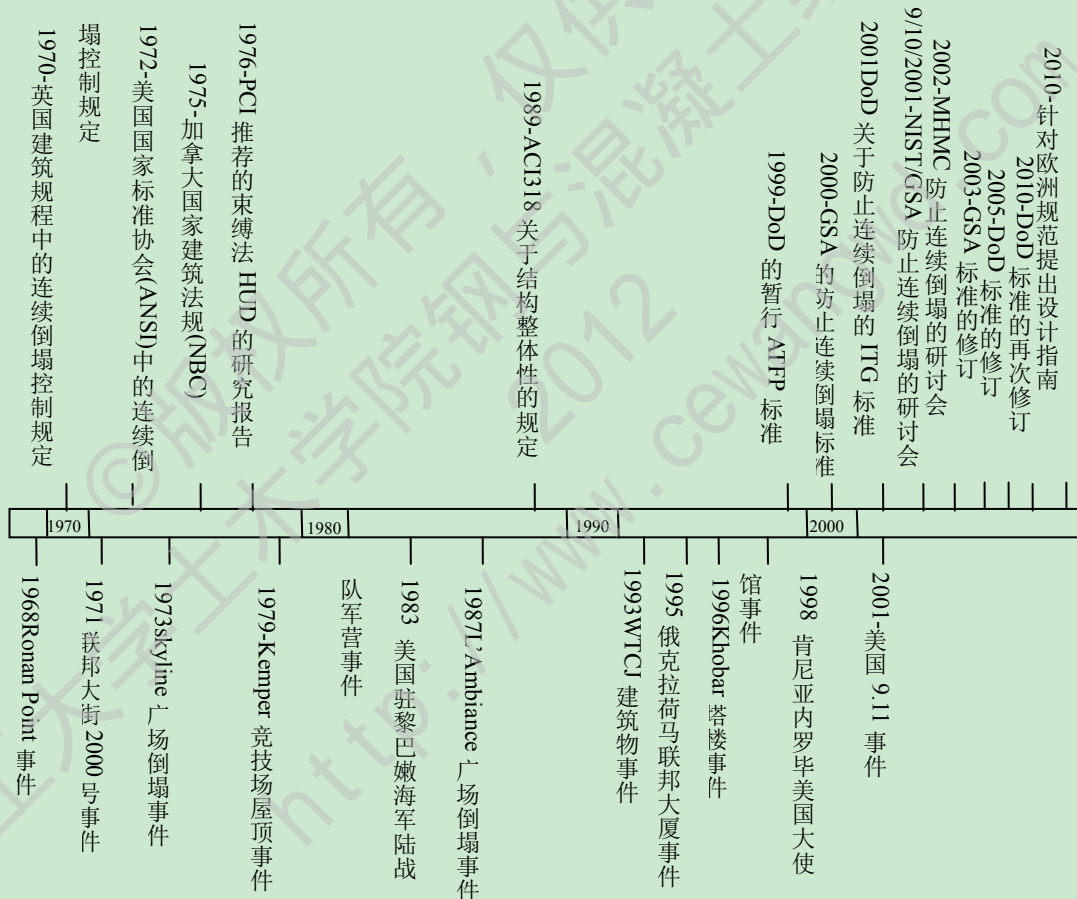


图 1.10 建筑物倒塌事故发生与相关规范推出时程图<sup>[14]</sup>

英国规程 [Approved Document A\(ODPM, 2004\)<sup>\[15\]</sup>](#)中提出了三种设计方法: 1) 拉结强度设计: 是通过设计对结构构件或连接进行“捆绑”, 以提高结构的整体性和冗余度, 该方法属于间接设计法; 2) 转变途径法: 该方法属于直接设计法, 加大结构的水平构件承载力, 使其支撑构件破坏后仍然能够横跨两个开间而不完全失去承载力, 发生坍塌的相应区域不应超过楼层面积 15%或者 70m<sup>2</sup>; 3) 局部抗力法: 该方法亦属于直接设计法,



将一些拆除后可能引发大范围坍塌的构件视为关键构件，通过设计使其在各个方向能够承受额外的  $34\text{kN/m}^2$  的均布荷载。

## 2. 欧洲规范

欧洲荷载规范Eurocode 1(BS EN 1991-1-7: 2006)<sup>[16]</sup>中规定了结构必须有足够承载力抵御意外荷载。该规范将结构连续性倒塌设计分为两个方面：一是针对于具体的意外事件，采用消除或者减轻灾害的设计方法，重点在于结构的防护措施，目的是降低意外荷载对结构局部破坏的可能；另一方面则是完全独立于意外事件的发生，侧重点在于提高结构的抗倒塌能力，通过提高结构整体性、冗余度和延性的设计方法，将结构的破坏控制在局部范围内而不发生整体倒塌。此外，Eurocode 1中对建筑划分了安全等级，根据不用的安全等级采取不同的设计方法，该规程采用了两种分类方法：一是根据建筑功能及大小将建筑分为四个等级，二是对建筑进行倒塌分析，运用可靠度方法得到建筑风险水平的评价并施以相应的设计方法。

英国结构工程师学会(the Institution of Structural Engineers, 2010)针对欧洲规范提出了专门的设计指南<sup>[20]</sup>，指南中指出所谓的“连续性倒塌”并不等同于“不成比例的倒塌”，提高结构的抗连续倒塌能力主要在于提高结构的鲁棒性，并指出结构的鲁棒性是基于两个层次上的，一个是结构整体鲁棒性概念层次的，另一个是局部层次上的。指南中提出了三种提高鲁棒性的方法：1)间接设计法：水平方向及垂直方向的拉结强度法；2)备用荷载路径法：抽去构件法；3)局部抗力法：加强局部关键构件。

## 3. 美国规范

美国公共事务管理局 GSA(2003)<sup>[17]</sup>是第一个关于结构抗连续倒塌设计的专业规范。该规范首先提供了一个判断建筑是否可以免于进行抗连续倒塌分析的流程 (Exemption Process)，考虑了建筑的用途、使用年限、结构材料、结构构造等多方面的因素。如果通过该流程判定建筑的倒塌风险为低(见图 1.11)，则可免于进一步的分析，否则将采用拆除构件法对结构的抗连续倒塌能力进行评估。可选择分析方法包括线弹性分析和非线性分析，其中线弹性分析作为一种简化的分析方法，只能应用于 10 层和 10 层以下的建筑。对于 10 层以上的建筑和不规则的建筑，则必须采用非线性方法。按照是否考虑动力效应又可分为静力分析和动力分析，对于静力分析竖向荷载采用考虑动力放大系数的  $\text{Load}=2(DL+0.25LL)$ ，其中， $DL$  为结构的恒载标准值， $LL$  为结构的活载标准值，对于动力分析，荷载组合采用  $\text{Load}=DL+0.25LL$ 。指南采用屈强比(DCR)作为线弹性分析的破坏准则，而对于非线性分析方法，则是以塑性铰转动和位移的延性比作为破坏准则。

另外，指南还建议了一些可供采纳的概念性的设计措施来提高新建建筑抵御连续倒塌的能力，包括提高结构冗余度、延性、连续性和考虑反向荷载作用等，并在附录中提供了进行结构构件尺寸和细部构造初始设计的流程供设计者参考，遵循这些流程将使结构更容易通过接下来的连续倒塌风险评估。

UFC4-023-03(2010)<sup>[18]</sup>是美国国防部为防止建筑物遭受恐怖袭击而颁布的一部抗连

续性倒塌专业规范，包括对其适用范围、设计方法、荷载及动力增大系数、备用荷载路径法倒塌准则及模型参数、增强局部抗力等方面的改进。该规范综合考虑了经济性、有效性、适用性的原则，在原有设计基础上提高结构抗连续倒塌的能力。在该规范中，按照建筑的占用级别及建筑功能或危险状态将建筑的安全等级分为 I、II、III、IV 等四个等级，对应不同的安全等级所采用的设计要求不同。主要提供了两种设计方法，第一是拉结强度法，第二是拆除构件法(即“AP”法)，并对两种设计方法给出了较为详细的说明。

此外，美国国家标准与技术局颁布的 NISTIR7396(National Institute of Standards and Technology, 2008)<sup>[21]</sup>将引发结构发生连续性倒塌的偶然荷载分为：机械冲击、设计失误、火灾、煤气爆炸、人为造成的超载、危险物品的运输和存储、汽车碰撞、炸弹爆炸等，系统综合概括了结构抗连续倒塌的设计方法：包括间接设计法和直接设计法，拉结法属于间接设计法，直接设计法包括备用荷载路径法与局部抗力法，规范提出了针对备用荷载路径法的四种分析方法，其中包括线性静力、非线性静力、线性动力、非线性动力分析方法。

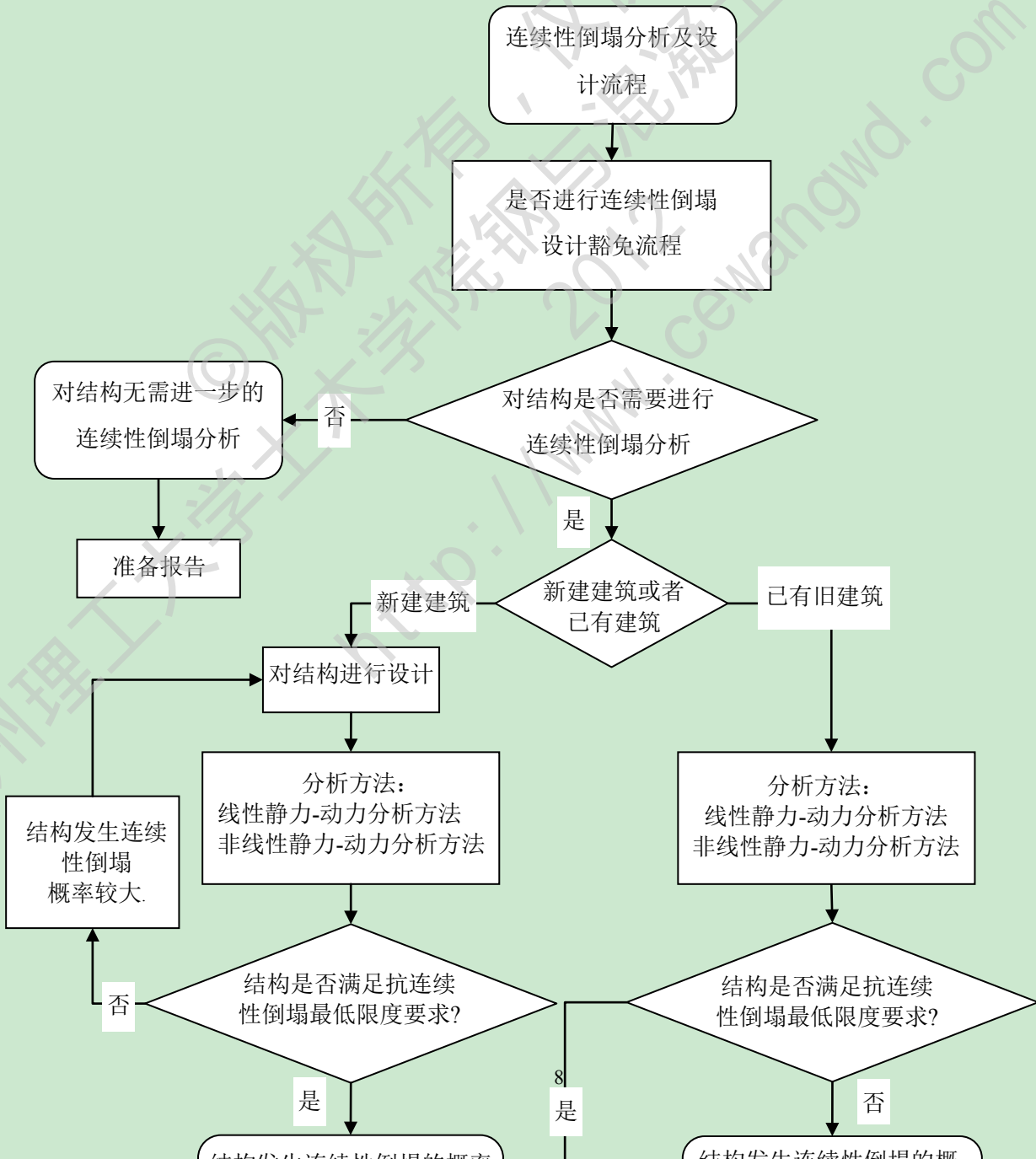


图 1.11 考虑连续性倒塌设计整体流程图 GSA(2003)<sup>[17]</sup>

综合上述几部准则可以看出,在上述准则中对如何降低结构的连续性倒塌提出了两种方法:直接设计法和间接设计法,直接设计法是在设计过程中明确考虑了如何通过设计提高结构的抗连续性倒塌能力,直接设计法的两种设计方法分别定义如下:

i) 备用荷载路径法(The Alternate Path method)又称“AP”法,是指当结构失去某一构件时,结构仍能够传递荷载,只是局部范围内的损坏而不至于发生整体倒塌。

这种设计方法通常在两种情况下使用,一种是当结构竖向承重构件不能提供足够的拉结强度时,假定结构构件突然移除,采用备用荷载路径法来确定结构是否具有跨越能力;另外一种是按美国国防部 UFC4-023-03(2010)<sup>[18]</sup>指南中划分的 II、III、IV 类等级建筑,必须采用备用荷载路径法对指定的关键构件进行设计。该设计方法采用系数设计法,即基于考虑突发事件的荷载系数及阻力系数来定义设计强度(ASCE7-05, 2005)<sup>[5]</sup>,可以采用三种分析方法:线性静力,非线性静力及非线性动力分析方法。

ii) 局部抗力法(The Specific Local Resistance method)简称“SLR”法,要求结构整体或局部构件有足够的强度抵御外部突发荷载,通过增大荷载系数对结构进行加强,但这种方法不能充分反应突发事件的影响。

间接设计法是通过结构进行拉结,有效的将整个结构拉结在一起,使其满足结构强度、连续性及延展性要求,使结构具有跨越能力,当结构局部承重构件发生破坏时,结构传力途径发生改变,上部梁或板的跨越能力避免结构发生连续倒塌。

### 1.3.2 钢筋混凝土框架结构抗连续性倒塌研究现状

Kaewkulchai 和 Williamson(2004)<sup>[22]</sup>采用梁柱单元建立平面框架并进行动力分析,这种梁柱单元采用集中塑性模型,可同时承受弯矩和轴力相互作用,分析表明由于结构的破坏造成了其刚度和强度的退化,作者对单根构件破坏时结构的动力特性进行了分析,采用隐式求解方法,并对构件的刚度进行修正,且建议在进行连续倒塌分析时应考虑荷载的动力重分布。

张雷明和刘西拉(2001)<sup>[23]</sup>提出了基于广义函数建立杆单元的混合铰模型,该模型能

够较好的模拟框架倒塌过程中的不连续位移场和累积大位移、大转动。此外，作者通过算例验证了混合铰杆单元模型能够较好的反应结构在强震作用下的真实行为。

Luccioni等(2004)<sup>[24]</sup>采用大型通用软件AUTODYN对阿根廷首都的一栋建筑建立有限元模型并进行连续性倒塌分析，采用抽柱法模拟在恐怖爆炸中破坏的柱子，混凝土结构单元及建筑所占的体积通过拉格朗日算法及欧拉网格来计算，模型采用实体单元建模，采用抽柱法抽去一个构件或单元，失效后构件变成自由落体并伴随初速度，这种模拟是对倒塌中构件失效后造成冲击的近似模拟，分析结果与试验数据进行对比，验证了模型的正确性。

陈俊岭(2004)<sup>[25]</sup>指出从偶然事件的发生过程来看，防止结构发生连续性倒塌可以根据以下几个控制性阶段采取不同的防护措施控制偶然事件的发生起因，一是消除引发结构局部破坏的诱因偶然事件发生的条件，二防止结构发生连续性倒塌局部破坏发生的条件，通过分述作者提出了针对上述控制性阶段进行抗连续倒塌设计采取的有效措施。

Hayes等(2005)<sup>[26]</sup>对1995发生连续性倒塌的美国俄克拉荷马州Alfred P.Murrah联邦大楼采取了评估分析，并在评估过程中针对结构的设计漏洞提出了三种加固方案：窗间空腹墙体系，特制混凝土抗弯框架体系，内部设置剪力墙体系。并对按照现行建筑规范对原来的普通抗弯框架进行加固，不考虑侧向水平荷载，通过分析结构对1995年同样的爆炸所产生的响应，发现窗间空腹墙体系和特制混凝土抗弯框架体系能够降低爆炸产生的效应及继而发生的连续性倒塌，而结构内部设置剪力墙效果并不明显。

于山等(2005)<sup>[27]</sup>指出，建筑倒塌主要是由于人为失误或故意破坏造成的，可以根据建筑物遭遇偶然事件的可能性及建筑发生倒塌后可能造成后果的严重性将建筑物分为四类，并针对不同类别的建筑物采取不同的抗倒塌策略。

付秀艳和苏幼坡(2005)<sup>[28]</sup>利用静力分析方法对框架-剪力墙结构进行“抽柱分析”，以DCR值判别结构构件是否失效，通过分析发现8度以下抗震设防的建筑具有较高的竖向连续倒塌的可能性，且如果相邻跨度偏差越大，结构竖向连续倒塌的可能性越大。

陈俊岭和马人乐(2005)<sup>[29]</sup>利用概率论和结构可靠度的基本概念，提出对结构进行二次防御能力分析时应当采取的荷载效应组合方法。

Kaewkulchai和Williamson(2006)<sup>[30]</sup>对构件失效后的动力冲击效应进行了研究，梁构件的一端失效被简化为一个在楼板下产生弹性冲击效应的质量集合，有效质量被分配给失效构件下面的其他节点处，并满足动量守恒定律，忽略局部变形及非弹性现象。当梁两端失效时被假定为一个自由体下落到下面的梁上，在上述两种情况中，失效构件的冲击效应均不予考虑，只有其下部被冲击构件在上部梁落下后产生了动力响应。

Elvira等(2006)<sup>[31]</sup>对目前关于爆炸荷载作用下结构发生连续性倒塌的研究方法进行归纳与比较，并指出当前研究方法主要包括：线性静力分析方法、非线性静力分析方法、理想单自由度体系的非线性动力分析方法、线性有限元动力分析方法、非线性有限

元动力分析方法（不考虑爆炸荷载作用）、非线性有限元动力分析方法（考虑爆炸荷载作用）等六种方法，作者针对上述分析方法建立有限元模型并进行比较，指出前五种方法均不能精确的模拟爆炸荷载作用下的楼层响应，爆炸荷载作用下往往会引起爆炸附近结构构件的破坏以及与受损柱子相连的上部梁构件的破坏，在上述前五种分析方法中均没有考虑这种破坏作用，只有考虑爆炸荷载作用下的非线性有限元动力分析方法能够真实反映结构在爆炸荷载作用下的真实响应。

Marjanishvili和Agnew(2006)<sup>[32]</sup>基于GSA2003中提到的荷载组合，对线性静力、非线性静力、线性动力及非线性动力等分析方法进行对比，作者得出结论：与非线性静力及动力分析方法相比，线性分析方法结果并不保守。

吴志林(2006)<sup>[33]</sup>借鉴建筑抗震设防类别划分，根据建筑物遭遇偶然事件的可能性和建筑发生倒塌后可能造成后果的严重性将建筑分为四类，针对不同类别建筑进行不同水平的抗倒塌设计。

张立山等(2006)<sup>[34]</sup>研究了在结构内部设置水平拉杆和垂直拉杆等拉结系统，将结构有效地连接在一起，增加结构的连续性和延性，并使结构具有“搭桥”能力，从而限制破坏的发展，避免连续倒塌的发生。此外，张立山(2006)<sup>[35]</sup>对钢筋混凝土结构的抗连续倒塌的构造措施进行了研究，通过对美国GSA2003和UFC4-023-03标准及抗震设计规范等相关规范标准的探讨，总结出了适合我国钢筋混凝土结构抗倒塌设计的相关构造措施。

王宝勇(2006)<sup>[36]</sup>运用能量法原理，建立相应有限元模型，对三层和六层框架结构分六度设防和八度设防按失效柱子的四种位置共十六种情况进行了仿真计算，模拟了框架结构在爆炸作用下的破坏过程，并选取不同抗震设计参数，研究参数对框架结构倒塌过程造成的影响。

德国汉堡技术大学的Starossek(2007)<sup>[37]</sup>在研究倒塌机理的基础上，将连续倒塌划分为6个类型，并为每种类型提出相应的术语，分别为扁平型，闭锁型，多米诺骨牌型，区域型，失稳型和混合型倒塌。

Bazant和Verdure(2007)<sup>[38]</sup>对结构连续性倒塌的力学性能进行了研究，作者建立一维连续模型，该模型考虑了楼板或楼板组的冲击运动，假定在一栋高层建筑中由于突发荷载造成楼板破坏，随后导致的连续倒塌可以分为先向下冲击继而向上冲击，前面的冲击效应传播到破坏楼层的下面其他楼层，当到达地面时这种冲击向上传播到幸存的楼板，向下的传播冲击对应于不同的阶段可通过二阶微分来表示，所以为当结构总能量的损失超过了楼板的冲击动能，则认为倒塌会延续到下一层的楼板继而发生连续性倒塌，作者提出如果采用这种方法来判断结构是否发生倒塌时，其重点在于能量守恒而不是结构构件的强度或刚度。

梁益等(2007)<sup>[39]</sup>参考DoD2005的设计流程，对按照我国现行混凝土结构设计规范设计的三层钢筋混凝土框架进行了连续倒塌仿真分析得出：完全按照我国现行规范进行设

计的此钢筋混凝土框架结构，在抵御连续性倒塌方面明显不满足要求。

师燕超等(2007)<sup>[40]</sup>运用有限元软件建立了两跨三层钢筋混凝土框架结构的三维有限元模型。研究了初始损伤、结构的初始条件等因素对爆炸荷载作用下钢筋混凝土框架结构连续倒塌过程的影响。提出了一种改进的GSA结构连续倒塌分析方法，更为准确地模拟爆炸荷载作用下结构的连续倒塌过程。

刘小娜(2007)<sup>[41]</sup>参照国外设计指南，结合我国设计规范，利用ETABS程序建立了钢筋混凝土竖向静力分析模型，分析了层数、跨度在不同设防烈度下及不同破坏工况下的对结构抗倒塌的影响，并提出了钢筋混凝土框架结构抗连续倒塌对策。

Sasani和Sagiroglu(2008)<sup>[42]</sup>通过对钢筋混凝土框架结构多自由度体系及等效单自由度体系进行响应分析，证明了结构抵抗由人为因素造成的连续倒塌的能力在很大程度上依赖于其抵抗由自然灾害引起倒塌的能力。同时作者对钢筋混凝土进行抽柱分析，指出如果结构中梁底部的贯通钢筋小于最小的弯曲钢筋，则在发生悬索效应之前梁底部钢筋已经发生了断裂，基于此原因，作者指出对于ACI318-05中指出的梁底部最小的贯通钢筋等于最小的弯曲钢筋的要求，需要做进一步的研究。

Bao等(2008)<sup>[43]</sup>采用宏观模型法对一典型的RC框架结构通过抽除底层一根或多根柱子进行了连续倒塌数值模拟，并指出模拟分析的重点在于钢筋混凝土抗弯框架模型的连接问题上，作者力图解决的问题是通过节点及钢筋的抗拔作用来传递剪力，通过这种方式来决定混凝土构件连接的极限强度。作者采用非线性弹簧单元及梁单元建模，用一对转动弹簧代表节点的剪切变形，在梁与节点的交界处用一个剪切弹簧代表从梁或柱的剪力传递，轴向拉力用一系列弹簧组装而成，同时也可以模拟钢筋的拉力。类似的，其压力也可以通过一系列弹簧来模拟。作者将对结构整体及构件的响应分析结果与高精度有限元分析结果进行对比，验证了宏观模型法的有效性，而且证明了采用这种方法对结构连续性倒塌分析的有效性，并分析指出对于高地震活动设计的结构比低等或中等地震活动设计的建筑有更强的抗倒塌的能力。

Khalid等(2008)<sup>[44]</sup>基于结构在构件失效后节点处的动力平衡，提出了采用数值分析方法假设，采用基准测试程序对其可行性得到了验证，作者采用计算机数值分析对一榀三层三跨的RC框架结构进行了分析，并将分析结果与试验数据进行对比，两者结果相吻合，验证了作者提出的基于动力平衡的数值分析方法。

李易等(2008)<sup>[45]</sup>总结了国外抗连续倒塌设计规范中关于拉结强度法的概念及实施方法，通过有限元模拟验证了国外规范中的拉结强度设计方法不能显著提高按照国内设计规范设计的RC框架的抗连续倒塌能力。

贾金刚等(2008)<sup>[46]</sup>比较了美国土木工程协会和英国设计规范关于连续性倒塌的定义，并通过分析及实例说明，得出美国土木工程协会对连续性倒塌的定义更为合理，即连续性倒塌是指在正常使用条件下由于突发事件结构发生局部破坏，这种破坏从结构初

始破坏位置沿构件进行传递，最终导致整个建筑物倒塌或者造成与初始破坏部分不成比例的倒塌。

陆新征等(2008)<sup>[47]</sup>在基于非线性动力分析的拆除构件设计法进行分析的基础上，对基于线弹性静力分析的拆除构件法的原理和设计参数进行了分析和验算，提出适合我国工程结构的设计参数，为我国在抗连续性倒塌设计参数选取提供了依据。

蔡官民(2008)<sup>[48]</sup>按备用荷载路径法分别抽去钢筋混凝土框架首层角柱、边柱、中柱等三种工况进行倒塌分析，通过分析得出，按照抗震设计规范设计的钢筋混凝土框架结构，在保证梁底部钢筋通长配置的前提下，在7度、8度区各失效工况下，结构均具备抗连续倒塌能力。只有在6度区边柱失效的情况下，结构才出现连续倒塌的情况。对具有转换层的结构，采用SAP2000集中塑性铰杆单元进行非线性分析，考虑 $P-\Delta$ 效应。分析得结构角柱、边柱失效时，结构不具备抗连续倒塌能力，中柱失效结构发生连续倒塌的风险较高。

李玲(2008)<sup>[49]</sup>对各国抗连续性倒塌设计方法归纳总结为两大类：间接设计法和直接设计法，间接设计法包括概念设计和拉结强度设计法，直接设计法包括备用荷载路径法和局部抵抗特殊偶然作用法。作者通过有限元分析发现，对于框架结构而言，跨度是影响结构发生破坏的一个重要原因，短梁的破坏弯矩较大，首先发生破坏。对于角柱而言，除了跨度因素外，还有受力模式的影响，如弯矩方向发生改变。

张素芬(2008)<sup>[50]</sup>根据结构倒塌分析必然会产生大位移以及结构进入塑性工作阶段的特点，综合考虑结构的材料非线性和大位移产生的几何非线性的影响，对钢筋混凝土框架结构在偶然荷载作用下承重构件发生初始破坏之后的结构进行非线性倒塌分析。

杜振辉(2008)<sup>[51]</sup>根据 GSA2003 的设计规定，分别采用线性静力、线性动力、非线性静力和非线性动力等分析方法对钢筋混凝土框架结构进行分析，验证了 GSA2003 中建议的荷载组合的合理性。此外作者采用线性静力分析方法，分析柱移除后与该柱相邻构件的内力变化以及钢筋混凝土框架结构的延性要求。

金丰年等(2009)<sup>[52]</sup>结合 GSA 规范，采用备用荷载路径法进行连续性倒塌分析。在 GSA 规范的基础上提出改进的连续性倒塌分析方法。利用改进的 GSA 方法，用有限元软件建立三维框架有限元模型，采用生死单元法分别杀死失效构件。通过分析表明，对于典型的框架结构，长边靠中央的 2 根柱失效会造成结构的局部连续性倒塌，为建筑物的抗连续性倒塌设计提供了依据。

邢甫庆和陈道政(2009)<sup>[53]</sup>基于通用有限元结构分析软件，对按照我国现行混凝土结构设计规范设计的四层钢筋混凝土框架结构进行了连续性倒塌线性静力分析，通过分析得出完全按照我国设计规范设计的四层框架结构在抗连续倒塌方面明显不满足要求，角柱发生失效时结构最易发生倒塌，作者通过分析指出这是由于“索效应”的影响，当顶层柱失效时，结构易发生连续性倒塌，这对我国在进行钢筋混凝土框架结构抗连续倒塌设计提供了依据。

王晶等(2009)<sup>[54]</sup>从抗连续性倒塌的定义入手,比较和介绍了英国、欧洲和美国等国家的抗连续性倒塌设计规范,总结了各国规范的异同,为我国相关规范的编定提供参考依据。

施炜等(2009)<sup>[55]</sup>运用动力增量分析法对结构抗倒塌易损性进行分析,定量评价了按现行规范设计的不同抗震设防烈度多层RC框架结构的抗地震倒塌能力和抗倒塌安全储备,分析表明结构在大震作用下基本能够满足抗倒塌要求,但在遭遇特大地震时,结构抗倒塌能力明显不足。此外,作者还分析了轴压比和倒塌机制对结构抗倒塌能力的影响,并针对规范提出相关的设计建议。

唐代远等(2010)<sup>[56]</sup>采用纤维模型和TDA分析方法,对按照我国现行抗震规范设计的RC框架结构的抗倒塌能力进行研究发现:框架柱的轴压比是影响框架抗地震倒塌能力的最主要因素,通过控制轴压比可有效改善框架结构的抗地震倒塌能力。

梁益等(2010)<sup>[57]</sup>参照DoD2005设计流程,比较按我国现行规范设计的8层RC框架带楼板和不带楼板仿真计算结果,研究发现楼板能够明显提高结构的抗连续倒塌能力。

梁益等(2010)<sup>[58]</sup>研究发现完全按照我国现行规范设计的八层RC框架结构不满足抗连续倒塌的要求,参照国外DoD2005设计流程进行拉结强度设计后,并不能明显改善结构的抗连续倒塌能力。

叶列平等(2010)<sup>[59]</sup>在基于对各国规范总结分析的基础上,提出了适合我国设计规范目标的抗连续性倒塌设计方法,包括概念设计法、拉结强度设计法及拆除构件设计法的具体实施方法,并且给出了相关配筋构造措施。

李易等(2010)<sup>[60]</sup>利用非线性动力拆除构件法,对一典型RC框架进行连续性倒塌分析,研究了抗震设计对结构抗连续倒塌能力的贡献,指出按高设防烈度设计的框架其抗倒塌能力显著提高,此外,楼板对提高框架结构的抗倒塌能力也有显著成效,并且作者还指出,当柱的抗侧刚度不足时可能会引发结构水平向发生连续性倒塌。

### 1.3.3 钢框架结构抗连续性倒塌研究现状

陆新征和江见鲸(2001)<sup>[61]</sup>利用有限元软件,对世贸中心受飞机撞击后的倒塌进行了仿真分析,仿真的计算结果与真实倒塌过程非常接近,说明通过适当的选取计算参数和计算模型,可以对这种特殊的复杂过程进行模拟分析和仿真。指出世贸大厦结构发生彻底的连锁倒塌是因为火灾削弱结构构件和上部结构塌落冲击共同作用的结果,并提出提高构件的延性是防止连锁倒塌发生的有效措施。

Khandelwal和El-Tawil(2007)<sup>[62]</sup>利用有限元软件MPP-DYNA建立了三维钢抗弯框架有限元模型并进行了连续性倒塌研究,该数值模型由梁柱在垂直方向节点处梁截面削弱及剪切片连接,在钢材发生延性断裂处采用精细高斯本构模型,其他处则采用经典的塑性模型,作者研究了在构件失效后剪切片与柱翼缘发生的初始断裂、梁翼缘在变截面处的断裂及梁腹板在开孔处(非梁截面削弱处)的断裂模式。



李海旺和李彦军(2007)<sup>[63]</sup>采用有限元软件对空间钢结构框架在爆炸荷载作用下的倒塌破坏过程进行了分析,综合考虑了爆炸荷载作用时间和荷载峰值对结构动力响应的影响。

Khandelwal等(2008)<sup>[64]</sup>通过建立缩尺模型,采用抽柱法对经抗震设计的钢结构的抗连续性倒塌性能进行了研究,并采用pushdown分析方法对剩余结构承载力进行了研究,通过分析对比作者建立了新的基于量子力学、分子动力学及连续性机制的缩尺模型,综合考虑了微观结构的变化影响,提高了参数校核的准确性及计算的有效性。

Lee等(2008)<sup>[65]</sup>对焊接钢框架的抗连续倒塌能力采用了两种方法进行了初步评估,其中非线性静力是基于抗荷载与能量平衡的结合,非线性动力分析是对双跨梁的最大动力响应做了快速评估。

Tagawa等(2008)<sup>[66]</sup>对受弯钢框架的连续性倒塌以及地震作用下结构是如何丧失稳定性及连接拉断破坏的过程进行数值数值模拟,建立抗震框架、重力框架以及平面外抗震框架模型。

李航(2008)<sup>[67]</sup>在综合了国内外各种连续性倒塌的分析方法的基础上,根据工程风险评估的有关知识,提出了评价结构中各构件重要性的“关键指数法”,并用该方法对在建的河南省广播电视发射塔进行了连续性倒塌分析。作者最后还提出了一些有助于提高钢结构高塔抗连续性倒塌能力的措施。

钱稼茹和胡晓斌(2008)<sup>[68]-[70]</sup>对单层及多层钢结构框架在连续性倒塌过程中的动力效应进行了相关研究,总结了荷载动力放大系数的影响因素。

江晓峰(2008)<sup>[71]</sup>对大跨钢屋架体系及张弦结构体系进行了连续性倒塌分析,综合考虑了辅助构件对结构抗倒塌影响,提出大跨钢屋架体系的结构安全性能评价方法和张弦结构的抗倒塌设计方法。

韩国学者Kim等(2009)<sup>[72]</sup>基于GSA和DOD准则的基础上,采用备用荷载路径法,研究了低抗震区钢抗弯平面框架的抗连续倒塌能力,采用了线性静力及非线性动力分析方法并将其结果进行分析对比,研究发现非线性动力分析能够使结构产生较大的动力响应,并且其结果的变化与施加荷载的大小、抽取柱子的位置及层数有关,非线性动力分析更能真实的反应结构抗连续倒塌的能力,而线性静力分析的结果则相对过于保守。

Fu(2009)<sup>[73]</sup>用ABAQUS有限元软件对一20层钢结构框架进行非线性动力分析,研究了不同情况的结构动力反应。针对两种不同的侧边稳定支撑系统进行模拟,分别移除不同位置的柱子。作者分析发现结构的动力响应主要与移除柱子之后荷载的影响面积有关,并指出所有的结构构件设计在可能丧失柱子的位置及其梁柱节点至少应施加荷载为 $2(1.0DL+0.25LL)$ ,此外作者还发现上部楼层移除柱子所产生的竖向位移大于移除底层柱产生的竖向位移。

Panagiotis等(2009)<sup>[74]</sup>指出对连续性倒塌的研究应该基于规范的方法转向于基于理

解及定量评价的模拟方法研究,通过分析研究提出了针对钢结构框架连续性倒塌的失效准则,用来检测不同连接特性对钢框架倒塌性能的影响,该准则为结构设计者提供了更可靠的依据。

Khandelwal等(2009)<sup>[75]</sup>利用有限元软件建立了一栋十层经抗震设计的钢框架模型,采用备用荷载路径法对结构进行了连续性倒塌分析,该框架采用了两种支撑系统:轴心支撑系统和偏心支撑系统,作者通过对比两种支撑系统的下结构的抗连续倒塌能力,发现在高强度地震作用下轴心支撑系统比偏心支撑系统更易发生连续倒塌。

马人乐等(2009)<sup>[76]</sup>研究了水平支撑对多高层钢框架结构抗连续倒塌性能,通过对比是否有水平支撑两种情况发现水平支撑能显著减小破坏部位的竖向位移,使同层各柱轴力分配趋于均匀化,从而提高结构的抗连续倒塌能力。

蔡建国等(2009)<sup>[77]</sup>基于连续倒塌的概率学定义,主要讨论了关键构件法、荷载传递路径的增加、结构关键节点的加强和柔性隔离带及刚性隔离带的设置方法。

Fu(2010)<sup>[78]</sup>利用有限元软件ABAQUS对20层组合钢框架有限元模型进行了非线性动力分析,通过“抽柱法”对不同工况进行分析,研究了钢材强度、混凝土强度及钢筋网格尺寸等因素对结构抗倒塌能力的影响,进行了相应的参数分析,并就降低结构连续倒塌提出了相关的设计建议。

Alashker等(2010)<sup>[79]</sup>研究了钢与混凝土组合楼板的抗连续性倒塌性能,分别研究了组合板厚、钢材面积以及梁柱连接的剪切片的螺栓数量等对组合楼板抗倒塌性能的影响,作者通过模拟指出组合楼板中钢板的厚度是楼板抗倒塌能力的主要原因,通过增加剪切片中螺栓数量对增加结构抗倒塌能力效果并不显著。

Shi等(2010)<sup>[80]</sup>考虑了初始状态及爆炸荷载对相邻的构件的初始破坏,基于GSA2003及UFC4-023-03准则中的备用荷载路径法,提出了新的针对钢筋混凝土框架结构连续性倒塌分析方法,并通过算例验证了这种新的分析方法更能准确的模拟由于爆炸荷载引起的结构响应,并且计算时间短,容易实现。

谢甫哲等(2010)<sup>[81]</sup>基于抽柱法分别对不同跨度和高度的空间纯框架及框架支撑结构进行连续倒塌模拟分析,得到结构动力效应与柱失效时间的关系曲线和各失效点的位移时程曲线。

霍静思和胡聪伶(2010)<sup>[82]</sup>采用瞬时加载法对平面及空间钢框架柱失效后的连续倒塌动力效应进行了研究,分析了层数、跨度、高宽比、柱失效位置、节点转动刚度及空间作用等因素对初始破坏后钢框架动力效应的影响。

王铁成和刘传卿(2010)<sup>[83]</sup>采用有限元软件建立了考虑初始变形的钢框架连续倒塌分析模型,研究了底层柱失效时间对结构动力响应的影响,并且分析了柱失效后上部竖向荷载的传力途径及梁的受力机理,通过评估框架柱破坏后结构的连续倒塌状况,得出按照我国规范设计的钢框架在单根柱失效后具有良好的抗连续倒塌能力。

Xu和Ellingwood(2011)<sup>[84]</sup>对一榀部分由T形件螺栓连接(PR)的钢框架进行非线性分析,考查了其抗连续倒塌的性能,并将分析结果与试验结果进行对比验证,通过分析作者指出当抽去首层柱后,高强度T形件的PR钢框架可以抵抗结构发生连续性倒塌,低强度的T形件连接的钢框架其抗倒塌性能值得怀疑。

Robert等(2011)<sup>[85]</sup>基于牛顿学运动定律方程对高层建筑的倒塌时间进行了研究,作者选取一栋10层建筑作为研究对象,柱子为方形空心截面型钢,综合考虑了恒载、活载及风荷载,通过连续抽除每层柱子,通过分析作者发现对于90%的倒塌可以阻止,对于另外10%的整体倒塌,其倒塌时间超过自由落体的57%到228%。

Daigoro等(2012)<sup>[86]</sup>对世贸中心的倒塌过程进行了数值模拟,通过分析作者指出导致世贸双塔发生倒塌的原因有两个方面,一是由于火灾引起的钢材的屈曲及强度的降低,另一方面是由于构件的初始缺陷及飞机撞击引起的柱子间的连接破坏。通过模拟发现即使在撞击过程中柱子间的连接破坏,但世贸高塔的倒塌速度小于自由下落的速度,这个分析结果说明了世贸双塔迅速倒塌的原因除了飞机撞击的原因外,还可能是由于结构内部构件连接本身的固有缺陷。

#### 1.3.4 钢管混凝土结构抗连续性倒塌研究现状

朱宏权和檀文迪(2009)<sup>[87]</sup>以抗倒塌理论为基础,设计了一种钢管混凝土柱贯通楼板、混凝土板简支在柱外侧钢托板上的铰支撑钢管混凝土板柱节点,改善了钢管混凝土板柱节点的受力性能。

于航和查小雄(2011)<sup>[88]</sup>从简化计算模型及计算方法两个方面入手,提出对简化分析结构抗连续倒塌性能的计算流程,并通过对“非侧移”框架采用单层代替整体结构的抗连续倒塌分析验证了计算模型的有效性,通过采用采用基于能量守恒原理的拟静力分析方法,获得考虑楼板效应的结构最大动力响应,验证了计算方法的准确性。基于上述验证的基础上,作者对施工现场完全无焊接节点的钢管混凝土结构的抗倒塌性能进行了分析,并分析说明了混凝土强度、梁配筋率及节点牛腿长度对钢管混凝土结构抗倒塌的影响。

Xu等(2011)<sup>[89]</sup>对9层基于半刚性连接的钢管混凝土框架采用备用荷载路径法进行了非线性动力分析,为验证有限元模型的有效性及其可行性,作者分别建立了多尺度模型(子结构模型)、梁单元模型及实体单元模型三种分析模型,通过对比分析发现多尺度模型可以较好的连接节点与整个模型,验证了多尺度模型的有效性,研究发现当移除底层柱后会导致节点弯矩变化较大,初始刚度及半刚性连接的最终传递弯矩是影响结构动力响应的主要因素。

从上述综述可以看出,目前对框架结构的抗连续性倒塌研究工作主要集中在钢筋混凝土框架及钢框架结构方面,钢管混凝土框架结构是区别于钢结构及钢筋混凝土结构的一种新的结构形式,钢管混凝土柱的力学性能也不同于钢结构或钢筋混凝土构件的力学

性能，且目前针对钢管混凝土组合框架的抗倒塌能力的研究非常少，所以本课题展开对钢管混凝土抗倒塌能力的初步探讨。

## 1.4 结构连续倒塌试验研究

目前关于框架结构的倒塌试验研究还很少，并且大多数试验主要集中在钢筋混凝土结构或者钢结构方面。其主要原因在于：一是试验比较复杂，所需的试验经费非常昂贵；二是由于结构的倒塌过程是一个动态的瞬时过程，在试验中往往很难实现对倒塌过程试验数据的测量。对框架结构的抗连续倒塌试验研究主要是缩尺试验，而几乎所有的足尺试验则主要针对旧有建筑进行的，以下是国内外关于框架结构的倒塌试验研究：

### 1.4.1 缩尺试验

Karns 等(2006, 2007)<sup>[90, 91]</sup>评估了在爆炸荷载作用下，两种连接形式的钢框架的抗倒塌能力，试验装置如下图 1.12 所示，两种连接形式包括：(1)传统的抗弯连接形式；(2)加强连接处侧面板的抗爆连接形式(如图 1.13 所示)。试验的第一个阶段是在指定的高度及距离处通过引爆炸药使柱子爆炸破坏，发现两种连接方式的框架均发生了严重的皱曲，判定结果为结构发生了完全破坏，已不能继续承担重力荷载。试验的第二个阶段为破坏柱子的下部被切断，安装在试件上部的驱动器向下施加准静态的力，结果发现结构连接处发生完全分解。

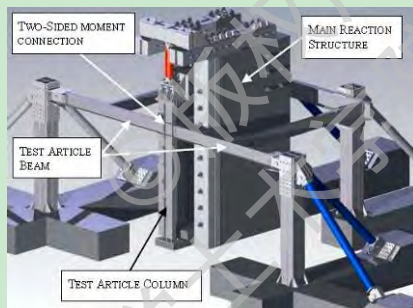


图 1.12 试验装置



图 1.13 两种连接方式

Fujikura等(2007)<sup>[92]</sup>对经过抗震设计的桥墩进行了爆炸试验，试件是由多根柱排列而成的桥墩，包括钢管混凝土柱、延性钢筋混凝土柱及带钢套管的非延性钢筋混凝土柱。经试验证明了标准抗震设计的延性钢筋混凝土柱及带钢套管的非延性钢筋混凝土柱在爆炸荷载作用下没有表现出良好的延性，并且其破坏是由柱底的剪切破坏引起的，而不是弯曲屈服破坏。相比之下，钢管混凝土柱在爆炸荷载作用下的破坏方式则为延性破坏。此外，Fujikura和Bruneau(2008)<sup>[93]</sup>中将试验结果与数值分析方法进行对比，深入对钢管混凝土柱在爆炸荷载作用下的非线性动力时程响应的研究分析，在基于试验及数值分析的基础上提出了爆炸荷载作用时圆形钢管混凝土柱的形状系数。

Sasani和Kropelnicki(2008)<sup>[94]</sup>设计一系列比例为3:8的钢筋混凝土框架梁的缩尺模型，并进行倒塌试验研究，试件长度为两跨梁长并进行轴向约束。在梁的中点也就是对

应的失效柱的位置施加垂直方向的静力荷载，试验目的为了研究结构在进入悬链阶段后的抗力，当纵向钢筋张拉断裂后，判断结构发生倒塌破坏。

Yi等(2008)<sup>[95]</sup>对一榀比例为1:3的四跨三层平面钢筋混凝土框架结构采用拟静力方法进行连续性倒塌试验研究，采用分级卸载的方式模拟钢筋混凝土框架底层柱的失效过程，通过试验分析定义钢筋混凝土框架结构在经历连续性倒塌过程中经历了三个阶段：弹性阶段、塑性阶段和悬索阶段，同时作者还指出塑性机构形成后，悬索机构还具有一定的承载能力，因此采用塑性机构破坏荷载估计钢筋混凝土框架抗倒塌能力是偏于安全的。

Su等(2009)<sup>[96]</sup>对12个约束轴向变形的钢筋混凝土框架梁进行了倒塌试验，研究了在重力荷载作用下结构抗连续性倒塌的能力，试验装置如图1.14所示，试验发现在垂直荷载作用下，由于轴向变形约束引起的压缩拱效应明显增强了框架梁的弯曲强度，而梁高度与跨度的比值及配筋率对压缩拱效应的影响较大。如图1.15所示为抽柱后梁的破坏形态，试验研究发现考虑梁压拱行为的试件比没有轴向约束的试件提高了50%到160%的额外承载力。



图1.14 试验装置



图1.15 试件破坏

清华大学2011对一榀3层3跨1:2比例钢筋混凝土框架进行了拟静力倒塌试验分析竞赛，试验中柱顶轴力通过千斤顶A和B施加(如图1.16)，边柱施加轴力大小为163kN，中柱施加轴力326kN，水平方向施加往复荷载，并通过计算模拟来预测框架基地剪力-顶点位移的滞回关系曲线，此外本次竞赛还进行了钢筋混凝土框架柱及节点的拟静力分析试验(如图1.17)，通过对节点、构件及框架结构的试验对比，改进构件试验的数值模拟来进而完善整体结构的数值模拟。



图1.16 荷载施加及测点位置试验图

图1.17 框架柱的拟静力试验装置图

### 1.4.2 现场足尺试验

美国学者Sasani等(2007)<sup>[98]</sup>对阿肯色大学医疗中心一栋10层钢筋混凝土结构宿舍的外围柱进行了爆破拆除,并对破坏柱上端节点位移、柱子轴力及上部梁弯矩分布做了记录,并用理论计算结果与试验数据进行对比。

基于上述的试验研究表明仅仅抽去单根柱子是不充足的,于是Sasani(2008)<sup>[99]</sup>和Sasani和Sagiroglu(2008)<sup>[100]</sup>对San Diego旅馆的一栋建于1914年的6层钢筋混凝土框架进行定位爆破拆除连续倒塌试验,爆破拆除了短边方向角部两根相邻的柱子以便于研究上部梁对结构抗倒塌的双向作用,试验中对破坏柱上端节点的位移、梁端弯矩分布以及柱子变形等进行了记录,试验结果与上述阿肯色大学所做的试验结果类似。

Song和Sezen(2009)<sup>[101]</sup>对俄亥俄州州立大学的学生会大楼进行了倒塌试验,该建筑建于1951年,为四层钢抗弯框架,首先拆除长边方向中间的两根柱子,随后拆除角柱,继而拆去角柱的相邻柱(如图1.18所示),每根钢柱都是从靠近顶部及底部切断并迅速抽除,试验发现结构在依次抽去四根柱子后没有发生倒塌,满足GSA2003中结构不发生连续性倒塌的要求。



图1.18 首层四根柱抽除前后

## 1.5 结构抗连续倒塌的分析及设计方法

### 1.5.1 结构抗连续倒塌的研究方法与分析方法

在对结构进行竖向连续性倒塌分析时,通常采用的方法是备用荷载路径法(即“抽柱法”),但前提是失效柱子的上部节点并没有发生破坏,如图1.19所示为突然移除柱后的结构简图。

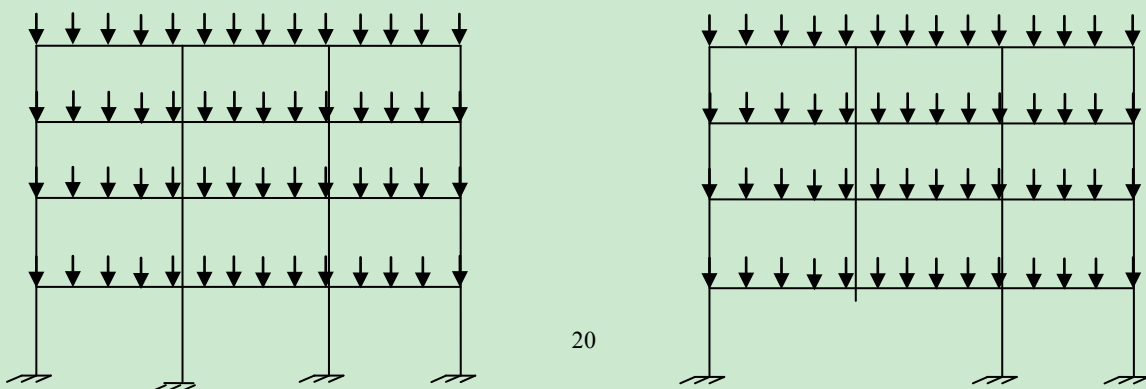
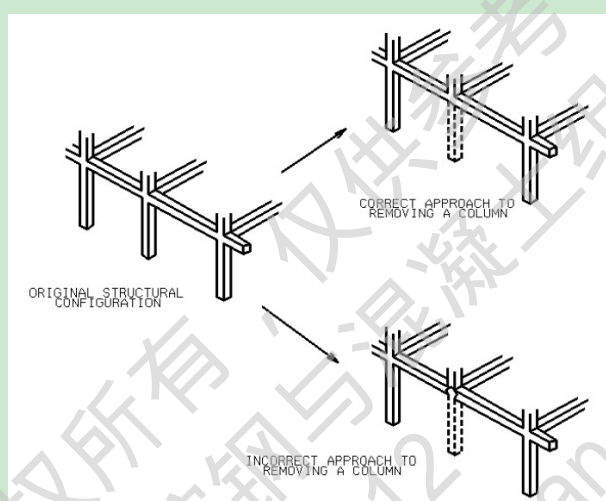


图 1.19 突然移除柱子的结构简图

根据连续倒塌分析指南 GSA(2003)<sup>[17]</sup>和 UFC4-023-03(2010)<sup>[18]</sup>中规定的备用荷载路径法(即“抽柱法”)进行分析,指南中要求有选择性的拆除结构的一个或几个承重构件,将结构的破坏程度控制在局部容许的范围内,指南中规定的正确抽柱方式见下图 1.20 所示,本文在进行抽柱分析时,假设上部节点没有发生破坏,只有柱子瞬间失效。

图 1.20 GSA2003<sup>[17]</sup>和 UFC4-023-03<sup>[18]</sup>中规定的正确抽柱方式

框架结构抗连续倒塌常用分析方法主要有线性静力分析方法、非线性静力分析方法、线性动力分析方法、非线性动力分析方法(Elvira, 2006<sup>[31]</sup>)。

线性静力分析方法(Linear Elastic Static Analysis)是目前对于框架结构抗连续倒塌分析最基本也是最简单的分析方法,这种方法是先静力移除失效构件,然后施加考虑了动力效应的荷载组合(用动力放大系数对荷载进行放大)。这种分析方法对于倒塌荷载处理比较简单,计算速度快,容易实现,缺点在于不考虑结构的动力效应,例如动力放大系数、阻尼、惯性力以及材料的非线性行为,分析结果过于保守,尤其不适用于一些复杂的结构体系的抗倒塌能力的分析。

非线性静力分析方法(Nonlinear Static Analysis)常用到的是抗震分析中的“push-over”分析,即逐步增加荷载,确定结构的控制荷载或控制位移。对于建筑结构的抗倒塌能力分析可采用竖向的“pushover”分析,这种方法考虑了材料非线性,与线性静力分析方法类似的是通过考虑动力放大系数来考虑结构的动力效应。

线性动力分析方法(Linear Elastic Dynamic Analysis)考虑了框架结构倒塌的动力过程,材料特性为线弹性,该方法在线弹性范围内可以较真实的模拟构件的实际失效过程。但这种分析方法的不足之处在于其研究对象仅限于弹性变形或小塑性变形的结构体系,

对于产生较大塑性变形的结构，这种分析方法的计算结果可能不合理。

非线性动力分析方法(Nonlinear Dynamic Analysis)也称非线性时程分析法，是目前认为最准确反应结构倒塌过程的分析方法，但也是最复杂的分析方法，它兼顾了结构的材料非线性和几何非线性，综合考虑了框架结构实际倒塌的动力特性，如动力放大系数、阻尼、惯性力等影响因素。

由于框架结构在倒塌过程中涉及到一些大位移及大变形，且框架结构的实际倒塌过程是一个连续的动力过程，所以在上述分析方法中，采用非线性动力分析方法能够很好的模拟框架结构的真实倒塌过程。

### 1.5.2 结构抗连续倒塌的设计方法

框架结构抗连续倒塌的设计方法主要包括两大类，即间接设计法与直接设计法，间接设计法主要包括概念设计与拉结强度设计法。概念设计主要从结构的整体性、延性、冗余度、鲁棒性和结构构造措施等结构设计概念，来改善结构抗倒塌的能力，但是概念设计只能给出一些定性的指导意见，难以具体量化，对设计工程设计的指导意义不大。拉结强度设计法是对结构进行横向及竖向的拉结设计来提高结构的整体性，对构件之间的连接强度进行验算，使其拉结强度满足一定的要求，为结构提供更多的荷载传递路径，按照拉结的位置及作用可分为内部拉结、周边拉结、对墙/柱的拉结以及竖向拉结四种类型。直接设计法主要包括局部抗力法及备用荷载路径法。局部抗力法(Specific Local Resistance Method)也称“关键构件设计法”，是将偶然荷载直接作用在关键构件上并对其设计，实际上是增大荷载系数，目的是使关键构件在遭遇偶然荷载作用时不致发生失效，但这种方法不能充分反映突发事件的影响，很难对结构的抗倒塌能力做一个定量的评估。备用荷载路径法(Alternate Path Method)又叫抽柱法(即“AP”法)，是指当结构失去某一关键构件时，通过转变受力途径仍能够抵御外荷载作用，采用这种方法能够对框架结构的抗倒塌能力有一个量的评估，在目前的抗连续倒塌分析中，备用荷载路径法是最精确可靠的方法，适合于任何偶然荷载作用下结构的破坏分析，本文即采用这种方法对钢管混凝土框架结构进行竖向抗连续性倒塌分析。

## 1.6 本文研究的主要目的及内容

目前，对与钢管混凝土框架结构的抗倒塌研究还很少，本文在基于钢筋混凝土结构及钢结构抗连续倒塌的理论基础上，对钢管混凝土框架结构的抗连续倒塌研究做一下探讨：

- (1) 对目前钢筋混凝土结构及钢结构的抗连续倒塌研究现状做了较为全面的综述，提出了本文中钢管混凝土框架结构抗连续倒塌的分析方法及设计方法。
- (2) 选用合理的本构模型及失效准则，建立钢管混凝土平面框架抗连续性倒塌分析



模型，分别抽去边柱、中柱、相邻两边柱及相邻两中柱等四种工况，采用非线性动力分析方法，基于备用荷载路径法对钢管混凝土平面框架的抗连续性倒塌性能进行评估，并考查失效柱上部节点位移变化，及底层、中间层和顶层钢梁的内力变化及钢管混凝土柱内力变化。

(3) 建立带楼板的钢管混凝土空间组合框架有限元模型，分别抽去长边中柱、短边中柱、角柱及底层中柱四种工况，采用非线性动力分析方法对空间组合框架进行连续倒塌分析，考查失效柱上部节点位移变化，及底层、中间层和顶层钢梁的内力变化及钢管混凝土柱内力变化。

(4) 建立钢管混凝土平面框架多尺度有限元模型，基于备用荷载路径法对其进行连续性倒塌分析，考查局部精细单元周边构件的内力变化及节点位移变化，对其抗连续性倒塌性能进行评估。

(5) 基于前三章对钢管混凝土组合框架抗连续倒塌性能评估，提出钢管混凝土组合框架抗连续性倒塌能力提高的措施。

## 第二章 钢管混凝土平面框架结构连续倒塌模拟分析

### 2.1 概述

由于结构的倒塌过程是发生的时间非常短暂，而且由于试验经费很庞大以及试验条件的所限，对于框架结构的连续性倒塌试验研究目前还很有限，并且大多数的试验也是基于跨数和层数都比较少的情况下。目前，钢管混凝土框架结构大多用于一些多高层等复杂结构体系中，对于钢管混凝土框架结构连续性倒塌的有限元分析成为解决其抗倒塌能力设计的有效途径之一。

目前对于钢管混凝土框架结构的抗倒塌性能的研究还很少，而钢管混凝土结构主要用在一些高层及超高层等复杂体系结构中，若采用精细单元建模，模型过于庞大，计算效率将会大大降低或者无法实现，因此本文采用 ABAQUS 中梁单元建模，在验证模型合理的基础上，选取一典型算例，合理定义核心混凝土与钢管间的接触关系及连续性倒塌分析的相关参数。本章节中采用备用荷载路径法对钢管混凝土平面框架进行抽柱分析，选取最不利的四种分析工况，评估钢管混凝土框架结构的抗倒塌能力并分析抽去柱子以后其周边构件的内力变化。

### 2.2 结构模型设计

#### 2.2.1 设计参数

(1)总信息：本文中采用 PKPM 设计一幢 12 层四跨圆钢管混凝土柱-钢梁框架结构，结构平面布置图 2.1 如下所示，结构层高均为 3.6m，楼板厚为 120mm，混凝土强度等级为 C30，钢管混凝土柱核心混凝土强度等级采用 C40，钢梁为 450mm×300mm×11mm×18mm(高×宽×腹板厚×翼缘厚)，钢材分别选用 Q345，弹性模量为  $2.06 \times 10^5 \text{MPa}$ ，密度为  $7850 \text{kg/m}^3$ 。柱子采用圆钢管混凝土柱，1~4 层柱为  $D \times t = 550 \text{mm} \times 15 \text{mm}$ ，5~8 层柱为  $D \times t = 450 \text{mm} \times 12 \text{mm}$ ，9~12 层柱为  $D \times t = 400 \text{mm} \times 10 \text{mm}$ 。

(2)荷载信息：楼面恒载为  $5.0 \text{kN/m}^2$ ，活载为  $2.0 \text{kN/m}^2$ ；屋面恒载为  $5 \text{kN/m}^2$ ，活载为  $0.5 \text{kN/m}^2$ 。风荷载基本风压为  $w_0 = 0.45 \text{kN/m}^2$ ，地面粗糙度为 C 类。

(3)地震信息：建筑场地类型为 II 类，抗震设防烈度为 8 度，设计基本地震加速度值为  $0.20g$ ，设计地震分组为第一组，框架抗震等级为二级。

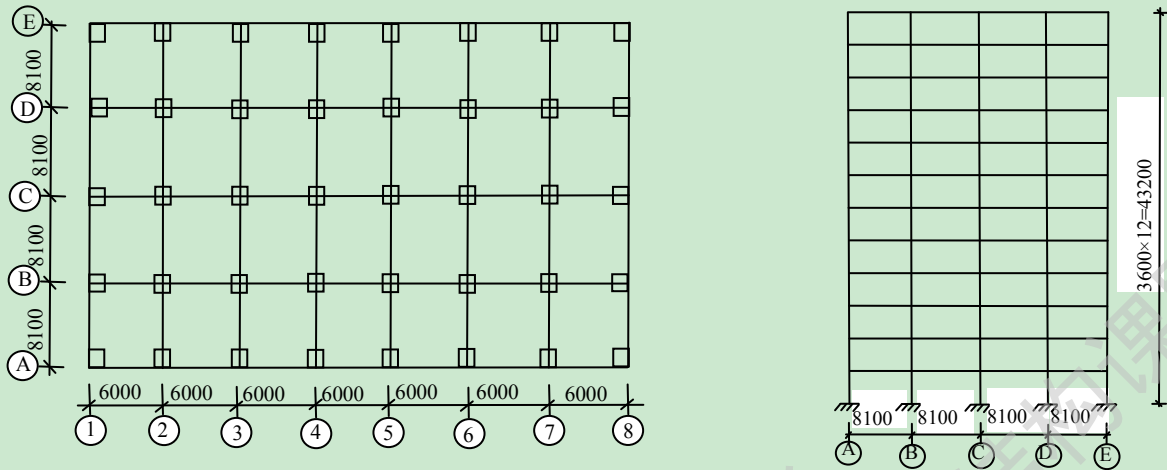


图 2.1 钢管混凝土框架结构布置图

### 2.3 钢管混凝土平面框架有限元模型

本文采用有限元软件 ABAQUS6.10，采用梁单元建模，二维平面框架单元类型为 B21，这种单元类型允许剪切变形，并考虑了有限轴向应变。对上述平面布置图中所示轴线 1 处所在的边框架建立有限元模型，如下图所示。

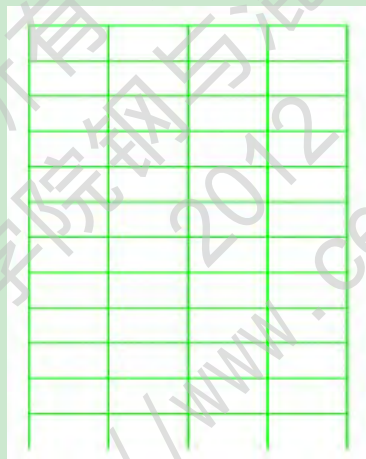


图 2.2 平面框架示意图

#### 2.3.1 材料本构

##### (1) 钢管混凝土柱核心混凝土本构关系

在 ABAQUS 中其自带的混凝土本构模型有两种：Concrete Smearred Cracking 和 Concrete Damaged Plasticity。对于核心混凝土的受压行为，采用韩林海(2005)<sup>[1]</sup>中建议的适用于纤维模型法的核心混凝土纵向应力-应变关系，具体公式如下：

对于圆钢管混凝土：

$$y = 2x - x^2 \quad (x \leq 1) \quad (2.1a)$$

$$y = \begin{cases} 1 + q \cdot (x^{0.1\xi} - 1) & \xi \geq 1.12 \\ \frac{x}{\beta \cdot (x-1)^2 + x} & \xi < 1.12 \end{cases} \quad (x > 1) \quad (2.1b)$$

式中

$$\begin{aligned} x &= \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}; & y &= \frac{\sigma}{\sigma_0}; \\ \sigma_0 &= \left[ 1 + (-0.054 \cdot \xi^2 + 0.4 \cdot \xi) \cdot \left(\frac{24}{f'_c}\right)^{0.45} \right] \cdot f'_c; \\ \varepsilon_0 &= \varepsilon_{cc} + \left[ 1400 + 800 \cdot \left(\frac{f'_c}{24} - 1\right) \right] \cdot \xi^{0.2} \quad (\mu\varepsilon); \\ \varepsilon_{cc} &= 1300 + 12.5 \cdot f'_c \quad (\mu\varepsilon); \\ q &= \frac{\xi^{0.745}}{2 + \xi}; \\ \beta &= (2.36 \times 10^{-5})^{[0.25 + (\xi - 0.5)^7]} \cdot f_c'^2 \cdot 3.51 \times 10^{-4}; \end{aligned}$$

对于方钢管混凝土:

$$y = 2x - x^2 \quad (x \leq 1) \quad (2.2a)$$

$$y = \frac{x}{\beta \cdot (x-1)^\eta + x} \quad (x > 1) \quad (2.2b)$$

式中

$$\begin{aligned} x &= \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}; & y &= \frac{\sigma}{\sigma_0}; \\ \sigma_0 &= \left[ 1 + (-0.0135 \cdot \xi^2 + 0.1 \cdot \xi) \cdot \left(\frac{24}{f'_c}\right)^{0.45} \right] \cdot f'_c; \\ \varepsilon_0 &= \varepsilon_{cc} + \left[ 1330 + 760 \cdot \left(\frac{f'_c}{24} - 1\right) \right] \cdot \xi^{0.2} \quad (\mu\varepsilon); \\ \varepsilon_{cc} &= 1300 + 12.5 \cdot f'_c \quad (\mu\varepsilon); \\ \eta &= 1.6 + 1.5/x \\ \beta &= \begin{cases} \frac{(f'_c)^{0.1}}{1.35\sqrt{1+\xi}} & (\xi \leq 3.0) \\ \frac{(f'_c)^{0.1}}{1.35\sqrt{1+\xi \cdot (\xi-2)^2}} & (\xi > 3.0) \end{cases} \end{aligned}$$

式中,  $f'_c$  为混凝土轴心抗压强度, 以 MPa 计。

对于混凝土的受拉软化性能的定义, ABAQUS 中提供了三种方法: ①基于混凝土

受拉应力-应变关系曲线(strain); ②基于混凝土应力-裂缝宽度关系(displacement); ③基于混凝土应力-断裂能关系(GFI)。对于断裂能  $G_f$  取值, C20 混凝土取值为 40N/m, C40 混凝土取值为 120N/m, 中间线性插值计算。开裂应力按下式计算:

$$\sigma_{t0} = 0.26 \times (1.25f'_c)^{2/3} \quad (2.3)$$

对于其他计算参数取值, 参照陆新征(2009)<sup>[102]</sup>中提供的数值。

本文中平面钢管混凝土框架采用塑性损伤模型, 这种模型可以较好的考虑混凝土的塑性性能。但是由于在空间钢管混凝土框架有限元建模中, 塑性损伤模型已不再适用, 并且在计算过程中收敛性较差, 因此本文在钢管混凝土空间建模中采用弥散裂缝模型。

### (2) 钢材本构关系

对于 Q235 钢、Q345 钢和 Q390 钢等常用普通钢材, 采用韩林海(2005)<sup>[1]</sup>中的二次塑流模型, 如图 2.3 所示钢材的应力-应变关系曲线一般分为五个阶段, 分别为弹性段、弹塑性段、塑性段、强化段及二次塑流段。图中虚线为钢材实际应力-应变关系曲线, 实线为简化后的关系曲线。其中,  $f_p$ 、 $f_y$  和  $f_u$  分别为钢材比例极限、屈服强度和抗拉强度极限。

对于高强钢材, 一般采用双线性模型, 如图 2.4 所示, 其应力-应变关系曲线分为两个阶段: 弹性阶段(oa)和强化阶段(ab)。强化阶段的模量取值为  $0.01E_s$ ,  $E_s$  为钢材的弹性模量。

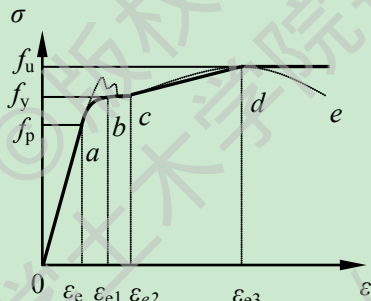


图 2.3 普通钢材应力-应变关系曲线

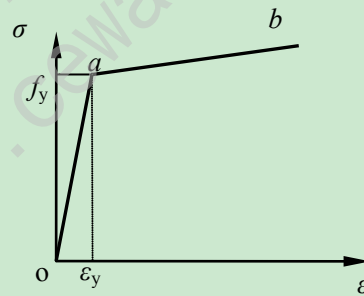


图 2.4 高强钢材应力-应变关系曲线

冷弯薄壁型钢采用韩林海(2005)<sup>[1]</sup>中的冷弯薄壁钢材本构关系, 如图 2.5 所示, 具体表达式见公式 2.4。

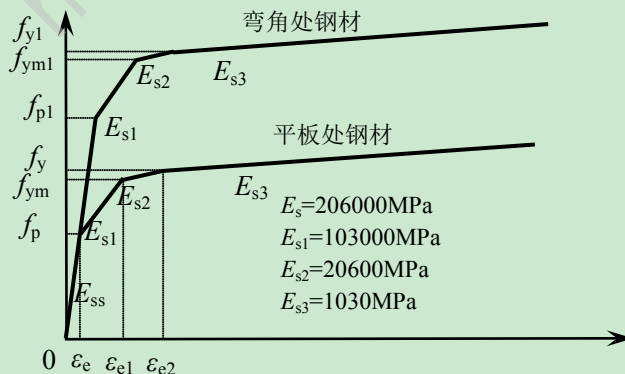


图 2.5 冷弯型钢钢材  $\sigma$ - $\epsilon$  关系示意图

$$\sigma = \begin{cases} E_s \varepsilon & (\varepsilon \leq \varepsilon_e) \\ f_p + E_{s1}(\varepsilon - \varepsilon_e) & (\varepsilon_e < \varepsilon \leq \varepsilon_{e1}) \\ f_{ym} + E_{s2}(\varepsilon - \varepsilon_{e1}) & (\varepsilon_{e1} < \varepsilon \leq \varepsilon_{e2}) \\ f_y + E_{s3}(\varepsilon - \varepsilon_{e2}) & (\varepsilon_{e2} < \varepsilon) \end{cases} \quad (2.4)$$

式中,  $f_p=0.75f_y$ ,  $f_{ym}=0.875f_y$ ,  $\varepsilon_e=0.75f_y/E_s$ ,  $\varepsilon_{e1}=\varepsilon_e+0.125f_y/E_{s1}$ ,  $\varepsilon_{e2}=\varepsilon_{e1}+0.125f_y/E_{s2}$ 。

### 2.3.2 钢管与核心混凝土相互作用及节点处理

核心混凝土与钢管之间采用“Tie”连接起来,由于在核心混凝土本构关系中已经考虑了钢管对混凝土的约束效应,因此采用这种方法可以考虑钢管与混凝土之间的组合效应。所有梁和柱的连接采用刚接处理,并在节点处考虑刚域的影响。

## 2.4 模型验证

为验证采用梁单元建立钢管混凝土组合框架有限元模型的正确性,本文对吴芸(2006)<sup>[103]</sup>中平面钢框架及 Han(2008)<sup>[104]</sup>钢梁-方形钢管混凝土柱单层单跨平面框架建立有限元模型,并通过对比理论分析结果与试验结果,验证理论模型的合理性及适用性。

### 2.4.1 平面钢框架模型验证

该试验是对吴芸(2006)<sup>[103]</sup>等所做平面钢框架在低周往复作用下的试验进行验证,该钢框架采用 1:2 的缩尺比例进行设计,为一跨两层平面框架,跨度为 2.4m,柱高 1.4m。其中梁采用 200mm×100mm×6mm×8mm,柱采用 150mm×150mm×7mm×10mm,钢材采用 Q235 钢,钢材本构采用二次塑流模型。单元类型为 B21,建立与试验框架尺寸一致的有限元模型,考虑节点刚域,柱底按完全约束处理。如下图 2.6 所示为模型简图。

在 ABAQUS 中设置两个荷载步,第一步在框架柱顶同时同步施加轴向荷载;第二步采用位移加载方式在框架顶部梁端施加位移模拟水平荷载,获取支座反力与位移的关系,得到  $P-\Delta$  关系曲线。如图 2.7 所示,将计算结果与试验结果进行对比可以看出,二者总体上吻合较好,误差产生的原因可能是在理论分析中没有考虑钢梁梁端削弱及缺陷影响。

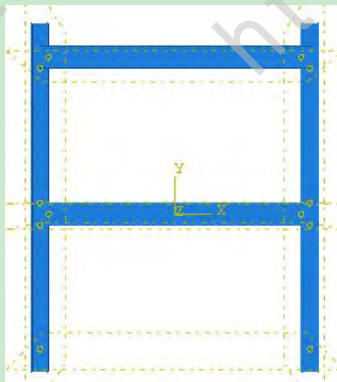


图 2.6 模型简图

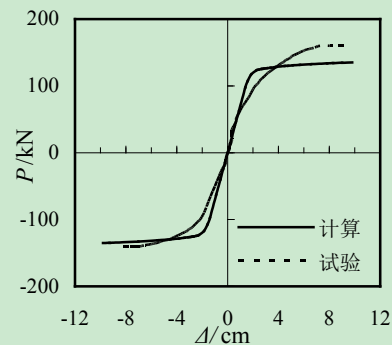


图 2.7  $P-\Delta$  关系曲线

### 2.4.2 钢管混凝土平面组合框架模型验证

为验证本文中采用梁单元建立钢管混凝土框架有限元模型的正确性，本文对 Han(2008)<sup>[104]</sup>所做钢梁-方形钢管混凝土柱单层单跨平面框架在恒定轴力及水平往复作用下的试验进行验证，该试验参考了实际工程中的框架构件设计，试验中采取的构件与实际工程的比例为 1: 3，选用最基本最简单的单层单跨框架为试验对象，并考虑了组合梁与楼板对梁刚度的贡献，如图 2.8 为试验装置图，图 2.9 所示为框架的计算简图。试件具体尺寸及参数如下表 2.1 所示。选取试验中 6 榀钢梁-方钢管混凝土柱平面框架，采用上述建模方法建立有限元模型，比较  $P-\Delta$  滞回关系骨架曲线的计算结果与试验结果，验证上述建模方法的正确性。

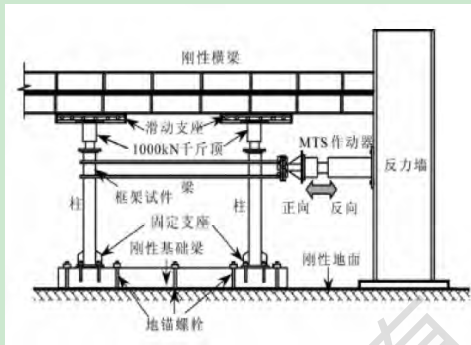


图 2.8 试验装置图

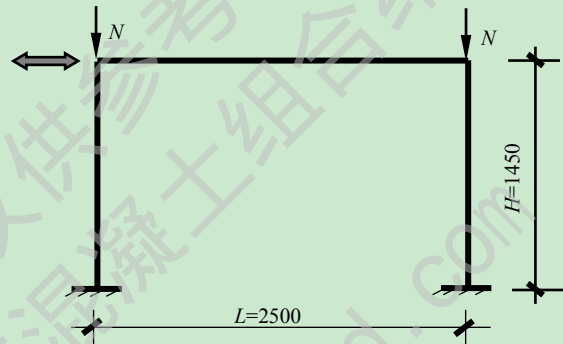


图 2.9 框架计算简图

表 2.1 试件尺寸一览表

试件编号	柱(mm)		梁(mm)		梁柱线刚度比	轴压比 $n$	轴力 $N_0$ (kN)
	截面	长度	截面	长度			
SF-11	□-120×3.46	1450	160×80×3.44×3.44	2500	0.62	0.05	50
SF-12	□-120×3.46	1450	160×80×3.44×3.44	2500	0.62	0.3	285
SF-13	□-120×3.46	1450	140×70×3.44×3.44	2500	0.41	0.6	570
SF-21	□-140×4.00	1450	180×80×4.34×4.34	2500	0.55	0.04	50
SF-22	□-140×4.00	1450	180×80×4.34×4.34	2500	0.55	0.3	375
SF-23	□-140×4.00	1450	160×80×3.44×3.44	2500	0.34	0.6	750

试验中钢管为冷弯薄壁钢管，钢梁为焊接钢梁，试验中钢材具体的力学性能参数见表 2.2，采用与试件中混凝土同条件养护的标准混凝土立方体试块 28 天养护期的，测得立方体抗压强度  $f_{cu}=42.7\text{N/mm}^2$ ，试验中测得立方体抗压强度为  $f_{cu}=52.6\text{N/mm}^2$ ，弹性模量为  $E_c=33800\text{MPa}$ ，为与试验中所测结果达到吻合，本文采用试验中所测数值。

在有限元软件 ABAQUS 中建立与试验尺寸一致的单层单跨钢管混凝土框架有限元梁单元模型，如图 2.10。为能较好的模拟试验中框架节点的真实性能，考虑框架节点及柱脚刚域的影响，节点处刚域取梁高和柱宽的一半，柱脚底部刚域长度为加劲肋板高度，如图 2.11 所示。核心混凝土本构关系采用前面所述方钢管混凝土纤维本构模型，钢材本

构采用冷弯薄壁钢材本构关系。加载方式：首先在竖向同时施加轴压力  $N_0$ ，其次在水平方向采用位移加载方式，施加试验中已知的位移，获取支座反力与顶部位移的关系曲线，并与试验进行对比。

表 2.2 钢材力学性能参数一览表

钢材类型	厚度(mm)	屈服强度 $f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	极限强度 $f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	弹性模量 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	泊松比 $\mu_s$
方钢管	3.46	404.0	510.5	$2.064 \times 10^5$	0.278
	4.00	361.0	433.8	$2.062 \times 10^5$	0.261
钢梁	3.44	303.0	440.9	$2.061 \times 10^5$	0.262
	4.34	361.6	495.5	$2.042 \times 10^5$	0.262

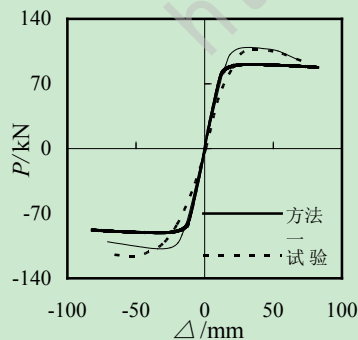


图 2.10 框架有限元模型简图

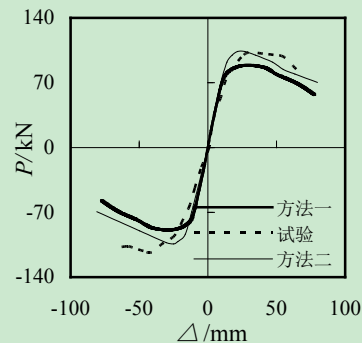


图 2.11 框架节点及柱脚刚域示意图

图 2.12 为有限元模拟计算曲线与试验实测  $P-\Delta$  滞回曲线骨架线的对比，图中方法一是采用 ABAQUS 中梁单元建模，方法二为 Wang(2009)<sup>[105]</sup>所述采用 ABAQUS 中三维实体单元建模分析结果。由图中可以看出当轴压比为 0.05 和 0.3 时，方法一与方法二的计算曲线与试验实测曲线整体吻合较好，当轴压比为 0.6 时，梁单元建模分析计算结果与实体单元计算曲线吻合较好，但这两种方法的理论曲线与试验实测曲线则偏差较大，理论曲线较试验曲线偏于安全，其误差来源是由于在试验过程中，当轴力较大时，在试验过程中较难实现对轴力的恒定控制，试验的初始缺陷也比较明显，导致了在试验过程中实际轴力的下降，且导致试验中极限荷载数值偏高。



(a) SF-11 ( $n=0.05$ )



(b) SF-12 ( $n=0.3$ )



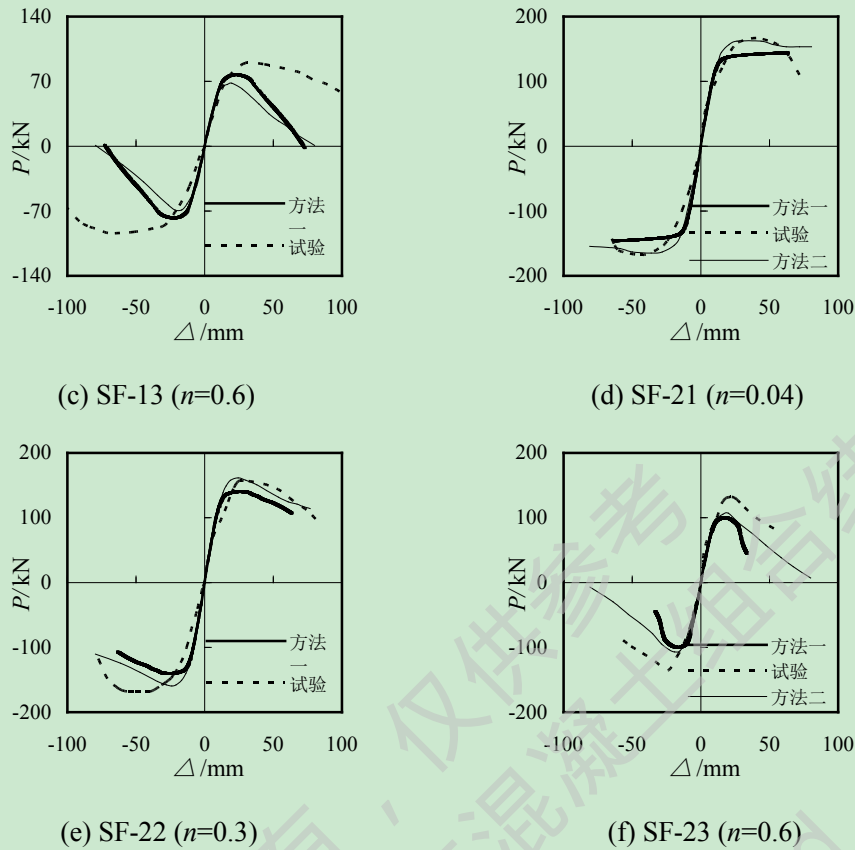


图 2.12 框架试验骨架曲线与理论计算曲线对比

## 2.5 钢管混凝土平面框架连续性倒塌相关参数

### 2.5.1 失效时长的选取

吕大刚(2010)<sup>[106]</sup>对钢筋混凝土框架结构连续倒塌进行竖向非线性动力分析,分析验证了 GSA2003 中提出的在进行竖向连续倒塌分析时,结构构件的失效时间至少要小于剩余结构自振周期的 1/10 的合理性,并指出 GSA 中的自振周期是指结构整体的振动周期(但水平方向的振动周期会起控制作用),完整结构的自振周期可近似代替剩余结构的自振周期。因此对上述算例中钢管混凝土框架结构进行模态分析,可得基本周期  $T$  及频率  $\omega$ ,前者用来确定构件的失效时间,后者用来确定瑞利阻尼的比例系数。瑞利阻尼可以表示为质量与刚度矩阵的线性组合,即:  $C=\alpha M+\beta K$ ,其中  $\alpha$  为质量阻尼系数和  $\beta$  为刚度阻尼系数,其中  $C$ 、 $M$  和  $K$  分别为阻尼矩阵,质量矩阵和刚度矩阵, $\alpha$  和  $\beta$  的关系是:

$$\zeta_i = \frac{\alpha}{2\omega_i} + \frac{\beta\omega_i}{2} \quad (2.5)$$

式中,  $\alpha$  为质量阻尼系数,在系统响应的低频段起主导作用,  $\beta$  为刚度阻尼系数在高频段起主导作用。对结构进行倒塌分析属于低频振动分析,因此本文中忽略刚度的影响,暂取  $\beta=0$ ,  $\zeta$  为临界阻尼比。文捷(2006)<sup>[107]</sup>通过分析对比得出结论,对于钢、钢筋混凝土结构和钢管混凝土结构三种材料比较,钢筋混凝土结构和钢管混凝土结构的耗能性能

远好于钢材的耗能性能，在应力水平较低时，钢筋混凝土与钢管混凝土耗能性能相差不大，鉴于上述原因，对于钢管混凝土结构材料阻尼比可近似的按照钢筋混凝土结构取为 0.05，文中具体分析参数取值见下表 2.3 所示。

表 2.3 分析参数取值

参数	$t_f$	$t$	$\alpha$	$\beta$
取值	0.08/s	5/s	0.617	0

### 2.5.2 荷载的计算

本算例中，楼面恒荷载考虑楼板自重及楼面装饰层等均布荷载，屋面荷载考虑屋面楼板自重及屋面防水保温层自重等，本算例中将屋面和楼面的恒荷载取值一致，恒荷载标准值为  $5\text{kN/m}^2$ ，楼面活荷载标准值为  $2\text{kN/m}^2$ ，屋面活荷载标准值为  $0.5\text{kN/m}^2$ 。依照 GSA2003<sup>[17]</sup> 准则中规定，对于非线性分析，采用备用荷载路径法进行分析时，所采用的荷载组合为：

$$\text{Load} = DL + 0.25LL \quad (2.6)$$

其中， $DL$  为恒荷载， $LL$  为活荷载。

### 2.5.3 分析方法

本文采用“抽柱法”对钢管混凝土平面框架进行非线性动力反应分析，具体在有限元软件 ABAQUS 中实施分为三个步骤：(1)使用命令 \*MODEL CHANGE, TYPE=ELEMEN, REMOVE 抽除失效构件；(2)在所有钢梁上施加均布线荷载，并在失效点处作用与原结构内力等效的反力  $p_0$  (由于弯矩和剪力的数值比较小，文中忽略了弯矩和剪力的影响)，实现原结构静力等效；(3)在第二步分析的基础上，在结构有效失效时间内撤掉反力用来模拟突然移除柱子来进行非线性动力分析，如图所示为反力变化示意图，图 2.13 中  $t_0$  到  $t_1$  为构架的有效失效时间。

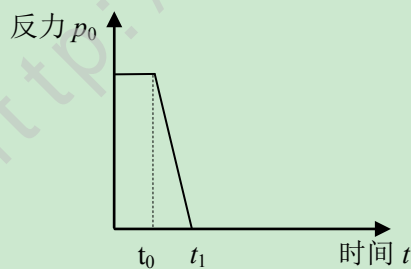


图 2.13 反力变化示意图

### 2.5.4 倒塌破坏评定准则

在连续倒塌的研究中，倒塌的评判准则是进行倒塌机理分析的前提，最常用的评定准则主要有强度准则和变形准则。本为基于构件层次对结构整体进行倒塌破坏评定，对

于结构抗连续倒塌设计的线弹性静力分析中，GSA2003<sup>[17]</sup>提出采用需求能力(DCR)比作为评定准则，但是目前对 DCR 的限值还没有统一的结论。对于非线性分析，评定指标采用变形限值，GSA2003 中规定，钢梁转角不能超过 0.21rad。当钢管混凝土柱轴力超过其极限承载力  $N_u$  时(底层柱极限承载力为 18897kN)，认为柱子失效破坏。

## 2.6 钢管混凝土平面框架连续性倒塌分析工况汇总

为了后面所述方便，下文中“C-1-A”中第一个字母 C(Column)代表柱，数字 1 代表柱所在楼层数，A 表示被抽除柱子的轴线编号，B-1-AB 中第一个字母 B(Beam)代表梁，1 代表钢梁所在楼层数，AB 为钢梁两端轴线编号，类似的，J-1-A 中 J 代表失效柱的上部节点。本章中选取横向边框架作为平面框架分析对象，根据 GSA2003<sup>[17]</sup>中规定采用备用荷载路径法时的“关键构件”的抽去位置，本文采用的分析工况主要有四种，具体工况及抽柱位置见表 2.4 所示。

表 2.4 平面框架分析工况

工况	抽柱位置	备注
工况一	首层角柱	C-1-A
工况二	首层中柱	C-1-C
工况三	首层角柱及相邻柱	C-1-A 和 C-1-B
工况四	首层中柱及相邻柱	C-1-B 和 C-1-C

### 2.6.1 抽去首层角柱

图 2.14 为抽去首层角柱(C-1-A)后结构的变形云图。从图中可以看出，当抽去首层单根角柱时结构的变形并不明显，结构没有出现明显的倒塌迹象。图 2.15 是与失效柱相连的左端第一跨梁 B-1-AB 的梁端弯矩变化曲线，规定梁的上侧受拉为正，破坏前梁左端弯矩为 67.562kNm，右端弯矩为 66.272kNm。

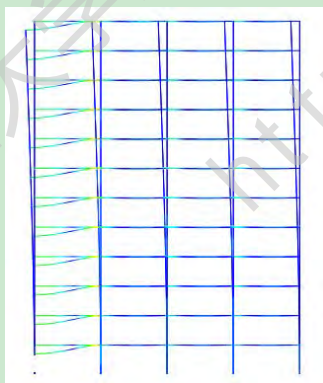


图 2.14 抽去首层角柱后结构变形图

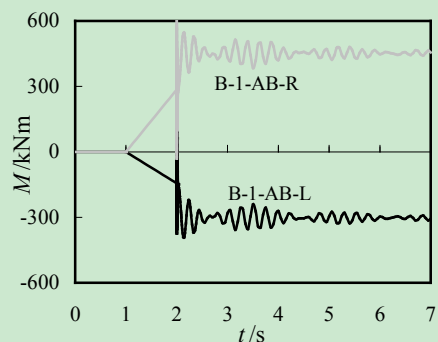


图 2.15 首层边跨梁 B-1-AB 端弯矩变化图

破坏后钢梁左端弯矩稳定值为-300kNm，钢梁右端弯矩稳定值为 455kNm，左右两端梁弯矩大小均发生了明显的变化，且靠近失效柱端的梁弯矩方向也发生了变化。破坏后左梁弯矩峰值与破坏前的比值为 5.81，破坏后右梁弯矩峰值与破坏前的比值为 9.1。

这是由于在角柱失效以后，在结构左侧第一跨形成一个悬臂端，其上部钢梁的均布荷载产生的弯矩全部转移至右端，从使得梁 B-1-AB 的右端弯矩大幅增加。

图 2.16 为首层角柱失效后首层各梁的轴力随时间的变化曲线，由图中可以看出当角柱失效后，与其相邻的首层左端边跨梁 B-1-AB 的轴力变化最大，其破坏前受拉，大小为 4.425kN，破坏后受压，振荡后稳定值为-150kN，而钢梁 B-1-BC、B-1-CD 及 B-1-DE 的轴力变化趋势逐渐减弱，右端边跨梁 B-1-DE 的轴力大小与破坏前几乎没有发生改变。从这种变化趋势可以看出，离失效柱越近的钢梁轴力变化越明显。图 2.17 为抽柱后顶层钢梁轴力变化曲线，静力分析时 B-12-AB 的轴力为-41.4386kN，B-12-BC 静力分析轴力为-41.0725kN，B-12-CD 静力分析轴力为-40.8418kN，B-12-DE 静力分析轴力为-41.205kN。首层角柱失效后，顶层钢梁轴力发生了明显的振荡，并在阻尼作用下，振动幅度逐渐变小，并最终趋于稳定值，最终梁 B-12-AB 的轴力稳定值为 79.928kN，钢梁 B-12-BC 的轴力稳定值为 153.23kN，钢梁 B-12-CD 的轴力稳定值为 69.769kN，钢梁 B-12-DE 的轴力稳定值为-5.085kN，顶层钢梁轴力破坏前后对比可以看出，顶层左边第一跨钢梁轴力方向为破坏前受压，破坏后受拉。

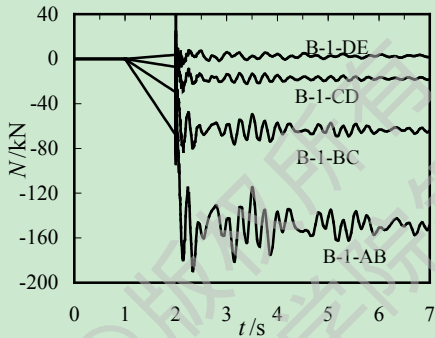


图 2.16 首层各梁轴力变化

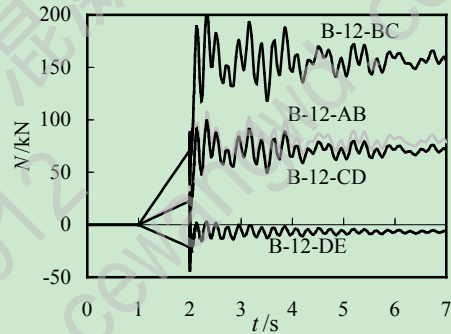
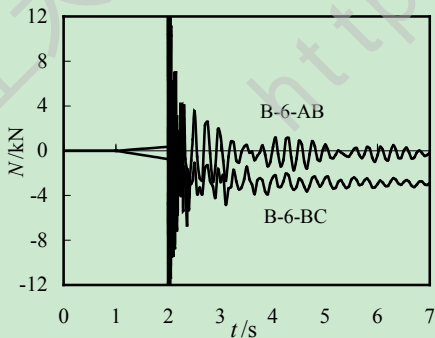
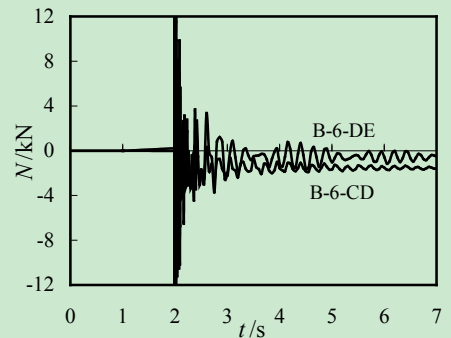


图 2.17 顶层钢梁轴力变化

图 2.18 为抽柱后 6 层钢梁轴力变化曲线，破坏前 6 层边跨钢梁 B-6-AB 的轴力为 1.503kN，梁 B-6-BC 轴力为 2.172kN，梁 B-6-CD 轴力为 1.814kN，梁 B-6-DE 轴力为 0.651kN。



(a)



(b)

图 2.18 6 层钢梁轴力随时间变化曲线

从图中可以看出，当首层角柱失效时，6 层钢梁轴力最初发生了明显的振荡，在阻

尼作用下，振动幅度逐渐变小，并最终趋于稳定值，最终梁 B-6-AB 的轴力稳定值为 0.60kN，钢梁 B-6-BC 的轴力稳定值为-3.23kN，钢梁 B-6-CD 的轴力稳定值为-1.60kN，钢梁 B-6-DE 的轴力稳定值为-0.41kN，中间层 6 层钢梁破坏前的轴力与破坏后轴力的大小变化非常小。将上述静力分析结果与抽柱后的动力分析结果进行对比，首层及中间层钢梁轴力变化比较明显，而中间层钢梁的轴力与破坏前相比变化不明显。

图 2.19 为角柱失效以后上部节点竖向位移随时间的变化曲线，振动峰值为 50.435mm，随后在阻尼作用下逐渐衰减趋于稳定，稳定值为 43mm，位移最大值没有超过 GSA2003 中规定的位移限值 1.701m，所以当首层角柱失效后结构没有发生倒塌。

图 2.20 是角柱失效后首层其余各柱的轴力变化曲线，角柱被抽除前静力分析结果显示柱 C-1-B 轴力为-1861.8kN，首层中间柱 C-1-C 轴力为-1880.678kN，柱 C-1-D 轴力为-1862.918kN，首层右边柱 C-1-E 轴力为-1084.682kN，抽除柱以后各柱轴力的稳定值分别为：C-1-B 轴力为-3200kN，C-1-C 轴力为-1894kN，C-1-D 轴力为-1856kN，C-1-E 轴力为-792kN，经过对比可以看出，离失效角柱最近的柱 C-1-B 的轴力变化最明显，破坏后柱轴力峰值与破坏前的比值为 1.89，其余柱子的轴力变化并不明显，原因在于首层角柱失效以后，在第一跨形成悬臂端，距离角柱最近的柱子只有柱 C-1-B，角柱上部竖向荷载将无法由下部柱子承担，荷载路径重新分布，不平衡上部竖向荷载大部分传递由与其相邻的柱 C-1-B 承担，而结构右半部分原有的荷载传递系统基本依然完善。

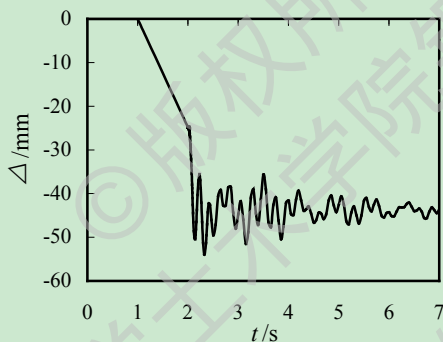


图 2.19 失效角柱上部节点位移变化

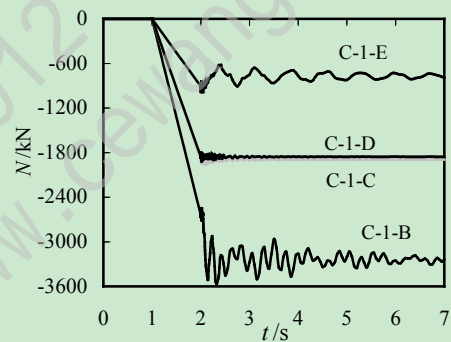


图 2.20 首层柱轴力变化图

图 2.21 为抽柱后顶层柱子的轴力变化曲线，抽柱前静力分析结果显示柱 C-12-A 的轴力为-75.789kN，C-12-B 的轴力为-142.8476kN，C-12-C 的轴力为-144.118kN，C-12-D 的轴力为-143.113kN，C-12-E 的轴力为-75.656kN。抽柱后顶层柱 C-12-A 轴力稳定值为-5.159kN，柱 C-12-B 轴力稳定值为-241.1kN，柱 C-12-C 轴力稳定值为-139.4kN，柱 C-12-D 轴力稳定值为-142.0kN，柱 C-12-E 轴力稳定值为-54.518kN。对比可以看出，抽柱后顶层柱 C-12-A 和 C-12-B 的轴力发生了较大的变化，柱 C-12-A 的轴力迅速减小，由破坏前-75.789kN 变化为破坏后-5.159kN，而柱 C-12-B 的轴力由破坏前-142.8476kN 增大为破坏后-241.1kN，可以看出抽去首层角柱后，顶层边跨传力途径发生变化，荷载主要由 C-12-B 柱承担。而其余顶层柱轴力大小相对破坏前变化并不明显。同样类似，在图 2.22 中可以看出，6 层柱的轴力呈现相同的变化趋势，破坏前由 C-6-A 柱承担的荷载破坏后

大部分传递至柱 C-6-B 承担，而中间层边柱 C-6-A 的轴力则迅速减小，几乎已不再承担荷载。从上述分析对比可以看出，抽去首层角柱后，结构各层原本由边柱承担的荷载大部分传递至与其相邻的 B 轴线各柱上，角柱上部其余各层柱出现了卸载现象，B 轴线所在的各层柱成为主要的设计加强构件。

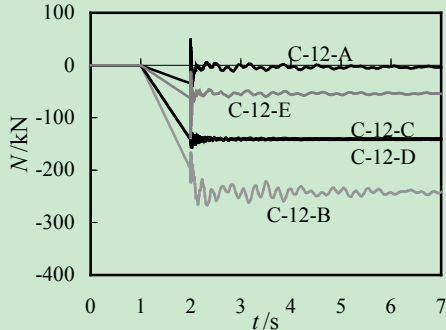


图 2.21 顶层柱轴力变化曲线

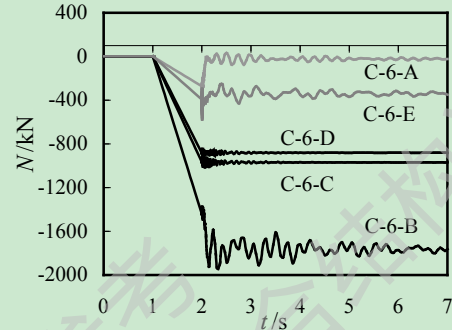


图 2.22 6 层柱轴力变化曲线

### 2.6.2 抽去首层中柱

图 2.23 为抽除底层中柱(C-1-C)后结构的变形图，结构没有明显的位移变形。图 2.24 为抽去首层中柱后与其相邻的左跨梁 B-1-BC 的梁端弯矩图，破坏前梁 B-1-BC 左端弯矩为 67.392kNm，右端弯矩为 67.178kNm。

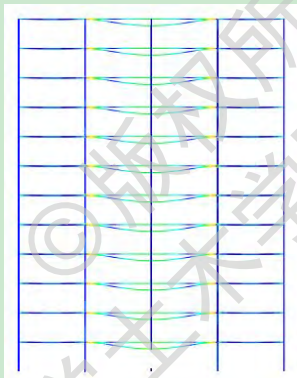


图 2.23 抽去首层中柱结构变形图

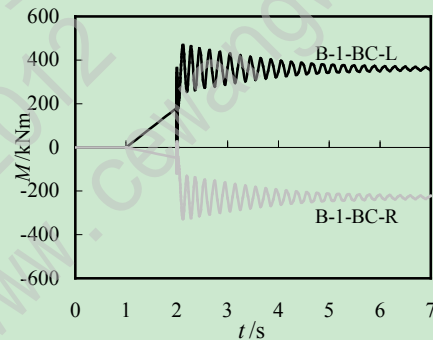


图 2.24 左跨梁 B-1-BC 端弯矩变化图

破坏后钢梁左端弯矩变化为上侧受拉，稳定值约为 360kNm，钢梁右端弯矩下侧受拉，稳定值约为-228kNm，钢梁右端弯矩方向发生变化，这是由于在中柱被抽去以后，其上部不平衡竖向荷载转移至与其相邻的左柱 C-1-B 及右柱 C-1-D 承担，跨度由原来的两跨变为一跨，结构出现了空腹效应，跨中弯矩为下侧受拉，所以导致抽柱后梁 B-1-BC 的弯矩方向发现了改变。同理，由于对称性，右跨钢梁 B-1-CD 的内力变化趋势与左跨相同。

图 2.25 为中柱失效后首层各梁的轴力随时间的变化曲线，由于对称性，图中只对首层梁 B-1-AB 和 B-A-BC 的轴力进行对比，抽去中柱后与其相邻的梁 B-1-BC 的轴力变化比较明显，而边跨梁 B-1-AB 的轴力与抽柱前几乎变化不大。图 2.26 为抽柱后 6 层钢梁轴力变化曲线，抽柱前静力分析得钢梁 B-6-AB 的轴力为 1.502kN，钢梁 B-6-BC 的轴力

为 2.172kN，破坏后钢梁轴力大小发生振荡，破坏后边跨梁 B-6-AB 的轴力稳定值为 2.107kN，梁 B-6-BC 的轴力稳定值为 5.623kN，可以看出首层中柱破坏后中间层钢梁的轴力变化并不是很明显。图 2.27 为抽柱后顶层钢梁轴力变化曲线图，抽柱前静力分析得边跨梁 B-12-AB 的轴力为-41.44kN，破坏后其轴力稳定值为-35.85kN，图中显示钢梁 B-12-AB 轴力并没发生明显振荡现象。左边第二跨梁 B-12-BC 破坏前轴力为-41.07kN，破坏后钢梁轴力大小发生明显振荡，并最终趋于稳定值-147.92kN，破坏后稳定值与破坏前的比值为 3.6。由上述图 2.25、图 2.26 及图 2.27 对比可以看出，首层中柱失效后，靠近失效柱上部各层中跨钢梁轴力比边跨变化大，而首层及顶层钢梁的轴力变化比中间层钢梁的轴力变化大。图 2.28 中将首层、中间层和顶层中间跨钢梁轴力进行对比可以看出，首层与顶层轴力变化较为明显，产生了明显的振荡，在阻尼作用下逐渐趋于稳定值，中间层轴力没有明显振荡，其稳定值相对于破坏前变化不大。

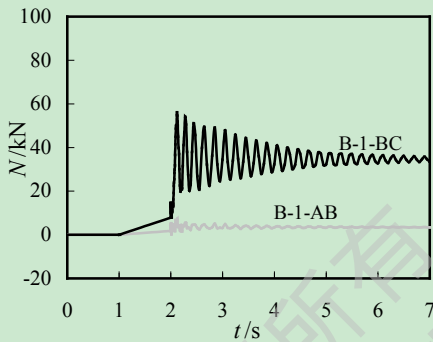


图 2.25 首层各梁轴力变化曲线

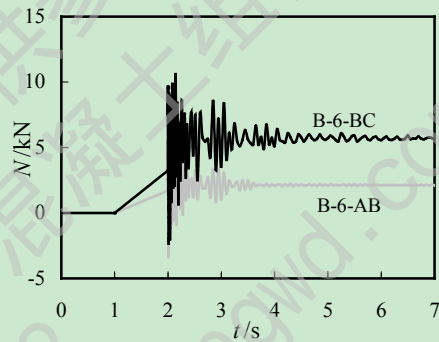


图 2.26 6 层钢梁轴力变化图

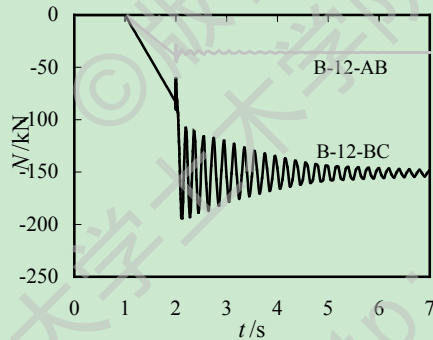


图 2.27 12 层钢梁轴力变化图

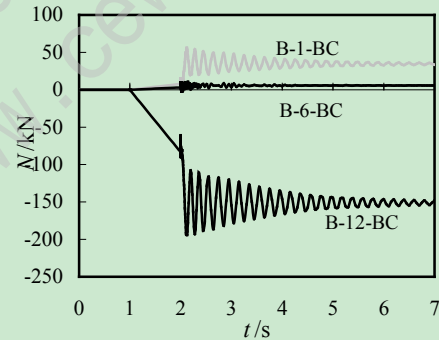


图 2.28 各层梁轴力变化对比

图 2.29 为抽去中柱后上部节点位移随时间的变化曲线，振动峰值为 58.28mm，稳定值为 36mm，位移最大值没有超过 GSA2003 中规定的位移限值 1.701m，所以结构在中柱失效后没有发生倒塌。在图 2.30 中也可以看出，抽去中柱后，与其相邻的柱 C-1-B 的轴力变化很明显，破坏前其轴力大小为-1861.8kN，破坏后轴力稳定值为-2785.8kN，破坏后柱 C-1-B 轴力稳定值与破坏前轴力大小的比值为 1.5。

图 2.31 是抽柱后顶层柱轴力变化曲线，柱 C-12-A 破坏前轴力为-75.79kN，破坏后轴力稳定值为-72.91kN，并且其轴力随时间并没有发生振荡现象，破坏前后轴力几乎无变化。柱 C-12-B 破坏前轴力为-142.85kN，破坏后轴力稳定值为-216.91kN，破坏后柱

C-12-B 轴力稳定值与破坏前轴力大小的比值为 1.5。而顶层中柱 C-12-C 轴力由破坏前的 -144.11kN 减小为破坏后的 -5.76kN，底层中柱出现了明显的卸载现象。同样，图 2.32 中所示的中间层 6 层柱的轴力呈现相同的变化趋势，抽去中柱前，中间层柱 C-6-B 的轴力大小为 -1019.64kN，中柱破坏后其轴力稳定值为 -1523.2kN，底层中柱破坏后柱 C-6-B 轴力稳定值与破坏前轴力大小的比值为 1.5。由上述数据分析可以推断，当底层中柱失效后，结构变形对称，上部结构发生了内力重分布，失效柱上部其余各层中柱的内力向与其相邻的两侧柱发生了等量转移，即 B 轴线及 C 轴线所在的各层柱的轴力值均增大了 50%。

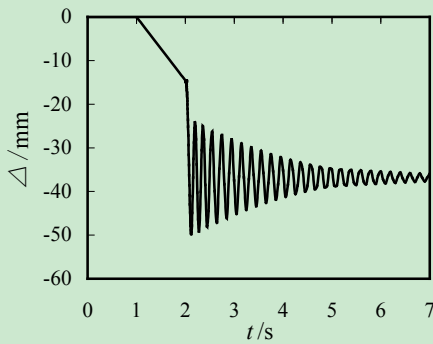


图 2.29 失效柱上部节点位移

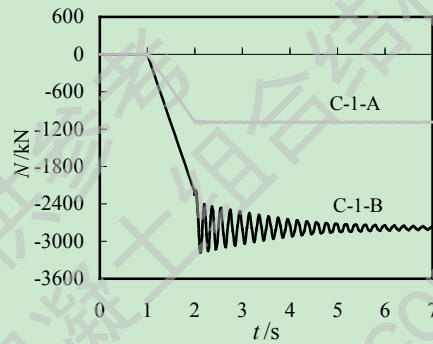


图 2.30 首层各柱轴力变化曲线

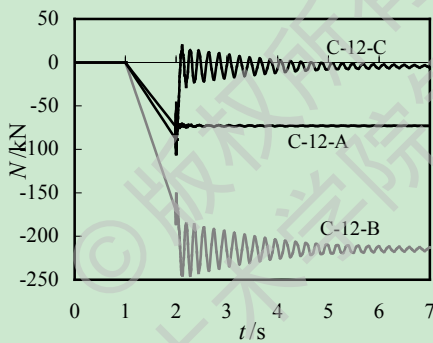


图 2.31 12 层柱轴力变化图

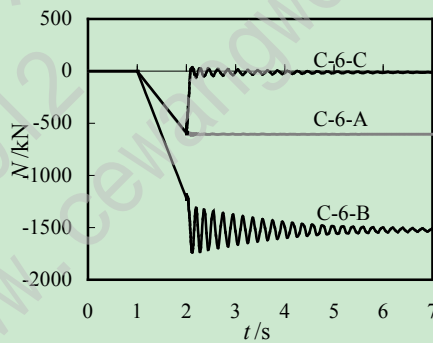


图 2.32 6 层柱轴力变化图

### 2.6.3 抽去首层边柱及其相邻柱

图 2.33 为同时抽去首层边柱 C-1-A 及其相邻柱 C-1-B 时结构的变形图，由图中可以看出结构发生了较大的位移变形。图 2.34 为底层柱 C-1-A 和 C-1-B 同时失效后钢梁 B-1-BC 的端弯矩随时间变化曲线，首层两根柱破坏前梁 B-1-BC 左端弯矩为 67.392kNm，右端弯矩为 67.178kNm，破坏后梁 B-1-BC 左端弯矩稳定值为 -816.8kNm，右端弯矩稳定值为 839.8kNm，破坏后梁 B-1-BC 左端弯矩稳定值与破坏前的比值为 12.1，破坏后梁 B-1-BC 右端弯矩稳定值与破坏前的比值为 12.5，钢梁 B-1-BC 左右端弯矩值在首层柱破坏后明显增大，但钢梁梁端弯矩并没有达到其极限弯矩，节点处钢梁并没有完全失效。



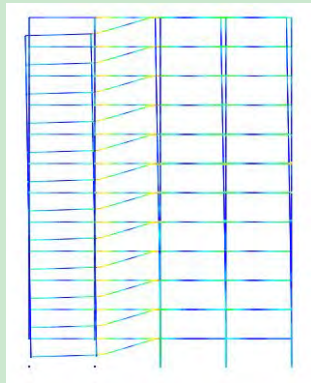


图 2.33 抽去柱 C-1-AB 后结构变形图

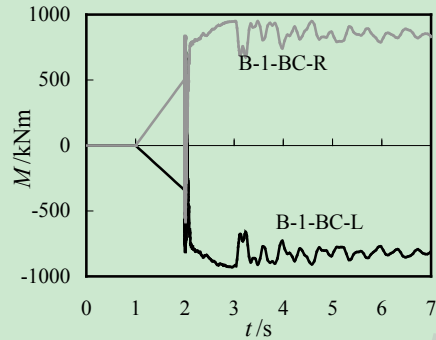


图 2.34 抽去后钢梁 B-1-BC 弯矩变化曲线

图 2.35 为同时抽去边柱 C-1-A 和柱 C-1-B 时首层各钢梁轴力随时间变化曲线，左边第二跨钢梁 B-1-BC 的轴力变化最明显，破坏前受拉，大小为 7kN，破坏后受压，稳定值为-404.4kN，而钢梁 B-1-DE 的轴力在破坏前后几乎没有变化。钢梁 B-1-AB 在同时抽去两根柱时形成类似于悬链的状态，对整个框架右侧则形成悬臂端，其轴力大小并没有明显的变化。图 2.36 为顶层钢梁的轴力变化曲线，首层两根边柱破坏前所有钢梁均受压，B-12-AB 轴力为-41.438kN，B-12-BC 的轴力值为-41.072kN，B-12-CD 的轴力大小为-40.841kN，B-12-DE 的轴力为-41.205kN。破坏后顶层钢梁除钢梁 B-12-AB 外，其余顶层钢梁轴力均受拉，靠近失效柱的两跨钢梁轴力发生了明显的变化。图 2.37 为底层两根边柱失效后中间层钢梁轴力随时间变化曲线，可以看出柱失效后中间层的钢梁轴力开始发生了明显的振荡，但很快趋于稳定，振荡消失，中间层钢梁轴力在底层柱破坏前后并无明显变化。

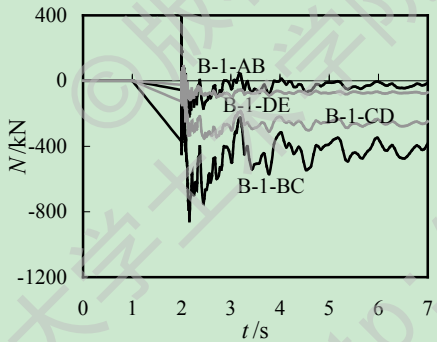


图 2.35 首层梁轴力随时间变化曲线

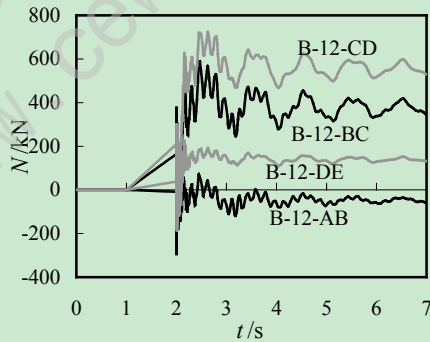
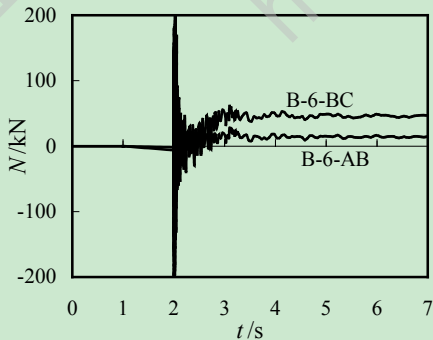
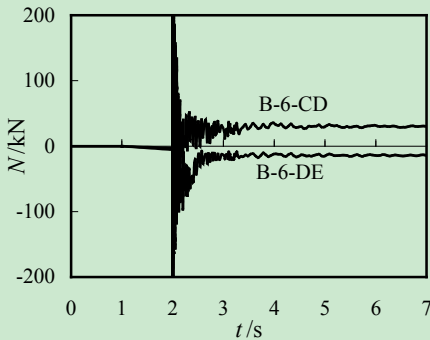


图 2.36 顶层梁轴力随时间变化曲线



(a)



(b)

图 2.37 6层梁轴力随时间变化曲线

对比图 2.35、图 2.36 及图 2.37 可以发现，首层边跨两柱失效后引起了首层及顶层钢梁轴力发生了明显的振荡，而且靠近失效柱的两跨钢梁 B-1-BC 及 B-1-CD 的轴力变化较明显，中间层钢梁在底层柱破坏瞬间发生了较大的振荡，但随后振荡很快消失并趋于稳定，其轴力大小在破坏前后并无明显变化。

图 2.38 为首层柱 C-1-A 和 C-1-B 失效后其上部节点 J-1-A 和 J-1-B 位移随时间变化曲线，图中显示抽柱后节点位移发生了明显变化，梁端出现很大塑性变形，节点 J-1-A 的位移峰值为 1.527m，位移峰值没有超过 GSA2003 规定的倒塌位移限值 1.701m，故结构首层两根边柱失效后没有发生倒塌。图 2.39 为柱失效后首层其余各柱轴力随时间变化曲线，其中 C-1-C 轴力变化明显，破坏前轴力大小为-1879.9kN，破坏后轴力峰值为-7516.1kN，稳定值为-6350.4kN，破坏后轴力峰值为破坏前轴力的 4 倍，这就要求柱 C-1-C 在设计中有相当的富余程度。柱 C-1-D 破坏前轴力大小为-1862.9kN，破坏后没有明显振荡，轴力稳定值为-1883.1kN，破坏前后无明显变化。图 2.40 是首层两根边柱失效后中间层轴力随时间变化曲线，破坏前 C-6-C 的轴力大小为-963.84kN，破坏后轴力稳定值为-3624.5kN，破坏后轴力稳定值是破坏前的 3.76 倍。图 2.41 是首层两根边柱失效后顶层轴力随时间变化曲线，破坏前 C-12-C 的轴力大小为-144.1kN，破坏后轴力稳定值为-577.9kN，破坏后轴力稳定值是破坏前的 4 倍。

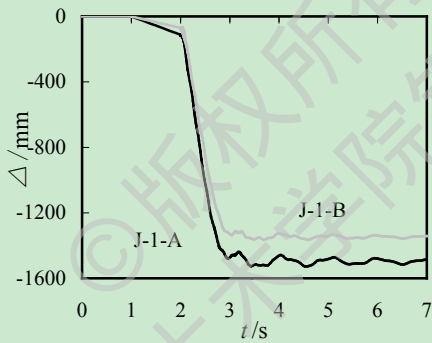


图 2.38 节点 J-1-A 和 J-1-B 位移随时间变化图

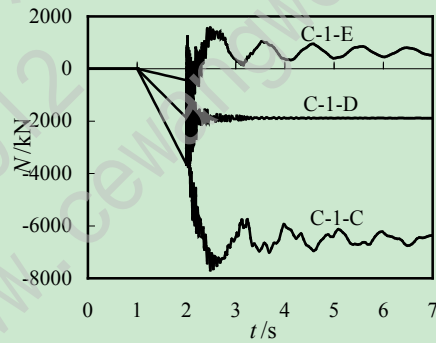


图 2.39 首层柱子轴力变化图

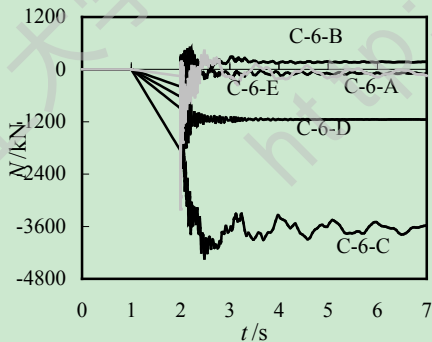


图 2.40 6 层柱子轴力变化图

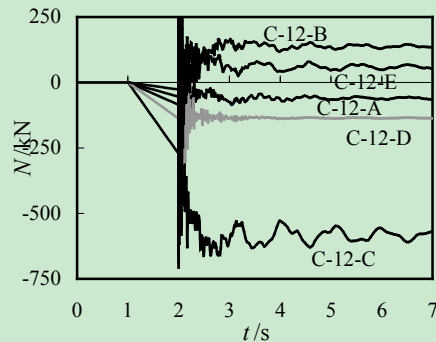


图 2.41 顶层柱子轴力变化图

对比图 2.39、图 2.40 和图 2.41 可以看出，中间层柱轴力及顶层柱轴力大小呈现与首层柱相同的变化趋势，此外抽去柱 C-1-A 和 C-1-B 后，其上部其他层柱出现了明显的卸载现象，越靠近失效柱下部，这种卸载现象越明显，这是由于结构从上到下的累积效

应所导致的，随着层数的提高，这种累积效应越不明显。

### 2.6.4 抽去首层中柱及其相邻柱

图 2.42 为同时抽去中柱 C-1-C 及其相邻柱 C-1-B 时结构的变形图，由图中可以看出抽去底层两根中柱后结构没有明显位移变形，且 AB 跨和 CD 跨的钢梁内力发生了明显变化。图 2.43 为抽柱后其左跨钢梁 B-1-AB 的梁端弯矩在抽柱后的变化曲线，破坏前其两端均为上侧受拉，左侧梁端弯矩大小为 67.562kNm，右侧为 66.272kNm，破坏后钢梁左端弯矩稳定值为 569.34kNm，钢梁右端弯矩稳定值为-484.46kNm，钢梁右端弯矩方向发生变化。同理，对钢梁 B-1-CD 的梁端弯矩进行分析发现，失效柱右跨钢梁 B-1-CD 的内力呈现与钢梁 B-1-AB 相同的变化趋势，钢梁 B-1-CD 的左端弯矩方向发生了变化，这是由于底层柱 C-1-C 及其相邻柱 C-1-B 同时失效后，中间跨跨度有原来的一跨变为三跨，由原来处于钢梁单跨梁端变为三跨梁的中间部位，从而引起其两侧钢梁的端弯矩发生明显变化。

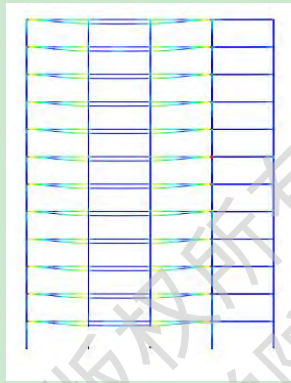


图 2.42 抽去 C-1-BC 后结构变形图

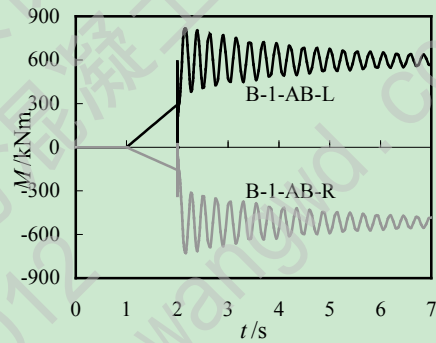


图 2.43 抽柱后梁 B-1-AB 端弯矩变化

图 2.44、图 2.45 和图 2.46 分别为首层、顶层和中间层钢梁的轴力随时间变化曲线，从图中可以看出首层及顶层的钢梁轴力变化产生了明显的振荡，中间层钢梁没有明显振荡现象，此外，BC 跨所对应的首层、顶层和中间层轴力变化幅度相对于同一层的其他跨钢梁轴力变化都比较大，而且 AB 跨与 CD 跨的钢梁轴力变化曲线在各层都是完全一致的，原因在于虽然首层中柱 C-1-C 和柱 C-1-B 同时被抽去了，但是在左边三跨依然可以形成一个完整的传递途径，而由边跨对各层钢梁轴力的变化并没有明显的影响。

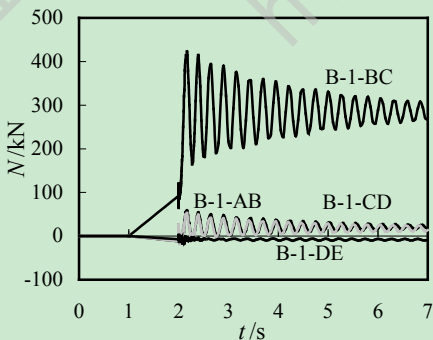


图 2.44 首层钢梁轴力变化图

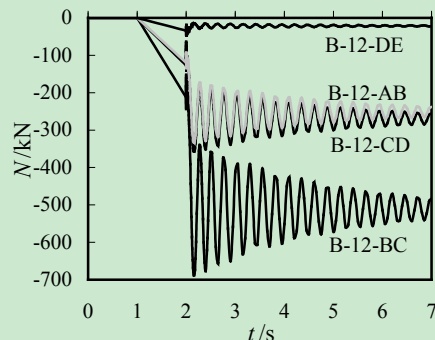


图 2.45 12 层钢梁轴力变化图

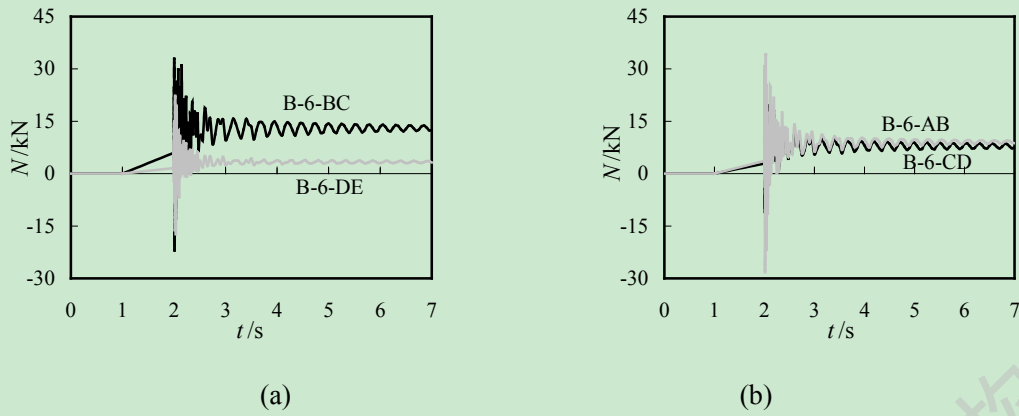


图 2.46 6 层梁轴力随时间变化图

图 2.47 为节点 J-1-B 和节点 J-1-C 位移随时间变化曲线，从图中可以看出上述两者位移曲线完全吻合，位移峰值为 106.5kN，随后在阻尼作用下逐渐趋于稳定，稳定值为 76.958kN。其振动峰值没有超过 GSA2003 中规定的位移限值，故结构没有发生倒塌。结构在底层两中柱失效后，仍然形成了完整的传力体系，且在左边三跨有着明显的对称性。图 2.48 为抽去柱 C-1-BC 后首层其他各柱的轴力变化曲线，破坏前结构静力分析结果显示，C-1-A 的轴力大小为-1085.23kN，C-1-D 的轴力大小为-1862.92kN，C-1-E 的轴力大小为-1084.70kN，从图中可以看出，抽柱后柱 C-1-A 和 C-1-D 的轴力大小发生了明显的变化，产生了明显的振荡。C-1-A 轴力峰值为 3687.75kN，稳定值为 2816.9kN，抽柱后 C-1-D 轴力峰值为 4478kN，稳定值为 3598.6kN，抽柱前后 C-1-A 的轴力变化值为 1731.7kN，C-1-D 的轴力变化值为 1735.7kN，说明在底层柱 C-1-B 和柱 C-1-C 同时失效后，上部荷载重新分配，传递至柱 C-1-A 与柱 C-1-A 的内力大小几乎是相等的，也就是说上部荷载向左右两边相邻柱发生了等量传递，而底层两根中柱的失效对于隔跨柱 C-1-E 的影响非常小，柱 C-1-E 的轴力在抽柱前后变化并不明显，即框架结构体系在左边三跨重新形成了一个对称完整的传力体系。

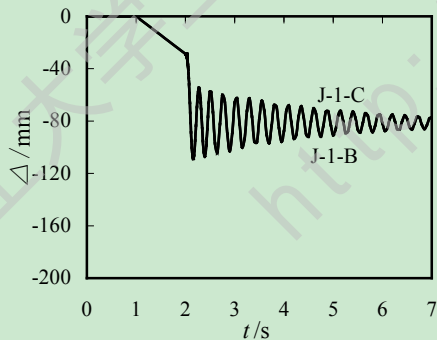


图 2.47 节点 J-1-C 和 J-1-B 位移

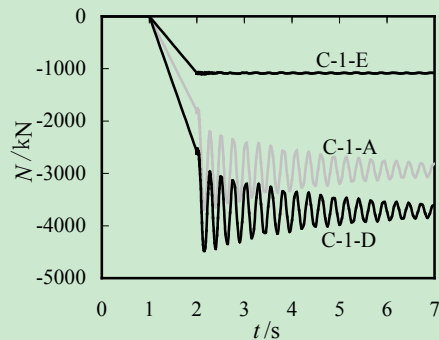


图 2.48 首层柱轴力变化图

同理，从图 2.49 及图 2.50 中可以看出，A 轴线与 D 轴线对应的中间层及顶层的柱轴力变化趋势与首层相同。B 轴线与 C 轴线对应的中间层与顶层的柱轴力几乎为零，E 轴线对应的各层轴力大小与破坏前相比几乎没有变化。产生上述变化趋势的原因在于，当抽去 C-1-BC 后，荷载传递途径发生变化，B 轴线与 C 轴线对应的其他各层的柱的轴

方向与其相邻的同层柱转移，从而导致其相邻的同层柱的轴力急剧增大，而失效柱上部其他各层柱均出现了明显的卸载现象。

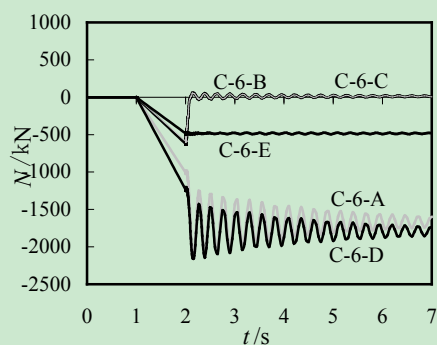


图 2.49 6 层柱轴力变化图

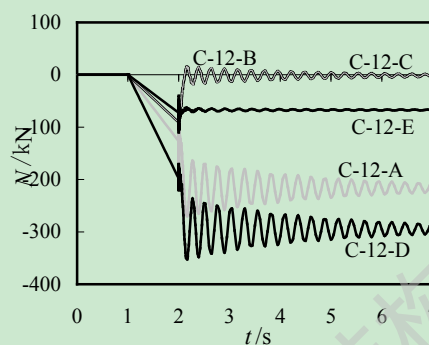


图 2.50 12 层柱轴力变化图

## 2.7 本章小结

本章中选取一典型 12 层钢管混凝土框架中的边框架作为平面框架分析对象，并基于备用荷载路径法对其进行非线性动力分析，分别考虑抽去底层边柱、底层中柱、底层边柱及其相邻柱、底层中柱及其相邻柱等四种分析工况，通过分析对比可得出以下结论：

(1) 在上述四种分析工况中，当抽去单根底层边柱、底层中柱时结构没有发生明显变形，平面框架没有发生倒塌。当抽去底层边柱及其相邻柱(C-1-AB)时，结构的位移变形最大，但其并没有发生倒塌，说明钢管混凝土平面框架具有较好的抗连续倒塌能力。

(2) 当抽去底层单根柱或两根柱时，与失效柱相连的上部钢梁端弯矩方向及大小均发生了变化，结构进入了空腹效应，并导致钢梁的轴力也发生了变化，离失效柱越近，钢梁轴力变化越明显。

(3) 当抽去底层单根柱或两根柱时，荷载传递途径发生变化，失效柱上部其他各层柱出现了明显的卸载现象，荷载转移至由其相邻的柱承担，距离失效柱越远的柱子轴力变化越小，即荷载的传递遵循就近原则。此外，当底层中柱失效后，其上部荷载的传递出现等量转移。

## 第三章 钢管混凝土空间框架结构连续倒塌模拟分析

在进行钢管混凝土平面框架结构连续倒塌分析时，是选取了结构体系中的一榀边框架进行了分析，对平面框架进行分析建模方便，计算省时，具有一定的代表性。但是平面框架存在的缺点是无法考虑结构的整体作用，不能真实反映结构在构件失效后的真实响应，从而忽略了结构在构件失效后的纵横向拉结作用及楼板的有利作用，基于上述原因，本章在第二章分析的基础上，采用梁单元建立钢管混凝土空间框架有限元模型，并对其进行分析。

### 3.1 钢管混凝土空间框架有限元模型的建立

本章节对上章算例中设计的带楼板钢管混凝土空间框架建立有限元模型，钢管及钢梁的材料本构依据第二章中所述选取，核心混凝土本构选用弥散裂缝本构模型(Concrete Smeared Cracking)。算例框架中所有的梁柱构件均采用 ABAQUS 中三维梁单元 B31 进行建模，考虑到钢管与混凝土材料特性不同，本文采取的建模方式是分别建立钢管与混凝土模型，然后采用“TIE”的连接方式将上述两种材性不同的构件绑定起来，这样可以有效的模拟钢管混凝土柱中钢管与混凝土能共同工作的性能。楼板采用壳单元 S4，楼板中钢筋层的布置采用 ABAQUS 中“REBAR LAYER”命令来实现，楼板与钢梁的连接方式也是采用“TIE”，楼面所布荷载大小依据第二章 2.5.2 节中公式 2.6 计算。此外，在模型中还考虑了节点处刚域的影响。根据 GAS2003 中提出的可能失效的关键构件，本文分为四种分析工况进行分析，分别抽去底层长边中柱，底层短边中柱，首层角柱，首层中间柱等四种情况，如图 3.1 所示为带楼板的钢管混凝土空间框架模型。

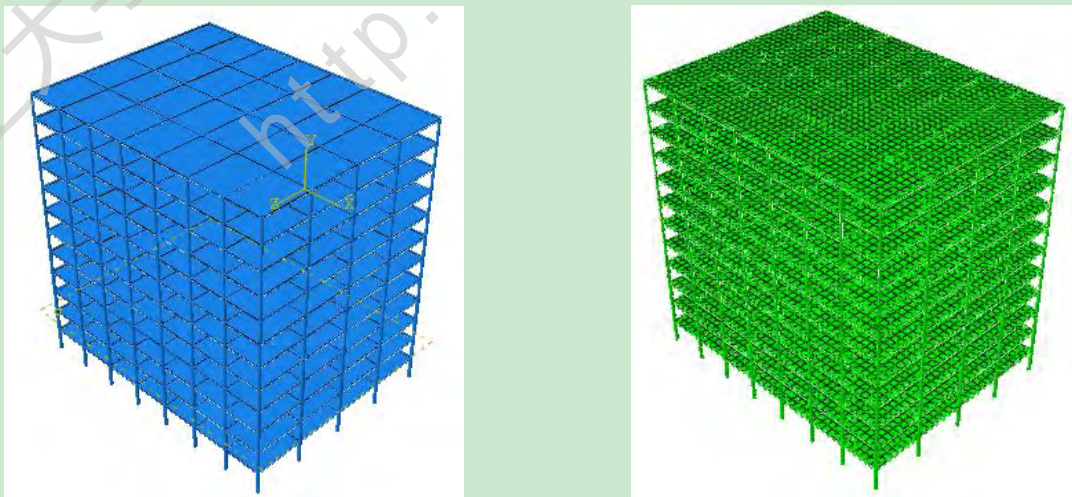


图 3.1 空间钢管混凝土框架模型示意图

### 3.2 钢管混凝土空间框架连续性倒塌分析工况汇总

与第二章类似,为后续描述方便,对各种分析工况采用统一编号的形式,例如文中柱子采用 C-1-4-B 表示形式,其中 C 表示柱子,第一个数字 1 表示柱子所在层数,第二个数字 4 表示被抽除首层柱子所在的竖向轴线编号, B 表示被移除首层柱子横向轴线编号,如下表 3.1 所示为各分析工况所对应的编号。同理,梁采用 B-2-1-AB 或 B-2-B-23 的表述形式,其中 B 表示梁,第一个数字 2 表示柱子所在层数,第二个数字 1 或字母 B 表示穿过梁的轴线编号, AB 或 23 表示与穿过梁轴线正交的梁两端轴线编号。节点采用 J-1-4-A 的表述形式,其中 J 表示节点,第一个数字 1 表示节点所在层数,第二个数字 4 表示穿过节点的竖向轴线编号, A 表示穿过节点的横向轴线编号。按照上述所述选取四种典型工况进行非线性动力分析,瞬时拆除构件,分析对比柱失效前后结构其他构件的内力变化及变形情况,表 3.1 为空间框架具体抽柱工况。

表 3.1 空间框架分析工况

工况	抽柱位置	备注
工况一	首层长边中柱	C-1-4-A
工况二	首层短边中柱	C-1-8-C
工况三	首层角柱	C-1-8-A
工况四	首层中柱	C-1-4-C

#### 3.2.1 抽去首层长边中柱

图 3.2 为抽去首层长边中柱 C-1-4-A 后的结构变形示意图,柱失效后长边区域出现了很明显的变形,但结构整体并没有明显倒塌迹象。图 3.3 为失效柱 C-1-4-A 的上部节点 J-1-4-A 位移随时间变化曲线,振荡峰值为 16.52mm,随后在阻尼作用下位移逐渐趋于稳定值,稳定值为 12.6mm,位移峰值没有超过 GSA2003 中规定的位移限值,结构没有发生倒塌。

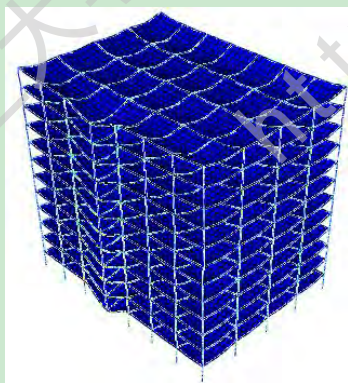


图 3.2 工况 1-4-A 抽柱后模型示意图

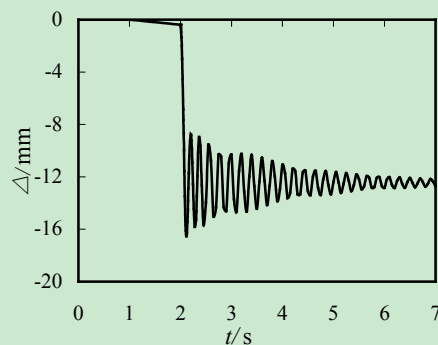


图 3.3 节点 J-1-4-A 位移随时间变化曲线

图 3.4 及图 3.5 为长边中柱失效后其上部纵向及横向钢梁的梁端弯矩变化曲线,静力结果显示钢梁两端在首层长边中柱破坏前均为上部受拉,柱破坏后靠近失效柱端弯矩

方向均发生变化,由原来的上部受拉变为下部受拉,而远离失效柱端的钢梁仍为上部受拉,原因在于首层长边中柱失效后上部钢梁没有足够的刚度抵御这种改变,结构产生了空腹效应。抽柱前长边区域纵向钢梁 B-1-A-34 的左端弯矩值为 12.47kNm,右端弯矩值为 12.55kNm,抽柱后弯矩的稳定值左端为 187.69kNm,右端为-163.32kNm,抽柱前后左端弯矩的变化值为 175.2kNm,右端弯矩的变化值为 175.87kNm。抽柱前短边区域横向钢梁 B-1-4-AB 左端弯矩值为 99.69kNm,右端弯矩值为 91.20kNm,抽柱后钢梁 B-1-4-AB 的左端弯矩稳定值为-25.76kNm,右端弯矩稳定值为 177.87kNm,抽柱后钢梁 B-1-4-AB 左端弯矩变化值为 125.45kNm,右端弯矩变化值为 86.67kNm。对比可以看出,长边区域纵向钢梁的端弯矩变化值大于短边区域横向钢梁的端弯矩变化值,这主要是由于跨度的影响,短边区域方向跨度大于长边区域方向跨度,跨度越长,失效柱端梁端弯矩变化幅度越小。

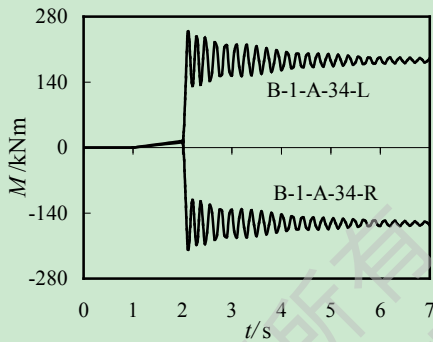


图 3.4 梁 B-1-A-34 端弯矩变化曲线

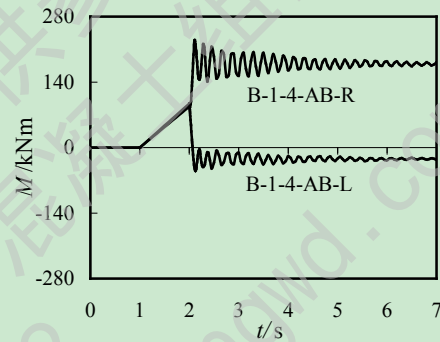


图 3.5 梁 B-1-4-AB 端弯矩变化曲线

图 3.6 为在横向与失效柱相邻的各层柱轴力随时间变化曲线,静力分析结果显示,抽柱前首层柱 C-1-4-B 的轴力大小为-3931.31kN,中间层柱 C-6-4-B 轴力为-2281.57kN,顶层柱 C-12-4-B 轴力为-332.88kN,抽柱后各层柱轴力发生了不同程度的振荡现象,首层柱轴力的振荡现象最明显,首层柱 C-1-4-B 的稳定值为-4277.77kN,中间层柱 C-6-4-B 轴力稳定值为-2413.08kN,顶层柱 C-12-4-B 轴力稳定值为-342.556kN,首层长边中柱失效后柱 C-1-4-B 的稳定值与破坏前的比值为 1.1。图 3.7 为纵向与失效柱相邻的各层柱轴力随时间变化曲线,抽柱前首层柱 C-1-3-A 的轴力大小为-1908.03kN,中间层柱 C-6-3-A 轴力为-1124.5kN,顶层柱 C-12-3-A 轴力为-154.89kN,抽柱后 C-1-3-A 的稳定值为-2679.47kN, C-6-3-A 轴力为-1481.4kN, C-12-3-A 轴力为-196.84kN,首层长边中柱失效后柱 C-1-3-A 的稳定值与破坏前的比值为 1.4,首层柱 C-1-3-A 的轴力变化值明显大于柱 C-1-4-B 的轴力变化值。

通过对比可以发现,抽柱前后轴力变化较为明显的是纵向区域的相邻柱,原因在于纵向方向的跨度小于横向方向跨度,即与失效柱相邻的长边区域的柱子更靠近失效柱,当柱失效后传力途径发生改变,其传力方式遵循就近原则的方式。



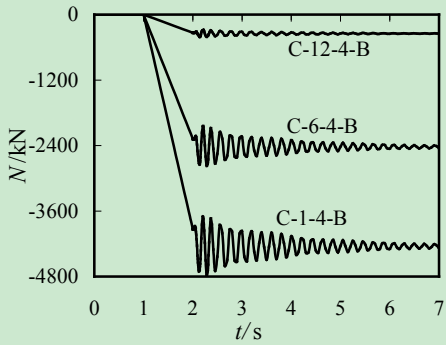


图 3.6 失效柱横向各层相邻柱轴力变化曲线

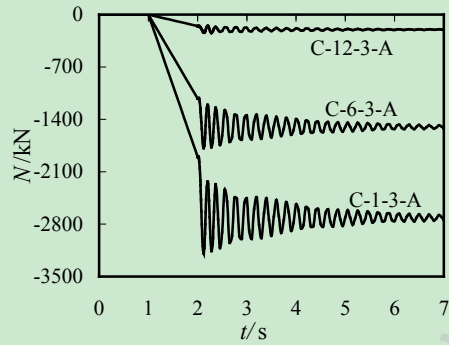


图 3.7 失效柱纵向各层相邻柱轴力变化曲线

图 3.8 为失效柱上部其他柱轴力变化图，从图中可以看出，柱子发生破坏后失效柱上部其他层柱子瞬间迅速减小，出现卸载现象，且越靠近底层的柱子减小的幅度越大，几乎已不能继续承担荷载。图 3.9 为首层纵向其他柱子的轴力变化曲线，同前面分析一样，越靠近失效柱的轴力变化越明显。

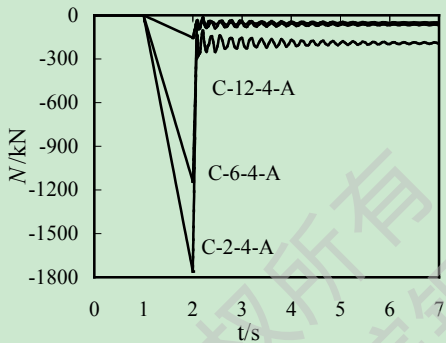


图 3.8 失效柱上部其他柱轴力变化图

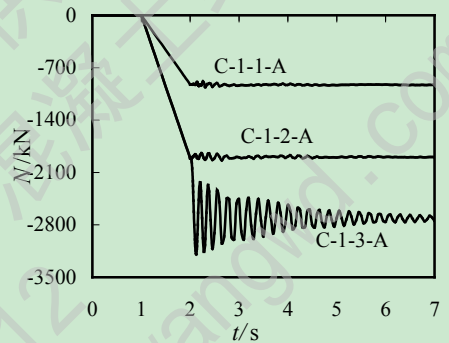


图 3.9 首层柱轴力变化图

### 3.2.2 抽去首层短边中柱

图 3.10 为抽去短边中柱 C-1-8-C 后结构变形示意图，框架的短边区域在首层短边中柱失效后产生了明显的变形，振荡现象很明显。图 3.11 为失效柱上部节点 J-1-8-C 位移随时间变化曲线，振荡峰值为 23.23mm，随后在阻尼作用下位移逐渐趋于稳定值，稳定值为 16.32mm，位移峰值没有超过 GSA2003 中规定的位移限值，结构仍具有良好的抗连续倒塌能力。

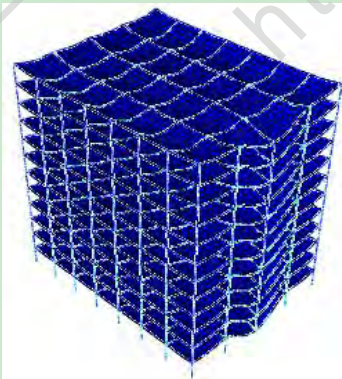


图 3.10 抽去首层短边中柱后模型示意图

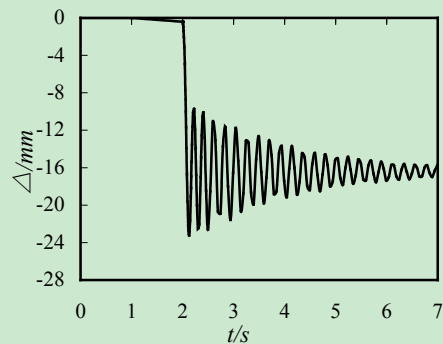


图 3.11 节点 J-1-8-C 位移随时间变化曲线

此外，结构在抽除短边中柱后位移变形大于抽去长边中柱时的结果，主要是由于横向跨度大于纵向跨度，说明结构失去关键构件后，结构变形大小受相邻跨度的影响，跨度越大，位移变形越大。

图 3.12 及图 3.13 为首层短边中柱失效后其上部纵横向钢梁的梁端弯矩变化曲线，与工况一分析结论一致，在柱失效后结构产生了空腹效应，抽柱前短边区域横向钢梁 B-1-8-BC 左端弯矩值为 35.36kNm，右端弯矩值为 35.04kNm，抽柱后钢梁 B-1-8-BC 左端弯矩的稳定值为 172.38kNm，右端弯矩稳定值为-100.24kNm，抽柱前后梁 B-1-8-BC 左端弯矩变化值为 137.02kNm，右端弯矩变化值为 135.28kNm。长边区域纵向钢梁 B-1-C-78 抽柱前左端弯矩静力分析值为 44.47kNm，右端弯矩值为 53.25kNm，抽柱后左端弯矩稳定值为 236.94kNm，右端弯矩稳定值为-168.50kNm，抽柱前后梁 B-1-C-78 左端弯矩变化值为 192.47kNm，右端弯矩变化值为 221.75kNm。对比分析可以看出，与工况一分析结果相同，即横向短边区域梁端弯矩变化幅度没有纵向长边区域梁端弯矩变化明显，短边区域方向跨度大于长边区域方向跨度，跨度越长，失效柱端梁端弯矩变化幅度越不明显。

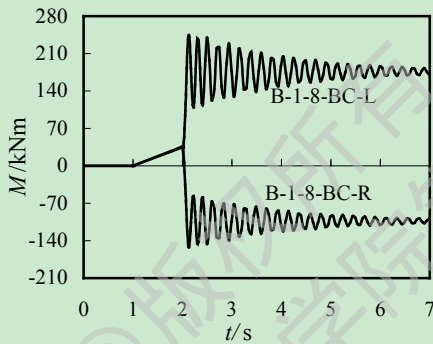


图 3.12 梁 B-1-8-BC 端弯矩变化曲线

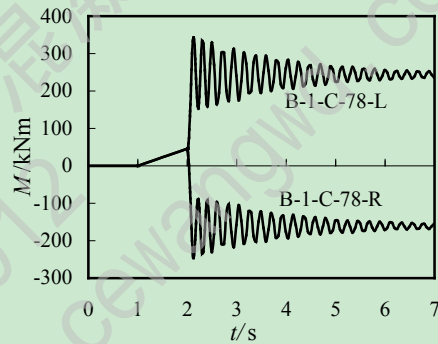


图 3.13 梁 B-1-C-78 端弯矩变化曲线

图 3.14 为与失效柱相邻的横向各层柱轴力随时间变化曲线，静力分析结果显示，抽柱前 C-1-8-B 的轴力大小为-1975.25kN，C-6-8-B 轴力为-1174.05kN，C-12-8-B 轴力为-163.69kN，抽柱后各层柱轴力发生了不用程度的振荡现象，首层柱轴力的振荡现象最明显，C-1-8-B 的稳定值为-2496.9kN，C-6-8-B 轴力为-1439.0kN，C-12-8-B 轴力为-199.96kN。图 3.15 为与失效柱相邻的纵向各层柱轴力随时间变化曲线，抽柱前 C-1-7-C 的轴力大小为-3876.3kN，C-6-7-C 轴力为-2231.6kN，C-12-7-C 轴力为-323.6kN，抽柱后 C-1-7-C 的稳定值为-4838.87kN，C-6-7-C 轴力为-2701.18kN，C-12-7-C 轴力为-364.37kN。通过对比可以发现，抽柱前后轴力变化较为明显的是纵向的相邻柱，柱失效后传力途径发生改变，其传力途径遵循就近原则方式。图 3.16 为失效柱上部其他柱轴力变化图，从图中可以看出，柱子发生破坏后失效柱上部其他层柱子瞬间迅速减小，越靠近底层的柱子减小的幅度越大。图 3.17 为首层纵向其他柱子的轴力变化曲线，同前面分析一样，越靠近失效柱的轴力变化越明显。

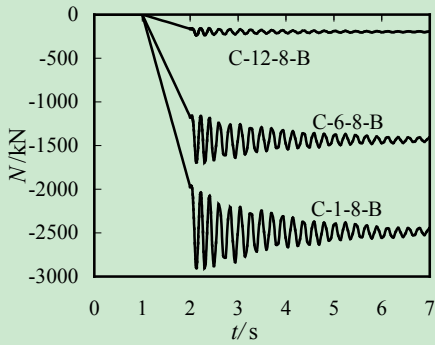


图 3.14 失效柱横向各层相邻柱轴力变化曲线

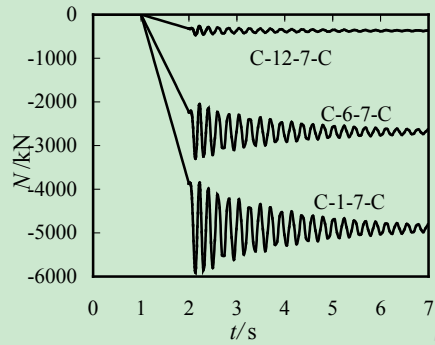


图 3.15 失效柱纵向各层相邻柱轴力变化曲线

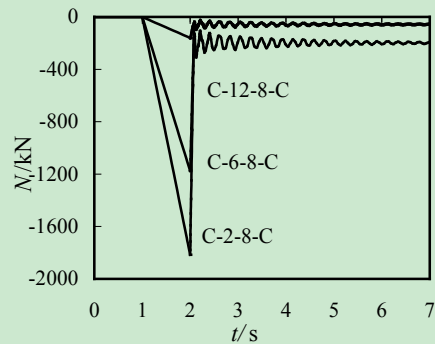


图 3.16 失效柱上部其他层柱轴力变化曲线

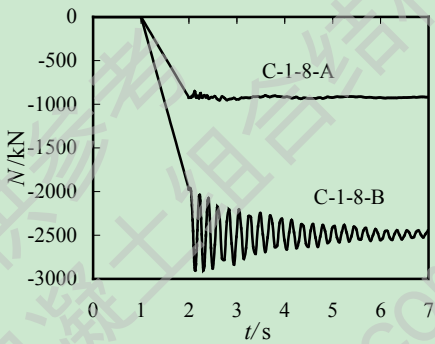


图 3.17 首层柱轴力变化曲线

### 3.2.3 抽去首层角柱

图 3.18 为抽去首层角柱 C-1-8-A 后结构的变形示意图,从图中可以看出只在局部角柱区域出现了明显的变形,结构整体并没有发生连续倒塌。图 3.19 为失效柱上部节点 J-1-8-A 的位移随时间的变化曲线,结构在抽柱后发生振荡,位移振荡峰值为 16.4mm,随后在阻尼作用下振荡逐渐趋于平缓,稳定值为 11.2mm,位移振荡峰没有超过 GSA2003 中规定的位移限值,故判定结构没有发生倒塌。

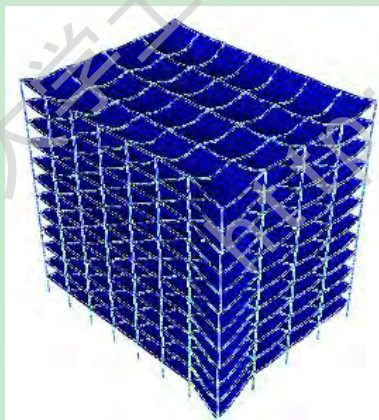


图 3.18 工况 C-1-8-A 抽柱后模型示意图

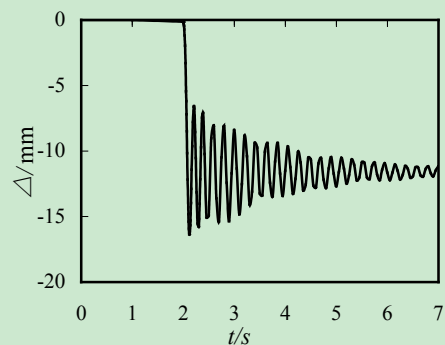


图 3.19 节点 J-1-8-A 位移随时间变化曲线

图 3.20 为抽去首层角柱 C-1-8-A 后短边区域横向梁 B-1-8-AB 的端弯矩变化曲线,抽柱前静力分析结果显示,横向梁 B-1-8-AB 的左端弯矩为 44.62kNm,右端弯矩为 39.77kNm,抽柱后梁 B-1-8-AB 左端弯矩方向发生变化,由抽柱前的上部受拉变为下部

受拉，弯矩稳定值为-48.47kNm，右端弯矩稳定值为 127.41kNm，左端弯矩抽柱前后变化值为 93.09kNm，右端弯矩变化值为 87.64kNm。图 3.21 为抽去首层角柱 C-1-8-A 后长边区域纵向梁 B-1-A-78 的端弯矩变化曲线，抽柱前静力分析结果显示，纵向梁 B-1-A-78 的左端弯矩为 13.69kNm，右端弯矩为 20.39kNm，抽柱后梁 B-1-A-78 右端弯矩方向发生变化，由抽柱前的上部受拉变为下部受拉，弯矩稳定值为-116.75kNm，左端弯矩稳定值为 155.05kNm，左端弯矩抽柱前后变化值为 141.36kNm，右端弯矩变化值为 137.14kNm。经对比可以看出，抽柱前后纵向梁 B-1-A-78 的端弯矩变化值明显大于横向梁 B-1-8-AB 的弯矩变化值，原因与前面工况所述一样，是由于横向跨度大于纵向跨度，跨度越大则弯矩变化值越小，且是由于结构的空腹效应引起靠近失效柱端弯矩方向的改变。

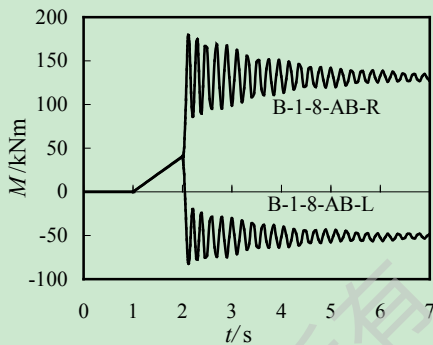


图 3.20 横向梁 B-1-8-AB 端弯矩变化曲线

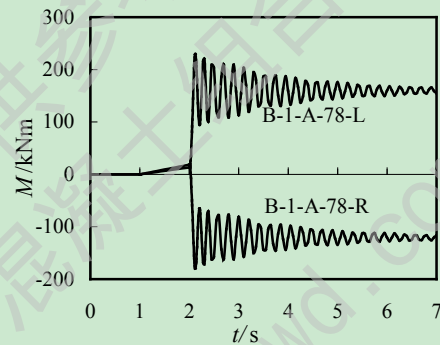


图 3.21 纵向梁 B-1-A-78 端弯矩变化曲线

图 3.22 为与失效柱相邻的长边纵向区域各层柱的轴力变化曲线，抽去首层角柱前，静力分析结果显示，首层柱 C-1-7-A 的轴力值为-1910.6kN，中间层柱 C-6-7-A 的轴力值为-1104.5kN，顶层柱 C-12-7-A 的轴力值为-152.99kN。瞬间抽去首层角柱后，首层柱 C-1-7-A 的轴力稳定值为-2547.43kN，峰值为-3024.55kN，中间层柱 C-6-7-A 的轴力稳定值为-1408.8kN，顶层柱 C-12-7-A 的轴力稳定值为-185.24kN。抽柱前后结果对比可以看出，首层柱 C-1-7-A 的轴力变化最明显，破坏后与破坏前的轴力比值为 1.33，顶层柱的轴力变化最不明显。图 3.23 为与失效柱相邻的短边横向区域各层相邻柱的轴力变化曲线，抽柱前首层柱 C-1-8-B 的轴力值为-1975.3kN，抽柱后首层柱 C-1-8-B 的轴力稳定值为-2275.54kN，破坏后轴力稳定值与破坏前的比值为 1.15。抽柱前中间层柱 C-6-8-B 的轴力值为-1174.1kN，抽去首层角柱后中间层柱 C-6-8-B 的轴力稳定值为-1324.2kN，破坏后轴力稳定值与破坏前的比值为 1.13。抽柱前顶层柱 C-12-8-B 的轴力值为-163.69kN，抽柱后顶层柱 C-12-8-B 的轴力稳定值为-180.48kN，破坏后轴力稳定值与破坏前的比值为 1.10。对比图 5 可以看出，抽柱后柱 C-1-7-A 的轴力比柱 C-1-8-B 的轴力变化大。

图 3.24 为与失效柱呈对角线方向各层相邻柱的轴力变化曲线，抽柱前首层柱 C-1-7-B 轴力值为 3917.4kN，抽柱后的轴力稳定值为 3942.3kN，抽柱后轴力稳定值与抽柱前的比值为 1.01，抽柱前后其轴力值没有明显变化。对比上述图 3.22、图 3.23 和图 3.24 可以看出，抽柱后轴力变化最明显的是长边区域纵向的各层相邻柱，其次是短边区

域横向的各层相邻柱，而与失效柱呈对角线的各层柱轴力变化并不明显。图 3.25 为失效柱上部其他各层柱轴力变化趋势，可以看出越靠近底层柱的卸载现象越明显。

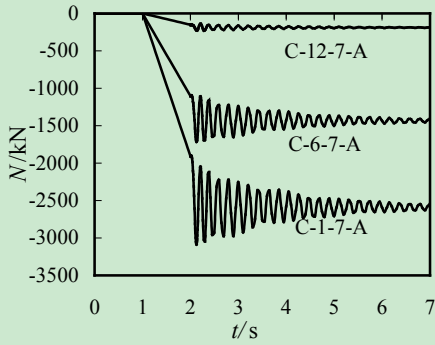


图 3.22 失效柱纵向各层相邻柱轴力变化曲线

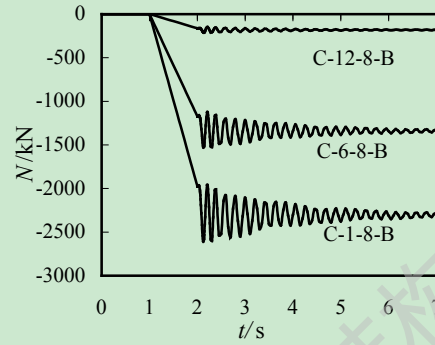


图 3.23 失效柱横向各层相邻柱轴力变化曲线

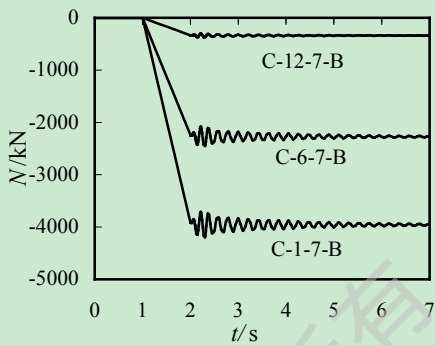


图 3.24 失效柱对角线各层相邻柱轴力变化曲线

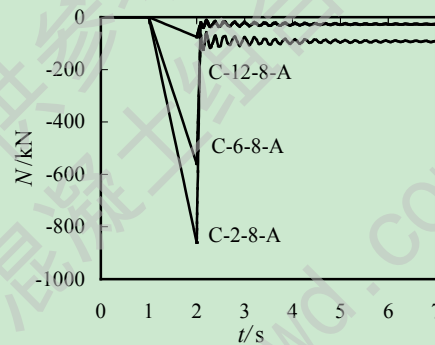


图 3.25 失效柱上部其他层柱轴力变化曲线

### 3.2.4 抽去首层中柱

图 3.26 为抽去首层中柱 C-1-4-C 后结构的变形图，从图中可以观察到结构中间区域明显下落，但结构整体并没有发生倒塌的迹象。图 3.27 为首层失效中柱 C-1-4-C 的上部节点 J-1-4-C 的位移变化曲线，位移发生明显的振荡，其峰值为 25.35mm，位移稳定值为 19.05mm，与前面所述三种分析工况相比，当抽去首层中柱后结构的位移变形最大，但其位移峰值仍没有超过 GSA2003 中所规定的位移限值，故判定结构在首层中柱 C-1-4-C 失效后并没有发生倒塌。

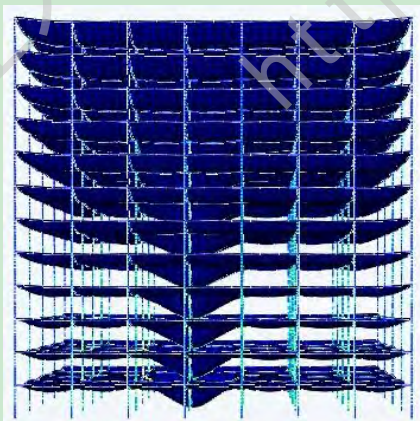


图 3.26 抽去首层中柱后模型示意图

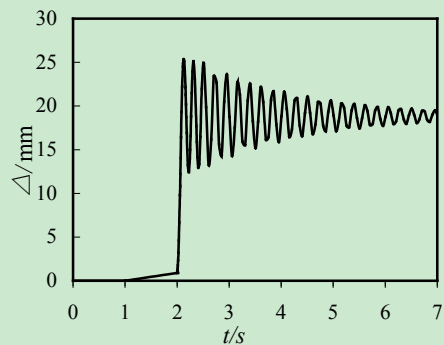


图 3.27 节点 J-1-4-C 位移随时间变化曲线

图 3.28 为抽去首层中柱后与其相连的短边区域横向钢梁 B-1-4-BC 的端弯矩变化曲线, 抽柱前左端弯矩为 1.067kNm, 右端弯矩为 1.232kNm, 抽柱后左端弯矩稳定值为 232.27kNm, 右端弯矩稳定值为-107.44kNm, 抽柱前后左端弯矩变化值为 231.20kNm, 右端弯矩变化值为-108.67kNm。图 3.29 为抽去首层中柱后长边方向与其相连的纵向钢梁 B-1-C-34 的端弯矩变化曲线, 抽柱前左端弯矩值为 0.47kNm, 右端弯矩值为 0.51kNm, 抽柱后左端弯矩值为 304.92kNm, 右端弯矩值为-230.95kNm, 抽柱前后左端弯矩变化值为 304.45kNm, 右端弯矩变化值为 231.46kNm。

图 3.30 为失效柱横向各层相邻柱的轴力变化曲线, 静力分析结果显示: C-12-4-B 的轴力大小为-334.38kN, C-6-4-B 的轴力为-2291.83kN, C-1-4-B 的轴力为-3948.98kN, 抽柱后底层柱的振荡现象最为明显, C-12-4-B 的轴力稳定值为-359.20kN, C-6-4-B 的稳定值为-2560.45kN, 底层柱 C-1-4-B 的峰值为 5147.0kN, 稳定值为-4543.07kN, 相比较顶层柱轴力振荡不明显, 轴力变化很小, 底层相邻柱轴力明显增大。图 3.31 为失效柱纵向各层相邻柱的轴力变化曲线, C-12-3-C 的轴力大小为-329.16kN, C-6-3-C 的轴力为-2308.70kN, C-1-3-C 的轴力为-3937.78kN, 抽柱后柱 C-12-3-C 的轴力稳定值为-399.76kN, C-6-3-C 的稳定值为-2908.72kN, C-1-3-C 稳定值为-5332.7kN。通过对比可以发现, 抽柱前各层纵横向相邻柱轴力大小基本相同, 抽柱前后轴力变化较大的是长边方向(纵向)的相邻柱, 尤其底层柱 C-1-3-C 轴力变化最大, 由此可以看出底层中柱失效后柱失效后传力途径发生改变, 其传力途径遵循就近原则方式。

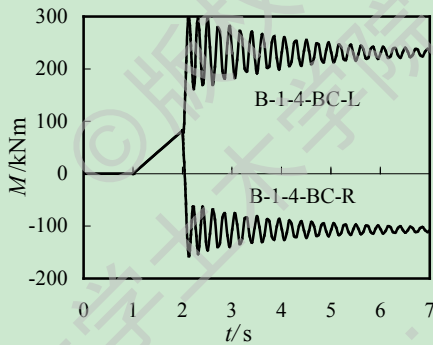


图 3.28 横向梁 B-1-8-BC 端弯矩变化曲线

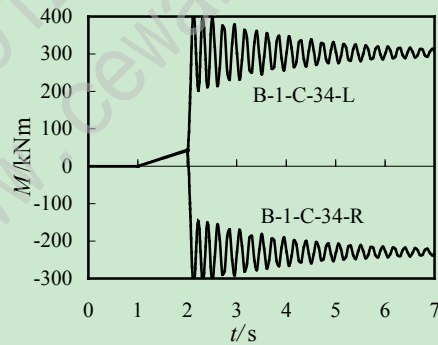


图 3.29 纵向梁 B-1-C-78 端弯矩变化曲线

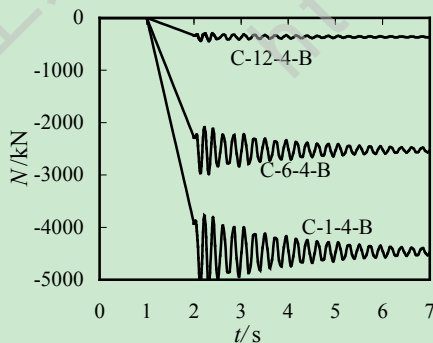


图 3.30 失效柱横向各层相邻柱轴力变化曲线

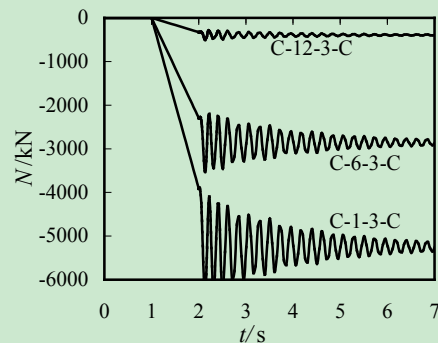


图 3.31 失效柱纵向各层相邻柱轴力变化曲线

### 3.2.5 结果对比分析

如图 3.32 所示, 将轴线 8 处的横向边框架取出作为平面框架分析对象, 优点是建模简单, 节省时间, 但没有考虑框架长边区域梁柱及楼板的影响。建立空间钢管混凝土框架, 相比平面框架而言, 计算模型更加复杂, 考虑的因素也比较多, 但更加贴近实际, 充分考虑了框架的纵横向拉结作用以及楼板的作用。本章将横向边框架中抽去中柱和边柱时进行分析对比。

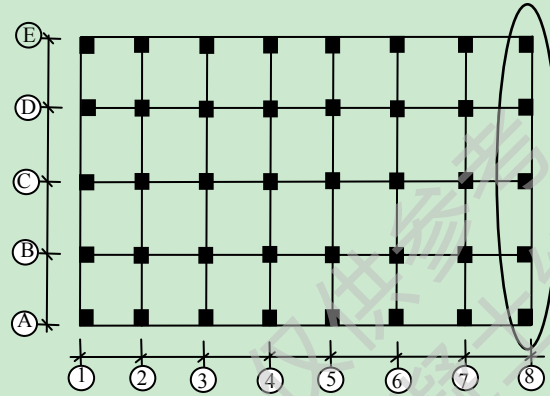


图 3.32 钢管混凝土框架平面图

图 3.33 为抽去横向边框架中柱后其上部节点的位移对比, 从图中可以看出平面框架的位移变形明显比空间框架的位移变形大, 平面框架分析中位移振荡峰值为 58.28mm, 稳定值为 36mm, 空间框架分析中振荡峰值为 23.23mm, 稳定值为 16.32mm, 空间框架的位移稳定值与平面框架位移稳定值的比值为 0.45。图 3.34 为横向边框架架角柱节点的位移对比, 平面框架分析中振动峰值为 50.435mm, 随后在阻尼作用下逐渐衰减趋于稳定, 稳定值为 43mm, 空间框架分析中位移振荡峰值为 16.4mm, 随后在阻尼作用下振荡逐渐趋于平缓, 稳定值为 11.2mm, 空间框架的位移稳定值与平面框架位移稳定值的比值为 0.26。经对比可以看出, 横向边框架中平面框架的位移变形明显大于空间框架的位移变形值, 而且当抽去边框架角柱后, 平面框架与空间框架位移差值更明显。分析造成这种位移差异的原因, 空间框架整体的拉结作用以及楼板的有利作用, 相比之下, 空间框架在纵向方向的传力途径增加, 当关键构件失效后, 楼层上部荷载可同时在纵横向形成有效的传力途径, 分担了失效柱原本承担的部分荷载。

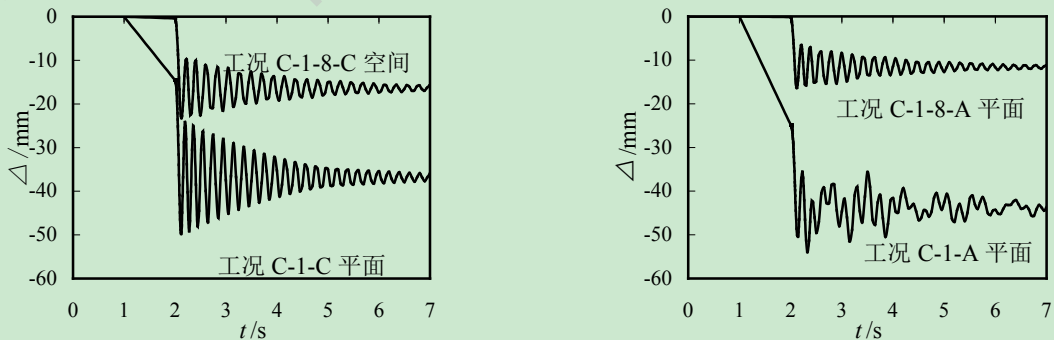


图 3.33 横向边框架中柱节点位移对比

图 3.34 横向边框架角柱节点位移对比

### 3.3 本章小结

本章通过对钢管混凝土空间框架建立有限元模型,基于备用荷载路径法(即“抽柱法”)对其进行非线性动力分析,分别抽去首层长边中柱、首层短边中柱、首层角柱及首层中柱等四种分析工况,通过对上述四种工况中失效柱周围构件的内力进行分析,可以得到以下结论:

(1) 由于空间整体的拉结性及楼板的作用,抽去底层柱后,结构发生的位移变形明显小于平面框架分析结果,且其位移限值均没有超过 **GSA2003** 中所规定的位移限值,结构在上述四种分析工况下没有发生倒塌,说明钢管混凝土框架结构具有良好的抵御连续性倒塌的能力。

(2) 与平面框架倒塌分析中相同的是,与失效柱相连的上部钢梁弯矩方向发生改变,而在空间框架中由于楼板的作用,靠近失效柱端弯矩变化明显比平面框架分析结果小,弥补了在倒塌过程中梁刚度不足的缺陷,有效提高了结构的抗倒塌能力。此外,由于长边方向钢梁跨度小于短边方向跨度,从而导致长边区域纵向钢梁的端弯矩变化值大于短边区域横向钢梁的端弯矩变化值。

(3) 在底层柱失效后,其相应的上部各层柱轴力迅速减小,出现明显的卸载现象,荷载传递至由与其相邻的其他柱承担,传力途径发生了改变,离失效柱越近的柱子承担的荷载越大,也就是说当底层柱失效后,其上部荷载的传递方式遵循就近传递原则。



## 第四章 钢管混凝土框架结构连续性倒塌多尺度数值模拟

### 4.1 结构多尺度有限元介绍

前面两章中,对结构进行连续性倒塌有限元分析是基于宏观结构单元进行的,宏观模型计算量小,适用对一些比较复杂的结构进行模拟分析。通过前面两章对平面及空间框架的连续性倒塌分析,从宏观角度判断了钢管混凝土的抗倒塌能力及关键构件失效后,传力途径改变的大致趋势,但是对于结构局部破坏的微观机理,完全采用梁单元建模进行分析的结果不能满足精度要求。但是由于计算机能力及建模工作量的限制,对于前面所述的框架模型完全采用微观模型模拟是不现实的,基于这两方面的原因,多尺度计算的出现在这两者之间寻求了一个平衡点,对于局部关键构件、关键节点采用微观尺度有限元模型,其他常规的梁、板、柱及墙等构件可采用杆单元或壳单元等相对宏观尺度模型建模,这样的结合既可以较好的反应结构的受力行为,又可以降低计算量和建模工作量,能够准确的研究一些复杂结构的真实行为。陆新征等(2008)<sup>[108]</sup>关于多尺度有限元模拟分析做了不少研究工作,通过对两层六跨的钢框架结构中所有梁柱节点采用壳单元进行精细建模,其他部位采用梁单元进行建模,框架整体模型及局部节点模型见图 4.1,作者对结构进行弹塑性时程分析,将分析结果与全部由梁单元建成的模型对比(如图 4.2),验证了多尺度有限元模拟方法可以较为准确的模拟复杂受力边界状况及局部细节。

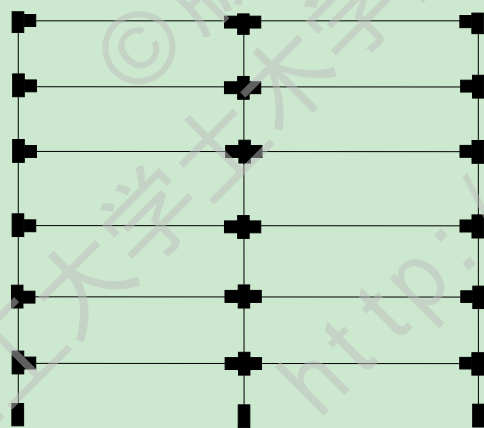


图 4.1 陆新征等(2008)<sup>[108]</sup>结构多尺度模型

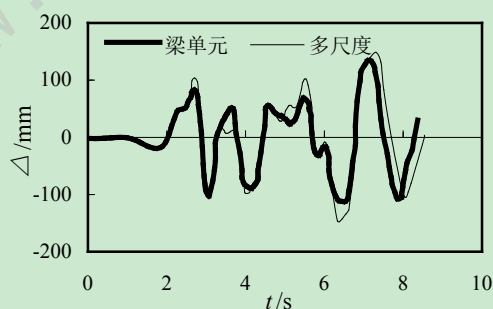


图 4.2 陆新征等(2008)<sup>[108]</sup>分析结果对比

为了考察在钢管混凝土框架柱失效后其上部节点的具体力学性能,本章针对第二章中的平面框架建立多尺度有限元模型,对底层中柱上部节点建立精细有限元模型,其余结构则采用宏观单元建模,并基于备用荷载路径法对结构进行非线性动力分析,考查失效柱周围构件内力变化及节点的力学性能,将分析结果与第二章进行对比分析。

## 4.2 钢管混凝土框架多尺度模型抗连续倒塌性能分析

### 4.2.1 耦合约束的原理

石永久等(2011)<sup>[109]</sup>建立了多尺度钢框架模型,并进行了抗震性能分析中所述,指出梁单元与实体单元连接、梁单元与壳单元连接以及壳单元与实体单元的连接原理基本相同,作者利用 ABAQUS 中的 Couple 功能实现了钢框架结构中壳单元与实体单元的合理连接,并将有限元分析结果与试验进行对比验证了这种连接方法的合理性。曹金凤(2009)<sup>[110]</sup>将耦合约束定义为在被约束区域与一个控制点之间建立运动上的约束关系,这种约束方式允许在计算模型中不同的自由度之间强加约束,其定义的是一种节点自由度之间的耦合关系,即以一个节点的某几个自由度为标准,然后令其它指定节点的某几个自由度与这个标准值建立关系,这种连接方式可以较好的实现不同类型单元连接间轴力及弯矩的有效传递,令接触面上的节点满足横向变形协调的要求。

### 4.2.2 多尺度有限元模型算例分析与验证

#### 4.2.2.1 空心钢管多尺度有限元模型验证

本文以一个外径为 200mm,壁厚为 10mm 的空心钢管的压弯加载算例来验证多点约束连接方法的准确性。建立两个有限元模型,模型一为全部壳单元建模,模型二为采用梁单元建模,模型三为采用耦合约束方式的多尺度模型,一段采用壳单元建模,另一段采用梁单元建模。加载过程为:首先在柱顶施加轴压力 10kN,在水平方向施加位移,如图 4.3 所示为三类模型的钢管应力云图,右图 4.4 为横向荷载-位移曲线图。

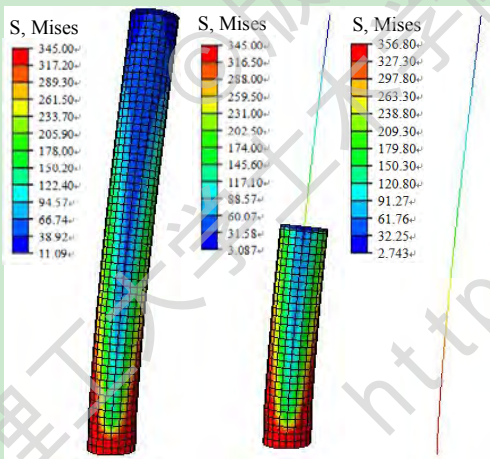


图 4.3 钢管应力云图

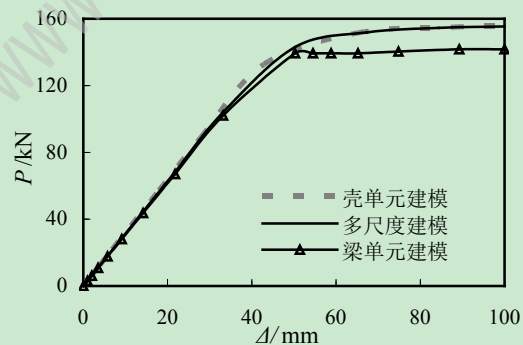


图 4.4 荷载-位移关系曲线

从图 4.4 中可以看出,多尺度模型与壳单元模型吻合良好,从而验证了多尺度模型中,界面的耦合连接实现了变形协调,上述验证算例表明,采用耦合约束连接方式可以很好的杆单元与壳单元及实体单元的连接,实现不同单元连接之间力的有效传递。梁单元模型在弹性阶段吻合较好,进入弹塑性阶段以后曲线较实体模型稍有偏差,主要原因有两个方面,一是采用梁单元建模分析时,在施加荷载及水平位移过程中,无法反应出

构件轴向的力对其他两个方向的影响；二是采用梁单元建模忽略了钢管在受力过程中钢管底部局部屈曲的影响。

#### 4.2.2.2 钢管混凝土柱压弯构件多尺度有限元模型验证

算例中对圆钢管混凝土柱压弯构件进行有限元模型分析，钢管截面尺寸为  $D \times t = 400\text{mm} \times 10\text{mm}$ ，核心混凝土强度等级为 C40，钢材选用 Q345，钢管混凝土柱长为 3m，分别建立多尺度有限元模型及实体精细单元模型，多尺度模型中柱上半部采用梁单元 B31 建模，下半部柱外包钢管采用壳单元 S4，核心混凝土采用实体单元 C3D8 建模，上下部分通过耦合连接，实体模型与多尺度模型的下部分建模方式相同。对钢管混凝土柱轴向施加荷载，轴压比为 0.4，并对其水平方向施加位移。精细模型核心混凝土采用塑性损伤本构，多尺度模型中对于梁单元核心混凝土本构，采用第二章所述纤维模型本构。如下图 4.5 所示为两种模型中钢管混凝土柱的应力云图，图 4.6 为提取柱顶位移与柱底反力的相关曲线。

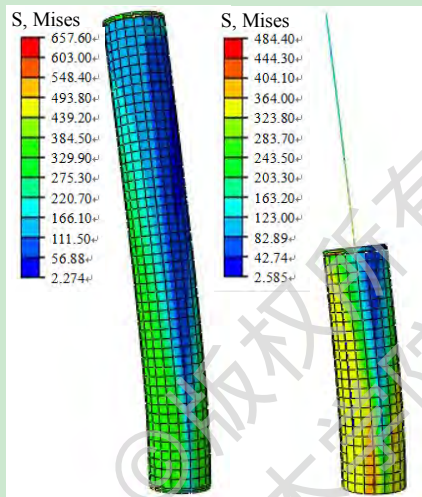


图 4.5 钢管混凝土柱应力云图

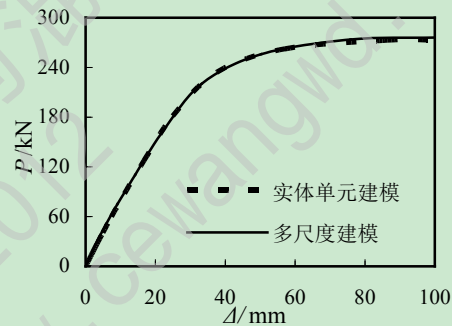


图 4.6 荷载-位移关系曲线

图 4.5 为钢管混凝土柱实体模型及多尺度有限元模型的应力云图，图 4.6 为两种模型的荷载-位移关系曲线，可以看出实体单元模型与多尺度有限元模型的计算结果完全吻合，从而进一步验证了在多尺度模型中，界面的耦合连接实现了变形协调，采用多尺度有限元模型能够较好的反应结构的力学性能。

#### 4.2.2.3 钢管混凝土框架多尺度有限元模型验证

为了进一步验证在多尺度有限元模型中界面采用耦合连接方式的合理性，本章对王文达(2008)<sup>[3]</sup>中钢管混凝土柱-钢梁平面框架建立多尺度有限元模型进行验证。框架参数如下：圆钢管混凝土柱  $D \times t = 140\text{mm} \times 2\text{mm}$ ，计算长度为 1050mm，钢梁  $150\text{mm} \times 70\text{mm} \times 3.53\text{mm} \times 3.53\text{mm}$ (高 $\times$ 宽 $\times$ 腹板厚 $\times$ 翼缘厚)，外加强环板宽度为 40mm，跨度为 2500mm，CF11 和 CF12 轴压比分别为 0.07 和 0.3，在多尺度模型中，框架柱及节点采用实体单元建模，节点处钢梁长度为 400mm，剩余钢梁采用梁单元建模。具体材料参数参照第二章第 2.4.2 节中框架算例验证。分别建立三维实体模型、多尺度模型及

梁单元模型，在水平荷载作用下对框架骨架曲线进行计算，将计算结果与实测数据进行对比验证，见图 4.8 和图 4.9 所示。

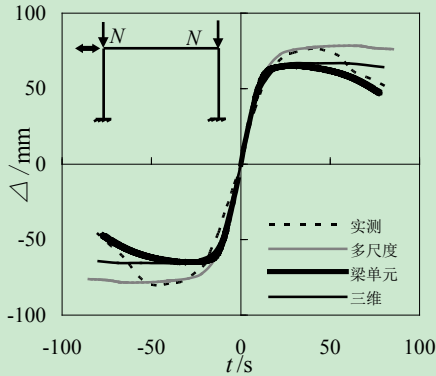


图 4.8 CF11 ( $n=0.07$ )

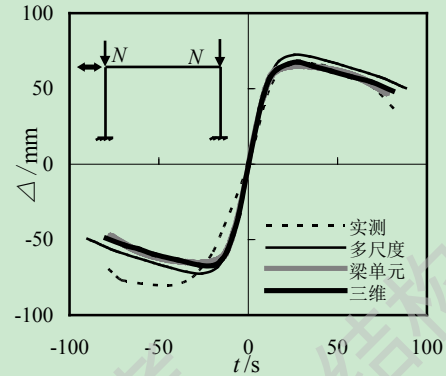


图 4.9 CF12 ( $n=0.3$ )

从图 4.8 及图 4.9 中可以看出，采用多尺度有限模型计算的结果与实测曲线及三维实体单元计算曲线吻合良好，从而进一步验证了在多尺度框架模型中，对不同单元采用耦合连接方式的合理性及正确性。

### 4.2.3 钢管混凝土框架多尺度有限元模型的建立

本章中对第二章中所述的平面框架建立多尺度有限元模型，对底层中柱上部节点区建立精细模型，节点区域采用外加强环连接方式，如下图 4.10 所示为 ABAQUS 中所建的钢管混凝土多尺度有限元模型，图 4.11 为节点处划分网格后的局部模型。其中核心混凝土采用实体单元建模，单元类型为 C3D8，钢梁及钢管采用壳单元建模，单元类型为 S4。节点处左右两边梁分别取其跨度的一半，柱的上下部的长度各取层高的 1/3。框架结构的其余梁柱均采用梁单元 B31 建模。

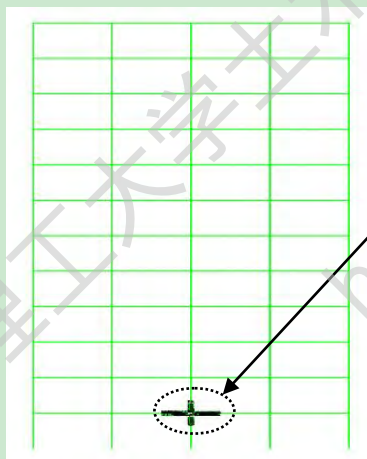


图 4.10 框架多尺度有限元模型

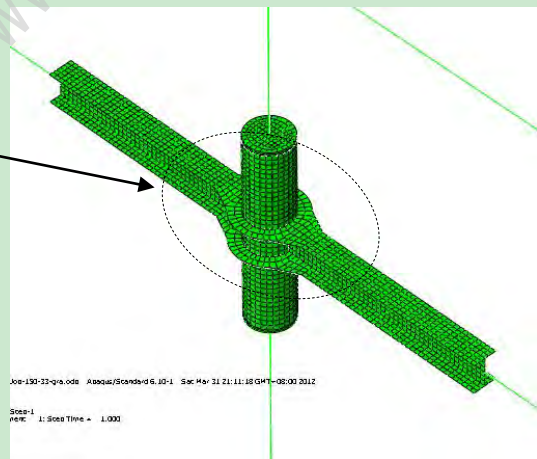


图 4.11 框架局部节点模型

为便于模型收敛，节点处核心混凝土采用塑性损伤本构模型，其余结构混凝土采用弥散裂缝本构模型，钢材本构参照第二章所述选取。抽去首层中柱，分析其上部节点区域的应力变化及位移变化趋势，提取失效构件周边其他构件的内力变化曲线，并与第二

章中所述采用梁单元建模分析结果进行对比。

#### 4.2.4 钢管混凝土多尺度模型抽柱对比分析

如图 4.12 为结构在首层首层中柱失效前后结构的变形图, 结构从上到下变形越来越大, 这是由于在柱失效后, 结构本身的自重产生了竖向的向下的拉力, 这种拉力是结构的竖向位移出现了累积效应, 越向下, 结构的竖向位移越大。图 4.13 为柱失效后上部节点的应力云图, 从图中可以看出越靠近节点核心处, 钢梁的应力越大, 尤其梁下翼缘环板处应力最大, 而柱子的应力非常小。这是由于柱子为上下通长贯通, 而梁在节点处被明显削弱, 满足了结构的“强柱弱梁”要求, 但当结构底层中柱瞬时失效后, 上部钢梁最终进入悬索阶段, 钢梁跨度由原来的一跨变为两跨, 节点处钢梁瞬时变为下部翼缘受拉。

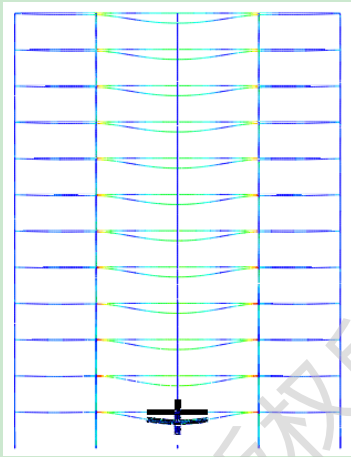


图 4.12 底层中柱失效前后结构变形图

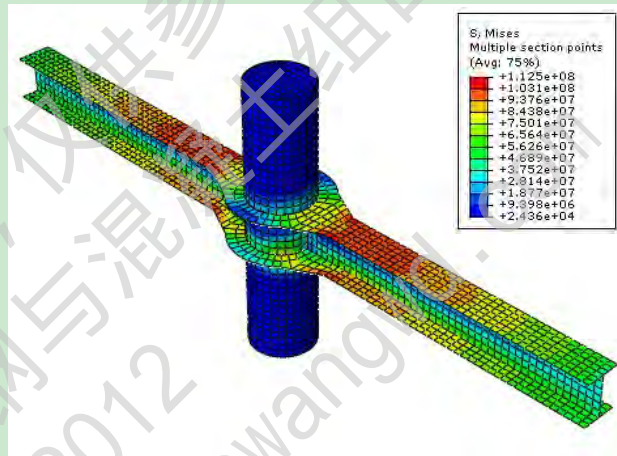


图 4.13 底层中柱失效后节点的应力云图

图 4.14 是多尺度模型中当抽去底层中柱时其上部节点的位移曲线, 抽去柱的瞬间结构发生了明显振荡, 节点振荡位移达到峰值为 63.34mm, 随后位移振荡平缓, 趋于稳定值为 39.56mm, 第二章中对梁单元模型分析结果显示, 振荡峰值为 58.28mm, 稳定值为 36mm。由图中对比可以看出, 在抽去柱初始时刻, 多尺度模型与梁单元模型振荡频率基本一致, 而随后多尺度模型振荡频率明显降低。原因在于梁单元模型中, 所有梁柱连接均为理想的刚性连接, 节点梁柱连接比较坚固, 故振荡频率较大, 而在多尺度有限元模型中, 底层中柱上部节点采用精细单元建模, 节点处梁柱连接为实际的连接方式, 在动力荷载作用下其振荡频率明显小于梁单元模型的分析结果。图 4.15 为抽去柱后左端第二跨钢梁 B-1-BC 左端弯矩变化曲线, 同失效柱上部节点位移变化趋势一致, 在柱失效初始时刻, 梁端弯矩发生了明显的振荡, 振荡峰值为 586.36kNm, 稳定值为 388.76kNm。梁单元模型分析结果显示梁端弯矩稳定值为 360kNm。多尺度模型中梁端弯矩变化值大于梁单元模型分析结果。产生这种差异的原因是在梁单元模型中假设梁柱连接完全为刚接, 忽略了节点处对钢梁削弱的影响。而在多尺度模型中, 当抽去柱子后, 失效柱上部节点处钢梁的受力特性迅速发生了明显变化, 由原来的上翼缘受拉瞬时变为下翼缘受

拉，此时钢梁的削弱影响完全体现出来，此外由于梁柱连接方式的不同，从而造成了两种模型中梁端弯矩变化的差异。

图 4.16 为抽去首层中柱后首层其他柱轴力变化趋势，同梁单元模型分析结论一致，当抽去首层中柱后，结构荷载传递路径发生改变，当中柱失效后，原本由中柱承担的荷载传递至其相邻的柱 C-1-B 和柱 C-1-D 承担，荷载传递方式依照就近原则的方式，而首层中柱及其上部其他层柱出现明显的卸载现象，如图 4.17 所示，可以看出二层中柱 C-2-C 卸载现象最明显，卸载后几乎不再承担荷载。

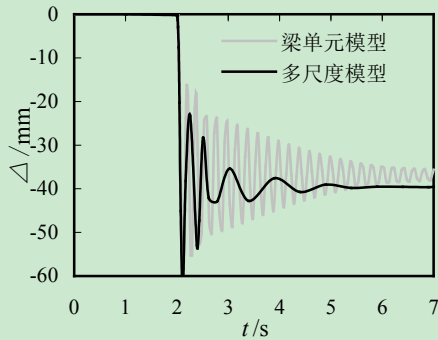


图 4.14 失效柱上部节点位对比

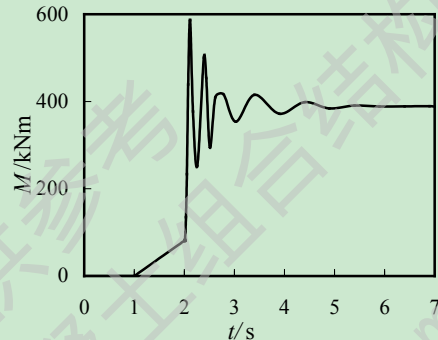


图 4.15 首层第二跨钢梁左端弯矩变化曲线

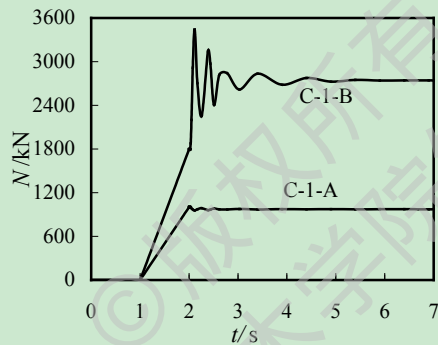


图 4.16 首层柱轴力变化曲线

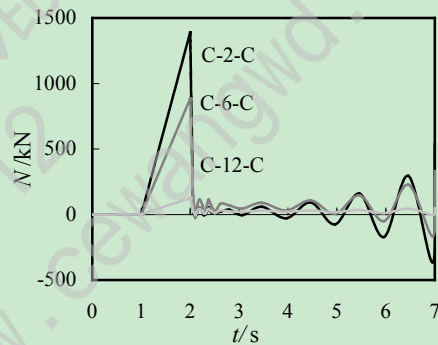


图 4.17 失效柱上部其他层柱轴力变化曲线

本章中对钢管混凝土平面框架进行多尺度抽柱分析，通过对比可以看出，采用多尺度模型分析时，失效柱周围的构件内力变化规律与第二章中梁单元分析结果一致，失效柱上部其他层柱均出现了明显的卸载现象，结构荷载路径发生明显变化，上部荷载主要传递至其相邻柱 C-1-B 和柱 C-1-D 承担。不同的是采用多尺度模型分析结果略大于平面框架分析结果，且在瞬时抽去柱子后结构发生振荡的幅度基本一致，但振荡频率明显小于梁单元平面框架振荡频率，出现这种差异的原因是在多尺度模型中节点处梁端缺陷的影响，在梁单元模型中忽略了节点处梁端削弱的影 响，假设梁柱连接为刚性连接，在多尺度模型中这种梁端削弱完全体现出来，当抽去首层中柱后，节点处钢梁瞬时由上翼缘受拉变为下翼缘受拉，抽柱后钢梁的刚度不足以抵抗这种瞬间的变化，所以导致多尺度模型的位移变形略大于梁单元模型分析结果。

### 4.3 防止钢管混凝土框架结构连续倒塌的措施

近年来,国内外连续倒塌的事故屡屡发生,对结构抗连续倒塌的研究逐渐受到社会的广泛关注,国外也颁布了专门的抗连续倒塌的设计规范。但是我们始终无法准确预测偶然事件的发生,也无法保证结构在偶然荷载作用下完全不破坏。我们研究以及设计的目的在于在偶然荷载作用下,结构具有一定的抗连续倒塌的能力,即将结构的破坏有效的控制在局部范围内,而不影响结构整体以至于发生连续性倒塌。本文前几章是从结构抗连续倒塌设计的直接设计法的角度出发,通过对钢管混凝土平面及空间框架进行抽柱分析,从而评估钢管混凝土框架结构在遭受偶然荷载作用时的抗连续倒塌能力,但这种方法独立于偶然事件的发生因素,即不考虑偶然事件发生的原因,只是直观的一种假设,认为在某种偶然荷载作用下结构的关键构件发生破坏。本章从控制偶然事件的发生入手,并结合上述两章分析结果及抗连续倒塌设计准则 GSA2003<sup>[17]</sup>及 UFC4-023-03<sup>[18]</sup>中的规定,提出防止钢管混凝土框架结构连续倒塌的措施:

#### 4.3.1 控制偶然事件的发生

导致偶然事件发生的因素有很多,究其原因可大致归为两类,一类是自然因素作用而使结构发生破坏,比如地震、风灾等;另一类是由于人为的原因造成的构件破坏,比如恐怖袭击爆炸、火灾、撞击等作用,无论是何种原因造成的倒塌破坏,都会给人类带来严重的人员伤亡和经济损失。由自然作用所造成的破坏我们无法避免,但可以通过设计加强结构抵御自然灾害的能力,减小结构的破坏程度。就目前发生的结构连续性倒塌事件来看,大多是由于人为因素造成的,因此有效控制人为造成的偶然事件发生可以在很大程度上降低结构发生连续性倒塌的概率,首先间接的讲,政府的治安管理可以降低恐怖袭击爆炸等的发生,其次在建筑外部设置防护措施,如设置防爆墙或障碍物、对建筑外部做抗爆处理,防止汽车炸弹的袭击,还可以有效的降低爆炸对建筑的冲击压力。再次,对一些有地下车库的建筑物内部也需做相应的防护措施,例如加强梁、柱等重要构件,设置一些泄压口,减缓对建筑的冲击压力。

#### 4.3.2 防止钢管混凝土结构连续倒塌的建筑措施

在结构的使用过程中,一般情况下无法预测偶然事件的发生,即无法避免偶然事件的发生,防止结构发生连续性倒塌最直观的手段就是避免结构发生可能导致连续性倒塌的局部破坏,通过结构设计是解决问题的一种方法,但是首先从建筑的角度避免局部破坏更为经济、直观、有效。具体的措施包括以下几点:

- (1) 在建筑设计中,应尽可能多的设置疏散通道及安全区域<sup>[110]</sup>。
- (2) 尽量使建筑平面布置规则、简单,尽量避免出现些凸角,因为在偶然荷载作用下,凸角的部分整体性及延性都比较差,会更容易发生破坏。
- (3) 尽量使结构的竖向布置连续,避免结构出现不连续层或薄弱层,从而导致结构

在竖向力的传递不连续。当建筑遭受偶然作用时，如果导致不连续层或薄弱层的关键构件发生破坏，将有可能引起很严重的倒塌破坏。

### 4.3.3 防止钢管混凝土框架连续倒塌的构造措施

综合国内外的研究及本文有限元分析结果，可以发现结构的整体性是影响结构抗倒塌能力的最主要的因素，而如何提高结构的冗余度、结构构件的延性、鲁棒性及构件之间的连接性成为提高整体性的主要途径，具体的措施主要包括以下几点：

(1) 增强钢管混凝土梁柱节点的坚固性(Robustness)及延性，提高结构整体的塑性变形及内力重分配的能力，防止节点发生破坏同时引起其相连的多个构件失效而导致结构发生连续性倒塌，如采用加强环节点形式。

(2) 减小柱距及梁的跨度，因为当单根柱子失效后，其上部的梁由原来的一跨变为两跨，跨度增大，梁的跨越能力减弱，结构发生连续性倒塌的可能性增大。

(3) 对底部关键柱的周围相邻其他柱及其上各层柱加强设计，尤其针对距失效柱最近的各层相邻柱，以保证在底层关键柱失效后其相邻的柱子仍能继续承担重新分配后的荷载，将破坏的范围有效控制局部范围内。

(4) 加强与底部关键柱相连的上部梁，保证在柱子破坏后，节点处梁的弯矩由负弯矩变为正弯矩，但上部梁仍有足够的刚度和跨越能力，能够继续承担楼板传来的荷载。

(5) 当钢管混凝土框架中的梁采用钢筋混凝土梁时，保证梁底部的钢筋通长配置，并在节点处采用连续双梁或将梁端加宽，保证节点的坚固性。

(6) 加强楼板与结构整体的连接，防止在构件失效后造成楼板的坍塌，对下层结构产生很大的冲击力，导致结构发生连续性倒塌。

(7) 在框架结构内部按照拉结法中提到的设置水平方向及垂直方向的拉杆连接系统，提高结构的连续性及整体性。当局部构件失效后，水平方向的拉结系统可以有效的将荷载传递至周围构件，从而限制了破坏的蔓延。

(8) 钢管混凝土框架结构设计中必须严格满足抗震规范的要求，因为结构的抗震性能在一定程度上可以满足抗倒塌的要求，通过利用结构的抗震设计中所具备的延性及安全储备来达到抗连续性倒塌的目的。



## 结论与展望

### 结论

本文对国内外钢筋混凝土框架结构及钢框架结构抗连续性倒塌的研究工作做了较为详细的综述，并试设计一典型 12 层钢管混凝土组合框架，基于 UFC4-023-03(2010) 和 GSA2003 两部设计指南中提到的备用荷载路径法，对钢管混凝土组合框架进行了非线性动力分析，得到以下结论：

(1)对钢管混凝土平面框架进行抽柱分析，分别考虑抽去底层边柱、底层中柱、底层边柱及其相邻柱、底层中柱及其相邻柱等四种分析工况，分析结果表明当抽去单根构件时，抽去首层角柱时结构的位移变形大于抽去首层中柱，当两根构件失效时，抽去首层边柱及其相邻柱时结构的位移变形较大，可以看出中柱失效后其相邻的剩余结构的支撑作用能够有效提高结构的抗连续倒塌的能力，构件失效后及其上部钢梁端弯矩方向发生变化，钢梁进入悬索阶段。

(2)对钢管混凝土空间框架进行抽柱分析，分别考虑抽去首层长边中柱、首层短边中柱、首层角柱及首层内部中柱等四种工况，当构件失效后其上部纵横向的钢梁端弯矩方向均发生改变，跨度越大，梁端弯矩变化值则越小。与平面框架分析结果相比可以看出，楼板及空间的整体拉结作用可以有效的提高结构的抗连续倒塌的能力。

(3)建立钢管混凝土平面框架多尺度有限元模型，通过分析表明，采用梁单元模型与多尺度模型分析结果存在差异，主要原因是在梁单元模型中为理想假定为梁柱为完全刚接，但在多尺度模型中充分考虑了节点处钢梁缺陷的影响，多尺度模型分析结果更贴近实际工程中结构的真实响应。

### 展望

本文只是初步对钢管混凝土组合框架的抗倒塌能力进行了分析评估，考虑到分析的复杂性及本人自身知识水平的有限性，研究中还有一些具体问题有待解决：

(1) 本文只是考虑了钢管混凝土组合框架结构在竖向荷载作用下结构的抗倒塌能力，目前对钢筋混凝土结构及钢结构在水平荷载作用下的连续性倒塌分析研究工作已有很多，因此有必要进行对水平荷载作用下钢管混凝土组合框架的连续性倒塌分析。

(2) 本文在分析中的假定是只有构件发生了破坏，但其上部节点并没有发生破坏，这种假设过于理想化，对结构在耦合荷载作用下的节点破坏后的抗倒塌性能还有待进一步研究。

## 参考文献

- [1] 韩林海. 钢管混凝土结构: 理论与实践[M]. 北京: 科学出版社, 2005.
- [2] 王文达, 韩林海. 钢管混凝土框架实用荷载-位移恢复力模型研究[J]. 工程力学, 2008, 25(11): 62-69.
- [3] 王文达, 韩林海. 钢管混凝土框架力学性能的非线性有限元分析[J]. 建筑结构学报, 2008, 29(6): 75-83.
- [4] 王文达, 韩林海. 钢管混凝土柱-钢梁平面框架的滞回关系[J]. 清华大学学报(自然科学版), 2009, 49(12): 1934-1938.
- [5] ASCE7-05. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures[M]. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2005.
- [6] 胡庆昌, 孙金墀, 郑琪. 建筑结构抗震减震与连续倒塌控制[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2007.
- [7] 新华网. 上海一栋13层在建住宅楼发生倒覆事故 [EB/OL]. (2009-6-27). [http://news.xinhuanet.com/society/2009-06/27/content\\_11610461.htm](http://news.xinhuanet.com/society/2009-06/27/content_11610461.htm)
- [8] 新华网. 长春市一老居民楼发生倒塌 [EB/OL]. (2010-8-12). [http://news.xinhuanet.com/photo/2010-08/12/c\\_12437903.htm](http://news.xinhuanet.com/photo/2010-08/12/c_12437903.htm)
- [9] 中国新闻网. 乌鲁木齐一居民楼疑因煤气发生闪爆 [EB/OL]. (2011-4-11). <http://www.chinanews.com/sh/2011/04-11/2964979.shtml>
- [10] 晶报. 北京一居民楼燃气爆炸 [EB/OL]. (2011-4-11). [http://jb.sznews.com/html/2011-04/12/content\\_1521029.htm](http://jb.sznews.com/html/2011-04/12/content_1521029.htm)
- [11] 混凝土结构设计规范(GB50010-2010)[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [12] 建筑抗震设计规范(GB50011-2010)[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [13] 安钰丰, 李威. 钢管混凝土柱-钢梁多层平面框架倒塌分析[C]. 见: 第20届全国结构工程学术会议论文集. Vol.1: 441-444, 2011年9月, 宁波.
- [14] 费兰西斯·K·哈梅. 防止多高层混凝土建筑渐次倒塌的设计与分析[M]. 北京: 中国建筑工业出版社.
- [15] ODPM. The building regulations 2000, Part A, Schedule1: A3, Disproportionate collapse[S]. London: Office of the Deputy Prime Minister, 2004.
- [16] EN 1991-1-7. Eurocode 1-Actions on structures. Part 1-7: General Actions-Accidental actions[S]. Brussels: European Committee for Standardization, 2006.
- [17] GSA2003. Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects[S]. Washington, D. C: The U.S. General Services Administration,

- 2003.
- [18] UFC4-023-03. Design of Buildings to Resist Progressive Collapse[S]. Washington, D. C: Department of Defense, 2010.
- [19] BS8110. Structural use of concrete, Part1: Code of practice for design and construction[S]. London: British Standard Institute, 2002.
- [20] The Institution of Structural Engineers. Practical guide to structural robustness and disproportionate collapse in buildings[S]. London: The Institution of Structural Engineers, 2010.
- [21] NISTIR 7396. Best practice for reducing the potential for progressive collapse in buildings[S]. Gaithersburg: National Institute of Standards and Technology, 2008.
- [22] Kaewkulchai G., Williamson E. B.. Beam Element Formulation and Solution Procedure for Dynamic Progressive Collapse Analysis[J]. Computers and Structures, 2004, 82: 639-651.
- [23] 张雷明, 刘西拉. 框架结构倒塌分析中的几个问题[J]. 上海交通大学学报, 2001, 35(10): 1481-1485.
- [24] Luccioni, B. M., Ambrosini, R. D. Danesi, R. F. . Analysis of Building Collapse under Blast Loads[J]. Engineering Structures, 2004, 26: 63-71.
- [25] 陈俊岭. 建筑结构二次防御能力评估方法研究[D]. 上海: 同济大学博士学位论文, 2004.
- [26] Hayes Jr. John R., Woodson Stanley C., Pekelnicky Robert G, Poland Chris D., Corley W. Gene, Sozen Mete. Can strengthening for earthquake improve blast and progressive collapse resistance? [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2005, 131(8): 1157-1177.
- [27] 于山, 苏幼坡, 马东辉. 钢筋混凝土建筑抗倒塌设计[J]. 地震工程与工程振动, 2005, 25(5): 67-72.
- [28] 付秀艳, 苏幼坡. 钢筋混凝土框架-剪力墙结构抗竖向连续倒塌评价[C]. 见: 第二届全国抗震加固改造技术学术交流会论文集(上). 上海: 中国建筑学会, 2005, 462-467.
- [29] 陈俊岭, 马人乐. 结构二次防御能力分析的荷载效应组合方法[J]. 结构工程师, 2005, 21(6): 12-16.
- [30] Kaewkulchai G., Williamson E. B.. Modeling the Impact of Failed Members for Progressive Collapse Analysis of Frame Structures[J]. ASCE Journal of Performance of Constructed Facilities, 2006, 20(4): 375-383.
- [31] Elvira, Mendis Priyan, Lam Nelson, Ngo Tuan. Progressive collapse analysis of RC frames subjected to blast loading[J]. Australian Journal of Structure Engineering, 2006, 7(2): 47-56.
- [32] Marjanishvili S., Agnew E.. Comparison of Various Procedures for Progressive Collapse Analysis[J]. ASCE Journal of Performance of Constructed Facilities, 2006, 20(4): 356-374.
- [33] 吴志林. 钢筋混凝土建筑抗连续倒塌对策的研究[D]. 唐山: 河北理工大学硕士学位论文, 2006.
- [34] 张立山, 董艳英, 苏幼坡. 混凝土结构抗连续倒塌构造措施研究[J]. 河北建筑工程学院学报, 2006, 24(4): 11-13.

- [35] 张立山. 钢筋混凝土结构抗倒塌技术措施研究[D]. 唐山: 河北理工大学硕士学位论文, 2006.
- [36] 王宝勇. 混凝土框架结构竖向连续性倒塌机理研究[D]. 唐山: 河北理工大学硕士学位论文, 2006.
- [37] Starossek Uwe. Typology of progressive collapse[J]. *Engineering Structures*, 2007, 2302-2307.
- [38] Bazant Z. P., Verdure M.. Mechanics of Progressive Collapse: Learning from World Trade Center and Building Demolitions[J]. *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, 2007, 133(3): 308-319.
- [39] 梁益, 陆新征, 李易, 叶列平, 江见鲸. 三层RC框架的抗连续倒塌设计[J]. *解放军理工大学学报(自然版)*, 2007, 8(6): 659-664.
- [40] 师燕超, 李忠献, 郝洪. 爆炸荷载作用下钢筋混凝土框架结构的连续倒塌分析[J]. *解放军理工大学学报(自然科学版)*, 2007, 8(6): 652-658.
- [41] 刘小娜. 钢筋混凝土框架结构竖向抗连续倒塌评价与对策相关研究[J]. 北京: 北京工业大学硕士学位论文, 2007.
- [42] Sasani Mehrdad, Sagioglu Serkan. Progressive collapse of reinforced concrete structure: A multihazard perspective[J]. *ACI Structure Journal*, 2008, 105(1): 96-103.
- [43] Bao Yihai, S Kunnath ashi K., EI-Tawil Sherif, Lew H.S.. Macromodel-Based Simulation of Progressive Collapse: RC Frame Structures[J]. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 2008, 134(7): 1079-1091.
- [44] Khalid M. Mosalam, Mohamed Talaat, Sangjoon Park. Modeling progressive collapse in reinforced concrete framed structures[C]. In: *The 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, 2008, China*.
- [45] 李易, 陆新征, 叶列平, 马一飞, 梁益. 结构抗连续倒塌的拉结强度设计方法[C]. 见: 第十届全国混凝土结构基本理论及工程应用学术会议论文集, 大连, 2008, 391-396.
- [46] 贾金刚, 徐迎, 石磊等. 关于“连续性倒塌”定义的探讨[J]. *爆破*, 2008, 25(1): 22-24.
- [47] 陆新征, 李易, 叶列平, 马一飞, 梁益. 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, 25(sup2): 150-157.
- [48] 蔡官民. 钢筋混凝土结构抗连续倒塌能力研究[D]. 南昌: 南昌大学硕士学位论文, 2008.
- [49] 李玲. 框架结构的连续性倒塌研究[D]. 南京: 南京航空航天大学硕士学位论文, 2008.
- [50] 张素芬. 钢筋混凝土框架结构抗连续倒塌分析[D]. 长沙: 湖南大学硕士学位论文, 2008.
- [51] 杜振辉. 框架结构抗连续倒塌设计与延性分析[D]. 大连: 大连理工大学硕士学位论文, 2008.
- [52] 金丰年, 贾金刚, 徐迎, 袁小军. 基于GSA 规范改进方法的框架结构连续性倒塌分析[J]. *解放军理工大学学报(自然科学版)*, 2009, 10(2): 144-150.
- [53] 邢甫政, 陈道政. 四层RC 框架结构抗连续性倒塌分析[J]. *安徽建筑工业学院学报(自然科学版)*, 2009, 17(5): 31-35.
- [54] 王晶, 高磊, 蒋玉明, 石磊, 李青狮. 关于国外抗连续性倒塌设计规范的研究[J]. *爆破*, 2009, 26(1): 37-41.
- [55] 施炜, 叶列平, 陆新征. 不同抗震设防RC框架结构抗倒塌能力研究[C]. 见: 第十二届高层建筑

- 抗震技术交流会论文集. 北京, 2009, 46-57.
- [56] 唐代远, 陆新征, 叶列平, 施炜. 柱轴压比对我国RC框架结构抗地震倒塌能力的影响[J]. 工程抗震和加固改造, 2010, 32(5): 26-35.
- [57] 梁益, 陆新征, 李易, 叶列平, 江见鲸. 楼板对结构抗连续倒塌能力的影响[J]. 四川建筑科学研究, 2010, 36(2): 5-10.
- [58] 梁益, 陆新征, 李易, 叶列平. 国外RC框架抗连续倒塌设计方法的检验与分析[J]. 建筑结构, 2010, 40(2): 8-12.
- [59] 叶列平, 陆新征, 李易, 梁益, 马一飞. 混凝土框架结构的抗连续性倒塌设计方法[J]. 建筑结构, 2010, 40(2): 1-7.
- [60] 李易, 陆新征, 叶列平. 钢筋混凝土框架抗连续倒塌机制研究[J]. 建筑科学, 2011, 27(5): 12-18.
- [61] 陆新征, 江见鲸. 世界贸易中心飞机撞击后倒塌过程的仿真分析[J]. 土木工程学报, 2001, 34(6): 8-10.
- [62] Khandelwal Kapil, El-Tawil Sherif. Collapse Behavior of Steel Special Moment Resisting Frame Connections[J]. ASCE Journal of Structural Engineering, 2007, 133(5): 646-655.
- [63] 李海旺, 李彦军. 爆炸荷载作用下空间钢框架破坏过程分析[J]. 太原理工大学学报, 2007, 38(3):259-262.
- [64] Khandelwal Kapil, El-Tawil Sherif, Kunnath Sashi K., Lew H.S.. Macromodel-Based Simulation of Progressive Collapse: Steel Frame Structure[J]. Journal of Structure Engineering, ASCE, 2008, 134(7): 1070-1078.
- [65] Lee Cheol-Ho, Kim Seonwoong, Han Kyu-Hong, Lee Kyungkoo. Simplified nonlinear progressive collapse analysis of welded steel moment frames[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2008, 65(5): 1130-1137.
- [66] Tagawa H., MacRae G., Lowes L., Wada A.. Analytical simulation of progressive collapse perimeter frames due to out-of-plane behavior[A]. in: 14th World Conference on Earthquake Engineering[C], Beijing, 2008, 1-8.
- [67] 李航. 钢结构高塔的连续性倒塌分析[D]. 上海: 同济大学硕士学位论文, 2008.
- [68] 胡晓斌, 钱稼茹. 单层钢框架连续倒塌动力效应分析[J]. 工程力学, 2008, 25(6): 28-43.
- [69] 胡晓斌, 钱稼茹. 多层平面钢框架连续倒塌仿真分析[J]. 力学与实践, 2008, 30(4): 54-57.
- [70] 胡晓斌, 钱稼茹. 多层钢框架连续倒塌动力效应分析[J]. 地震工程与工程振动, 2008, 28(2): 8-14.
- [71] 江晓峰. 大跨桁梁结构体系的连续性倒塌机理与抗倒塌设计研究[D]. 上海: 同济大学博士学位论文, 2008.
- [72] Kim Jinkoo, Kim Taewan. Assessment of progressive collapse-resisting capacity of steel moment frames[J]. Journal of Construction Steel Research, 2009, 65(1): 169-179.
- [73] Fu Feng. 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.
- [74] Panagiotis M. Stylianidis, David A. Nethercot, Bassam A. Izzuddin, Ahmed Y. Elghazouli. Progressive Collapse: Failure Criteria Used in Engineering Analysis[A]. *Proceedings of the 2009 Structures Congress[C]*, 2009, 1811-1820.
- [75] K. Khandelwal, S. El-Tawil, Fahim Sadek. Progressive collapse analysis of seismically designed steel braced frames[J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2009, 65(3): 699-708.
- [76] 马人乐, 林国铎, 陈俊岭, 何敏娟. 水平分布柱间支撑对多高层钢框架抗连续倒塌性能的影响[J]. *东南大学学报(自然科学版)*, 2009, 39(6): 1200-1205.
- [77] 蔡建国, 王峰岚, 冯健. 大跨空间结构抗连续性倒塌概念设计[J]. *建筑结构学报(sup1)*, 2009, 283-287.
- [78] Fu Feng. 3-D nonlinear dynamic progressive collapse analysis of multi-story steel composite frame buildings-Parametric study[J]. *Engineering structures*, 2010, 32: 3974-3980.
- [79] Yasser Alashker, Sherif El-Tawil, Fahim Sadek. Progressive Collapse Resistance of Steel-Concrete Composite Floors[J]. *Journal of Structure Engineering*, 2010, 136(10): 1187-1196.
- [80] Shi Yanchao, Li Zhongxian, Hao Hong. A new method for progressive collapse analysis of RC frames under blast loading[J]. *Engineering Structures*, 2010, 32: 1691-1703.
- [81] 谢甫哲, 舒赣平, 凤俊敏. 基于抽柱法的钢框架连续倒塌分析[J]. *东南大学学报(自然科学版)*, 2010, 40(1):154-159.
- [82] 霍静思, 胡聪伶. 钢框架连续倒塌动力效应研究[J]. *灾害学*, 2010, 25(sup2): 89-94.
- [83] 王铁成, 刘传卿. 钢框架结构动力连续倒塌分析[J]. *建筑结构*, 2010, 40(4): 5-8.
- [84] Guoqing Xu, Bruce R. Ellingwood. Disproportionate collapse performance of partially restrained steel frames with bolted T-stub connections[J]. *Engineering Structures*, 2011, 33: 32-43.
- [85] Robert M. Korol, K.S. Sivakumaran, Frank R. Greening. Collapse Time Analysis of Multi-Story Structural Steel Buildings[J]. *The Open Civil Engineering Journal*, 2011, 5: 25-35.
- [86] Daigoro Isobel, Le Thi Thai Thanh, Zion Sasaki. Numerical Simulations on the Collapse Behaviors of High-Rise Towers[J]. *International Journal of Protective Structures*, 2012, 3(1): 1-19.
- [87] 朱宏权, 檀文迪. 钢管混凝土板柱节点受力性能-基于抗倒塌理论的研究[J]. *自然灾害学报*, 2009, 18(4): 150-153.
- [88] 于航, 查晓雄. 钢管混凝土结构抗连续性倒塌性能研究[J]. *工业建筑*, 2011, 41(6): 30-35.
- [89] Xu Man, Zhang Sumei, Guo Lanhui, Wang Yuying. Progressive Collapse Analysis of Concrete-Filled Steel Tubular Frames with Semi-rigid Connections[J]. *Transactions of Tianjin University*, 2011, 17(6): 461-468.
- [90] Karns J. E., Houghton D. L., Hall B. E., Kim J., Lee K.. Blast Testing of Steel Frame Assemblies to Assess the Implications of Connection Behavior on Progressive Collapse[A]. In: *Proceedings of ASCE 2006 Structures Congress[C]*, St. Louis, MO, U.S.A, 2006.

- [91] Karns J. E., Houghton D. L., Hall B. E., Kim J., Lee K.. Analytical Verification of Blast Testing of Steel Frame Moment Connection Assemblies[A]. Proceedings of ASCE 2007 Structures Congress[C], Long Beach, CA, U.S.A, 2007.
- [92] Fujikura S., Bruneau M., Lopez-Garcia D.. Experimental Investigation of Blast Performance of Seismically Resistant Concrete-Filled Steel Tube Bridge Piers[R]. Technical Report MCEER-07-0005, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, Buffalo, NY, U.S.A, 2007.
- [93] Fujikura S., Bruneau M.. Experimental and Analytical Investigation of Blast Performance of Seismically Resistant Bridge Piers[R]. Technical Report MCEER-08-0028, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 2008.
- [94] Sasani M. Kropelnicki J. . Progressive Collapse Analysis of an RC Structure[J]. The Structural Design of Tall and Special Buildings , 2008, 17(4): 757- 771.
- [95] Yi Weijian, He Qingfeng, Xiao Yan, Kunnath Sashi K. Experimental study on progressive collapse-resistant behavior of reinforced concrete frame structure[J]. ACI Structural Journal, 2008, 105(4): 433-439.
- [96] Su Youpo, Tian Ying, Song Xiaosheng. Progressive collapse resistance of axially-restrained frame beams[J]. ACI Structural Journal, 2009, 106(5): 600-607.
- [97] 陆新征. 钢筋混凝土框架结构拟静力倒塌试验研究及数值模拟竞赛[EB/OL]. (2011-11-02) <http://www.collapse-prevention.net/show.asp?ID=13&adID=2>
- [98] Sasani Mehrdad, Bazan Marlon, Sagioglu Serkan. Experimental and analytical progressive collapse evaluation of actual reinforced concrete structure[J]. ACI Structure Journal, 2007, 104(6): 731-739.
- [99] Sasani Mehrdad. Response of a Reinforced Concrete Infilled-Frame Structure to Removal of Two Adjacent Columns[J]. Engineering Structures, 2008, 30: 2478- 2491.
- [100] Sasani Mehrdad, Sagioglu Serkan. Progressive Collapse Resistance of Hotel San Diego[J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2008, 134(3): 478-488.
- [101] Song B. I., Sezen H.. Evaluation of an Existing Steel Frame Building against Progressive Collapse[A]. In: Proceedings ASCE Structures 2009 Congress[C], Austin, Texas, U.S.A, 2009.
- [102] 陆新征, 叶列平, 缪志伟. 建筑抗震弹塑性分析-原理、模型与在 ABAQUS, MSC. MARC 和 SAP2000 上的实践[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009.
- [103] 吴芸, 张其林, 王旭峰. 钢框架抗震性能试验研究和数值分析[J]. 西安建筑科技大学学报(自然科学版), 2006, 38(4): 486-490.
- [104] Han Linhai, Wang Wenda, Zhao Xiaoling. Behaviour of steel beam to concrete-filled SHS column frames: Finiteelement model and verifications[J]. Engineering Structures, 2008, 30: 1647-1658.
- [105] Wang Wenda, Han Linhai, Zhao Xiaoling. Analytical behavior of frames with steel beams to concrete-filled steel tubular column[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65: 497-508.

- [106]吕大刚, 李雁军, 陈志恒. 钢筋混凝土框架结构连续倒塌的竖向非线性动力分析[A]. 见: 建筑与工程结构抗倒塌分析与设计[C], 北京: 中国建筑工业出版社, 2010, 12-20.
- [107]文捷. 钢筋混凝土及钢管混凝土材料阻尼研究[D]. 北京: 北京交通大学博士学位论文, 2006.
- [108]陆新征, 林旭川, 叶列平. 多尺度有限元建模方法及其应用[J]. 华中科技大学学报(城市科学版), 2008, 25(4): 76-80.
- [109]石永久, 王萌, 王元清. 基于多尺度模型的钢框架抗震性能分析[J]. 工程力学, 2011, 28(12): 20-26.
- [110]曹金凤, 石亦平. ABAQUS 有限元分析常见问题解答[M]. 北京: 机械工业出版社, 2009.
- [111]日本钢结构协会, 美国高层建筑和城市住宅理事会. 高冗余度钢结构倒塌控制设计指南[S]. 陈以一, 赵宪忠译. 2007年8月第一版. 上海: 同济大学出版社, 2007, 14-16.



## 致谢

岁月如梭，硕士论文终于完成了，这将预示着我三年的硕士生活即将结束，也为我在母校的人生最美好的七年画上了圆满的句号。研究生的生活是枯燥的，从选题到收集资料，从确定课题思路到最后到论文完成，每一步都需要认认真真的对待，硕士论文的顺利完成不仅是自己的努力结果，同时每一步也都凝聚着导师的心血。

在此首先要非常感谢我的导师王文达教授和史艳莉副教授在三年研究生期间给予我的关怀与指导，王老师以严谨细致、一丝不苟的学术作风，循循善诱、不拘一格的教导风格深深的影响着我。同时王老师渊博的专业知识给我留下了深刻的印象，在我论文的撰写中提出了大量的、极其有益的建议和具体的指导。史老师从生活上经常关心和鼓励我们，给了我们很多有益的建议。再次感谢两位恩师！

清华大学博士生安钰丰同学给我提供了算例模型，对我硕士论文的完成提供了很大的帮助，在我建模过程中我曾多次打扰到他，他总是很有耐心的帮我解决问题，在此表示感谢！

记得曾经一位初中老师对我说过，三年的时间很短，或者忙忙碌碌或者浑浑噩噩，不同的选择收获不同。我很幸运加入了我们课题组这个大家庭，我要感谢张鹏鹏、郭智峰、王军、邹爱华、夏秀丽等师兄师姐的帮助，正是有了师兄师姐的热心帮忙，使我在短时间内掌握了有限元软件的学习和使用，为我后来撰写论文节省了不少时间。同时感谢谢娜、王凤、王景玄、夏磊、付博啸等同届课题组好友的帮忙，我们共同探讨了很多问题，帮我解决了很多难题。感谢魏国强、未晓丽、黄秋秋、包延红、孙战伟、王亚伟等师弟师妹的热心帮助，感谢你们共同创造的轻松、愉悦的办公室氛围！另外还要感谢我的家人，没有家人的大力支持和帮助，本人也不能顺利完成论文！正是有了我身边这些热心人的帮助，才使我的硕士毕业论文顺利完成，希望在以后的日子里，我能有机会报答关心和帮助过我的人！

最后，衷心感谢在百忙之中审阅论文和参加论文答辩的各位专家和老师们！

本论文得到甘肃省高等学校基本科研业务费专项(编号: 0904ZTB147)和兰州理工大学科研发展基金项目的资助，特此致谢！

周小燕

2012年5月7日

## 附录 A 攻读硕士学位期间所发表的学术论文目录

### 在学期间发表的学术论文：

- [1]王文达, 周小燕, 史艳莉. 钢管混凝土平面框架连续倒塌动力分析. 哈尔滨工业大学学报, 2011, 43(sup1): 300-303 (EI收录: 20114914584845)
- [2]史艳莉, 周小燕, 王文达. Preliminary Analysis on Progressive Collapse of Composite Frames with Concrete-filled Steel Tubular Columns. *Advanced Materials Research*, Vols. 243-249(2011): 531-535 (EI收录: 20112314044934)
- [3]周小燕, 王景玄, 王文达. Preliminary Study on Dynamic Progressive Collapse Analysis of Spatial Composite Frames with Concrete-filled Steel Tubular Columns. *Applied Mechanics and Materials*, Vols. 166-169(20): 164-167.
- [4]王景玄, 王文达, 周小燕. 基于多尺度建模的钢管混凝土组合框架耐火性能数值模拟. 第21届全国结构工程学术会议, 2012. (已录用)。

## 附录B 攻读硕士学位期间参加的科研项目

- [1] 甘肃省高等学校基本科研业务费专项(编号: 0904ZTB147): “钢管混凝土组合框架体系抗震关键技术研究”, 主要参加人, 2009.11-2012.12。
- [2] 兰州理工大学科研发展基金: “钢管混凝土组合框架基于性能的抗震设计理论与试验研究”, 主要参加人, 2011.1-2013.12。

© 版权所有, 仅供参考  
2012

<http://www.cewangwd.com>