

学校代号 10731

学 号 102081402012

分 类 号 TU398

密 级 公 开



硕士学位论文

塑性铰外移型钢管混凝土柱-钢梁 节点的力学性能研究

学位申请人姓名 黄 秋 秋

培 养 单 位 土木工程学院

导师姓名及职称 王文达 教授 史艳莉 副教授

学 科 专 业 结构工程

研 究 方 向 钢与混凝土组合结构

论文提交日期 2013 年 5 月

学校代号：10731

学 号：102081402012

密 级：公开

兰州理工大学硕士学位论文

**塑性铰外移型钢管混凝土柱-钢梁
节点的力学性能研究**

学位申请人姓名：黄 秋 秋

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：2013 年 5 月

论文答辩日期：2013 年 6 月 2 日

答辩委员会主席：莫庸 教授级高工

The Research on Performance of Plastic Hinge Relocation Joints with
Steel Beam to Concrete-filled Steel Tubular Column

by

HUANG Qiuqiu

B.E.(Lanzhou University of Technology) 2010

A thesis submitted in partial satisfaction of the

Requirements for the degree of

Master of Engineering

in

Structure Engineering

in the

School of Civil Engineering

of

Lanzhou University of Technology

Supervisor

Professor Wang Wenda and Shi Yanli

May,2013

兰州理工大学学位论文原创性声明和使用授权说明

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，即：学校有权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。同时授权中国科学技术信息研究所将本学位论文收录到《中国学位论文全文数据库》，并通过网络向社会公众提供信息服务。

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
第1章 绪 论.....	1
1.1 研究背景.....	1
1.1.1 钢管混凝土的特点.....	1
1.1.2 钢管混凝土的发展应用.....	1
1.2 研究意义.....	2
1.3 相关课题的研究现状.....	3
1.3.1 钢框架梁柱节点.....	4
1.3.2 钢管混凝土梁柱节点.....	10
1.3.3 其他结构梁柱节点.....	15
1.3.4 文献综述小结.....	16
1.4 本文的研究内容和方法.....	16
第2章 钢管混凝土柱-钢梁节点力学分析模型.....	18
2.1 引言.....	18
2.2 有限元模型.....	18
2.2.1 材料的本构关系.....	18
2.2.2 分析步的创建和界面接触的定义.....	20
2.2.3 边界条件的定义和荷载的施加.....	20
2.2.4 单元类型和网格划分.....	21
2.3 算例验证.....	21
2.4 典型节点的力学性能分析.....	25
2.4.1 单调加载分析.....	25
2.4.2 往复加载分析.....	27
2.5 本章小结.....	31
第3章 塑性铰外移型钢管混凝土柱-钢梁节点力学性能.....	32
3.1 概述.....	32
3.2 梁端翼缘削弱型内隔板节点的力学性能分析.....	32
3.2.1 单调加载分析.....	33
3.2.2 往复加载分析.....	34
3.2.3 削弱深度的研究.....	36
3.3 直接扩翼式加强型内隔板节点的力学性能分析.....	41
3.3.1 单调加载分析.....	42

3.3.2 往复加载分析	44
3.3.3 扩翼段尺寸的研究	46
3.4 侧板加强型内隔板节点的力学性能分析	52
3.4.1 单调加载分析	53
3.4.2 往复加载分析	55
3.4.3 加强侧板尺寸研究	57
3.5 本章小结	63
第 4 章 塑性铰外移型钢管混凝土柱-组合梁节点力学性能初探	65
4.1 概述	65
4.1.1 组合梁的概念和特点	65
4.1.2 组合梁的形式	65
4.1.3 组合梁翼板的有效宽度	66
4.2 普通钢管混凝土柱-组合梁节点的力学性能分析	67
4.2.1 模型的建立	67
4.2.2 单调加载分析	70
4.3 塑性铰外移型钢管混凝土柱-组合梁节点的力学性能分析	72
4.3.1 翼缘削弱型组合梁节点	72
4.3.2 直接扩翼型组合梁节点	74
4.3.3 侧板加强型组合梁节点	76
4.4 本章小结	79
结论与展望	80
参考文献	81
致 谢	86
附录 A 在学期间发表的学术论文和参与的科研项目	87

摘 要

将梁柱连接处的塑性铰外移到梁上，可以有效地保护节点，避免其发生脆性破坏。根据国内外学者的试验研究和理论分析发现，能够实现塑性铰外移的方法主要有两种，即梁端削弱或者梁端加强。基于这一理念，本文利用 ABAQUS 有限元软件，对塑性铰外移型钢管混凝土柱-钢梁内隔板节点的力学性能进行了一番研究。本文的主要工作包括以下几个方面：

(1) 在大量阅读相关文献的基础上，采用一定的建模方法，模拟相关节点试验，并将有限元模拟结果与试验结果相比较，以校验建模方法的合理性。参考相关规范，设计一个普通内隔板式钢管混凝土柱-钢梁节点，应用校验好的建模方法建立节点模型，并分别对其梁端施加竖向反对称的单调和往复位移荷载，分析节点在两种荷载条件下的力学性能。

(2) 对设计好的普通内隔板式钢管混凝土柱-钢梁节点，分别进行梁端翼缘削弱、翼缘直接扩大和翼缘侧板加强处理，得到三种塑性铰外移型节点。采用同样的建模方法，对三种塑性铰外移型节点进行相同条件荷载作用下的有限元模拟，分析其力学性能。最后根据模拟结果，讨论并给出三种节点合理的塑性铰外移设计尺寸建议，为实际工程设计提供参考。

(3) 针对楼板的组合效应对塑性铰外移型钢管混凝土节点力学性能的影响，根据相关资料，设计合理的楼板，与前文所述的普通钢管混凝土柱-钢梁节点装配成组合梁节点。采用与前述相同的边界条件和加载方式对该组合梁节点施加单调位移荷载，比较其加载结果与钢梁节点的异同。继而对该组合梁节点进行相同的塑性铰外移设计，研究改造后的组合梁节点单调位移荷载作用下的力学性能。

关键词：钢管混凝土；节点；塑性铰；延性；耗能指数

Abstract

Moving the plastic hinge from joint panel to beam end, can protect the connection effectively to avoid the brittle failure connection mode. According to the experimental study and theoretical analysis of the scholars at home and abroad, there are two ways, beam end weaken and strengthen, which can move the plastic hinge to beam end effectively. Based on this concept, a lot of studies on the mechanical behaviour of the plastic hinge relocation joints, that with steel beam to concrete-filled steel tubular (CFST) column with internal diaphragm, have been done in this paper by using the ABAQUS finite element software. The main achievements of this paper include the following:

(1) On the basis of reading lots of related literatures, some related joint tests were simulated by a certain modeling method, and the finite element simulation results were compared with experimental results to check the justifiability of the modeling method. Then a common inner diaphragm CFST joint was designed referencing the relevant norms, and modeled by the calibrated method. The mechanical performance of the joint was studied on two conditions which are vertical antisymmetric monotonous and reciprocating displacement load at beam end.

(2) To Make three type of plastic hinge relocation CFST joints by beam end flange weaken, flange directly enlarged and flange side panels strengthen. The analysis of the mechanical properties of the joints was performed on the same conditions that mentioned above. According to the simulation results, the reasonable plastic hinge design sizes were recommended at last. And it can be used for reference to compatible projects.

(3) In accordance with the information that described above and relevant, a rational composite beam joint was designed to analysis the influence that the floor's combined effects to the mechanical properties of the plastic hinge relocation joint. Monotonic displacement load was applied to the composite beam joint by the same boundary conditions and loading mode, and its result was compared with the CFST joint's. Then the the composite beam joint was transformed by three design methods of plastic hinge relocation just like before. After the transformation, the mechanical behaviour of the plastic hinge relocation composite beam joints during monotonous displacement loads was also analysis at last.

Key words: concrete filled steel tubular (CFST); joint; plastic hinge; ductility

第 1 章 绪 论

1.1 研究背景

1.1.1 钢管混凝土的特点

钢管混凝土构件 (concrete-filled steel tube member) 指的是在钢管中浇筑混凝土构成的, 并使钢管和核心混凝土能共同承受外荷载作用的结构构件。钢管混凝土结构能够利用钢管约束混凝土, 使混凝土处于三向受力状态, 提高约束混凝土的强度, 从而使构件的承载力得到明显的提高, 减小构件截面尺寸。按照截面不同, 可以分为方钢管混凝土、矩形钢管混凝土、圆钢管混凝土和多边形钢管混凝土等。根据钢管作用的差异, 钢管混凝土构件又可分为两种形式: 一是组成钢管混凝土的钢管和混凝土在受荷初期就共同受力; 二是外加荷载仅作用在核心混凝土上, 钢管只对其核心混凝土起约束作用, 即所谓的钢管约束混凝土构件 (韩林海, 2007^[1])。

钢管混凝土具体有如下特点:

(1) 承载力高: 在钢管中填充混凝土后, 钢管约束了混凝土, 在轴心受压荷载作用下, 混凝土处于三向受压, 可延缓其受压时的纵向开裂。又混凝土可延缓或避免薄壁钢管过早地发生局部屈曲。两种材料互补其短, 又能发挥所长, 从而使钢管混凝土具有较高的承载力, 一般都高于组成混凝土和钢管单独承载力之和 (韩林海, 2007^[1])。

(2) 塑性和韧性好: 钢材具有良好的塑性和韧性, 将混凝土浇筑入钢管, 核心混凝土在钢管约束下改善了混凝土的弹性性质, 且在构件破坏时有很大的塑性变形 (钟善桐, 2003^[2])。

(3) 施工方便: 较钢筋混凝土和钢结构, 钢管混凝土施工起来都更方便, 在施工过程中钢管可以充当混凝土的模板, 而且较钢结构其构造通常更为简单, 可采用逆作法或半逆作法。

(4) 耐火性能较好: 钢管混凝土由于混凝土的存在使钢管和其核心混凝土之间的相互贡献, 协同互补和共同工作的优势, 这种结构具有较好的耐火性能及火灾后可修复性。

(5) 经济效果好: 因为作为一种较为合理的结构形式, 钢管混凝土可以很好的发挥钢材和混凝土两种材料的特性和潜力, 使它们的优点得到更充分和合理的发挥, 所以采用钢管混凝土一般都具有较好的经济效果, 大量工程实际都表明了这一点。

1.1.2 钢管混凝土的发展应用

钢管混凝土是在劲性钢筋混凝土及螺旋配筋混凝土的基础上演变和发展起来的, 最早多在桥墩和工业厂房柱等的结构中得到应用。但当时并未考虑因组成钢管混凝土的钢管和核心混凝土之间的相互作用使得整个钢管混凝土承载力提高的因素。

20 世纪 60~70 年代, 在国外 (如美国、德国、法国和加拿大等), 学者们开始对钢管混凝土力学性能进行较深入的研究。其后的几十年时间里, 研究者们对钢管混凝土构件的抗震性能和耐火极限、长期荷载作用下钢管混凝土的力学性能、采用高强钢材和高强混凝土的钢管混凝土构件的力学性能、钢管局部屈曲对钢管混凝土构件力学性能的影响

响等诸多方面的问题进行了细致的研究，并取得了丰硕的研究成果。美国和加拿大以研究方钢管混凝土和圆钢管混凝土为主，核心混凝土为素混凝土，目前主要的设计规程有 ACI318 (2011) 和 ANSI/AISC (2010) 等；日本在钢管混凝土房屋建筑方面的设计规程主要有 AIJ (2008)；而欧洲现在的主要设计规程有 EC4 (2004) 等。

我国研究者对钢管混凝土的研究始于 20 世纪 60 年代，主要研究在钢管中浇筑素混凝土的内填型钢管混凝土结构，几十年来已在钢管混凝土力学性能方面取得了许多研究成果，并颁布了相关规程，如中华人民共和国国家建筑材料工业局标准 JCJ01-89(1989)、中国工程建设标准化协会标准 CECS28: 90 (1992) 和 CECS159: 2004 (2004) 等。

总之，近年来钢管混凝土在国内外的科研工作和工程应用领域都得到了很好的发展，各类标志性建筑（图 1.1，图 1.2）出现在人们的视野之内，得到了广大学者和群众的好评。



图 1.1 深圳京基金融中心



图 1.2 天津津塔

1.2 研究意义

1994 年 1 月 17 日凌晨 4 时 31 分，美国加州圣费南多谷地的北岭（Northridge）发生了里氏 6.6 级的地震（图 1.3），震源深度为 12 英里，直接和间接死亡 58 人，受伤 600 多人，财产损失 300 多亿美元。

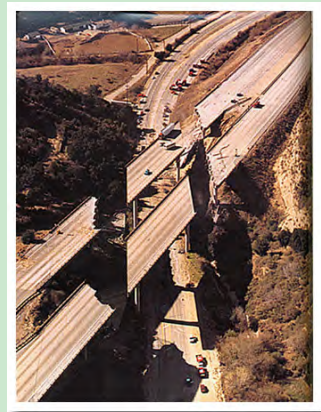
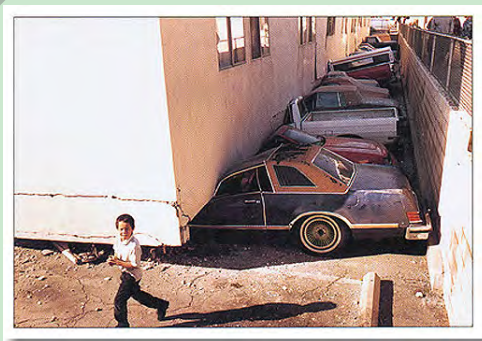


图 1.3 美国北岭地震

1995年1月17日5时46分52秒,日本关西地区发生7.3级的阪神大地震(图1.4),地震震源位于濑户内海的淡路岛北部,震源深度16公里,伤亡人数达50226人。



图 1.4 日本阪神地震

在这两次大地震中,传统的钢框架梁柱节点并没有表现出人们所期待的延性,而是产生了大量的脆性破坏,梁端没有形成塑性铰,裂缝多数出现在梁与柱的交接面处。在此后的十几年里,研究人员对此进行调查和研究,找出了地震作用下传统钢框架节点广泛破坏的原因。大量的调查与研究发现,梁柱刚性节点裂缝或破坏的原因是:1) 焊缝缺陷。如裂纹、欠焊、夹渣和气孔等,是裂缝发展直接断裂的起源。2) 构造缺陷。由于工艺的要求,留下梁翼缘与柱连接处的衬板,此衬板与柱翼缘之间形成了人工裂缝,成为裂缝发展的起源。3) 三轴应力的影响;梁和柱约束梁柱连接的焊缝变形,故焊后焊缝残存三轴拉应力,使材料变脆。4) 焊缝金属冲击韧性低。5) 节点板域过大的剪切屈服和变形产生的不利影响、楼板产生的负面影响等其它不利因素(陈穗先等,2009^[3])。

由于上述种种不利因素的影响,美国和日本的学者提出了很多改进节点设计的方法,主要有:1) 将塑性铰的位置外移;2) 对梁翼缘焊缝衬板缺口效应进行处理;3) 改进扇形切角构造;4) 选用有较高冲击韧性的焊缝;5) 将梁腹板与柱焊接。为了取得可靠的性能,最好的方法应将梁-柱连接在构造上使非弹性作用的塑性铰离开柱面。而塑性铰外移的方法有两种:一种是对梁端进行加强;另一种是对梁端进行削弱。

将节点塑性铰外移不仅能够满足“强节点弱构件”的抗震要求,还能够有效的保护节点,避免节点发生脆性破坏,提高节点的承载力,从而使整体结构的抗震性能得到显著的提高。近年来已经有很多学者对塑性铰外移节点进行研究,并获得诸多成果,但是大多是对钢结构节点的研究,对钢管混凝土节点研究的较少,对塑性铰外移型钢管混凝土柱-钢梁节点的力学性能进行深入研究十分必要,故本文的研究将会具有十分重要的意义。

1.3 相关课题的研究现状

节点是结构受力中的关键部件,其性能和构造都会影响到结构整体的受力性能。近年来,国内外学者通过大量的试验研究和理论论证,在针对传统梁柱节点抗震弱点所提出的新型梁柱节点的研究取得了更新的进展。为更深入的了解塑性铰外移型钢管混凝土柱-钢梁节点力学性能,本文查阅了多篇相关课题文献,并对其进行综述整理与分析归纳。经查阅国内外的研究成果了解到,目前为止对塑性铰外移型节点的研究主要集中在

钢结构方面，而在钢管混凝土结构方面的较少。本文从钢框架和钢管混凝土结构两大方面对节点类文献进行归纳。

1.3.1 钢框架梁柱节点

由于传统钢框架节点没有在地震中表现出人们意料之中延性好的特质，所以专家们针对这一问题提出改良节点抗震性能的方案，塑性铰外移型节点应运而生。因此，塑性铰外移型节点最开始是针对钢结构提出的，学者们对钢结构梁柱节点的研究也都较深入且广泛，其中更不乏对塑性铰外移型钢框架节点的探讨。下面将根据塑性铰外移方法的不同，从削弱型和加强型两大类节点文献进行归纳。

1.3.1.1 削弱型钢框架节点

在两种塑性铰外移方法中，梁端削弱是最早被人们研究和应用的一类。削弱型节点有翼缘削弱、腹板开孔削弱以及翼缘腹板同时削弱等多种形式，具有制作简便、经济实用的优点。下面我们就来了解一下近几年在削弱型钢结构节点方面的研究成果。

周群和王燕(2007)^[4]对能使塑性铰外移的钢结构梁柱连接狗骨式节点进行了研究，深入分析对此种节点的强度、延性和承载力影响很大的因素，即梁翼缘削弱深度，并对梁翼缘削弱深度的取值范围进行了多方面的理论论证，建议梁翼缘的削弱深度应该要满足截面塑性要求方可。

叶美平(2007)^[5]针对边缘距离柱翼缘的距离和圆弧切口深度等两个因素，采用 ANSYS 软件建立 5 个翼缘削弱型钢框架梁柱节点有限元模型进行参数分析，通过计算结果分析发现，两个因素共同控制削弱型节点塑性铰外移过程，节点承载能力随着削弱程度的增加而呈现线性下降，而当削弱程度较小又削弱位置离柱翼缘较远时，就不能有效的使塑性区远离节点。

Kim 和 Engelhardt(2007)^[6]针对在钢框架里使用的翼缘削弱型节点中的变截面梁单元进行了分析研究，将自己对变截面梁单元的有限元分析结果与其他学者通过试验或模拟做出来的研究成果进行比较，又做了相关参数分析和简化计算，并进行框架分析，最后得出相关计算公式，还发现：在典型的刚性框架中对翼缘进行 50%削弱会使层间最大位移增长 6%~8%，而削弱 40%翼缘则会使层间最大位移增长 4.5%~6%，并证实美国规范 FEMA350 里的相关规定是合理的。

樊宝锋等(2009)^[7]通过 ANSYS 软件分别对钢框架梁柱端板连接标准型节点和腹板开孔型节点进行了非线性有限元分析，阐述了节点根部塑性铰外移的根本原因，并对不同开孔尺寸节点的力学性能进行了分析比较。在文中指出，孔洞大小可以控制梁上最大应力位置，使塑性铰外移。根据刚度分析，只要保证节点的刚度和弹性极限承载力的下降在允许范围内，腹板开孔对增强节点的延性，实现节点区塑性铰外移有积极的作用。该文还重点研究了端板厚度、螺栓、开孔参数对节点延性性能的影响。以证明梁柱端板连接腹板开孔型节点是一种值得推广的新型抗震节点。

郁有升和王燕(2009)^[8]针对削弱深度、削弱长度和削弱起始位置对钢框架梁翼缘削弱型节点受力性能的影响，设计制作了 5 个削弱型节点和 1 个普通型节点进行对比试

验研究,通过屈服前的荷载控制加载和屈服后的位移控制加载至时间破坏,比较试件试验结果,发现削弱型节点构件受力性能特点一致,均在梁翼缘削弱处出现塑性铰,能实现“强节点弱构件”的目的,并建议削弱区起点至柱面距离 a 取 $(0.55-0.75)b_f$,而削弱深度 $c \leq 0.5b_f$,其中为 b_f 翼缘宽度。

胡航源等(2009)^[9]应用 ANSYS 有限元软件,分别建立了两个梁柱尺寸相同的钢框架普通节点和翼缘削弱型端板连接节点(又称狗骨式节点)模型,并对模型进行单调加载和低周反复荷载作用的非线性分析,研究梁柱弱轴方向的受力性能,比较分析结果发现,狗骨式节点模型可使屈服偏离到钢梁削弱处,满足“强柱弱梁”的设计要求,且其耗能能力要明显优于普通节点。

张思敏等(2010)^[10]根据“强节点弱构件”的思想,提出了翼缘加强型狗骨式钢结构节点的新型节点。首先为证明有限元分析方法的有效性,将一个扩翼式节点试验研究用 ANSYS 软件进行非线性有限元分析,接下来再用有限元分析方法,分析了3个翼缘加强型狗骨式模型,并与狗骨式、扩翼式以及普通型节点进行对比,结果发现翼缘加强型狗骨式节点的性能优于其他形式的节点。

Lignos 等(2010)^[11]指出北岭地震后,为防止再次出现钢框架节点的脆性破坏的现象,可采用加强梁端或削弱梁端的方法使塑性铰离开梁柱界面。针对其中的梁柱刚性连接梁端削弱型节点进行了试验研究,并在试验结果的基础上进行一系列的分析与验证,最终得出此种节点的脆性函数及其应用范围。

Berman 等(2010)^[12]指出不常规的斜撑框架中,节点经常在连接翼缘与柱焊缝处发生断裂,而对梁端处进行削弱可以增加节点的延性,使塑性铰离开梁柱界面,到达保护节点的目的,增强整体框架的抗震性能。作者还通过对改良后的节点进行有限元分析,并结合相关实验验证证明文中提出的理论观点。

Kazemi 和 Asl(2011)^[13]针对为避免钢框架梁柱节点发生脆性破坏而提出的塑性铰外移方法中的削弱型节点进行研究,提出了多层屈服面的定义,分别对应用梁翼缘削弱和梁腹板削弱节点的钢框架进行静态分析和动态分析,并比较分析结果,发现对节点进行削弱后会使结构刚度降低,却会使节点的延性提高,从而增强结构的整体抗震性能,能满足“强柱弱梁,强节点弱构件”的抗震设计要求,而梁腹板削弱型节点的作用至少不会低于梁翼缘削弱型节点,削弱尺寸也要满足抗震要求。

余涛和杨新华(2011)^[14]采用非线性静动态有限元方法,按照梁翼缘削弱位置、长度和深度3个不同的削弱参数,分别研究了3组袋式除尘器角节点(钢结构)的力学性能,并与未进行梁翼缘削弱的同类节点对比分析。结果发现,对梁翼缘进行削弱可以达到塑性铰外移的目的,虽然同时会造成节点承载能力降低,但是降低幅度可控制在15%范围内,且梁翼缘削弱后还可提高节点耗能性能和延性性能,而3个削弱参数均对节点性能有影响,其中深度参数影响最大,故要优化节点性能就要对3个削弱参数进行优化。

韩明岚和王燕(2011)^[15]针对钢框架梁翼缘削弱型节点,通过能量法推导出此类节点的单元刚度矩阵及转角位移方程,并应用 ANSYS 软件建模对其进行有限元分析,经研究对比发现,梁翼缘削弱后对梁的单元刚度的影响较大,对内力值的影响相对较小,

而梁翼缘削弱深度对梁抗弯刚度影响最大，还发现削弱的影响随着梁跨度增加而减小。

Sophianopoulos 和 Deri (2011)^[16]分析钢结构刚性框架中常采用的翼缘削弱型节点，主要研究影响其力学性能的参数和设计此种节点的方法，并做了较详细的综述。文中列出钢结构翼缘削弱节点的多种形式，指出影响节点力学性能的参数主要有节点强度、削弱位置和尺寸以及梁的刚度等，并就欧洲规范中对该种节点的有关设计方法发表了自己的观点，认为翼缘削弱型节点具有良好的抗震性能，在欧洲有很大的推广空间。

Li 等 (2011)^[17]对钢结构梁腹板开孔的削弱型梁柱节点进行了调查研究，在文中介绍了减小梁翼缘宽、减小梁腹板高和梁腹板开孔等几种抗震性能良好的削弱型梁柱节点，并针对开孔位置和开孔直径等问题通过有限元分析和试验等方法对其中的梁腹板开孔节点进行研究，对比研究结果，得出开孔位置和开孔直径参数范围。

杨娜和纪万金 (2011)^[18]采用有限元模拟分析的方法，研究了混凝土楼板组合效应对梁腹板开圆孔型钢框架边柱节点性能的影响。通过与未考虑楼板组合效应的同类节点相比较，发现考虑组合效应节点的承载力较大；考虑和未考虑组合效应的两种节点塑性发展情况不一样；为实现塑性铰外移，考虑组合效应节点需要的削弱半径较大。

1.3.1.2 加强型钢框架节点

相对于削弱型节点来说，加强型节点不存在令节点刚度降低的缺点，反而会在一定程度上提高节点的刚度，也能满足“强节点弱构件”的抗震要求，并达到塑性铰外移的目的。因此，现在加强型节点也越来越多的被人们研究和应用，下面就列举一些近几年对加强型钢结构节点的研究成果。

Hsiao 和 Coupar (2006)^[19]提出了一种梁端翼缘加强的新型钢结构梁柱节点，并写出此种节点的具体设计方法，再分别对梁端翼缘加强型节点和梁端翼缘削弱型节点进行非线性有限元分析，比较分析结果以了解梁端翼缘加强型节点的性能。结果发现两种节点都能达到使塑性铰离开梁柱界面，降低梁柱界面的应力水平，达到防止节点发生脆性破坏的目的，但是对梁端进行削弱会使节点的刚度，而梁端翼缘加强型节点却不会存在这样的问题。

黄炳生等 (2006)^[20]提出梁端楔形翼缘连接的钢框架节点，并设计制作使用此种节点的 2 层 2 跨的钢框架试件，对其进行低周反复荷载作用下的试验研究。结果发现，使用了此种节点后，钢框架试件延性破坏，塑性铰外移到梁翼缘变化处，表明钢框架的整体延性得到了很好的提高，且有良好的抗震性能。

郭震等 (2006)^[21]针对梁端加楔形盖板的钢框架节点，进行足尺试件的低周往复荷载试验研究。经与普通节点试验结果比较发现，盖板型钢框架节点的滞回曲线饱满，延性较好，且能使塑性铰出现在设计位置。该文还根据各项试验结果，提出了几点构造措施以防止节点脆性破坏。

张文元和朱福军 (2007)^[22]利用 ABAQUS 有限元软件，对梁端翼缘加侧板型钢框架梁柱节点进行非线性分析，并通过其分析结果了解此类节点的受力性能，不仅发现梁端翼缘扩大型节点能增大梁柱连接处的抗弯抵抗矩，使塑性铰外移，还对侧板的长度和宽度取值给出了建议范围。

陈爱国等(2008)^[23]针对节点域厚度、梁高、盖板长度和轴压比等因素设计了4组共12个钢结构梁柱盖板连接节点,应用ABAQUS有限元软件对各节点进行循环加载模拟,并与1个同尺寸的普通节点对比,研究上述因素对梁柱盖板连接节点滞回性能的影响,结果发现节点的承载力和刚度会随节点域厚度的增大而增大,梁高过大会降低节点延性,轴压比越大也会使节点的强度、刚度和延性大幅降低,并建议盖板长度取梁高的0.5~1.0倍为宜。

邵永松等(2009)^[24]针对T型加劲肋长度对钢结构箱型柱-工字梁节点性能的影响进行了研究,发现采用T型加劲肋时,可以使塑性较外移到梁翼缘与加劲肋连接端部,从而提高节点初始刚度和极限承载力。节点的弯矩传递路径从梁翼缘中部逐渐向梁两侧的加劲肋传递,有一部分弯矩通过加劲肋传递给柱,使得节点变形减小很多。而尽管加劲肋长度的增大有利于梁端弯矩通过加劲肋向柱腹板传递,但是加劲肋过长,会导致柱腹板承担的应力过多,梁柱翼缘连接处容易局部屈服,最终确定合理的加劲肋长度为,腹板对角线与梁翼缘夹角在 10° ~ 15° 之间。

王燕等(2009)^[25]改变加强板和扩翼段的尺寸形状,制作了8个1/2缩尺梁翼缘加强型钢结构节点试件,并在低周往复荷载下研究其力学性能。结果表明,翼缘板加强型、盖板加强型和直接扩翼型节点的抗震性能要优于侧板加强型节点,长方形加强板要好于梯形加强板,且加强板或扩翼段的尺寸越小,节点的性能越好,并推荐震区使用翼缘板加强型节点。

张文元等(2009)^[26]对往复荷载下的梁端翼缘扩大型(包含侧板加强型和翼缘端部放大型)钢框架梁柱节点进行了试验研究,得到节点类型和梁端翼缘扩大尺寸对节点滞回性能、延性和耗能能力等指标的影响规律,并采用ANSYS软件对试验结果进行数值模拟分析,且在该分析基础上研究了梁端翼缘扩大段的长度及宽度等参数对节点性能的影响规律和有效取值范围,给出设计方法。

陈小川和褚云朋(2009)^[27]提出三种钢框架梁柱节点改进方式,即栓焊连接节点,焊接梁柱加腋节点,焊接盖板节点,结合全焊接节点进行有限元计算对比分析,发现在反复荷载作用下,改进节点强度、刚度和延性较好,能够满足我国抗震规范的要求;塑性较外移,改善节点区的力学性能;加载到极限状态时,节点域变形很小,满足强节点弱杆件的抗震设计原则。

武钢等(2010)^[28]提出了新的钢框架加腋节点简化计算模型,用解析方法阐释了钢框架加腋节点的作用机理。其在文中提到,地震中出现的脆性断裂有很大一部分发生在节点的下部,而且断裂时梁没有明显的塑性变形或未发展塑性,梁下翼缘处的对接焊缝是断裂最易发生的薄弱环节;加腋后,截面中性轴较加腋前下移,梁的上翼缘表面应力值最大,上翼缘焊缝成为薄弱部位;腋在受力中的作用类似链杆,主要受轴向力作用,翼缘起主要作用;水平力对加腋梁段的作用与弯矩的作用反向,对加腋梁段起保护作用。研究得出,想要提高加腋节点抗震性能,只有适用范围内的钢节点才能通过加腋使塑性较从节点外移,避开梁柱连接面的焊缝。

毛辉和王燕(2010)^[29]采用ANSYS有限元软件,针对钢框架梁翼缘扩翼型节点的

梁端扩翼形式和扩翼参数对节点力学性能的影响问题,分别建立 2 个梁翼缘直接圆弧切割扩大型、2 个梁翼缘对接焊接侧板和 1 个普通节点模型,并对其进行非线性分析对比,发现圆弧型节点和加侧板节点均能达到塑性铰外移的目的,力学性能均优于普通节点,但圆弧型节点较加侧板节点的延性要好,故建议优先考虑设计使用圆弧扩翼型节点。

王燕等(2011)^[30]针对影响钢框架梁柱节点抗震机理的加强板参数,设计制作 1/2 缩尺比例的 4 个翼缘板加强型和 4 个盖板加强型节点 T 型试件,在低周反复循环荷载作用下进行滞回性能试验研究,并在该试验的基础上采用 ANSYS 有限元软件进行数值模拟分析,得出加强板满足节点抗震设计要求的建议范围为:翼缘过渡板厚度宜取梁翼缘厚度的 1.2~1.4 倍,盖板加强板厚度宜取梁翼缘厚度的 0.7~1.2 倍;翼缘过渡板或盖板加强板的长度宜取梁高的 0.5~0.8 倍。

王玉田等(2011)^[31]针对翼缘板加强式、盖板加强式、侧板加强式和扩翼加强式四种加强型钢框架梁柱连接分别制作了 4 个试件进行低周反复荷载试验,并同时做了 1 个普通栓焊连接试件的低周往复荷载试验进行对比。通过试验可以看出,经过加强的梁柱连接试件明显区别于普通栓焊连接的试件,它们不仅承载能力均略有提高,且都有明显的塑性铰外移,能很好的耗散传来的能量,延性发展充分,满足抗震设计原则。

王燕等(2011)^[32]设计制作了缩尺比例为 1/2 的 2 个翼缘板加强和 2 个盖板式加强 T 型钢框架节点试件,并同时与一个传统栓焊刚性节点进行低周竖向反复荷载作用下的对比试验,以研究翼缘板加强和盖板加强这两大类节点的力学性能。经对比试验结果发现,这两类节点不仅均表现出良好的抗震性能和较强的耗能能力,还使试件承载力得到提高,故建议在抗震设计中考虑加强板提高节点承载力这一影响,并给出此两类加强型节点的设计步骤。

王燕等(2011)^[33]简述了提高钢框架梁柱刚性节点的抗震性能的两种设计方法,指出因削弱型节点存在降低了梁承载力的缺点,故加强型节点的应用更受关注,还重点就国内外对板式加强型节点和扩翼式节点的研究现状进行了综述,给出这两种节点的设计步骤,并介绍了自身在研究这两种节点方面取得的成果。

1.3.1.3 相关钢框架节点

两种塑性铰外移的方法各有利弊,除了上述分别对两大类型节点进行单一研究之外,还有人同时对两者进行了对比试验和理论研究,下面我们来看一下学者们在这方面的研究成果,其中还有对影响钢结构节点力学性能因素的研究。

蔡益燕(2004)^[34]较详细的总结了美国联邦突发事件管理局(FEMA)对北岭地震中传统钢结构刚性节点发生破坏调查研究得出的十大原因,针对破坏原因提出的塑性铰外移的方法。而要达到塑性铰外移有加强梁端和减弱梁截面两种方法,就此该文介绍了几种常用的新型梁柱连接形式,还给出了 RBS 连接的具体设计方法和设计步骤供设计者参考。

王燕(2006)^[35]对北岭地震和阪神地震后研究新型延性节点的状况进行了介绍,并通过剖析震中传统钢框架梁柱节点出现脆性破坏的原因揭示了塑性铰外移的必要性,而由于加强型节点对焊缝的要求很高,故不推荐使用加强型节点。而后又提出了一种对圆

弧削弱式改进后的节点，即逐渐削弱式（RBS）节点，与圆弧削弱式节点的设计方法相比较，阐述了逐渐削弱式节点的研究趋势和目前存在的问题。

王峥（2006）^[36]分析总结了美国和日本两国针对传统钢框架结构节点在地震荷载作用下发生脆性破坏的问题而提出的节点设计改进方法，主要的方法有：将塑性铰的位置从柱面外移，消除梁翼缘焊缝衬板缺口效应，减小扇形切角端部连接梁翼缘处的圆弧半径或不开扇形切角，采用具有较高冲击韧性的焊缝以及将梁腹板与柱的栓接改为焊接。

余海群等（2006）^[37]设计制作了 10 个足尺钢梁柱节点试件，包括全焊连接节点、栓焊连接节点、梁贯通型节点、梁翼缘削弱型节点和梁翼缘加强型节点等不同构造，并对其进行梁端低周往复荷载试验。结果发现梁翼缘局部削弱和梁翼缘加盖板节点的抗震性能最佳，并建议优先采用梁下翼缘加腋节点和梁翼缘加梯形盖板节点。

张海军等（2007）^[38]采用 ABAQUS 软件对影响钢框架梁柱盖板节点强度和刚度的因素进行了分析研究，分别包括三个影响因素，即柱腹板厚度、柱翼缘厚度和柱翼缘宽度，发现节点的承载力和弹性刚度会随着柱腹板厚度的增大而增大，而柱翼缘厚度和柱翼缘宽度的增大也会引起节点强度和刚度的提高。

陈杰等（2007）^[39]设计制作了 4 个翼缘板式和 1 个盖板式的高层钢结构梁柱连接 1/2 缩尺试件，并对它们进行滞回性能试验研究对比，考虑了较弱的节点域、梁翼缘宽厚比和腹板高厚比等因素的影响，观察其破坏特征。试验表明，两种连接的性能相近，塑性铰均外移到加强板外，耗能能力提高，而梁翼缘宽厚比和腹板高厚比对试件承载力影响不大，但依然要满足规范要求。

Liu 等（2008）^[40]针对考虑半刚性连接和构件塑性作的节点，介绍一种复合型因素模型来模拟，提到复合刚度的降低系数会随着半刚性节点和非弹性构件刚度降低系数的函数改变，并指出节点性能是影响整体结构至关重要的因素，此种复合型因素模型完全可以用于非线性分析，对含有半刚性节点的框架结构抵抗不规则荷载作用下连续性倒塌方面的研究是十分有用的。

陈自全等（2008）^[41]分析研究了地震中传统钢结构梁柱节点发生脆性破坏的原因，系统总结了国内外学者为使塑性铰外移提出的各种节点改进措施，并对比分析各种改进节点的优点与不足，指出梁柱节点依然是对钢结构框架体系影响最大的因素，而目前国内对钢结构框架梁柱节点还需要更深层次的研究。

王燕等（2010）^[42]分别对钢框架翼缘削弱型、扩翼型和普通刚性节点进行了数值分析。通过计算模型分析了节点的设计参数，并给出翼缘削弱型节点（RBS）削弱参数的取值范围和扩翼型节点（WBS）受力性能的主要参数，为钢框架节点抗震设计提供理论分析依据。但是 RBS 节点由于翼缘部分截面的削弱，会导致节点承载能力降低；WBS 节点由于在梁端增加了梁翼缘的宽度，其承载能力明显高于 RBS 节点，钢框架梁柱节点连接考虑抗震设计时，故优先推荐 WBS 节点。

Wang 等（2010）^[43]在弹塑性断裂力学的基础上，对钢结构焊接型梁柱节点的断裂力学性能进行分析研究，提出了一种在梁端上下翼缘加装衬垫板条的节点形式，还利用有限元分析软件建立 4 个该类节点模型进行研究，发现该种节点具有良好的抗震性能。

周玉萍 (2010) [44]指出钢框架节点在设计中是至关重要的,节点连接好坏直接影响到钢框架的整体结构,目前大量研究结果表明:强柱弱梁、强节点弱杆件的试件可以发挥梁的塑性承载力,形成梁产生塑性铰的破坏机构,从而具有较大的变形能力和耗能能力,即具有良好的抗震性能。文章分别讲述了节点加强型和节点削弱型能够使得塑性铰外移的原理,并介绍了4种加强型节点和2种削弱型节点,比较其性能和应用的优缺点。

Giuseppe 等 (2012) [45]针对正确评估钢框架梁柱节点节点域的剪力问题,采用 ABAQUS 有限元软件,分别根据美国和欧洲的规范对试验节点进行非线性有限元分析,并与实际的试验结果进行对比。结果发现,按照美国规范计算所得的结果与试验较符,按欧洲规范计算所得结果会偏大 50%~60%,而节点域的抗剪强度主要取决于抗剪面积 A_{cw} ,并建议 A_{cw} 可与柱抗剪面积 $A_{c,web}$ 相同,即为 $(d_c - 2t_{cf})t_{cw}$,其中 d_c 为柱截面高度, t_{cf} 为柱翼缘厚度, t_{cw} 为柱腹板厚度。

石永久等 (2012) [46]基于 ABAQUS 有限元软件,通过模拟已有钢框架节点试验来验证其建模方法的有效性,并设计建立了削弱型、加强型两大类共9个钢框架焊接节点模型来进行拟静力模拟分析。经过与标准节点模拟结果的对比分析,发现不同构造形式对节点的承载力影响不大,却是提高结构整体抗震性能的好方法;除开槽型节点外,其他形式的节点都具有很好的延性。

Shi 等 (2012) [47]在 ABAQUS 的平台上,运用多尺度建模方法,分别对削弱型和加强型的多种钢框架节点进行了往复荷载作用下的模拟计算,研究其滞回性能。结果表明,所有改造后的节点均能改善节点在地震作用下焊脚开裂的情况,加强型节点也不会引起剪应力的增长,腹板开孔和狗骨式节点不仅不会严重降低节点的基本性能,还拥有很强的耗能能力。

1.3.2 钢管混凝土梁柱节点

随着钢管混凝土结构的发展以及抗震地区的需求,塑性铰外移理念也被应用到钢管混凝土结构中,开始受到专家学者们的关注。针对钢管混凝土梁柱节点,我们将由钢管混凝土结构普通节点开始介绍,在了解普通节点的研究现状后,再从削弱型和加强型两方面对目前塑性铰外移型钢管混凝土节点的研究状况进行了解。

1.3.2.1 普通钢管混凝土节点

本文的研究对象是塑性铰外移型钢管混凝土节点,但是在此之前有必要对普通钢管混凝土节点的研究有所了解。下面就列出了一些近年来研究普通钢管混凝土节点的相关文献。

周天华 (2004) [48]设计制作了3个梁端栓焊连接和3个梁端全对接焊接等两大组足尺内隔板式方钢管混凝土柱-钢梁框架节点试件,并对其进行低周反复加载试验。经过两组试验结果的对比,发现这两类节点均表现出良好的抗震性能,相同轴压比下栓焊连接节点的延性略好,而全焊连接节点的耗能能力略大,但差别不大,都满足抗震设计要求。通过对该试验的结果进行分析,作者提出了相关节点的构造建议。

金刚等 (2005) [49]根据同济大学综合教学研究楼的实际工程,制作了2个缩尺比例

为 1:4.5 的方钢管混凝土结构内隔板节点试件, 两试件尺寸形状相同, 分别对两个节点试件梁端施加低周反复荷载, 进行抗震性能试验。经过对试验过程的观察和对试验结果的分析, 发现节点试件在反复荷载作用下会经过柱壁分离、钢梁翼缘屈服、钢梁翼缘极限、钢梁腹板极限和完全破坏等五个阶段, 此种节点承载力大、延性好、耗能能力强、滞回性能稳定, 具有良好的抗震性能。

宗周红等 (2005) [50] 设计制作了 3 种 6 个方钢管混凝土柱-钢梁节点试件, 分别采用穿芯螺栓-加劲端板连接、缀板焊接连接和常规栓焊连接三种连接方式, 在不同轴压比下对三种连接节点梁端施加反复荷载进行试验研究。结果发现, 因为此试验采用的是梁端加载, 且柱底固接, 所以轴压比对节点的受力性能影响较小; 常规栓焊连接节点的延性、耗能能力和承载力等性能均劣于其他两种节点; 穿芯螺栓-加劲端板连接节点具有最好的延性, 而缀板焊接连接节点的承载力最大。

王来等 (2005) [51] 采用方钢管混凝土内隔板式节点, 设计制作了一榀三层两跨的框架, 并进行低周往复水平荷载作用下的试验研究。试验结果表明, 方钢管混凝土框架具有传力明确、承载力高的优点; 方钢管混凝土内隔板节点延性好, 具有良好的抗震性能, 但内隔板焊接较麻烦, 也会影响混凝土浇筑, 需保证工程中节点的施工质量。

王文达 (2006) [52] 根据不同环板宽度和不同轴压比设计制作了 8 个外加强环板型的方钢管混凝土柱-钢梁节点, 并针对这两个参数对节点力学性能的影响, 对 8 个节点进行了柱顶往复加载实验。实验结果表明, 8 个节点的抗震性能均满足抗震设计要求, 不同环板宽度节点的滞回曲线都较饱满, 无明显刚度和强度退化, 但是节点的抗震性能和水平极限承载力会随着轴压比的增大而降低。

杜培源 (2006) [53] 设计了 4 个方钢管混凝土柱-工字形钢梁节点试件, 其中 2 个为外隔板式节点, 2 个为竖向加劲肋式节点。通过对这些节点进行低周反复加载试验和 ANSYS 有限元分析, 发现这两种节点都具有较高的承载力和较强的耗能能力, 并参考相关规程, 给出了这两种节点的设计建议。

齐建伟等 (2006) [54] 采用方钢管混凝土柱、工字型钢梁, 设计制作了 1 个缩尺比例为 1/3 的一榀两跨三层的组合框架模型, 并对其进行低周反复荷载作用下的试验, 以了解该框架的抗震性能。通过对试验结果的分析, 发现该框架具有良好的耗能能力, 延性、刚度、强度等均满足抗震要求, 并具有较强的抵抗水平外力的能力。

凡红等 (2007) [55] 针对方钢管混凝土柱-钢梁隔板贯穿式节点的力学性能, 制作了 4 个缩尺比例为 1/2 的中柱节点试件进行静力试验研究。经过对试验过程和结果的观察分析, 发现此类节点的传力路径较明确, 其受力性能受隔板外伸长度变化的影响不大, 抗弯承载力受柱宽厚比变化的影响也不大, 而在梁端加设侧板可以使塑性较离开梁端焊接区转移到钢梁上, 提高节点延性。

刘明路等 (2009) [56] 提出了一种新的节点形式, 即贯通钢板式方钢管混凝土柱工字形钢梁节点, 并利用 ANSYS 软件对 3 个这种新型节点算例的力学性能进行了分析研究。经分析发现, 随着贯通钢板外伸段长度的增加, 节点承载力和节点刚度都有相应的提高。合理地选择贯通钢板外伸段的长度值, 可以有效地将梁端塑性较外移, 保证了节点的安

全,实现了“强柱弱梁、节点更强”的设计原则。本文建议贯通钢板外伸段长度取 300mm,厚度取 10mm。

李威(2011)^[57]设计制作了 6 个外环板式圆钢管混凝土柱-钢梁节点,其中 4 个中间节点和 2 个边节点,并对这一系列的节点进行往复加载试验和有限元模拟分析,研究此类节点的抗震性能。试验结果表明,此类节点承载力高,延性好,耗能能力强,抗震性能良好。且有限元模拟结果与试验吻合较好,说明所建立的有限元模型较为合理。

徐礼华和童敏(2012)^[58]设计制作 6 组共 17 个不同竖向穿心板类型的方钢管混凝土柱-钢梁侧板贯穿式节点,并对其梁端反对称加载进行拟静力试验研究。经过对试验结果进行分析和比较,发现穿心板可以减小梁柱接连处的焊缝应力和节点核心区的剪力,明显改善节点核心区的受力性能;试件屈服和破坏均在穿心板外的钢梁翼缘上,且塑性铰形成的位置可以通过调整穿心板长度来实现。

曲慧(2012)^[59]采用 ABAQUS 有限元软件,根据轴压比对钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁节点破坏模态的影响,模拟了受柱顶水平往复荷载的圆形和方形钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁节点在不同轴压比下的抗震性能,研究各节点的受力机理和破坏模态。通过分析发现,钢筋混凝土梁与钢牛腿连接处为此类节点的薄弱区域,具体设计时应加强;轴压比小于 0.6 时,节点核心区会发生剪切破坏;轴压比大于 0.6 时,则钢管混凝土柱会产生受压失稳破坏。

黄炳生等(2012)^[60]对 2 个方钢管混凝土柱-H 型钢梁外隔板式节点进行了梁端往复荷载下的试验研究。通过试验结果分析节点的传力机制、应力分布和滞回性能等力学性能,发现此类节点承载力高,延性好,耗能能力强,具有较好的抗震性能;内填混凝土会使节点抗剪性能提高;在保证外隔板与柱连接焊缝不产生裂纹的情况下,最终会在节点梁上变截面处形成塑性铰。

Li 和 Han(2012)^[61]在以往的试验和理论研究基础上,对钢管混凝土节点建模方式进行了研究。先用多尺度方法建立了一个外环板式圆钢管混凝土柱-组合梁节点滞回模型,进行梁端竖向往复位移加载,又用离散纤维模型,来模拟了一个包含圆钢管节点的框架梁端水平往复加载,最后将结果与非线性分析方法和理论分析方法进行对比,发现差别不大,说明建模方式合理。

1.3.2.2 削弱型钢管混凝土节点

在了解普通钢管混凝土节点的基础上,我们开始对改良后的塑性铰外移型钢管混凝土节点进行探讨。与钢结构节点相同,削弱型钢管混凝土节点也是对梁端进行各种形式的削弱,以下就是对目前这方面研究现状的简单介绍。

周天华等(2005)^[62]在已有理论和试验研究结果的基础上,从受力和变性特征方面对带内隔板的方钢管混凝土柱-钢梁节点进行了分析研究,分别给出了各种抗震设防要求下此类节点核心区的受力计算公式,并指出在 8 度设防 III、IV 类场地和 9 度抗震设防要求的地区应该用梁端塑性铰外移的骨形连接,且梁翼缘截面积削弱后不应大于原截面积的 90%,还应满足“小震不坏,大震不倒”的抗震设计要求。

李贤等(2005)^[63]研究了圆钢管混凝土柱钢梁框架节点的形式,依据柱贯通式节点

和梁贯通式节点这两大类对多种型式节点进行了较为详细的介绍,指出各种节点型式的优缺点所在,继而在此基础上对节点进行改良,提出一种端板螺栓连接的新型狗骨式节点,并给出了此种新型节点的设计方法。

郭蓉等(2006)^[64]在一榀方钢管混凝土框架抗震性能试验的基础上,对框架节点进行补焊、焊板加固、和削弱梁端等一系列方法的加固后,再次对框架进行同样的低周反复水平荷载作用下的试验研究,然后将试验结果与原框架进行对比,发现节点经过加固后的框架承载力得到了很大的提高,也表现出了良好的耗能能力。

王艳艳(2006)^[65]对抗震试验中损伤的方钢管混凝土框架进行节点加固和梁端翼缘削弱,再对加固后的框架进行与原框架一样的低周反复荷载作用下性能的试验研究,通过试验结果比较加固前后框架的抗震性能有何差别,并对应用 ANSYS 软件加固框架进行非线性有限元分析,最后得出结论,发现加固后框架的承载能力和延性得到恢复并提高,耗能能力与原框架近似,建议增加钢管混凝土框架节点处柱翼缘的厚度。

郭彦利(2006)^[66]在原有试验和理论基础上,提出了 11 种新型梁端削弱的方钢管混凝土柱-钢梁节点,由翼缘开孔、腹板开圆孔和腹板开长圆孔等多种削弱形式组合而成。通过 ANSYS 有限元软件,对原有试验试件尺寸建模并进行梁端削弱以后进行模拟分析,对各个模型施加单调和滞回荷载,并与相同尺寸狗骨式节点同等条件下的模拟结果做比较。研究发现所提节点均有良好的抗震性能,推荐使用翼缘单排开孔及翼缘和腹板同时削弱这两种类型,并提出内隔板厚度不小于翼缘厚度、翼缘直接焊接柱面时翼缘与柱管壁厚之比应不大于 2 等节点构造建议。

周天华等(2007)^[67]提出了三种带内隔板的方钢管混凝土柱-钢梁削弱型节点,分别为梁端翼缘开孔、腹板开孔、翼缘腹板同时开孔,并利用 ANSYS 软件建立三维模型进行非线性有限元分析,再与圆弧削弱型节点的分析结果相比较,结果发现:腹板削弱虽可减小梁根部的应力集中,但对梁塑性较外移起不到太大的作用;翼缘开孔节点不仅塑性较外移效果与圆弧形节点差不多,且具有工艺简单的优点;综合前两者的优缺点,翼缘腹板同时开孔也具有较好的实用意义。

叶武(2007)^[68]基于其课题组之前的试验和理论研究,针对翼缘狗骨式削弱、翼缘开孔削弱和腹板开孔削弱等几种削弱形式,应用 ANSYS 有限元软件,建立了一系列削弱梁端的方钢管混凝土柱-钢与混凝土组合梁框架节点,并对节点施加单调和低周往复荷载进行模拟试验,研究其受力性能。经过对模拟结果的分析研究发现,这几种梁端削弱的框架节点均有良好的延性和耗能能力;节点延性和承载力会随柱顶轴压力的增加而减小;而混凝土楼板的组合作用对节点刚度和承载力的提高有一定帮助。

王秀梅(2007)^[69]基于以往的试验研究和理论知识基础上,提出四种梁端削弱的方钢管混凝土柱-钢梁节点方案,并利用 ANSYS 软件针对这四种节点建立有限元模型,进行单调和低周反复荷载作用下的力学性能分析,并与相同削弱方式的全焊型节点进行对比。通过对比分析模拟结果,发现节点的连接方式对其屈服荷载和极限荷载几乎没有影响,推荐其中一种抗震表现最优的节点削弱形式,为栓焊型方钢管混凝土柱-削弱钢梁节点的设计提供建议。

Wang 等 (2008) [70] 为了研究进行了外加强环板式方钢管混凝土柱-钢梁狗骨节点的滞回性能, 设计制作 5 个外加强环板式方钢管混凝土柱-钢梁狗骨节点试件和 3 个普通外加强环板式方钢管混凝土柱-钢梁节点试件, 并对这些节点试件进行往复荷载下的试验对比。结果发现, 外加强环板式方钢管混凝土柱-钢梁狗骨节点不仅满足“强柱弱梁”的抗震要求, 还能在往复荷载作用下表现出良好的抗震性能。

郭彦利和姚行友 (2008) [71] 提出腹板开圆孔和长圆孔两种梁腹板削弱构造形式, 并且采用 ANSYS 软件, 对腹板开圆孔及长圆孔的方钢管混凝土柱焊接钢梁节点进行了单调加载情形下的受力分析, 并调整得出推荐模型的削弱尺寸范围, 供工 7 程设计参考使用。该文还参照相关规范, 给出了此类节点承载力的设计建议公式。

周天华等 (2009) [72] 利用 ANSYS 软件, 对钢梁端翼缘和腹板不同形式削弱的方钢管混凝土柱-钢梁节点在单调荷载和低周反复荷载作用下的力学性能进行了分析, 并与未进行削弱的方钢管混凝土柱-钢梁节点进行比较, 发现对梁端进行削弱, 虽然节点的承载力略有降低, 但却缓解了梁根部应力集中, 使塑性铰外移, 且具有良好的抗震性能。

吴文平和黄炳生 (2009) [73] 提出了两种未设内隔板的方钢管混凝土柱-钢梁翼缘加强型狗骨式节点, 并采用 ANSYS 有限元软件对一般狗骨式节点和两种不同形式的翼缘加强型狗骨式节点进行分析对比, 研究发现, 一般狗骨式节点很难达到塑性铰外移的目的, 而翼缘加强型狗骨式节点不仅能有效改善这点不足, 且性能更好, 还进一步发现起始削弱点与柱连接段为矩形的翼缘加强型狗骨式节点性能要优于连接段为梯形的节点。

周天华等 (2009) [74] 利用有限元法, 通过 ANSYS 软件对内隔板式方钢管混凝土柱-梁端削弱钢与混凝土组合梁节点进行单调荷载和往复荷载作用下的受力性能研究。研究结果发现, 各种削弱形式的节点均有良好的抗震性能, 且翼缘削弱的效果最好, 翼缘和腹板同时削弱效果次之, 腹板削弱最末。

李成玉等 (2010) [75] 进行了翼缘削弱对钢管混凝土外加强环节点受力性能改善的研究, 对低周反复加载作用下的加强环式节点进行非线性模拟分析, 发现翼缘削弱型节点由于翼缘的削弱, 使得应力流提前发生了转折, 当应力流进入环板以后分布均匀, 不再像普通节点那样在转角处出现高度转折和密集的应力流, 即通过翼缘削弱处理的节点, 改善了环板的应力分布, 从而达到“强节点”的要求。

王万祯等 (2012) [76] 对 5 个梁翼缘、腹板同时开孔和 1 个常规的方钢管混凝土柱-H 型钢梁节点进行梁端低周往复加载试验, 研究开孔构造对此类节点破坏模式的影响。试验结果发现, 常规节点会在梁柱连接焊缝处脆性断裂; 内隔板与柱间的焊缝质量会直接影响节点的延性和承载力; 对节点梁翼缘、腹板进行合理的开孔削弱, 可以明显减少梁柱连接焊缝处的应力集中, 并在梁削弱截面处形成塑性铰, 且滞回性能良好, 承载能力与常规节点相差不大, 最后还给出了梁翼缘最大孔径取值及其位置参数范围。

1.3.2.3 加强型钢管混凝土节点

加强型节点也是塑性铰外移型节点的一大主流, 但由于在钢管混凝土结构有关这方面的研究起步较晚, 故而较钢结构来说, 钢管混凝土有关此类节点的研究成果相对较少。

王建群 (2006) [77] 对钢管混凝土柱-钢梁节点受力性能进行了分析研究, 在以往研

究的基础上,通过ANSYS建立了T型加劲板钢管混凝土梁柱节点的三维实体模型,并采用文献试验结果和有限元分析相结合的方法,对这种新型节点受力性能的影响因素进行了分析和研究。研究表明,T型加劲板节点的承载力高于普通节点,且破坏时在节点核心区外形成塑性铰,满足“强柱弱梁,强节点弱杆件”的抗震要求。

徐礼华等(2008)^[78]为研究方钢管混凝土-钢梁此类节点的抗震性能,对5个缩尺比例1/2的隔板贯穿式节点试件进行了低周往复荷载试验和模拟。结果表明各个节点均具有良好的耗能能力;减小钢管柱的宽厚比,增大隔板外伸长度,均有利于节点延性的提高;在梁端翼缘增设侧板,可缓解梁与隔板连接处过度的应力集中,提高节点延性。

褚云朋等(2009)^[79]运用ANSYS有限元分析软件,对复式钢管混凝土梁柱节点的抗震性能进行了研究,对比分析了单调加载和往复加载作用下普通节点和加强型节点的抗震性能,研究表明加腋节点和T型加劲板节点这两种加强型节点的承载力较普通节点要高,延性更好,破坏时塑性铰外移,抗震性能更好,更适合强震区使用。

姜忻良等(2009)^[80]设计制作了4个十字形足尺方钢管混凝土柱-钢梁隔板贯通节点试件,其中1个侧板加强型节点和3个倒角放坡型节点,分别对4个节点试件施加低周反复荷载进行试验研究,试验结果说明,隔板贯通节点具有良好的耗能能力,在钢管中填充混凝土可以明显减小节点核心区的剪切变形,从而提高节点的刚度,使节点有更好的抗震性能,而倒角放坡型节点的抗震性能要优于侧板加强型节点。

黄艳和刘新春(2009)^[81]采用ANSYS有限元软件,建立了6个侧板长度不同的侧板加强型方钢管混凝土柱-钢梁边柱节点模型,进行悬臂梁端低周往复荷载作用下的数值模拟,并同时与1个无加强侧板的普通方钢管混凝土柱-钢梁边柱节点进行比较,研究各个节点的抗震性能。分析结果发现,侧板加强型节点的承载力要高于普通节点25%左右,且滞回性能更好,建议加强侧板长度取值范围为 $(0.5\sim 0.75)h$,其中 h 为梁高。

王鹏和张思敏(2012)^[82]应用ANSYS软件,通过与普通节点、盖板加强型节点和狗骨式节点同时进行往复荷载下的非线性有限元分析,研究盖板加强型狗骨式节点的力学性能。经结果分析,与盖板加强型节点和狗骨式节点相同,盖板加强型狗骨式节点能将塑性铰外移,起到保护节点、提高结构抗震性能的作用;较盖板加强型节点,此类节点由于对梁翼缘削弱无需增大柱截面,所以可节约钢材;而与狗骨式节点相比,此类节点的承载能力和节点刚度又明显较高。

丁永君等(2012)^[83]为研究不同连接方法对矩形钢管混凝土柱-H型钢梁节点力学性能的影响,对6个足尺贯通式隔板节点试件进行拟静力试验,其中2个梁翼缘加长楔形板的梁柱焊接节点,1个梁柱焊接的扩翼式节点,3个梁柱高强螺栓连接的梯形加强板式节点。通过对柱顶施加低周往复荷载,所得结果表明,采用高强螺栓连接可提高节点的耗能能力;梁翼缘焊接加强板可提高节点刚度,避免焊缝开裂,使节点破坏变成延性破坏;梁翼缘接长楔形板则可以提高节点的前期刚度。最后还指出,实际工程中需保证焊缝质量,梁腹板开槽有益于节点耗能能力的提高。

1.3.3 其他结构梁柱节点

李忠献等(2007)^[84]对梁端塑性铰外移的型钢混凝土节点的抗震性能进行了研究。

研究中对节点核心区附近梁端工字形型钢的上、下翼缘采取了狗骨式削弱,使最大削弱部位的型钢在地震作用下先于梁端根部的型钢屈服,并适当增加了梁端根部到梁型钢翼缘最大削弱处纵向钢筋的配筋量,以使梁纵向钢筋屈服的位置与梁型钢翼缘最大削弱处的位置相对应。利用梁端根部和梁型钢翼缘最大削弱处抗弯能力的极差,把塑性铰控制在梁型钢翼缘最大削弱处。外移塑性铰,可以起到提高节点的延性和耗能能力和保护节点核心区的作用。这种塑性铰外移的型钢混凝土节点的延性和耗能能力比普通型钢混凝土节点要好很多。

张雪松等(2009)^[85]按照足尺比例设计制作了1个普通型钢混凝土框架边节点试件和1个梁端翼缘狗骨式削弱普通型钢混凝土框架边节点试件进行加载试验,并采用ANSYS软件建模对其进行有限元分析,发现型钢翼缘狗骨式削弱具有将塑性铰外移到梁型钢翼缘最大削弱处、增强节点核心区的抗剪能力、增强节点的延性以及提高柱与梁的抗弯强度比等作用。

Chaimahawan和Pimanmas(2009)^[86]为提高钢筋混凝土框架结构的抗震性能,提出了一种标准中没有的新型钢筋混凝土梁柱节点,其节点形式就是在梁柱连接处加三角形或是方形腋,并分别制作了2个改进节点试件和1个普通节点试件进行低周反复荷载下的滞回性能试验,对比结果发现加腋后节点抗震性能优于普通节点。

1.3.4 文献综述小结

目前国内外学者对塑性铰外移型节点的已经有了很多相关的研究和报道。有人总结了塑性铰外移型节点的各种形式,有人针对某一形式节点参数进行分析研究,也有人提出了新的节点形式,但是研究对象依然以钢结构梁柱节点居多,对钢管混凝土结构梁柱节点的研究较少,尤其是在我们国内。

然而随着时代的发展,钢管混凝土结构已越来越多的在实际工程中应用,缺乏此类结构塑性铰外移节点的研究将影响到此类结构抗震性能的提高,从而阻碍钢管混凝土结构的发展应用。因此我们对塑性铰外移型钢管混凝土柱-钢梁节点力学性能的研究很有必要,若研究成果能为实际工程提供参考,则有利于推动钢管混凝土结构在我国的发展,尤其是在抗震地区的应用。

1.4 本文的研究内容和方法

现在钢管混凝土结构在工程实际中应用的领域越来越广泛,而由于几次大地震的发生,使得人们越来越关注建筑本身抗震性能的优劣,故而提高钢管混凝土结构的整体抗震性能也显得尤为重要。节点是影响结构整体性能的重要因素,因此提高节点的抗震性能也成为提高结构抗震性能的关键,研究抗震改良节点的力学性能具有重大意义。

经过对大量相关课题的研究成果的阅读和综述后,发现采用塑性铰外移节点就是提高结构整体抗震性能的好方法。但是迄今为止,这方面研究成果多集中在钢结构塑性铰外移型节点,对塑性铰外移型钢管混凝土柱-钢梁节点力学性能的研究依然很少。目前尚无系统的塑性铰外移型钢管混凝土柱-钢梁节点的力学性能研究和设计方法,故有必

要对这些内容进行深入研究。

本文将在前人研究的基础上，借鉴前人的一些研究方法和手段，针对本文研究对象进行研究和探讨。

根据以上分析，本文拟采用 ABAQUS 有限元软件对塑性铰外移型钢管混凝土柱-钢梁节点的力学性能进行研究分析，主要内容如下：

- (1) 针对塑性铰外移型钢管混凝土柱-钢梁节点的力学性能进行算例分析；
- (2) 整理模拟分析得出的数据，与试验采集的数据进行对比，验证理论模型的准确性；
- (3) 应用校验好的模型，研究具体参数对塑性铰外移型钢管混凝土柱-钢梁节点力学性能的影响，并做参数分析。

第 2 章 钢管混凝土柱-钢梁节点力学分析模型

2.1 引言

塑性较外移型节点与传统普通刚性节点最大的不同,就是其能够将塑性较外移到钢梁上,从而保护了节点的安全。但是其研究必须建立在普通节点的基础之上,故本章将针对 ABAQUS 中建立钢管混凝土柱-钢梁节点模型的关键性问题进行介绍,其中包括核心混凝土和钢材的本构关系模型的选取、分析步的创建、界面相互作用的定义、边界条件及施加荷载的定义、单元类型的定义和网格的划分等。为验证所建模型的有效性,本章还将对几个典型钢管混凝土柱-钢梁节点试验进行模拟分析。

2.2 有限元模型

2.2.1 材料的本构关系

2.2.1.1 核心混凝土的本构关系模型

韩林海(2007)^[1]提出来了适用于 ABAQUS 软件有限元分析的钢管混凝土构件中的核心混凝土应力-应变关系模型,其表达如下:

$$y = \begin{cases} 2 \cdot x - x^2 & (x \leq 1) \\ \frac{x}{\beta_0 \cdot (x-1)^\eta + x} & (x > 1) \end{cases} \quad (2-1)$$

式中:

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}, \quad y = \frac{\sigma}{\sigma_0}$$

$$\sigma_0 = f'_c$$

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_c + 800 \cdot \xi^{0.2} \cdot 10^{-6}$$

$$\varepsilon_c = (1300 + 12.5 \cdot f'_c) \cdot 10^{-6}$$

$$\eta = \begin{cases} 2 & (\text{圆钢管混凝土}) \\ 1.6 + 1.5/x & (\text{方、矩形钢管混凝土}) \end{cases}$$

$$\beta_0 = \begin{cases} (2.36 \times 10^{-5})^{[0.25 + (\xi - 0.5)^7]} \cdot (f'_c)^{0.5} \cdot 0.5 \geq 0.12 & (\text{圆钢管混凝土}) \\ \frac{(f'_c)^{0.1}}{1.2\sqrt{1+\xi}} & (\text{方、矩形钢管混凝土}) \end{cases}$$

其中,混凝土圆柱体抗压强度 f'_c 以 N/mm^2 为单位。

为较好的模拟混凝土的塑性性能以及往复应力作用下的刚度退化,本文核心混凝土采用的是塑性损伤模型。

在 ABAQUS 中,混凝土塑性损伤模型的输入值为:膨胀角取默认值 30° ,塑性势能的流动偏角缺省值为 0.1,双轴等压时混凝土的强度与单轴抗压强度之比 f_{b0}/f_{c0} 缺省值为 1.16,拉、压子午线上第二应力不变量的比值 K_c 缺省值为 $2/3$,粘性系数为 0。

当混凝土受拉时,本文采用能量破坏准则来定义混凝土的软化性能,以获得较好的

计算收敛性 (Hillerborg 等, 1976^[87])。此准则基于脆性破坏概念来定义开裂的单位面积作材料参数, 故混凝土脆性性能用应力-断裂能关系来描述。关于断裂能 G_f (在单位面积内, 产生一条连续裂缝所需要的能量) 的取值, C20 混凝土取 40N/m, C40 混凝土取 120N/m, 中间的断裂能可采用插值计算求得。

关于混凝土弹性段, 参照 ACI318-11 (2011) ^[88], 核心混凝土的弹性模量 E_c 为:

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \text{ (MPa)} \quad (2-2)$$

其中, f'_c 为混凝土圆柱体抗压强度, 以 N/mm^2 为单位。而混凝土泊松比取值为 0.2。

2.2.1.2 钢材的本构关系模型

对于建筑工程中常用的 Q235、Q345 和 Q390 等低碳软钢及低合金结构钢, 一般采用二次塑流模型 (韩林海, 2007^[1])。钢材的应力强度(σ_i)-应变强度(ϵ_i)关系曲线一般可分为五个阶段, 分别为弹性段(oa)、弹塑性段(ab)、塑性段(bc)和二次塑流(de)等 (钟善桐, 2003^[2])。如图 2.1 所示, f_p 为比例极限, f_y 为屈服极限, f_u 为抗拉强度极限, 该曲线可以如下的数学公式 (2-3) 来表达:

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s \epsilon_s & \epsilon_s \leq \epsilon_e \\ -A\epsilon_s^2 + B\epsilon_s + C & \epsilon_e < \epsilon_s \leq \epsilon_{e1} \\ f_y & \epsilon_{e1} < \epsilon_s \leq \epsilon_{e2} \\ f_y \left[1 + 0.6 \frac{\epsilon_s - \epsilon_{e2}}{\epsilon_{e3} - \epsilon_{e2}} \right] & \epsilon_{e2} < \epsilon_s \leq \epsilon_{e3} \\ 1.6f_y & \epsilon_s > \epsilon_{e3} \end{cases} \quad (2-3)$$

式中, $A=0.2f_y/(\epsilon_{e1}-\epsilon_{e2})^2$, $B=2A\epsilon_{e1}$, $C=0.8f_y+A\epsilon_e^2-B\epsilon_e$;

$\epsilon_e=0.8f_y/E_s$, $\epsilon_{e1}=1.5\epsilon_e$, $\epsilon_{e2}=10\epsilon_{e1}$, $\epsilon_{e3}=100\epsilon_{e1}$ 。

对于高强钢材, 一般采用双折线模型, 只有弹性段(oa)和塑性段(ab), 如图 2.2 所示。

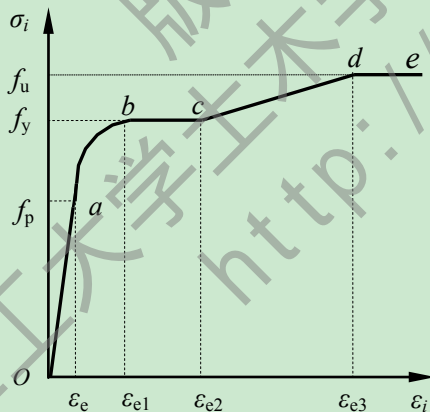


图 2.1 二次塑流模型

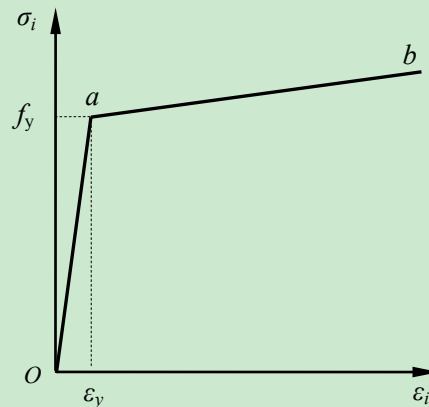


图 2.2 双线性强化模型

钢材的弹性模量可取 206000MPa, 也可根据试验实测值取, 而其泊松比取值为 0.3。

2.2.1.3 加载板

在 ABAQUS 中, 采用刚度很大的垫板来模拟加载板, 其弹性模量取值为 1×10^{12} MPa, 泊松比取 0.00001。

2.2.2 分析步的创建和界面接触的定义

2.2.2.1 部件的装配

调出各个用于装配的部件，注意调出部件时要打开 **Independent** 按钮，以使各个部件均为独立体，这样方可在后面对其进行网格划分。运用旋转、移动等命令，将各个部件装配成节点模型。应用 **Merge** 功能将钢梁翼缘和钢梁腹板组合成一个整体。

2.2.2.2 分析步的创建

除了默认的初始步以外，再创建两个分析步，分别为 **Step-1** 和 **Step-2**，将两个分析步中的几何非线性 **NIgeom** 均设为 **ON**。

Step-1 是为施加节点的柱端竖向荷载而设置，分析较简单。因此，可将总分析步数设置较少些，本文设置为 100；初始分析步长、最小分析步长和最大分析步长均可设置大些，本文初始分析步长设为 0.1，最小分析步长设为 1E-005，最大分析步长设为 0.2；其他数值默认不变。

Step-2 中将对节点施加大位移荷载或者往复荷载，受力较复杂，软件分析亦比较困难，对收敛性的要求更高，故应将步数和步长的限制放宽。因此，本文设置总分析步数为 10000，初始分析步长为 0.01，最小分析步长设为 1E-008，最大分析步长设为 0.1，其他数值不变。

在 **step-2** 中创建两个历史输出，分别为 **H-Output-1** 和 **H-Output-2**。在 **H-Output-1** 中输出节点最大位移处的位移，在 **H-Output-2** 中输出节点因约束产生的反作用力。

2.2.2.3 界面接触的定义

钢管和核心混凝土界面法线方向的接触采用的是“硬接触”，以使垂直于接触面的压力能完全地在界面间传递（韩林海，2007^[1]）。本文将界面摩擦系数设置为 0.25，并采用小滑移算法。为使钢管与核心混凝土界面可传递剪应力，采用库伦摩擦模型来模拟，只有剪应力达到临界值才能产生界面相对滑动。钢管与加载板之间采用壳体-实体耦合（**shell-to-solid coupling**）的方式进行连接。核心混凝土与加载板之间采用 **tie** 进行约束。对于外加强环板式节点，钢管和钢梁之间也同样采用 **tie** 约束。对于内隔板式节点，钢梁、钢管和内隔板均 **Merge** 到一起。内隔板则被嵌入到核心混凝土中。

2.2.3 边界条件的定义和荷载的施加

节点模型采用与实际情况相符的边界条件。由于柱底一直处于铰接状态，所以将柱底截面中心线三个方向的线位移需在初始分析步就约束住。若施加柱端水平荷载，则约束梁端竖直方向的位移。若施加梁端荷载，则约束柱顶平面外方向的平移，以防加载时节点发生平面外失稳。

Step-1 分析步中，在柱顶截面施加竖向均布荷载。施加单调荷载时，在 **Step-2** 分析步中，直接加载到柱顶截面中心线或梁端；施加往复荷载时，则先定义荷载幅值，再引入到分析步中进行加载。

2.2.4 单元类型和网格划分

2.2.4.1 单元类型

本文的钢管、钢梁、环板和内隔板均采用 4 节点完全积分的壳单元 (S4) 来建立, 为了计算能有较好的收敛性和达到必要的精确度, 在壳单元厚度方向采用 9 个积分点的 Simpson 积分。其中“完全积分”, 指的就是单元具有规则形状时, 所用的高斯积分点的数目足以对单元刚度矩阵中的多项式进行精确积分。

核心混凝土和加载板都采用的是 8 节点完全积分的三维实体单元 (C3D8), 此种单元可以进行大变形分析。

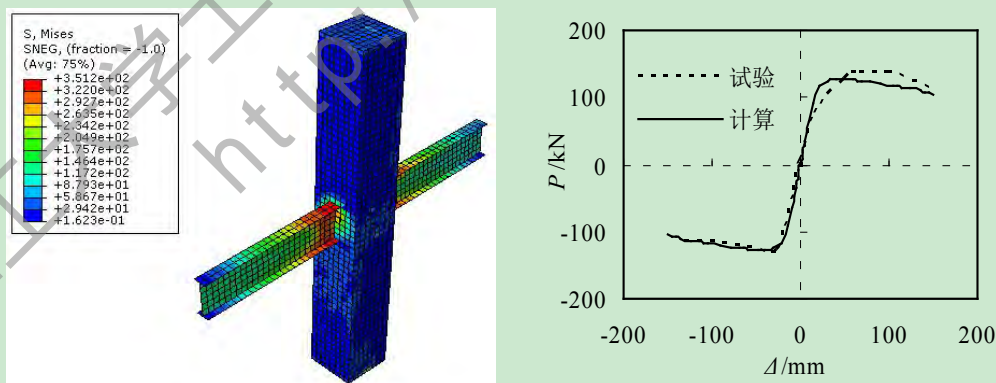
2.2.4.2 网格划分

本文在 ABAQUS 中建立的模型采用的是映射网格划分, 可直接对独立体进行网格划分。进行网格划分时, 要先经过网格计算, 并采用各种切割方法和布种方法进行尝试, 尽量将网格划分成均匀的四边形单元, 但个别过度区域可适度允许出现三角形单元。对于采用实体单元的部件, 使用结构化网格; 对于采用壳体单元的部件, 除内隔板使用扫掠网格以外, 其余均使用自由网格。

2.3 算例验证

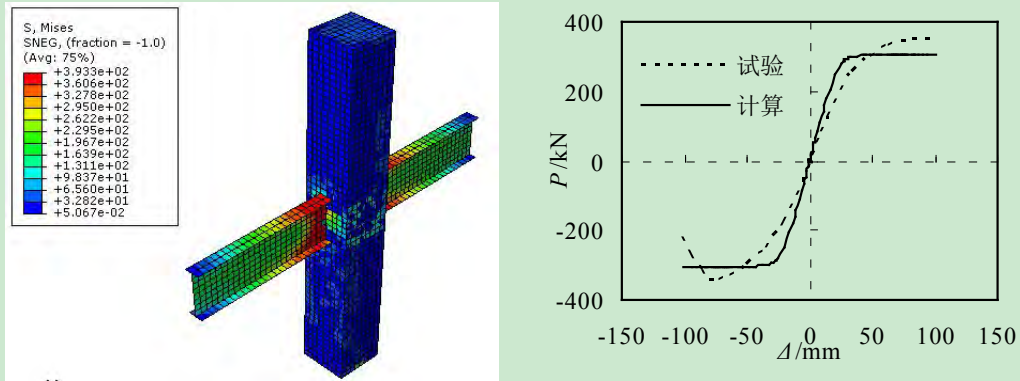
为了证明上述 ABAQUS 建模进行有限元分析方法的合理有效, 有必要利用此方法来进行算例验证。因此, 本文从参考的文献资料中, 选取了一些相关的节点试验研究, 采用上述建模方法进行分别对其模拟分析, 将模拟所得结果与试验结果相比较如下:

周天华 (2004) [48] 试验中选取内隔板式方钢管混凝土节点 JD-1 和 JD-2 为例, 先在柱顶施加轴向恒定荷载, 再对柱顶施加水平荷载, 提取柱端荷载-位移曲线并与试验结果对比, 如图 2.3 所示。由图可见, 模拟曲线与试验曲线吻合良好, 其刚度和承载力均没有太大差别。



柱: $B \times t = 500 \times 16 \text{mm}$; 梁: $H350 \times 130 \times 6 \times 10 \text{mm}$; 内隔板: $t = 16 \text{mm}$; $f_y = 310 \text{N/mm}^2$; $f_{cu} = 38.5 \text{N/mm}^2$

(a) JD-1 试验和模拟结果对比

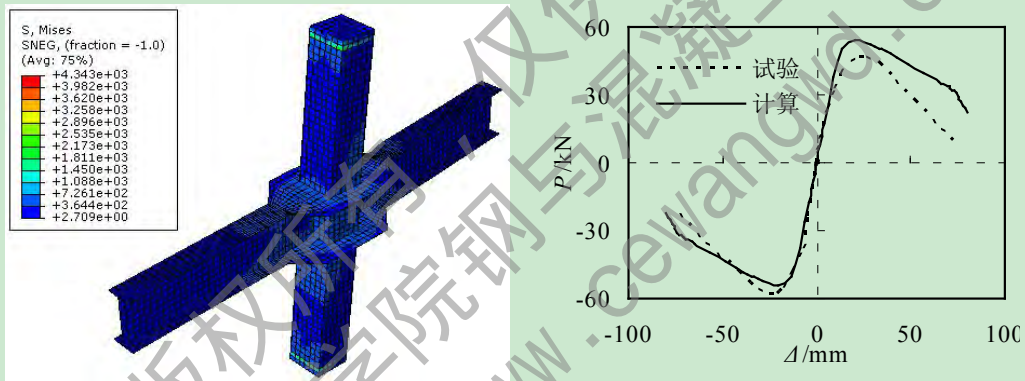


柱: $B \times t = 500 \times 20 \text{mm}$; 梁: $H450 \times 150 \times 8 \times 12 \text{mm}$; 内隔板: $t = 22 \text{mm}$; $f_y = 310 \text{N/mm}^2$; $f_{cu} = 38.5 \text{N/mm}^2$

(b) JD-2 试验和模拟结果对比

图 2.3 节点的应力云图和骨架曲线

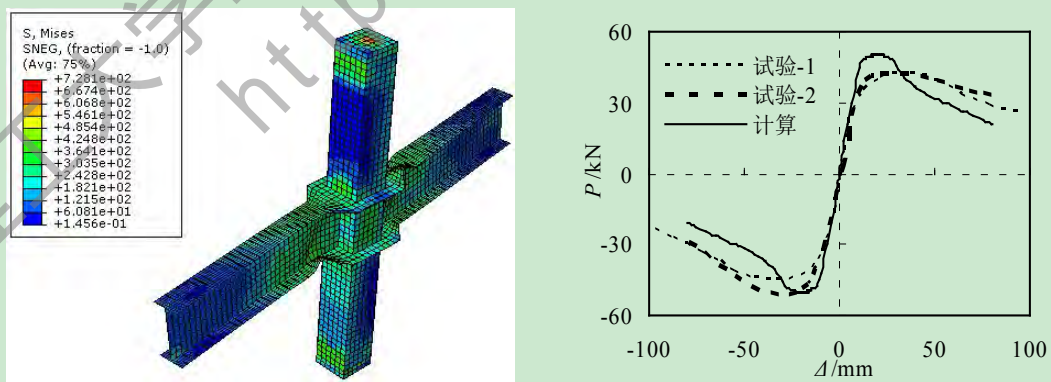
王文达 (2006) [52] 试验中以外加强环板式的方钢管混凝土节点 SJ-13、SJ-22、SJ-23、SJ-32、SJ-33 和圆钢管混凝土节点 CJ-21、CJ-21 为例进行模拟, 先在柱顶施加轴向恒定荷载, 再对柱顶施加水平荷载, 提取柱端荷载-位移曲线, 与试验结果骨架曲线进行对比, 如图 2.4 所示。由图可见, 模拟曲线与试验曲线吻合良好。



柱: $B \times t = 120 \times 3.46 \text{mm}$, $f_y = 390 \text{N/mm}^2$, $f_{cu} = 60 \text{N/mm}^2$;

梁: $H160 \times 80 \times 3.53 \times 3.53 \text{mm}$, $f_y = 289 \text{N/mm}^2$; 环板: $b = 60 \text{mm}$

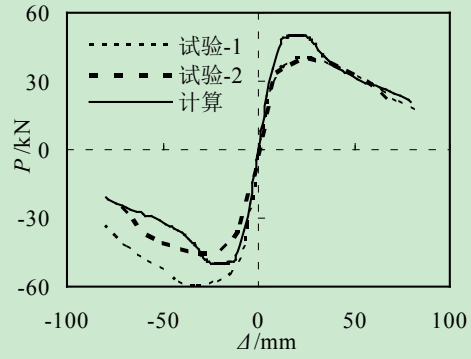
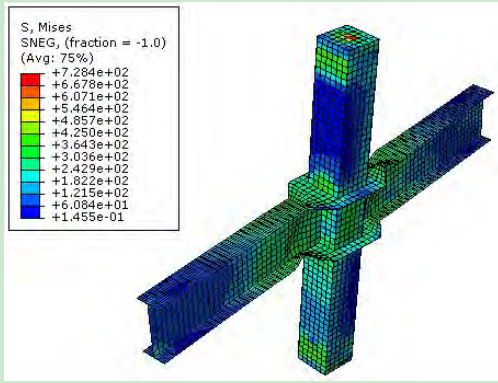
(a) SJ-13 ($n=0.6$)



柱: $B \times t = 120 \times 3.46 \text{mm}$, $f_y = 390 \text{N/mm}^2$, $f_{cu} = 60 \text{N/mm}^2$;

梁: $H160 \times 80 \times 3.53 \times 3.53 \text{mm}$, $f_y = 289 \text{N/mm}^2$; 环板: $b = 40 \text{mm}$

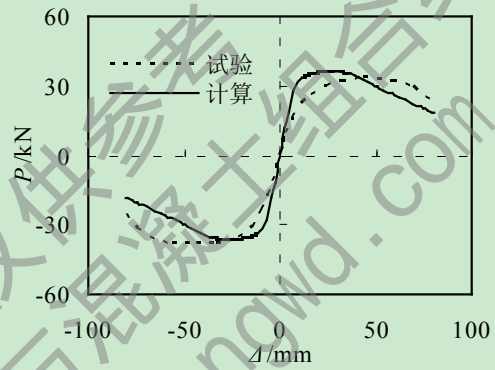
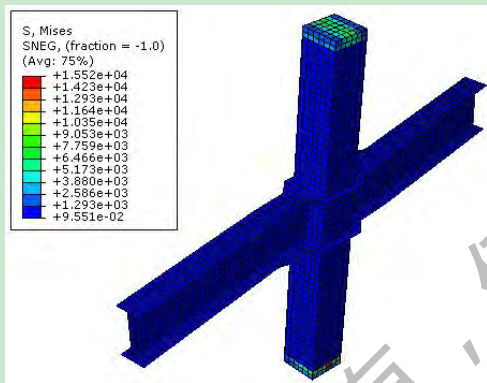
(b) SJ-22 ($n=0.3$)



柱: $B \times t = 120 \times 3.46 \text{mm}$, $f_y = 390 \text{N/mm}^2$, $f_{cu} = 60 \text{N/mm}^2$;

梁: $\text{H}160 \times 80 \times 3.53 \times 3.53 \text{mm}$, $f_y = 289 \text{N/mm}^2$; 环板: $b = 40 \text{mm}$

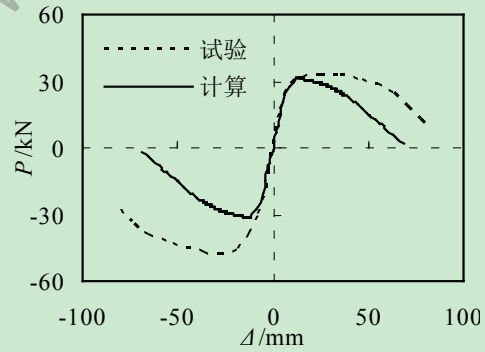
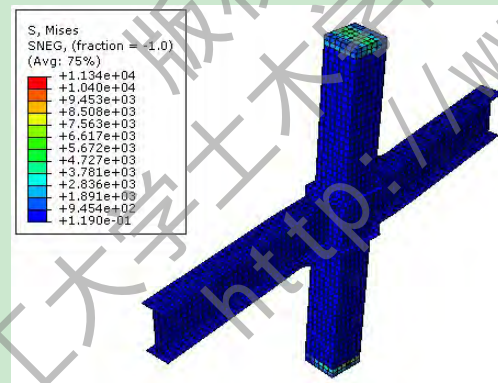
(c) SJ-23 ($n=0.6$)



柱: $B \times t = 120 \times 3.46 \text{mm}$, $f_y = 390 \text{N/mm}^2$, $f_{cu} = 60 \text{N/mm}^2$;

梁: $\text{H}160 \times 80 \times 3.53 \times 3.53 \text{mm}$, $f_y = 289 \text{N/mm}^2$; 环板: $b = 20 \text{mm}$

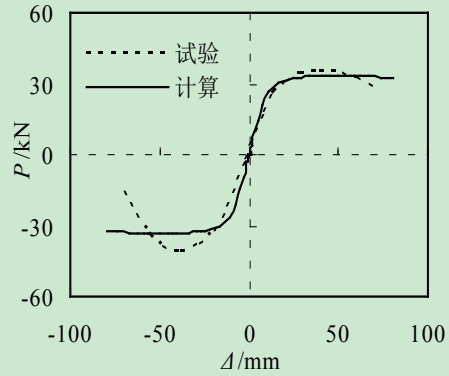
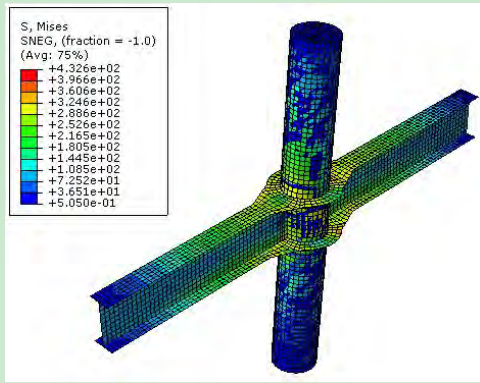
(d) SJ-32 ($n=0.3$)



柱: $B \times t = 120 \times 3.46 \text{mm}$, $f_y = 390 \text{N/mm}^2$, $f_{cu} = 60 \text{N/mm}^2$;

梁: $\text{H}160 \times 80 \times 3.53 \times 3.53 \text{mm}$, $f_y = 289 \text{N/mm}^2$; 环板: $b = 20 \text{mm}$

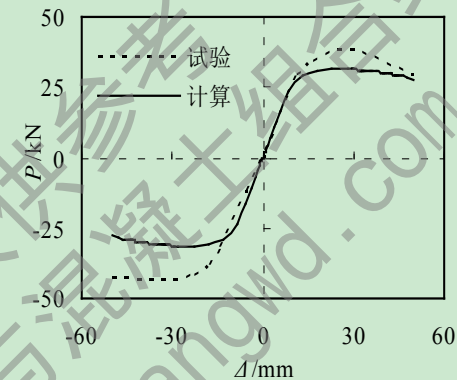
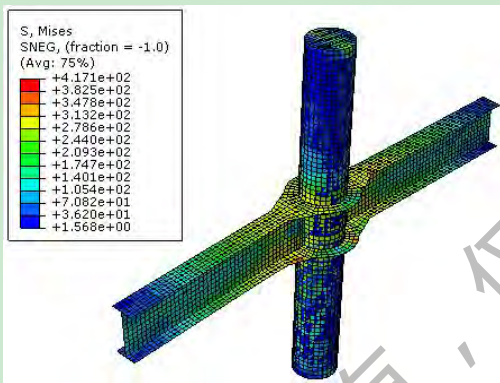
(e) SJ-33 ($n=0.6$)



柱: $B \times t = 140 \times 2.13 \text{mm}$, $f_y = 272.3 \text{N/mm}^2$, $f_{cu} = 60 \text{N/mm}^2$;

梁: $\text{H}150 \times 70 \times 3.53 \times 3.53 \text{mm}$, $f_y = 289 \text{N/mm}^2$; 环板: $b = 40 \text{mm}$

(f) CJ-21 ($n=0.05$)



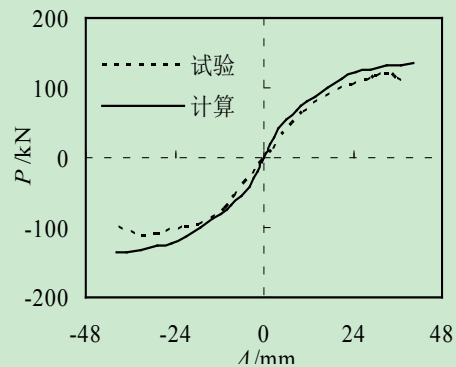
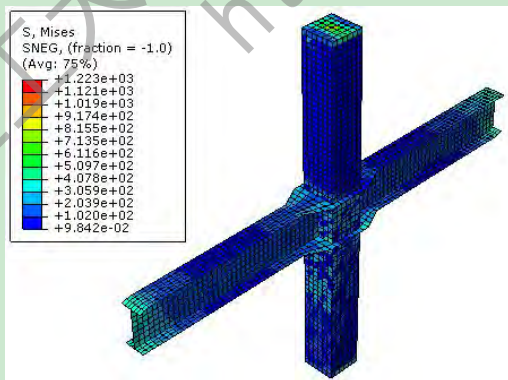
柱: $B \times t = 140 \times 2.13 \text{mm}$, $f_y = 272.3 \text{N/mm}^2$, $f_{cu} = 60 \text{N/mm}^2$;

梁: $\text{H}150 \times 70 \times 3.53 \times 3.53 \text{mm}$, $f_y = 289 \text{N/mm}^2$; 环板: $b = 40 \text{mm}$

(g) CJ-21 ($n=0.3$)

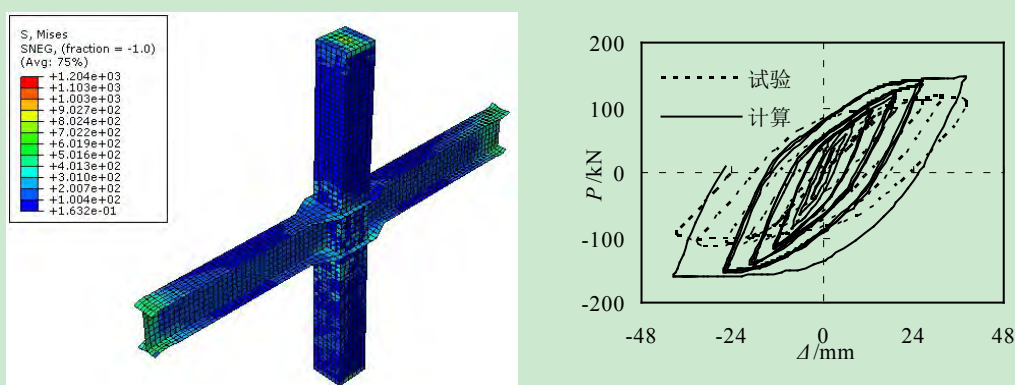
图 2.4 节点试验和计算结果对比 (王文达, 2006^[52])

以杜培源 (2006)^[53] 试验中的外加环板式方钢管混凝土节点 SJ-01c 为例进行模拟。首先, 建好模型后, 在柱顶施加轴向恒定荷载, 对梁端施加竖向对称荷载, 提取梁端荷载-位移曲线, 与试验结果骨架曲线进行对比, 如图 2.5(a) 所示, 模拟曲线与试验曲线吻合较好。再建一个相同的模型, 施加轴向恒载后对梁端施加竖向的往复荷载, 得到滞回曲线与试验结果对比, 如图 2.5(b) 所示。



柱: $B \times t = 200 \times 8 \text{mm}$; 梁: $\text{H}248 \times 124 \times 5 \times 8 \text{mm}$; 环板: $b = 30 \text{mm}$; $f_y = 306.4 \text{N/mm}^2$; $f_{cu} = 19.5 \text{N/mm}^2$

(a) 节点 SJ-01c 应力云图和骨架曲线



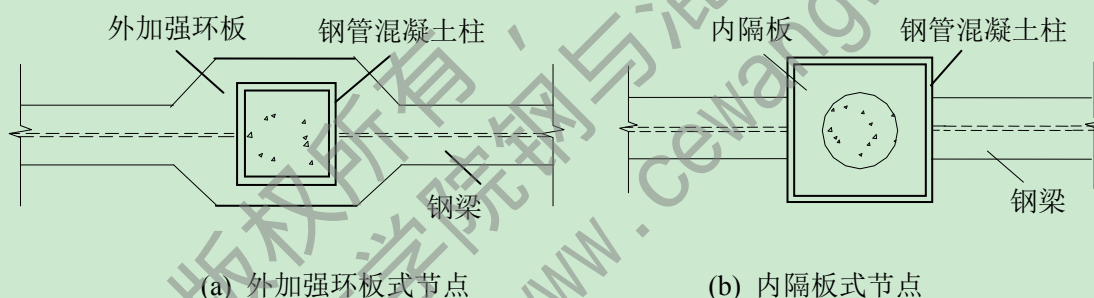
(b) 节点 SJ-01c 应力云图和滞回曲线

图 2.5 节点 SJ-01c 试验和计算结果对比

由以上几个算例分析发现，除了轴压比较大时，计算结果曲线与试验结果曲线有一定的偏差以外，其他曲线均吻合良好，说明本文所采用的 ABAQUS 有限元建模方法较合理，可以将此建模方法运用到下一步数值模拟分析当中。

2.4 典型节点的力学性能分析

本文的研究对象为钢管混凝土加强环板式节点，此种主要有外加强环板式节点和内加强环板式节点两种类型，分别如图 2.6(a)和(b)所示。



(a) 外加强环板式节点

(b) 内隔板式节点

图 2.6 钢管混凝土加强环板式节点的形式

其中内加强环板式节点也称为内隔板式节点，一般应用于柱尺寸较大的构件，较外加强环板式节点，其最大的优点在于占用空间小，能够帮助建筑物更充分合理的节约空间。因此，内隔板式节点在实际工程中的应用更多，本文选择此类节点作为研究对象。

为方便与下文的塑性铰外移型节点做对比，本文先根据工程常见参数范围，参考《钢管混凝土结构技术规程》(DB62/T25-3041-2009)^[89]，设计一个典型节点，即普通内隔板式的方钢管混凝土柱-钢梁节点，编号 SC-0，并在 ABAQUS 中建立有限元模型进行分析计算。节点模型的基本信息如下：中柱节点，跨度 $L=3.6\text{m}$ ，层高 $H=3\text{m}$ ，钢梁为 $H500\text{mm}\times 250\text{mm}\times 20\text{mm}\times 25\text{mm}$ ，方钢管 $B\times t=500\text{mm}\times 25\text{mm}$ ，内隔板厚度 $t=25\text{mm}$ ，内隔板孔洞直径 $d=250\text{mm}$ ，核心混凝土采用 C40 级混凝土，钢材均采用 Q345 钢。

2.4.1 单调加载分析

对于节点 SC-0，柱的轴压比 $n=0.07$ ，轴压比定义为 $n=N_0/N_u$ ，其中 N_u 为柱的极限承载力， N_0 为柱顶受到的轴力；柱的含钢率 $\alpha_s=0.1$ ，含钢率定义为 $\alpha_s=A_s/A_c$ ，其中 A_c

为混凝土横截面面积，为 A_s 钢管横截面面积。采用上述的建模方法，建立基本节点的模型，首先在柱顶施加竖向恒定荷载 $N=1000\text{kN}$ ，再对梁端施加两个竖向反对称的位移荷载 $\Delta=300\text{mm}$ 。以 40mm 为单位对节点模型进行网格划分后计算，节点的网格划分情况如图 2.8(a) 中所示。计算得出节点 SC-0 的梁端荷载-位移曲线，如图 2.7 所示。

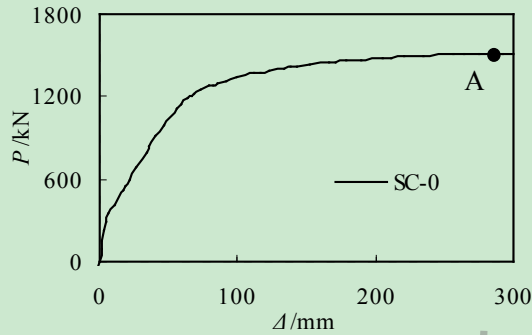


图 2.7 节点 SC-0 的梁端荷载-位移曲线

图 2.7 为对节点 SC-0 施加单调荷载后得到的梁端荷载-位移曲线。参考韩林海等 (2009) [90] 中对钢管混凝土节点结果分析方法，试件的屈服荷载 $P_y \approx 0.7P_u$ (其中， P_u 为破坏荷载)，其对应的位移即为屈服位移 Δ_y 。位移延性系数 μ 是衡量结构和构件抗震性能的重要指标，其表达式为 $\mu = \Delta_u / \Delta_y$ ，其中 Δ_u 代表极限位移，而 Δ_y 代表屈服位移。根据曲线，我们可以得到如表 2.1 中所列的计算结果。

表 2.1 节点 SC-0 单调加载的计算结果

节点编号	破坏荷载 P_u/kN	破坏位移 Δ_u/mm	屈服荷载 P_y/kN	屈服位移 Δ_y/mm	位移延性系数 $\mu(\mu = \Delta_u / \Delta_y)$
SC-0	1506.6	292.1	1054.6	51.5	5.67

如表 2.1 所列，即为节点 SC-0 单调加载后的位移延性计算结果。从中可知，节点 SC-0 的破坏荷载 P_u 为 1506.6kN ，对应的破坏位移 Δ_u 为 292.1mm ，则其屈服荷载 P_y 为 1054.6kN ，对应的屈服位移 Δ_y 为 51.5mm 。由此可以计算出节点 SC-0 的位移延性系数为 5.67，大于 4，满足我国相关规范要求。

为方便与下文的塑性铰外移型节点进行比较，选择图 2.7 中所示 A 点时的应力分布，如图 2.8(b) 所示。在 A 点时刻，节点模型已处于塑性阶段，梁端位移为 290mm 。从图中能够清楚看到，除梁端和柱顶的加载处以外，与柱连接处的梁端应力集中最大。这一应力分布情况，正是未进行任何塑性铰外移设计的普通内隔板式钢管混凝土节点实际受力一定程度上的反应。由于梁柱连接处的焊缝容易发生脆性断裂，故而应力集中在梁柱连接处的情况十分不利，极易造成节点脆性破坏。

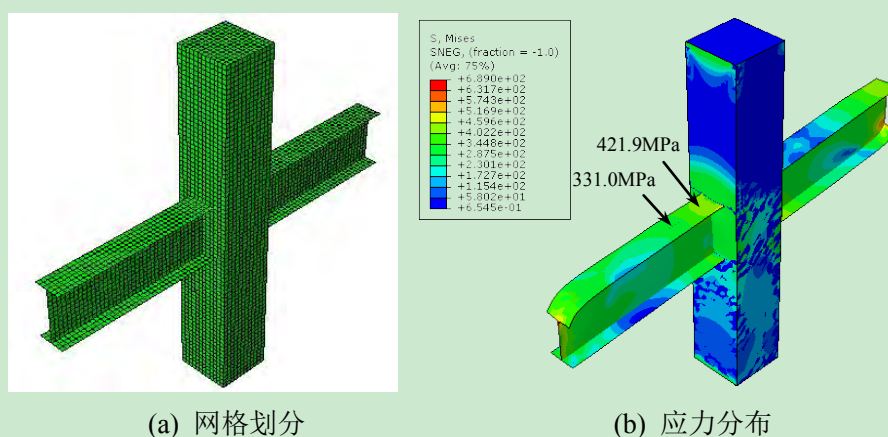


图 2.8 节点 SC-0 网格划分和 A 点时 Mises 应力云图

下面为更清楚的了解节点 SC-0 两大组成部分的应力分布情况，将分别对节点核心混凝土和钢管柱钢梁在 A 点时刻的应力进行分析。

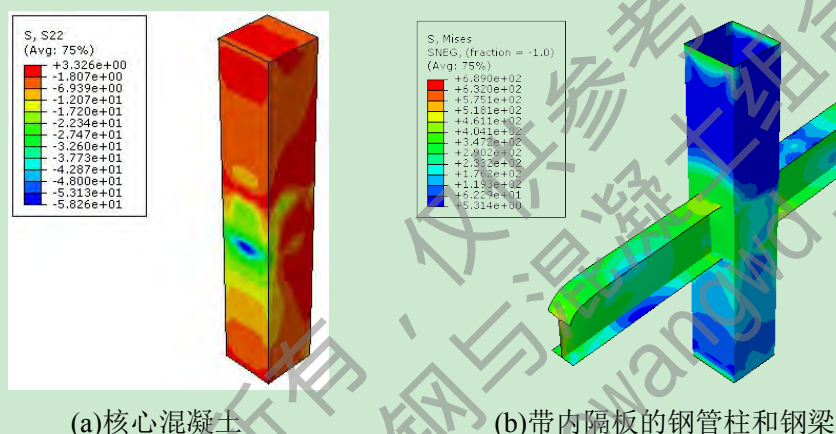


图 2.9 节点 SC-0 核心混凝土和钢梁柱的应力分布图

如图 2.9(a)所示的就是方钢管混凝土节点 SC-0 核心混凝土在 A 点时刻的应力分布情况，可见核心混凝土中下段靠近梁的区域应力偏大，最大压应力值达到 58.26kN/mm，其主要原因一方面是柱底边界约束较强，另外是柱和梁的约束，使得核心混凝土下段区域也不能自由变形。

图 2.9(b)为节点 SC-0 带内隔板的钢管柱和钢梁在 A 点时刻的应力分布图。应力从梁受荷载一端传递到与柱连接一端，继而传递给钢管柱和内隔板。因为与柱连接处的梁会受到柱和内隔板的约束，所以与柱连接处的梁端应力集中最大。由图 2.9(b)可以看出，节点 SC-0 到达塑性段 A 点时，最大应力依然集中在梁柱连接处，这样破坏就将会发生在梁柱连接处，节点破坏。

2.4.2 往复加载分析

2.4.2.1 往复加载制度

其他条件不变，将对梁端施加的单调荷载改为往复荷载进行计算，根据 ATC-24 (1992) [85]所给的建议，加载制度如图 2.10 所示：采用位移控制加载，试件屈服前按照 $0.25\Delta_y$ 、 $0.5\Delta_y$ 、 $0.7\Delta_y$ 加载，每级循环 2 圈；试件屈服后按照 $1.0\Delta_y$ 、 $1.5\Delta_y$ 、 $2.0\Delta_y$ 、 $3.0\Delta_y$ 、 $5.0\Delta_y$ 、 $7.0\Delta_y$ 、 $8.0\Delta_y$ 、 $9.0\Delta_y$ 、 $11.0\Delta_y$ ……加载，对于屈服后的前 3 级（即 $1.0\Delta_y$ 、 $1.5\Delta_y$ 、

2.0 Δ_y) 每级循环 3 周, 其余的每级循环 2 周。

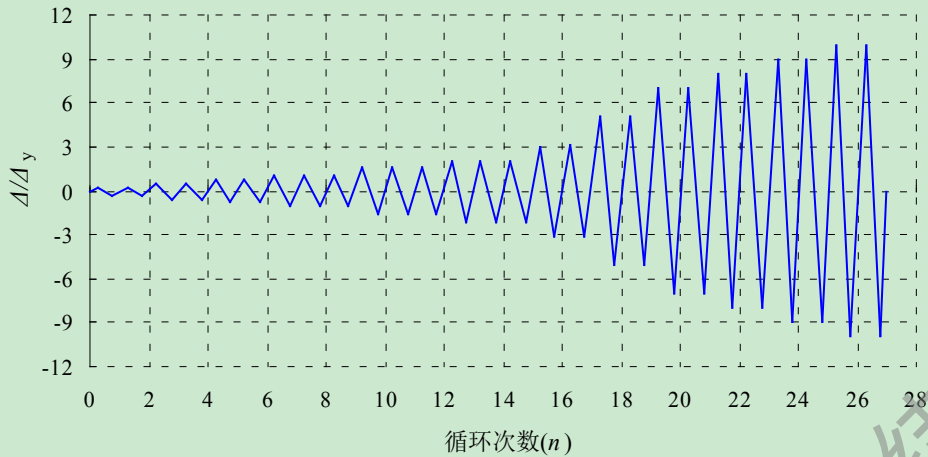


图 2.10 往复荷载加载制度

2.4.2.2 材料本构关系

对于往复荷载作用下的应力-应变关系, 钢材多采用的是如图 2.11 所示的双折线随动强化模型 (李威, 2011^[57])。其中, f_y 和 f_u 分别为钢材的屈服强度和抗拉强度, E_s 为钢材的弹性模量。

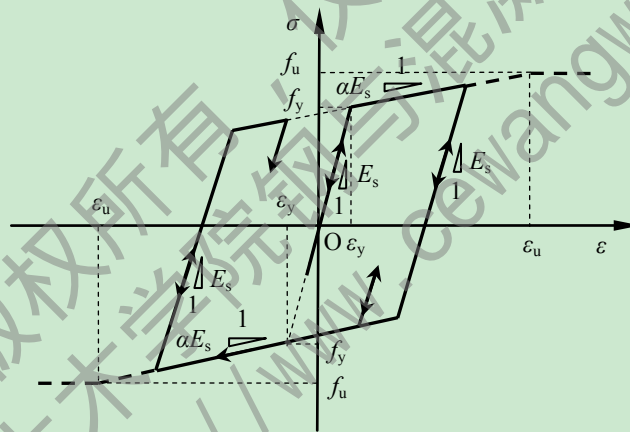


图 2.11 钢材应力-应变关系示意图

在钢材的应力未达到屈服强度 f_y 时, 钢材处于弹性阶段, 其应力-应变服从弹性加载卸载准则, 弹性模量为 E_s 。当应力超过 f_y 之后, 钢材开始进入弹塑性阶段, 有一定的强化, 其强化阶段的模量为 αE_s , 系数 α 通常取 0.01。卸载时, 钢材的模量与弹性段相同, 都为 E_s 。当应力达到钢材的抗拉强度 f_u 时, 钢材的强度将不再升高, 其对应的应变 ε_u 可以用式 (2-4) 来表示。

$$\varepsilon_u = \frac{f_y}{E_s} + \frac{(f_u - f_y)}{\alpha E_s} \quad (2-4)$$

混凝土塑性损伤模型可用于循环加载, 且具有良好的收敛性 (庄茁等, 2009^[92])。故在往复加载模拟时, 模型依然采用混凝土塑性损伤模型。

2.4.2.3 往复加载结果分析

按照 2.4.2.1 中叙述的往复加载制度, 对未进行塑性铰外移改造设计的普通内隔板式

钢管混凝土-钢梁节点 SC-0 进行梁端往复加载, 得到滞回曲线如图 2.12 所示。

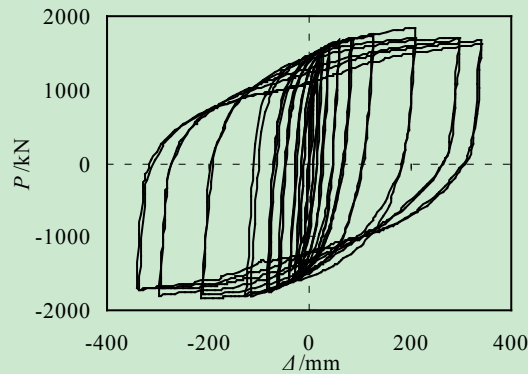


图 2.12 SC-0 往复荷载下的梁端荷载-位移滞回曲线

强度退化, 指的是结构或构件在位移幅值不变的情况下, 其承载力随着往复加载次数的增大而减小的特性 (王文达, 2006^[52])。刚度退化, 是指结构或构件在位移不断增大时, 其刚度逐环降低的特性。而从图 2.12 的滞回曲线中, 就可以清楚看到, 往复荷载作用下节点 SC-0 发生了明显的强度退化和略微的刚度退化。

与单调加载情况下相比, 节点 SC-0 在往复加载情况下的梁端承载力下降更快, 说明在往复荷载作用下, 节点因为塑性变形的积累, 引起局部屈服的现象越发明显, 从而造成了上一段所述强度和刚度的退化现象。

发生地震时, 地震将能量输入到结构中, 结构便产生一个吸收和耗散能量的过程, 当结构进入弹塑性状态时, 主要由构件的耗能能力决定结构的抗震性能。在滞回曲线中, 加载段荷载-位移曲线包围的面积可反映结构吸收能量的大小 (即结构所产生的应变能); 卸载段荷载-位移曲线包围的面积则反映的是结构耗散能量的大小。能量的耗散, 其实就是通过材料的局部损伤或内摩阻, 将能量转化为热能消散到空间中。结构能够耗散的能量越多, 则发生破坏的可能性就越小 (王文达, 2006^[52])。

结构构件的耗能能力, 以其荷载-位移滞回曲线所包围的面积 (如图 2.13 所示) 来作为衡量的标准。一般说来, 曲线滞回环越饱满, 包围面积越大, 则耗散的能量越多, 结构构件的耗能能力越强。

本文所述节点 SC-0 的耗能表现为梁端往复荷载所做的功, 即图 2.13 中梁端荷载-位移滞回曲线所包围的面积。

耗能能力作为研究结构抗震性能的重要指标, 其能否被准确的评估认定便普遍被人们所关注和研究。许多研究者为更科学的反映结构构件的耗能能力, 提出了很多不同的量化指标, 如能量耗散系数、能量系数、功比系数以及等效粘滞系数等。本文将采用颇具代表性且应用较多的等效粘滞系数 h_e 和能量耗散系数 E , 来作为本文所研究节点耗能能力的评估标准。

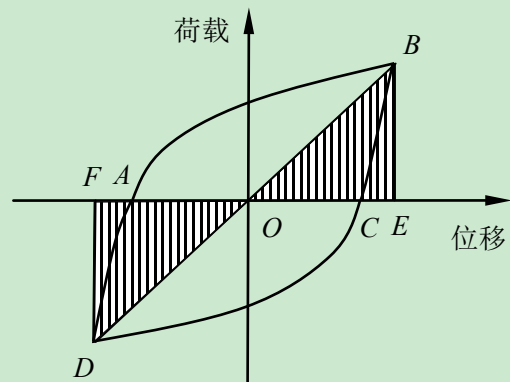


图 2.13 荷载-位移曲线滞回环

如图 2.13 所示，滞回环的等效粘滞系数 h_e 的表达式为：

$$h_e = \frac{1}{2\pi} \frac{S_{ABC} + S_{CDA}}{S_{OBE} + S_{ODF}} \quad (2-5)$$

能量耗散系数 E 指的是构件在一个滞回环的总能量与弹性能的比值，即：

$$E = \frac{S_{ABC} + S_{CDA}}{S_{OBE} + S_{ODF}} = 2\pi \cdot h_e \quad (2-6)$$

根据公式 (2-5) 和 (2-6)，可计算得节点 SC-0 达到极限状态时滞回环的等效粘滞系数 h_e 和能量耗散系数 E 。如表 2.1 所示，为节点 SC-0 的耗能指标（以达到 $0.85P_u$ 的破坏荷载时的滞回环为截止点）。

表 2.2 节点 SC-0 的耗能指标

节点编号	总耗能(kN·m)	等效粘滞系数 h_e	能量耗散系数 E
SC-0	1089.803	0.348	2.185

由表 2.1 可以清楚的看到，未进行任何特殊设计的普通节点 SC-0，在达到破坏荷载的滞回环的耗能总量为 1088.673kN·m，等效粘滞系数 h_e 为 0.522，耗能系数 E 为 3.282。而图 2.12 显示节点 SC-0 的梁端位移-荷载滞回曲线饱满，没有捏缩现象，说明其具有较好的抗震性能。

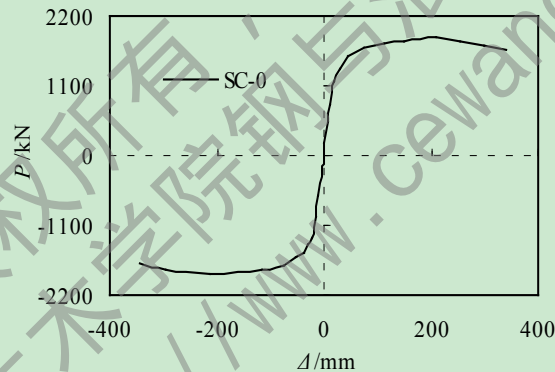


图 2.14 节点 SC-0 的滞回骨架曲线

为更清楚的了解普通钢管混凝土节点 SC-0 在往复荷载作用下的延性，提取图 2.12 中滞回曲线的骨架曲线，如图 2.14 所示。很据计算结果，我们可以知道，往复荷载作用下，节点 SC-0 的破坏荷载 $P_u=1829.2\text{kN}$ ，对应破坏位移 $\Delta_u=211.3\text{mm}$ ，屈服荷载 $P_y=1535.0\text{kN}$ ，对应屈服位移 $\Delta_y=39.7\text{mm}$ ，计算得其位移延性系数 $\mu=5.32>4$ ，满足我国相关规范要求。

图 2.15 为梁端往复位移荷载达到正向 290mm 时，节点 SC-0 核心混凝土轴向应力 S22 的分布情况。由图可见，在往复荷载作用下，核心混凝土与单调荷载作用下一样，仍然以压应力为主，且应力较大区域还是集中在靠近钢梁受压翼缘部分。

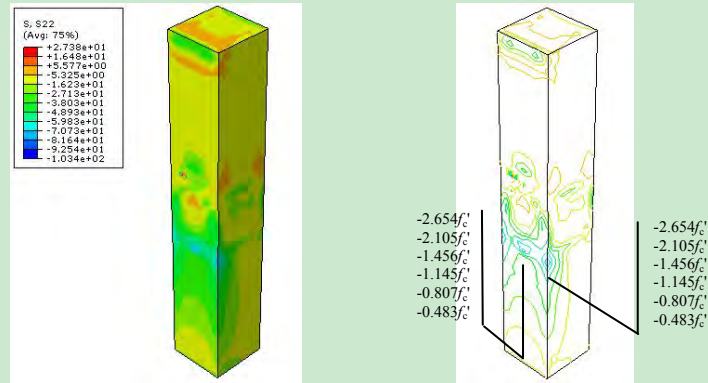


图 2.15 节点 SC-0 核心混凝土的应力分布

由图 2.15 可以看到,核心混凝土在靠近内隔板和钢梁受压翼缘的地方应力等值线较密集,其他地方的应力等值线分布则较为稀疏。除局部应力集中外,此时核心混凝土的最大压应力达到 $-2.654f'_c$,最小压应力为 $-0.483f'_c$,其中 $f'_c=33.2\text{kN/mm}$ 。

综上所述,未进行塑性较外移设计的普通内隔板式钢管混凝土柱-钢梁节点具有很好的耗能能力,抗震性能良好,但是其梁柱连接处的应力集中却依然不能被我们忽略,此处形成的塑性区是造成节点发生脆性破坏的重要原因。因此本文将在该普通节点的基础上,对塑性较外移型节点展开研究。

2.5 本章小结

本章主要做了以下几方面的工作:

(1) 从核心混凝土和钢材的本构关系模型的选取、分析步的创建、界面相互作用的定义、边界条件及施加荷载的定义、单元类型的定义和网格的划分等方面介绍了建模过程。将有限元软件 ABAQUS 建立钢管混凝土柱-钢梁节点模型的过程清晰有条理地进行阐述。

(2) 为本文验证建模方法的合理有效性,选取几个有代表性的试验研究作为模拟对象,将模拟结果与试验结果进行比对,结果发现,计算曲线与试验曲线吻合较好。说明本章中介绍的建模方法可以运用到下一步数值模拟分析中。

(3) 设计一个普通内隔板式的钢管混凝土柱-钢梁节点作为典型节点,采用上述建模方法建立该节点的数值模型进行分析,研究其力学性能,为下文研究的塑性较外移型节点提供参照比较的对象。

第 3 章 塑性铰外移型钢管混凝土柱-钢梁节点力学性能

3.1 概述

随着钢管混凝土的发展，塑性铰外移型钢管混凝土柱-钢梁节点在实际工程中的应用越来越广泛，但是对此类节点的研究相对来说依然较少，缺乏系统的研究理论。本文将应用 ABAQUS 软件，分别对削弱型和加强型等两大类塑性铰外移型的钢管混凝土柱-钢梁节点进行模拟分析，研究其力学性能。为实际工程中的塑性铰外移型钢管混凝土柱-钢梁节点设计提供参考，为今后的研究提供帮助。

3.2 梁端翼缘削弱型内隔板节点的力学性能分析

虽然近年来学者们对削弱型节点的研究较为显著，但是很多深入研究都还局限在钢结构节点方面，在钢管混凝土结构节点方面的研究较少，更没有钢管混凝土翼缘削弱型节点的削弱尺寸的相关规范。削弱参数中，削弱深度是影响削弱截面能否形成塑性铰最大的因素。因此，下面将利用有限元分析方法，从削弱深度对此类节点受力性能的影响着手，对削弱深度的取值范围进行研究，以期为工程应用提供参考。

为验证所取削弱参数是否能达到塑性铰外移的目的，首先依据目前钢框架梁柱节点中的梁翼缘削弱规则对方钢管混凝土柱-钢梁内隔板节点进行削弱，并研究其力学性能。若该削弱后的节点能够符合塑性铰外移型节点的要求，则确定为的典型基准节点试件，可在此基础上研究削弱参数。

美国钢结构学会（American Institute of Steel Construction）设计规范 ANSI/AISC358-10 (2010)^[93]提出了钢框架梁柱连接节点中削弱型节点的削弱参数，如式(3-1)~(3-3)所示：

$$a = (50\sim 70\%) b_f \quad (3-1)$$

$$b = (75\sim 85\%) h_b \quad (3-2)$$

$$c = (19\sim 25\%) b_f \quad (3-3)$$

其中， a 为柱面到削弱开始处的距离， b 为削弱的长度， c 为削弱深度， b_f 指的是钢梁翼缘宽度， h_b 指的是梁截面高度。这几个参数的具体含义，可以通过图 3.1 直观的进行表示。

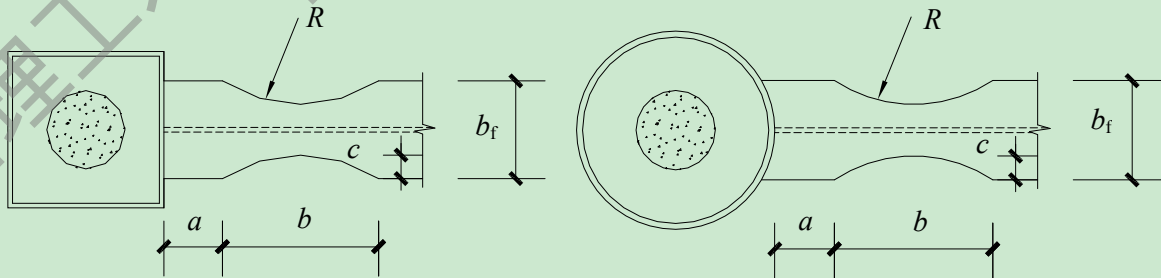


图 3.1 钢管混凝土柱-钢梁内隔板节点梁端翼缘削弱尺寸

参考公式(3-1)~(3-3)的削弱参数范围，对上一章中的普通内隔板式方钢管混凝土柱-钢梁节点 SC-0 进行梁端翼缘削弱，削弱参数取值为：削弱处距柱面距离 $a=180\text{mm}$ （即

$0.72b_f$), 削弱长度 $b=400\text{mm}$ (即 $0.80h_b$), 削弱深度 $c=55\text{mm}$ (即 $0.22b_f$)。节点的其他参数不变, 模型编号为 SR-0, S 代表方钢管 (Square Steel Tube), R 代表翼缘削弱型节点 (Reduced Beam Section Connection)。

3.2.1 单调加载分析

与节点 SC-0 相同, 以 40mm 为单位对翼缘削弱型节点 SR-0 进行整体网格划分, 之后先对节点柱顶施加 1000kN 的竖向恒载, 再对节点梁端施加两个反对称的 300mm 单调位移荷载。

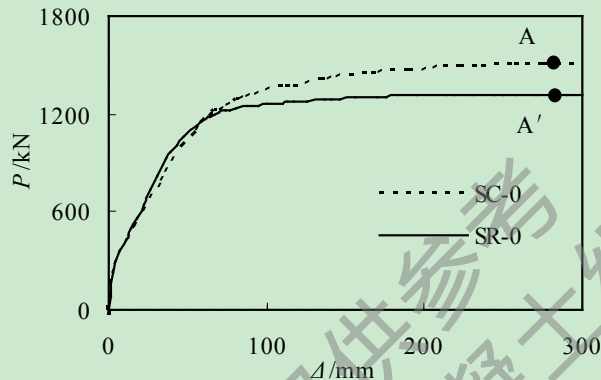
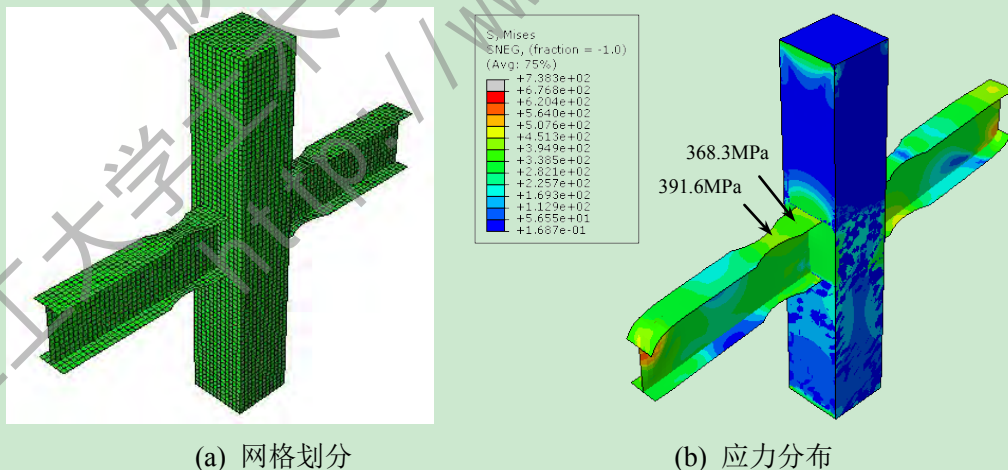


图 3.2 SC-0 和 SR-0 梁端荷载-位移曲线对比图

如图 3.2 所示, 即为节点 SC-0 和 SR-0 单调加载后所得的梁端荷载-位移曲线。对比图中的两条曲线, 可以发现, 加载过程中, 两个节点在弹性阶段的表现没有太大差别。但是随着荷载的增加, 节点 SR-0 屈服的速度较节点 SC-0 的要快, 更早达到屈服点。从图中还可以看到, 节点 SR-0 的承载力相对于节点 SC-0 的承载力有明显降低。因此, 我们能够通过该图直观的判断, 对普通内隔板式钢管混凝土柱-钢梁节点进行梁端翼缘削弱后, 会降低节点的屈服点和承载力。



(a) 网格划分

(b) 应力分布

图 3.3 SR-0 的网格划分和塑性阶段 Mises 应力云图

翼缘削弱型节点 SR-0 的网格划分情况如图 3.3(a)所示, 其处于图 3.2 中 A'点时刻的 Mises 应力分布情况如图 3.2 所示, A'时节点处于塑性阶段, 梁端位移 $\Delta=290\text{mm}$ 。从图 3.3(b)明显可以看出, 节点 SR-0 的塑性区离开梁柱连接处, 转移到梁翼缘最大削弱处, 并在此处形成塑性铰, 从而使破坏转移到梁上, 有效地保护了节点, 满足“强柱弱梁”

的抗震要求。

表 3.1 SC-0 和 SR-0 单调加载的计算结果

编号	破坏荷载 P_u/kN	破坏位移 Δ_u/mm	屈服荷载 P_y/kN	屈服位移 Δ_y/mm	位移延性系数 $\mu(\mu=\Delta_u/\Delta_y)$	削弱深度 c/mm	承载力 下降比
SC-0	1506.6	292.1	1054.6	51.5	5.67	0	0
SR-0	1322.5	290.4	925.8	36.8	7.89	55(0.22b _f)	12.2%

根据表 3.1 的数据可以看出, 两个节点的位移延性系数均大于 4, 满足我国相关规范的要求。节点 SR-0 的极限荷载较节点 SC-0 的小 12.2%, 但它的位移延性系数高于节点 SC-0, 说明狗骨式内隔板节点 SR-0 的极限承载力虽较普通内隔板节点 SC-0 略有降低, 但其延性和抗震性能却要优于节点 SC-0。

3.2.2 往复加载分析

同样其他条件不变, 将对梁端施加的单调荷载改为往复荷载进行计算, 采用 2.4.2.1 中叙述的往复加载制度, 得到 SR-0 的滞回曲线如图 3.4 所示。

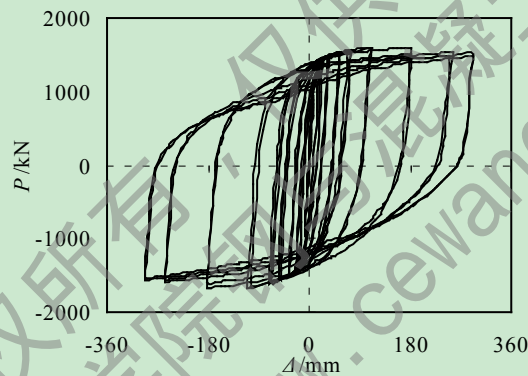


图 3.4 SR-0 往复荷载作用下滞回曲线

根据滞回曲线, 可计算得节点 SR-0 达到极限状态时滞回环的等效粘滞系数 h_e 和能量耗散系数 E 。如表 3.3 所示, 为节点 SR-0 的耗能指标。

表 3.2 节点 SC-0 和 SR-0 的耗能指标

节点编号	总耗能(kN·m)	等效粘滞系数 h_e	能量耗散系数 E
SC-0	1089.803	0.348	2.185
SR-0	859.061	0.343	2.156

从表 3.2 可以看到, 翼缘削弱型节点 SR-0 耗能总量为 978.899kN·m, 与普通节点 SC-0 相比, 减少了 109.774kN·m。其等效粘滞系数为 0.450, 比节点 SC-0 小了 0.072, 而能量耗散系数减小了 0.455。总的来说, 节点 SR-0 这一系列的耗能指标较节点 SC-0 的均有所降低, 但是降低的幅度并不是很大。图 3.4 中呈现的节点 SR-0 梁端位移-荷载滞回曲线饱满, 没有捏缩现象。

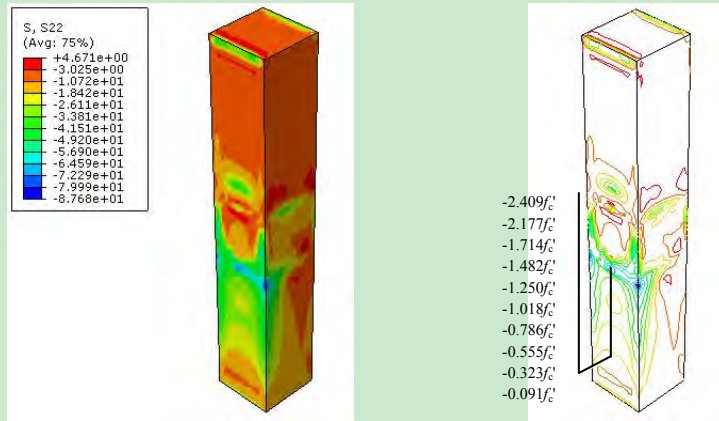


图 3.5 节点 SR-0 核心混凝土的应力分布

图 3.5 为梁端往复位移荷载达到正向 290mm 时, 节点 SR-0 核心混凝土轴向应力 S22 的分布情况。与普通节点 SC-0 相似, 在往复荷载作用下, 核心混凝土只有小部分区域呈现受拉应力状态, 绝大部分区域为压应力, 且应力较大区域还是集中在靠近钢梁受压翼缘部分。核心混凝土在靠近内隔板和钢梁受压翼缘的地方应力等值线较密集, 其他地方的应力等值线分布则较为稀疏。忽略局部应力集中, 我们可以看到, 此时核心混凝土的最大压应力达到 $-2.409f'_c$, 最小压应力为 $-0.091f'_c$ (其中 $f'_c=33.2\text{kN/mm}^2$)。与普通节点 SC-0 相比, 其应力最大和最小值也均有降低现象, 但降幅较小。

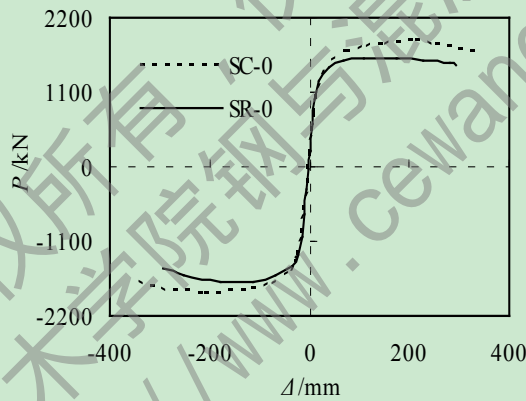


图 3.6 SC-0 和 SR-0 滞回骨架曲线

如图 3.6 所示的即为翼缘削弱型节点 SR-0 和节点 SC-0 的滞回骨架曲线。由图我们可以看出, 节点 SR-0 的梁端极限承载力较节点 SC-0 的有所降低, 但进入塑性段之后, 节点 SR-0 承载力下降较平缓, 因此可以粗略判断节点 SR-0 的延性要好一些。下面我们通过具体数值来比较两个节点的位移延性。

表 3.3 SC-0 和 SR-0 往复加载的延性

编号	破坏荷载 P_u/kN	破坏位移 Δ_u/mm	屈服荷载 P_y/kN	屈服位移 Δ_y/mm	位移延性系数 $\mu(\mu=\Delta_u/\Delta_y)$	削弱深度 c/mm	承载力下降比
SC-0	1829.2	211.3	1535.0	39.7	5.32	0	0
SR-0	1597.4	180.6	1343.5	29.3	6.17	55	12.7%

由表 3.3 可以明显看到, 在施加往复荷载条件下, 翼缘削弱型节点 SR-0 的梁端极限承载力虽较普通节点 SC-0 有 12.7% 的小幅下降, 但其位移延性系数却有提高, 说明

其延性更好。

综上所述,对普通钢管混凝土内隔板节点进行梁端削弱以后,节点的总耗能、等效粘滞系数、能量耗散系数和梁端极限荷载出现小幅减小现象,但其位移延性系数却能够得到大幅提高,滞回曲线也依然饱满,说明翼缘削弱后的节点延性更好,同时具有很强的耗能能力,抗震性能良好。

3.2.3 削弱深度的研究

根据以上所得数据结果,我们可以知道,方钢管混凝土柱-翼缘削弱型钢梁内隔板节点 SR-0 所取的削弱参数满足塑性铰外移型节点的要求,可以用节点 SR-0 的削弱参数来做标准数据,对削弱深度的取值进行进一步研究。分别以削弱深度 c 取值 40mm ($0.16b_f$)、45mm ($0.18b_f$)、47.5mm ($0.19b_f$)、50mm ($0.20b_f$)、60mm ($0.24b_f$)、62.5mm ($0.25b_f$)、65mm ($0.26b_f$)、70mm ($0.28b_f$),其它参数不变,建立 8 个翼缘削弱型节点模型进行相同情况的加载模拟,节点编号为 SR-1~SR-8。

3.2.3.1 单调加载

采用与节点 SR-0 相同的加载方式对各翼缘削弱型节点进行单调加载,得到如图不同的梁端荷载-位移曲线。由于削弱深度尺寸相近节点的梁端荷载-位移曲线差别不大,故只选择节点 SR-1、SR-4、SR-6 和 SR-8 作为代表,将各节点的梁端荷载-位移曲线曲线反映在图 3.7 中。

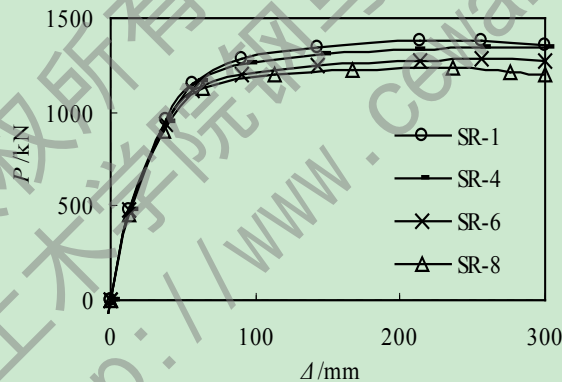


图 3.7 SR-1~SR-8 的梁端荷载-位移曲线

观察图 3.7 可以发现,各翼缘削弱型节点的弹性阶段均没有表现出很大的不同,削弱深度的变化对节点刚度的影响不大。而随着削弱深度的增大,节点的屈服点会降低,其承载力也会随之下降。

各个翼缘削弱型节点应力在塑性段均有不同表现,选择节点模型位移加载进行到 290mm 左右时的应力状态进行对比分析,此时各节点均已进入塑性段。如图 3.8 所示,即为翼缘削弱型节点 SR1~SR8 在此刻的 Mises 应力云图。

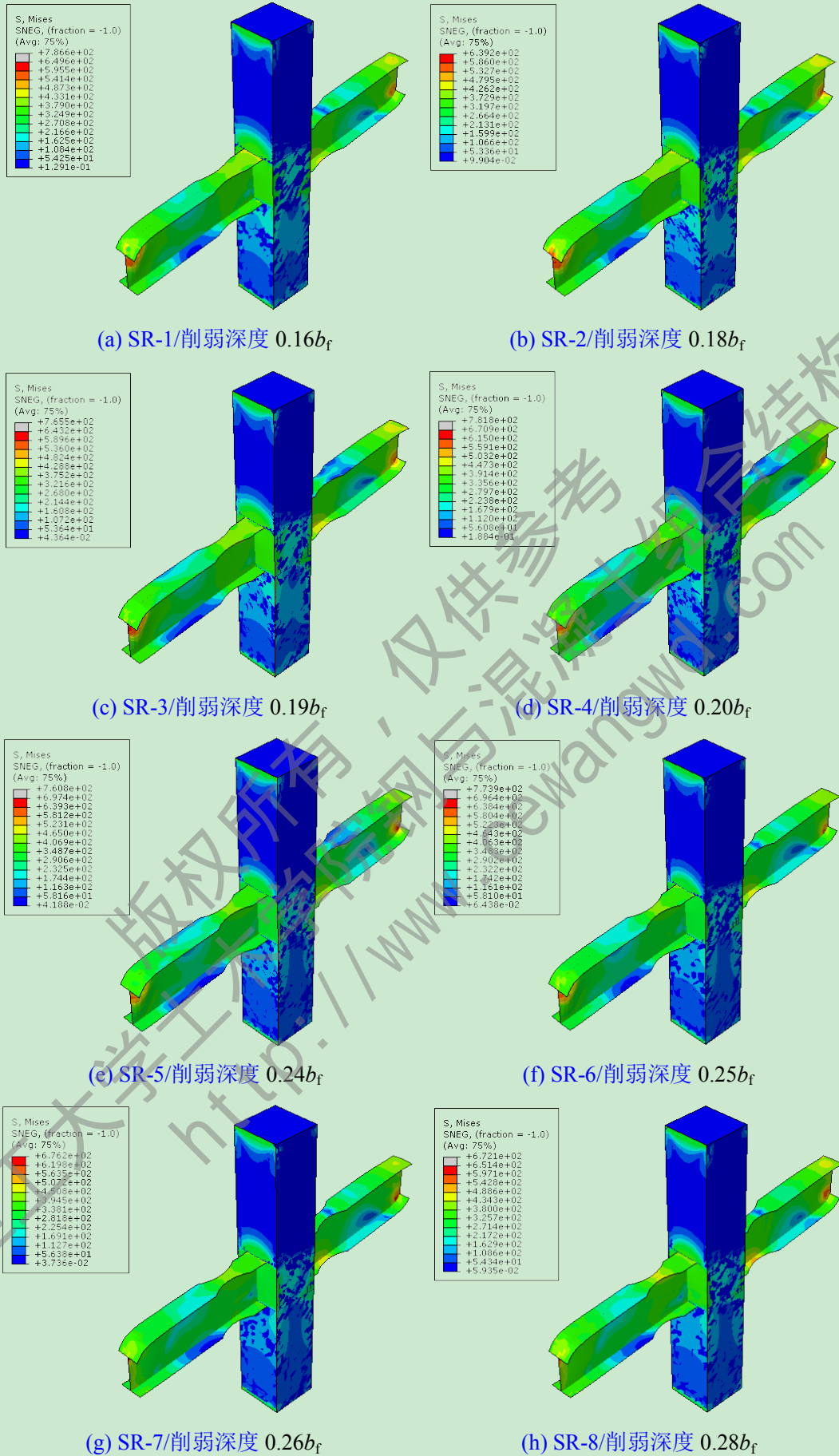


图 3.8 各削弱型节点塑性阶段 Mises 应力云图

对比图 3.8 中各图可以看出, 随着节点钢梁翼缘削弱深度的增大, 应力集中到梁翼缘最大削弱处的现象会更加明显。节点 SR-1 和 SR-2 在进入塑性阶段后, 应力还是在梁翼缘与柱面连接处, 并不能达到塑性铰外移的目的; 节点 SR-3 塑性段时应力集中刚好可以离开柱面, 可以达到塑性铰外移的要求, 但是外移效果并不是很理想; 而节点 SR-4~SR-8 却能在进入塑性段后, 使应力明显的集中在梁翼缘最大削弱处, 并最终在此处形成塑性铰, 有效地实现了塑性铰的外移。由此可见, 对于带内隔板的钢管混凝土柱-钢梁狗骨式节点来说, 其削弱处的深度最好不应小于 $0.2b_f$, 这样才能达到良好的塑性铰外移效果。

表 3.4 SR-1~SR-8 单调加载的模拟结果

编号	破坏荷载 P_u/kN	破坏位移 Δ_u/mm	屈服荷载 P_y/kN	屈服位移 Δ_y/mm	位移延性系数 $\mu(\mu=\Delta_u/\Delta_y)$	削弱深度 c	承载力 下降比
SC-0	1506.6	292.1	1054.6	51.5	5.67	0	0
SR-1	1380.3	238.4	966.2	38.8	6.14	$0.16b_f$	8.3%
SR-2	1362.9	247.8	954.0	38.0	6.52	$0.18b_f$	9.5%
SR-3	1354.8	281.5	948.4	37.8	7.45	$0.19b_f$	10.1%
SR-4	1344.4	271.4	941.1	37.5	7.23	$0.20b_f$	10.8%
SR-5	1289.5	259.3	902.7	35.9	7.22	$0.24b_f$	14.4%
SR-6	1280.1	256.2	896.1	35.7	7.18	$0.25b_f$	15.0%
SR-7	1267.0	248.4	886.9	34.9	7.12	$0.26b_f$	15.9%
SR-8	1237.4	212.8	866.2	34.5	6.17	$0.28b_f$	17.9%

表 3.4 为对各个翼缘狗骨式削弱型节点单调加载后, 所得结果的简单汇总。根据表 3.4 中统计的数据, 与表 3.1 中的数据进行对比, 可以很明显的看出, 8 个削弱型节点的位移延性系数均高于普通节点, 说明梁翼缘削弱型内隔板式节点的延性较普通内隔板式节点的要好, 具有良好的抗震性能。

同时, 从表 3.4 中也可以看出, 节点 SR-6、SR-7 和 SR-8 极限承载力较普通节点 SC-0 下降的幅度均已不低于 15%, 说明削弱深度超过 $0.25b_f$ 后, 节点的承载力也将会受到极大的不利影响。

3.2.3.2 往复加载

选取翼缘削弱型节点 SR-1、SR-4、SR-6 和 SR-8 为代表, 将对梁端施加的单调荷载改为往复荷载, 边界条件和其他加载条件不变, 采用 2.4.2.1 中叙述的往复加载制度进行计算, 可以得到这 4 个翼缘削弱型节点的滞回曲线, 如图 3.9 所示。

由图 3.9 可以看到, 节点 SR-1、SR-4、SR-6 和 SR-8 的滞回曲线都比较饱满, 没有捏缩现象, 能够直观地表明 4 个节点均有良好的抗震性能。

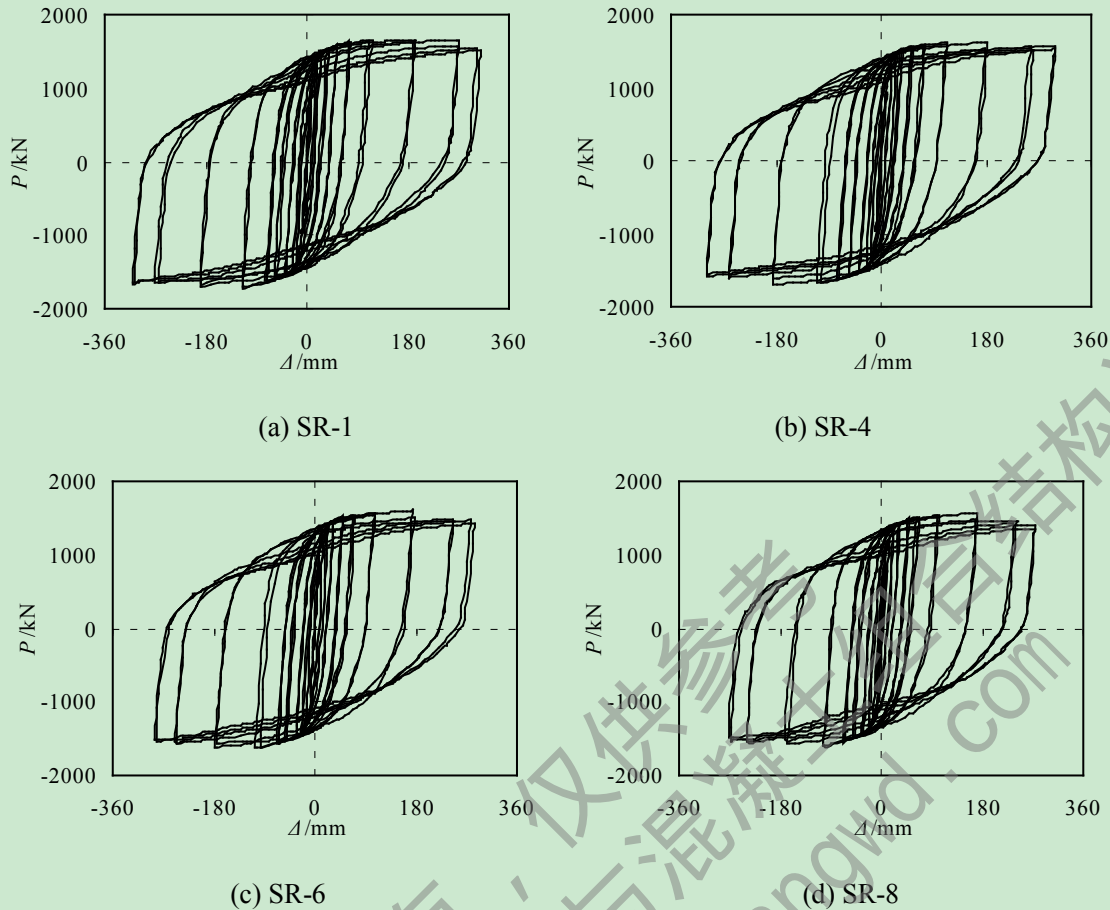


图 3.9 节点 SR-1~SR-8 的滞回曲线

根据所得滞回曲线,可计算出节点 SR-1~SR-8 达到极限状态时滞回环的等效粘滞系数 h_e 和能量耗散系数 E 。如表 3.5 所示,即为节点 SR-1~SR-8 的耗能指标。

表 3.5 节点 SR-1、SR-4、SR-6 和 SR-8 的耗能指标

节点编号	总耗能/(kN·m)	等效粘滞系数 h_e	能量耗散系数 E	削弱深度 c	总耗能下降比
SC-0	1089.803	0.348	2.185	0	0
SR-1	947.837	0.346	2.173	$0.16b_f$	13.0%
SR-4	883.791	0.346	2.172	$0.20b_f$	18.9%
SR-6	809.877	0.343	2.153	$0.25b_f$	25.7%
SR-8	758.774	0.350	2.201	$0.28b_f$	30.4%

通过表 3.5 中不同削弱深度节点的耗能指标,可以看到,节点的等效粘滞系数在 0.35 左右浮动,且都大于 0.34,能量耗散系数均大于 2.15,且变化也不明显。由此可见,梁翼缘削弱深度的变化,对节点等效粘滞系数和能量耗散系数的影响都不大。但与此同时,我们也不难发现,节点的总耗能却会随着削弱深度的增大而减小。当削弱深度达到 $0.25b_f$ 时,总耗能已经减小至接近 $800\text{kN}\cdot\text{m}$;当削弱深度为 $0.28b_f$ 时,总耗能已经跌破 $800\text{kN}\cdot\text{m}$,降至 $758.774\text{kN}\cdot\text{m}$,较节点 SC-0 的总耗能降低了 30.4%。因此,建议节点梁翼缘的削弱深度不宜超过 $0.25b_f$,否则将严重降低节点的总耗能。

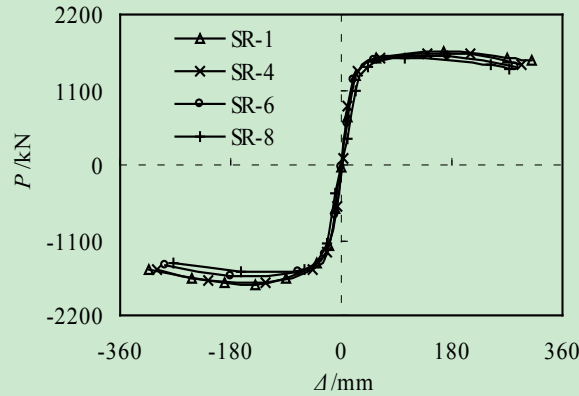


图 3.10 节点 SR-1~SR-8 的滞回骨架曲线

提取图 3.9 中各个翼缘削弱型节点滞回曲线的骨架曲线，并与普通节点 SC-0 比较，如图 3.10 所示。与节点单调加载所得的梁端 $P-\Delta$ 曲线相似，随着钢梁端翼缘削弱深度的增加，节点的刚度和梁端承载力逐渐降低。而往复荷载作用下，节点 SR-1、SR-4、SR-6 和 SR-8 的延性表现如何，下面就通过具体数值来了解一下。

表 3.6 SC-0 和 SR-1~SR-8 往复加载的延性

编号	破坏荷载 P_u/kN	破坏位移 Δ_u/mm	屈服荷载 P_y/kN	屈服位移 Δ_y/mm	位移延性系数 $\mu(\mu=\Delta_u/\Delta_y)$	削弱深度 c	承载力下降比
SC-0	1829.2	211.3	1535.0	39.7	5.32	0	0
SR-1	1624.3	198.2	1393.5	33.1	5.99	$0.16b_f$	11.2%
SR-4	1607.0	182.8	1393.4	31.3	5.84	$0.20b_f$	12.1%
SR-6	1594.5	173.2	1355.7	30.4	5.70	$0.25b_f$	12.8%
SR-8	1563.2	169.6	1326.2	28.8	5.85	$0.28b_f$	14.5%

根据各个翼缘削弱型节点往复加载条件下的破坏位移和屈服位移，计算出它们的位移延性系数，汇总到表 3.6 中。通过对比表中统计的数据，不难发现，4 个削弱型节点的位移延性系数都比普通节点 SC-0 的高，说明梁端翼缘削弱型内隔板式节点的延性优于普通内隔板式节点，这点与单调加载情况下相同。同时，与单调加载的情况相似，4 个削弱型节点的梁端承载力会随着削弱深度 c 的增大而减小，在 c 超过 $0.25b_f$ 后，较普通节点 SC-0 的承载力有大幅下降。故而，在此也不建议梁翼缘削弱深度超过 $0.25b_f$ ，否则会对往复荷载下的节点承载力产生严重的负面影响。

综合以上一系列对翼缘狗骨式削弱型节点的有限元分析模拟研究，可以得出以下几点结论：

(1) 对梁翼缘进行狗骨式削弱，不仅符合“强柱弱梁”的抗震要求，且可明显改善普通内隔板式钢管混凝土柱-钢梁节点的延性，提高其抗震性能，并可使应力集中到梁翼缘削弱处形成塑性铰，从而达到塑性铰外移的目的，有效保护了节点，避免其发生脆性破坏。

(2) 方钢管混凝土柱-翼缘削弱型钢梁内隔板节点的削弱深度不能过小，否则应力不能集中到梁翼缘削弱处，达不到塑性铰外移的目的。根据模拟结果，建议削弱深度 c 的取值应不低于 $0.20b_f$ ，才能够有明显的塑性铰外移。

(3) 随着削弱深度的增加，方钢管混凝土柱-翼缘削弱型钢梁内隔板式节点的承载力也会随之降低，当削弱深度 c 超过 $0.25b_f$ 以后，节点承载力会大幅下降，且位移延性系数也没有所改善，因此建议削弱深度 c 的取值不应大于 $0.25b_f$ 。

3.3 直接扩翼式加强型内隔板节点的力学性能分析

直接扩翼式加强型内隔板节点也是塑性较外移型节点的一种，属于梁端加强一类，其形式如图 3.11 所示。如图 3.11 中所示， l_a 为扩翼直段长度， l_b 为扩翼圆弧段长度， b_{wf} 为扩翼宽度， R 为扩翼圆弧段曲率半径， b_f 为钢梁宽度。就目前而言，关于方钢管混凝土柱-直接扩翼式钢梁内隔板节点的研究相对较少，本节将针对扩翼尺寸对此种节点的力学性能影响展开研究，希望能从中找出相关规律，为实际工程应用提供参考。

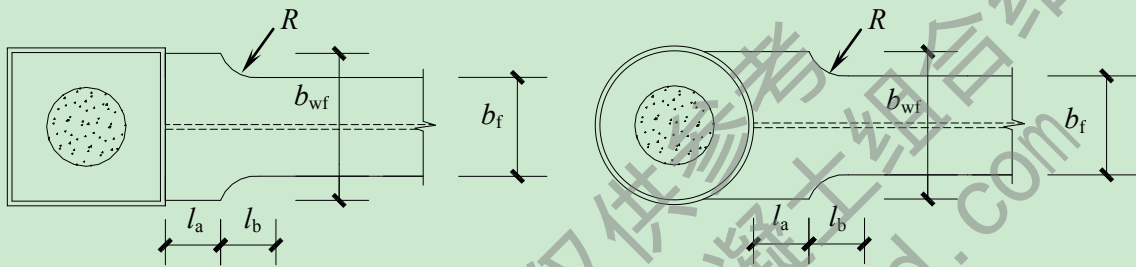


图 3.11 直接扩翼式加强型内隔板节点形式

根据 FEMA-350^[76]给出的建议，钢框架结构梁柱节点梁翼缘直接扩翼段 l_a 和 l_b 取值范围如下：

$$l_a = (0.5 \sim 0.75)b_f \quad (3-4)$$

$$l_b = (0.65 \sim 0.85)h_b/2 \quad (3-5)$$

式中， b_f 为梁翼缘宽度， h_b 为梁截面高度。

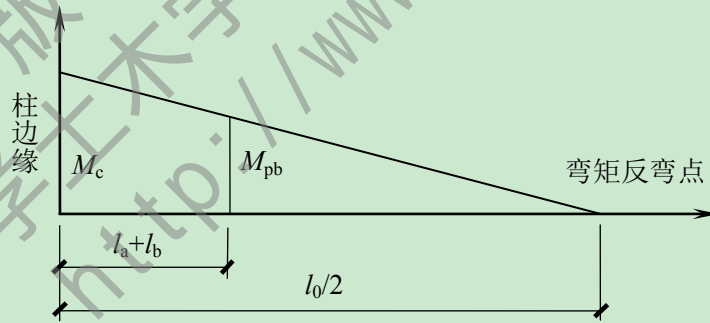


图 3.12 梁翼缘加强起始处弯矩图和柱边处弯矩的关系图

图 3.12 为梁翼缘加强起始处弯矩图和柱边处弯矩的关系图，由此图可得：

$$M_c = \frac{l_0/2}{l_0/2 - (l_a + l_b)} M_{pb} \quad (3-6)$$

式中， M_c 为梁柱连接边缘处的弯矩，可由内力分析确定； l_0 为梁的跨度； M_{pb} 为梁翼缘加强起始处的弯矩。

梁端直接扩翼段截面的极限抗弯承载力为：

$$M_f = R_y f_y [(b_{wf} - b_f)(h_b - t_f)t_f + W_{pb}] \quad (3-7)$$

为保证节点延性，节点极限承载力应大于构件的极限承载力，且需满足 $M_f \geq 1.2M_c$ 的抗震要求，故可得梁扩翼段宽度为：

$$b_{wf} \geq b_f + \frac{1.2M_c - R_y f_y W_{pb}}{R_y f_y (h_b - t_f) t_f} \quad (3-8)$$

其中， R_y 为钢材超强系数，取 1.1； f_y 为钢材屈服强度； W_{pb} 为梁截面塑性抵抗矩。

据 FEMA-350^[94] 建议，扩翼圆弧段的最小曲率半径取值范围为：

$$R_{\min} = \frac{b_{wf} - b_f}{4} + \frac{l_b^2}{b_{wf} - b_f} \quad (3-9)$$

与前文对梁翼缘削弱型节点削弱参数的研究相同，为验证所取翼缘段扩大参数是否能达到塑性铰外移的目的，我们要先依据目前钢框架梁柱节点中的梁翼缘扩大规则，对方钢管混凝土柱-钢梁内隔板节点进行梁翼缘直接扩翼，并研究其力学性能。如果该扩翼后的节点能够符合塑性铰外移型节点的要求，就确定为典型基准节点试件，并在此基础上研究扩翼段参数对节点力学性能的影响。

依照上述普通节点 SC-0 的基本尺寸，并参考公式(3-4)~(3-9)，设计一个方钢管混凝土圆弧扩翼式节点，编号为 SE-0，E 代表扩翼式节点(Enlarged Beam Section Connection)。扩翼段的扩翼尺寸为： $l_a=(125\sim 187.5)\text{mm}$ ，取 180mm； $l_b=(162.5\sim 212.5)\text{mm}$ ，取 180mm； b_{wf} 取 400mm； $R_{\min}=253.5\text{mm}$ 。

3.3.1 单调加载分析

采用上述建模方法建立方钢管混凝土节点 SE-0 模型，同样对其柱顶施加竖向恒载 $N=1000\text{kN}$ ，再对梁端施加竖向反对称位移荷载 $\Delta=300\text{mm}$ 。如图 3.13 所示，即为普通节点 SC-1 和扩翼式节点 SE-0 单调加载后的梁端荷载-位移曲线对比。

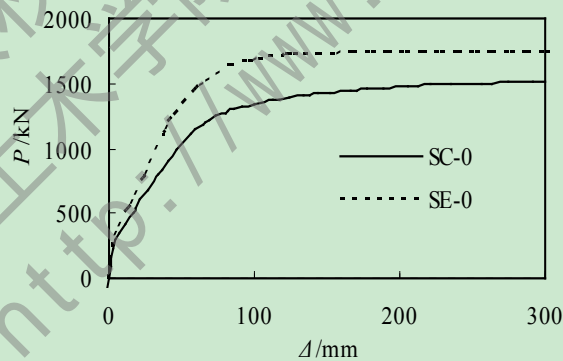


图 3.13 SC-1 和 SE-0 梁端荷载-位移曲线

由图 3.13 可以发现，两节点在弹性阶段没有表现出太大差别，随着荷载的增大，加强型节点 SE-0 屈服的速度要较普通节点 SC-0 慢，其承载力也明显高于 SC-0。

表 3.7 对扩翼式节点 SE-0 的单调加载结果做了简单汇总，并与普通节点 SC-0 加载结果进行对比。从中可以发现，直接扩翼式节点 SE-0 的位移延性系数略高于普通节点 SC-0，且其承载力较 SC-0 的高 15.7%。同时，直接扩翼式 SE-0 的位移延性系数也已大于 4，满足我国规范相关要求。由此说明，对节点梁翼缘端部进行直接扩翼，可提高节点的承载力，且位移延性系数与未进行扩翼的节点相当。

表 3.7 SC-0 和 SE-0 单调加载的计算结果

编号	破坏荷载 P_u/kN	破坏位移 Δ_u/mm	屈服荷载 P_y/kN	屈服位移 Δ_y/mm	位移延性系数 $\mu(\mu=\Delta_u/\Delta_y)$	l_a /mm	l_b /mm	b_{wf} /mm	承载力 增大比
SC-0	1506.6	292.1	1054.6	51.5	5.67	0	0	0	0
SE-0	1743.9	257.8	1220.7	43.0	6.00	180	180	400	+15.7%

如图 3.14(a)所示节点的网格划分情况，网格大小为 60mm。图 3.14(b)所示的即为节点 SE-0 在梁端位移达到 290mm 时应力分布情况，此时节点已处于塑性阶段。

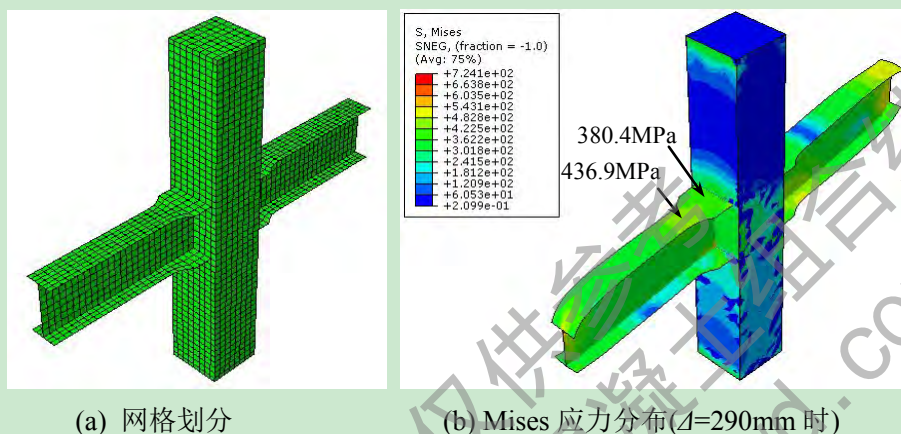


图 3.14 节点 SE-0 的网格划分和塑性阶段应力云图

由图 3.14(b)可以看出，扩翼式加强型节点 SE-0 的应力传递路径与普通节点相同，但是进入塑性段后，应力明显集中到梁变截面处，并会在形成塑性铰，实现塑性铰外移的目的。

为更清楚的了解此时节点 SE-0 各部件的应力分布情况，下面列出此刻(即 $\Delta=290mm$ 时)节点钢管柱-钢梁、核心混凝土和内隔板的应力分布，分别如图 3.15(a)~(b)所示。

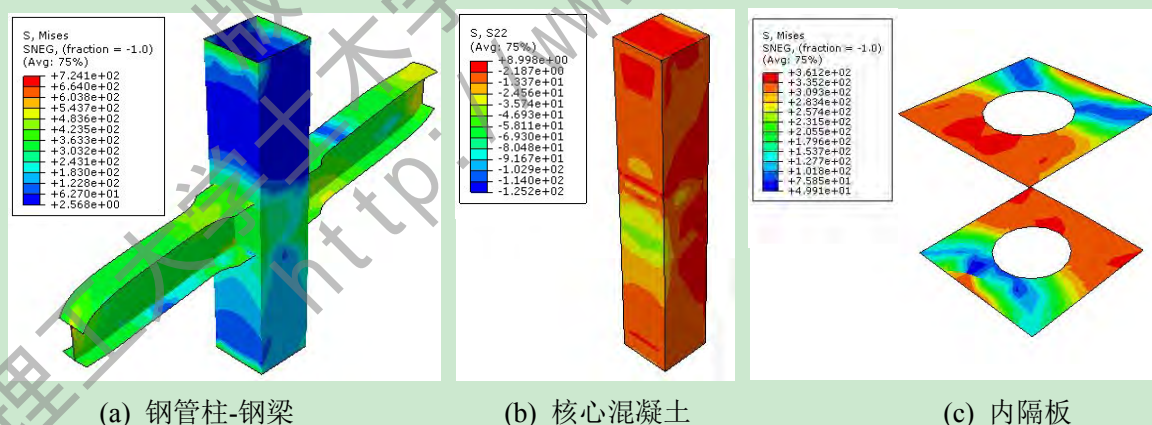


图 3.15 节点 SE-0 各部件的应力分布

由图 3.15(a)可以看出，在梁端位移荷载达到 290mm 时，钢管柱-钢梁的 Mises 应力分布情况与节点的基本相同，钢梁上应力集中于变截面处的现象很明显，由于没有核心混凝土应力的影响，钢管的应力梯度清晰可见。观察图 3.15(b)中应力分布不难发现，核心混凝土的应力大部分表现为负值，说明核心混凝土以承受压应力为主。通过混凝土左侧面应力分布，我们还可以发现，由于钢梁上翼缘处受到竖直向下的位移荷载作用，混

凝土靠近梁上翼缘处会有局部拉应力出现，靠近梁下翼缘处则出现较大的压应力。内隔板因受到钢管和钢梁的影响，呈现受拉状态，靠近受拉翼缘一侧的拉应力偏大，而靠近受压翼缘一侧的拉应力较小，正如图 3.15(c)中所呈现。

综上所述，扩翼式节点 SE-0 能在满足位移延性系数要求的前提下，不仅提高了节点的承载力，还实现了塑性铰外移的目的，达到“强节点弱构件”的抗震要求。因此节点 SE-0 也可作为标准的塑性铰外移型节点，其设计参数可用到此类节点的进一步分析研究当中。

3.3.2 往复加载分析

同样其他条件不变，将对梁端施加的单调荷载改为往复荷载，采用 2.4.2.1 中叙述的往复加载制度进行计算，得到直接扩翼式节点 SE-0 的滞回曲线，如图 3.16 所示。

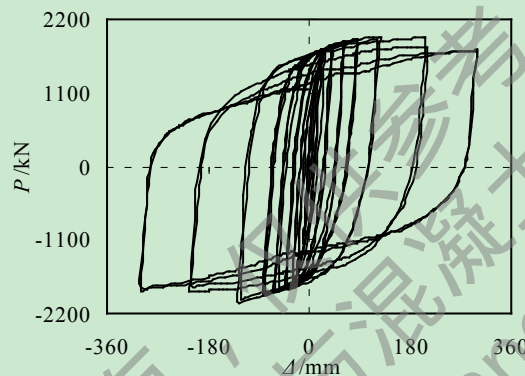


图 3.16 SE-0 往复荷载作用下滞回曲线

根据滞回曲线，可计算得节点 SE-0 达到破坏荷载时滞回环的等效粘滞系数 h_e 和能量耗散系数 E 。如表 3.8 所示，即为节点 SE-0 的耗能指标。

表 3.8 节点 SC-0、SR-0 和 SE-0 的耗能指标

节点编号	总耗能(kN·m)	等效粘滞系数 h_e	能量耗散系数 E
SC-0	1089.803	0.348	2.185
SR-0	859.061	0.343	2.156
SE-0	1113.057	0.331	2.079

从表 3.8 中可以看到，直接扩翼式节点 SE-0 达到破坏荷载时，滞回环的耗能总量为 1113.057kN·m，比普通节点 SC-0 和翼缘削弱型节点 SR-0 要大。而节点 SE-0 的等效粘滞阻尼系数 h_e 大于 0.3，能量耗散系数 E 大于 2，与普通节点 SC-0 和翼缘削弱型节点 SR-0 相当。同时图 3.16 反映的节点 SE-0 梁端位移-荷载滞回曲线饱满，没有捏缩现象。

由此我们可以知道，节点经过梁端直接扩翼之后，虽然其等效粘滞阻尼系数和能量耗散系数略有降低，但是影响不大，同时耗能总量却可以得到大大提高，滞回曲线饱满，说明其依然有良好的耗能能力，抗震性能较好。与翼缘削弱型节点相比，扩翼式节点的耗能量大占很大优势，且两者的等效粘滞阻尼系数和能量耗散系数相差不多。

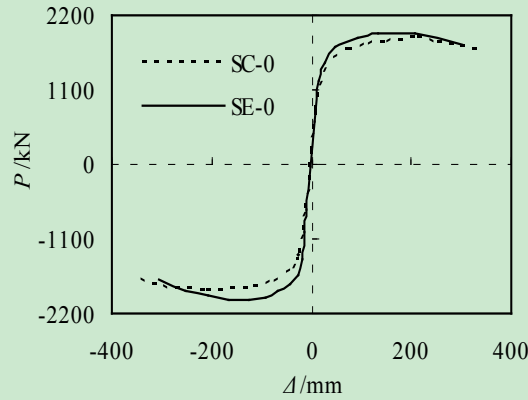


图 3.17 SC-0 和 SE-0 滞回骨架曲线

如图 3.17 所示的即为节点 SC-0 和直接扩翼式节点 SE-0 的滞回骨架曲线。从图中可以看到，节点 SE-0 的刚度和梁端极限承载力都比节点 SC-0 的高。下面我们通过具体数值来比较两个节点的延性，见表 3.9。

表 3.9 SC-0 和 SE-0 往复加载的延性

编号	破坏荷载 P_u/kN	破坏位移 Δ_u/mm	屈服荷载 P_y/kN	屈服位移 Δ_y/mm	位移延性系数 $\mu(\mu=\Delta_u/\Delta_y)$	承载力增长比
SC-0	1829.2	211.3	1535.0	39.7	5.32	0
SE-0	1932.1	207.6	1592.0	36.2	5.74	5.6%

往复加载的情况下，直接扩翼式节点 SE-0 承载力的增长比为 5.6%，相较于单调加载情况下的要小一些。但是总体上说，节点 SE-0 的梁端承载力和位移延性系数都比普通节点 SC-0 的要高。以上说明，梁端直接扩翼可以增大节点往复荷载下的延性和承载力，这一结论与单调荷载情况下得出的结论相同。

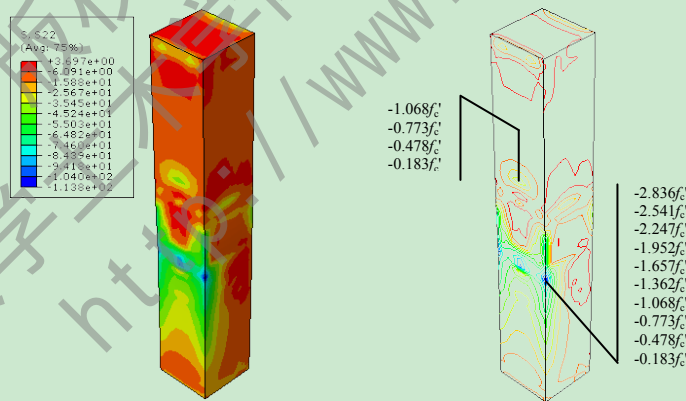


图 3.18 节点 SE-0 核心混凝土的应力分布

图 3.18 为梁端往复位移荷载达到正向 290mm 时，节点 SE-0 核心混凝土轴向应力 S22 的分布情况。由图中可以看出，核心混凝土在往复荷载作用下，依然只有小部分区域呈现受拉应力状态，绝大部分区域为压应力，且应力较大区域还是集中在靠近钢梁受压翼缘部分。核心混凝土在靠近内隔板和钢梁受压翼缘的地方应力等值线较密集，其他地方的应力等值线分布则较为稀疏。除去局部区域拉应力和应力集中，此时核心混凝土的最大压应力达到 $-2.836f'_c$ ，最小压应力为 $-0.183f'_c$ （其中 $f'_c=33.2\text{kN/mm}$ ）。与普通节点

SC-0 和削弱型节点 SR-0 相比, 扩翼式节点 SE-0 的最大应力和最小应力都有增大。

综合以上分析, 发现直接扩翼式节点 SE-0 能够满足塑性铰外移型节点的要求, 可以用节点 SE-0 的扩翼参数来做为标准来进行下一步研究。

3.3.3 扩翼段尺寸的研究

3.3.3.1 单调加载

基本尺寸与 SE-0 相同, 改变扩翼段 l_a 和 l_b 的尺寸建立节点模型进行研究。先以 $l_b=180\text{mm}$ 不变, l_a 分别取 100mm、125mm、200mm、250mm 建立 4 个节点模型, 编号为 SE-1~SE-4; 再以 $l_a=180\text{mm}$ 不变, l_b 分别取 125mm、150mm、200、250mm 建立 4 个节点模型, 编号为 SE-5~SE-8。采用与节点 SE-0 相同的加载方式对各扩翼式节点进行单调加载, 可以得到如图 3.18 所示不同的梁端荷载-位移曲线。

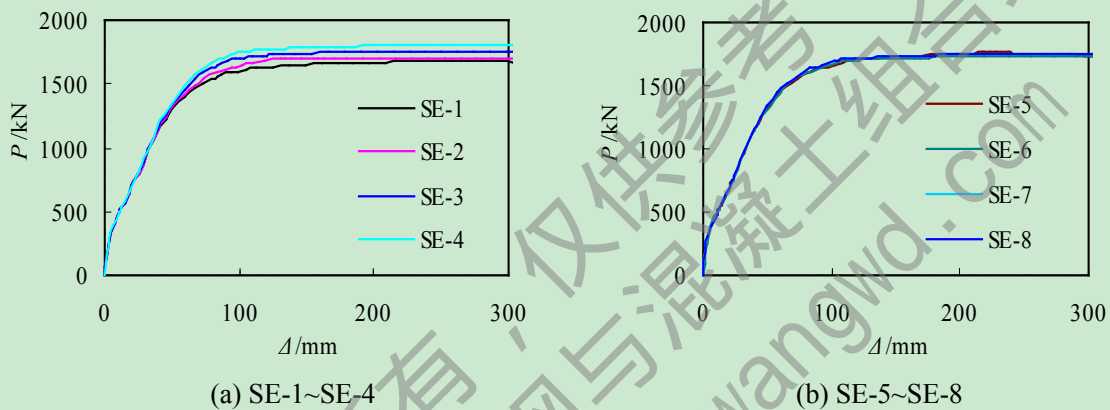
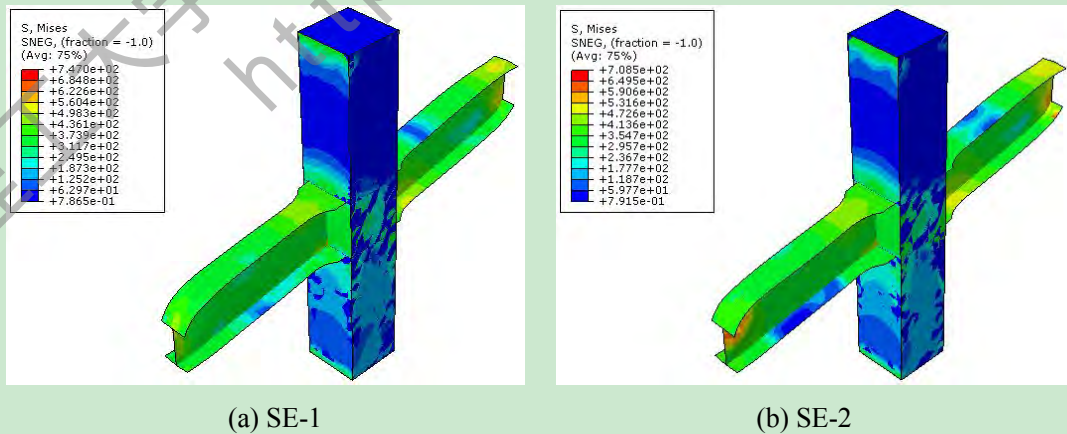


图 3.19 节点 SE-1~SE-8 的梁端荷载-位移曲线

观察图 3.19 中的曲线可以发现, 扩翼段尺寸的改变对各节点弹性段荷载的发展不会产生太大干扰。而扩翼直线段长度 l_a 的取值对节点极限承载力的影响较大。随着 l_a 取值的增大, 节点承载力也会增大。相比之下, 扩翼圆弧段长度 l_b 的取值对节点极限承载力的影响不大, 节点承载力基本不会因为 l_b 取值大小的改变而发生较大变动。

选择节点位移加载进行到 290mm 左右时的应力状态进行对比分析, 此时各节点均已进入塑性段。如图 3.20(a)~(h)所示, 即为节点 SE1~SE8 在此时的节点 Mises 应力云图。



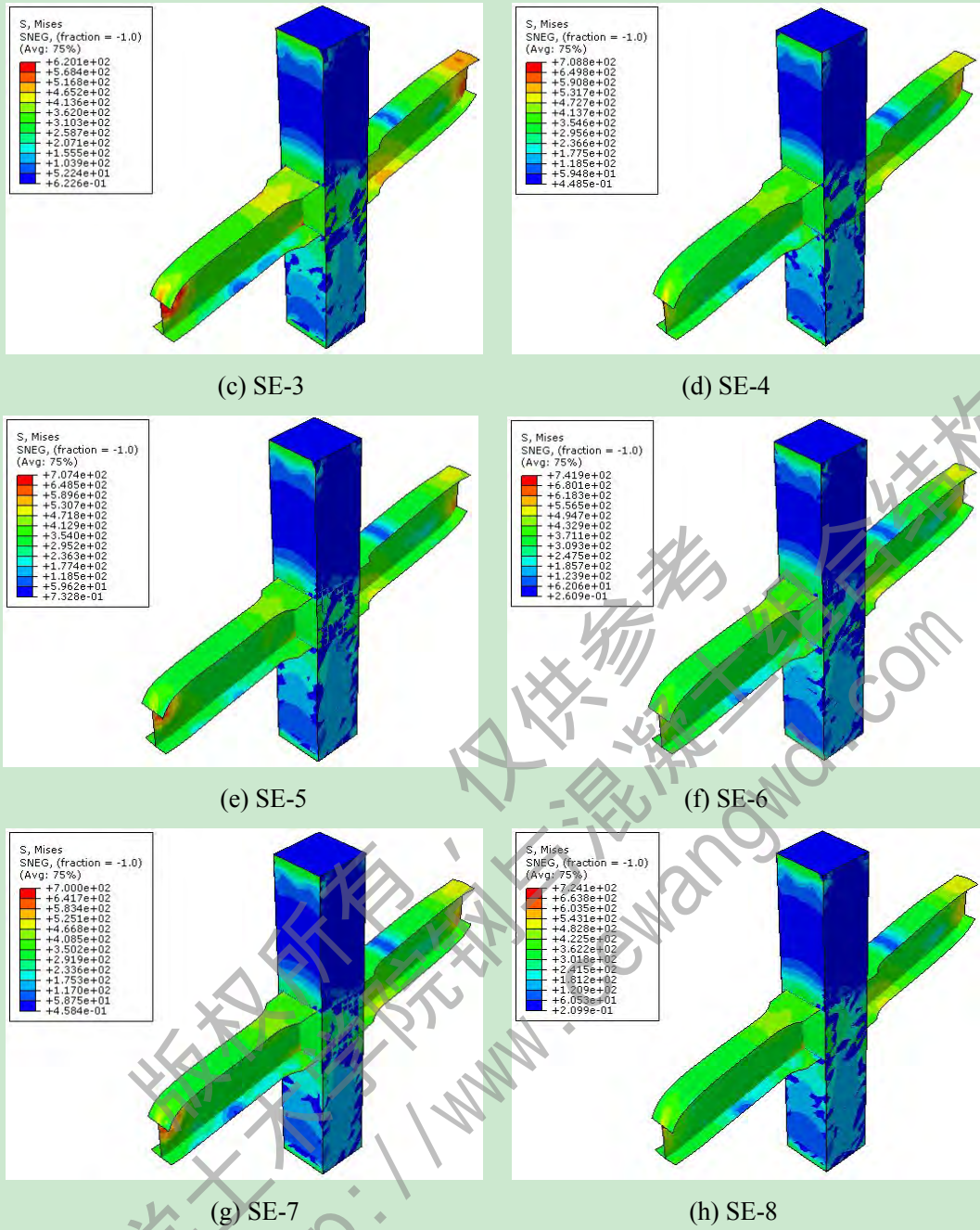
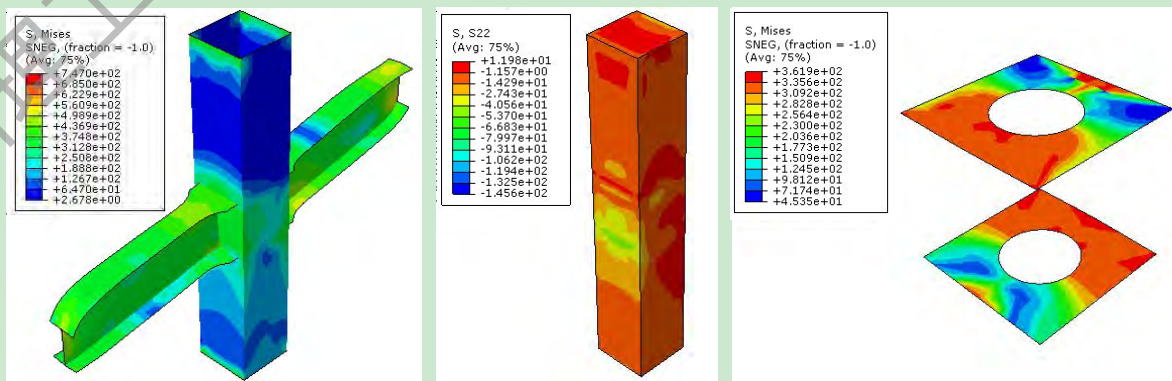
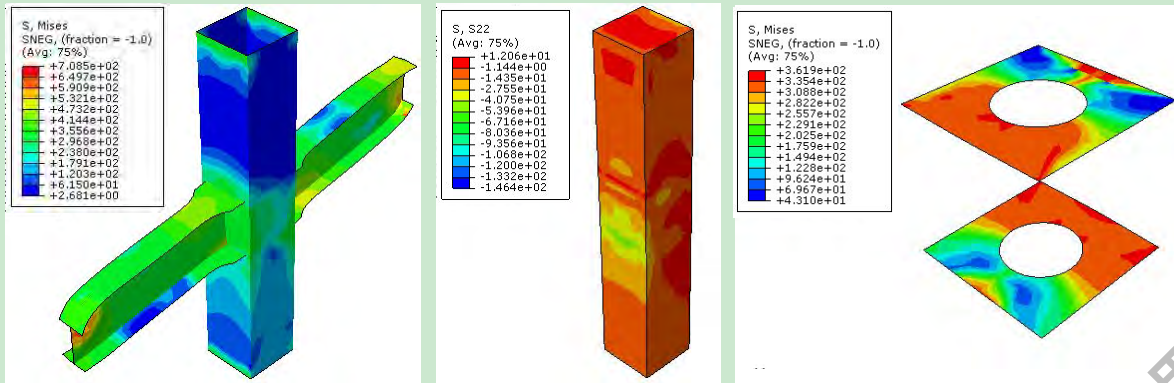


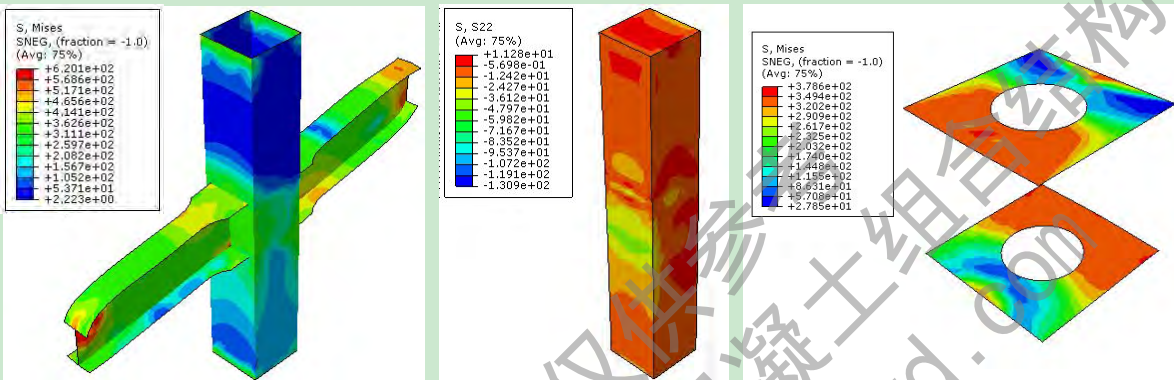
图 3.20 SE-1~SE-8 的应力分布情况

为清楚了解此时各扩翼式节点组成部件的应力分布，下面分别列出各节点钢管柱-钢梁、核心混凝土和内隔板此刻的应力分布情况，如图 3.21(a)~(h)所示。

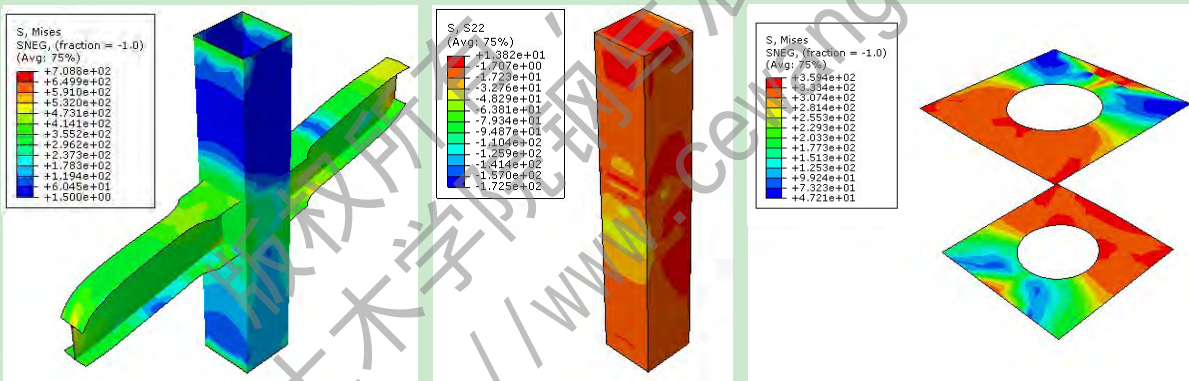




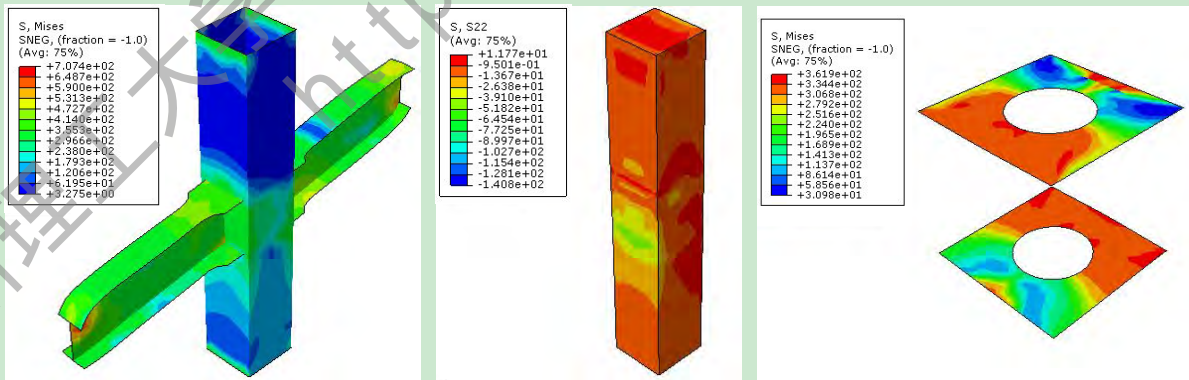
(b) SE-2



(c) SE-3



(d) SE-4



(e) SE-5

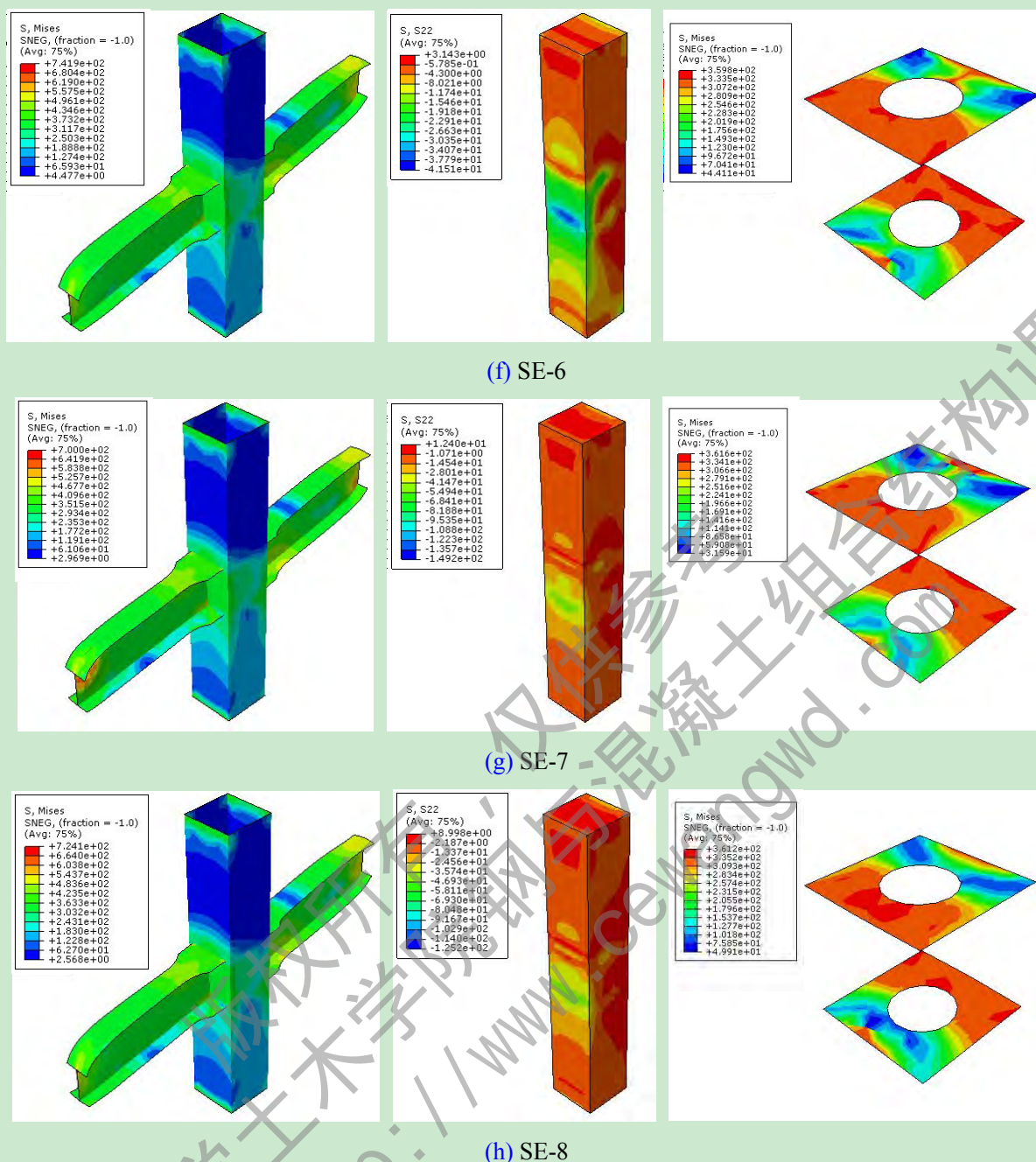


图 3.21 SE-1~SE-8 的应力分布情况

观察图 3.21 可以看出，钢管柱-钢梁的应力分布情况与节点的应力分布情况相差不多，而且应力更均匀，梯度更明显，应力集中于梁变截面处清晰可见。核心混凝土以承受压应力为主，以左侧面为例，由于钢梁上翼缘处受到竖直向下的位移荷载作用，故混凝土靠近梁上翼缘处会有局部拉应力出现，靠近梁下翼缘处则出现较大的压应力。内隔板因受到钢管和钢梁的影响，呈现受拉状态，而靠近受拉翼缘一侧的拉应力偏大。

表 3.10 是对各扩翼型节点单调加载结果的汇总。比较表 3.10，可以看出，扩翼式节点的位移延性系数总体上略小于梁翼缘削弱型节点的，这应该是扩大梁端翼缘宽度后，使得节点刚度增大造成的。但与此同时，一系列扩翼式节点的承载力却都高于普通节点和翼缘削弱型节点，这也是此类节点的一大优势所在。

表 3.10 SC-0 和 SE-1~SE-8 单调加载的计算结果

编号	极限荷载 P_u/kN	极限位移 Δ_u/mm	屈服荷载 P_y/kN	屈服位移 Δ_y/mm	位移延性系数 $\mu(\mu=\Delta_u/\Delta_y)$	l_a /mm	l_b /mm	b_{wf} /mm	承载力 增大比
SC-0	1506.6	292.1	1054.6	51.5	5.67	0	0	0	0
SE-1	1674.6	256.9	1172.2	41.7	6.16	100	180	400	+11.2%
SE-2	1703.4	252.2	1192.4	42.1	5.99	125	180	400	+13.0%
SE-3	1760.1	262.3	1232.1	43.3	6.06	200	180	400	+16.8%
SE-4	1804.2	279.6	1262.9	44.2	6.33	250	180	400	+19.8%
SE-5	1767.2	228.6	1237.0	44.5	5.13	180	125	400	+17.2%
SE-6	1734.4	273.0	1214.1	43.1	6.33	180	150	400	+15.1%
SE-7	1750.3	266.9	1225.2	43.1	6.19	180	200	400	+16.2%
SE-8	1772.5	269.4	1239.7	43.5	6.20	180	250	400	+17.6%

3.3.3.2 往复加载

选取翼缘削弱型节点 SE-2、SE-3、SR-6 和 SR-7 为代表，其他条件不变，将对梁端施加的单调荷载改为往复荷载进行计算，采用 2.4.2.1 中叙述的往复加载制度，得到节点 SR-1~SR-8 的滞回曲线如图 3.22 所示。

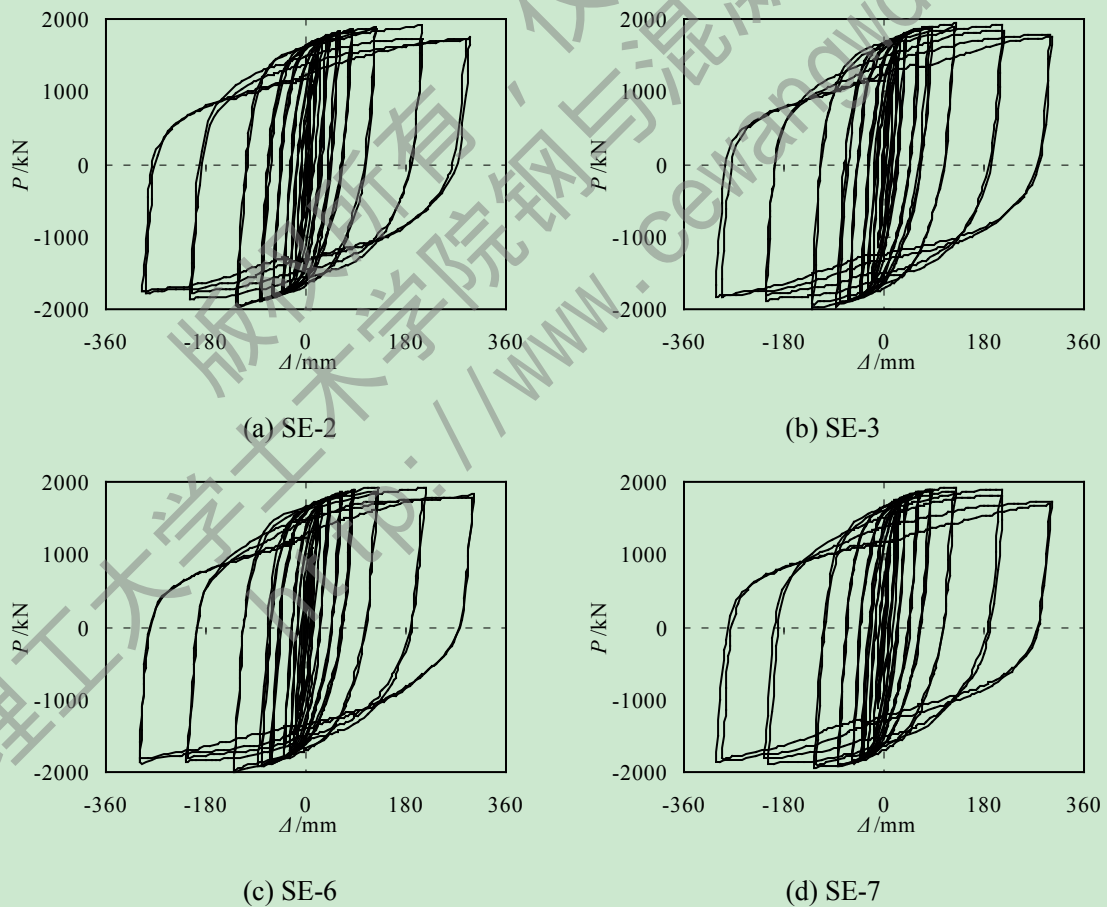


图 3.22 节点 SE-2、SE-3、SE-6 和 SE-7 的滞回曲线

根据所得滞回曲线，可计算出节点 SE-2、SE-3、SE-6 和 SE-7 达到极限状态时滞回环的等效粘滞系数 h_e 和能量耗散系数 E 。如表 3.11 所示，即为这四个直接扩翼型节点

的耗能指标（以达到 $0.85P_{\max}$ 的破坏荷载时的滞回环为截止点）。

表 3.11 节点 SE-2、SE-3、SE-6 和 SE-7 的耗能指标

编号	总耗能(kN·m)	等效粘滞系数 h_e	能量耗散系数 E	l_a /mm	l_b /mm	b_{wf} /mm
SC-0	1089.803	0.348	2.185	0	0	0
SE-2	1091.772	0.349	2.197	125	180	400
SE-3	1100.640	0.328	2.063	200	180	400
SE-6	1142.168	0.334	2.096	180	150	400
SE-7	1069.725	0.321	2.019	180	200	400

观察表 3.11，我们可以发现，四个直接扩翼式节点的等效粘滞系数都在 0.3 以上，且在 0.33 左右浮动，变化范围不大，而它们的能量耗散系数也相差不多，都维持在 2.0 之上。从节点总耗能的角度来看，各个扩翼式节点的差距也不是很大，四个节点都在 1100kN·m 左右，其中节点 SE-2、SE-3 和 SE-6 的总耗能都超过了节点 SC-0。而节点 SE-7 与节点 SC-0 相比较，其总耗能不增反减，其等效粘滞系数和能量耗散系数也是四个扩翼式节点中减小最多的，故在设计节点时不建议扩翼圆弧段长度 l_b 的值达到或超过 $0.4h_b$ （ h_b 为钢梁截面高度）。

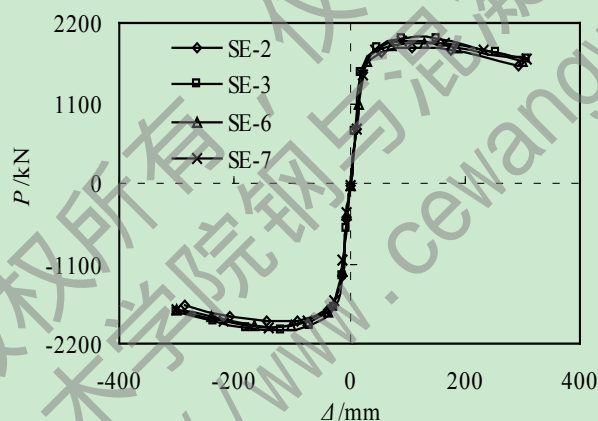


图 3.23 节点 SE-2、SE-3、SE-6 和 SE-7 的滞回骨架曲线

提取图 3.22 中各个直接扩翼式节点滞回曲线的骨架曲线，如图 3.23 所示。由图 3.23 可以观察到，节点 SE-2 和 SE-3 的梁端承载力相差较大，SE-3 的承载力明显大于 SE-2，说明在往复荷载作用下，扩翼平直段长度 l_a 对节点梁端承载力的影响较大，且 l_a 的值越大，承载力越大。同时，可以看到图中反应的节点 SE-6 和 SE-7 梁端承载力差距甚微，说明扩翼圆弧段长度 l_b 对节点梁端承载力的影响很小。下面我们通过计算位移延性系数来进一步了解这四个扩翼式节点在往复加载情况下的延性。

往复加载条件下，各个直接扩翼式节点的位移延性系数汇总在表 3.12 中。比较表中统计的数据，可以看到，四个扩翼式节点较普通节点 SC-0，不仅承载力有提高，其位移延性系数也增大，说明在往复加载条件下，对节点梁端翼缘直接进行扩翼加强，也有利于节点梁端承载力和位移延性的提高，此结论与单调加载情况下相同。

表 3.12 节点 SC-0 和 SE-2~SE-7 往复加载的延性

编号	破坏荷载 P_u/kN	破坏位移 Δ_u/mm	屈服荷载 P_y/kN	屈服位移 Δ_y/mm	位移延性系数 $\mu(\mu=\Delta_u/\Delta_y)$	l_a /mm	l_b /mm
SC-0	1829.2	211.3	1535.0	39.7	5.32	0	0
SE-2	1908.5	210.2	1546.0	36.9	5.70	125	180
SE-3	1915.8	213.3	1565.1	36.8	5.79	200	180
SE-6	1912.8	214.3	1560.3	36.1	5.93	180	150
SE-7	1913.6	210.6	1603.7	36.3	5.80	180	200

3.4 侧板加强型内隔板节点的力学性能分析

侧板加强型内隔板节点属于梁端加强型一类，也是塑性铰外移型节点的一种，如图 3.24 所示， l_c 为加强侧板长度， b 为加强侧板宽度， b_f 为钢梁宽度。根据目前的研究现状，在方钢管混凝土柱-侧板加强钢梁内隔板节点方面的研究相对较少，因此本节将针对加强侧板尺寸对此类节点力学性能的影响进行研究，希望能从中摸索出相关规律，为实际工程应用提供参考。

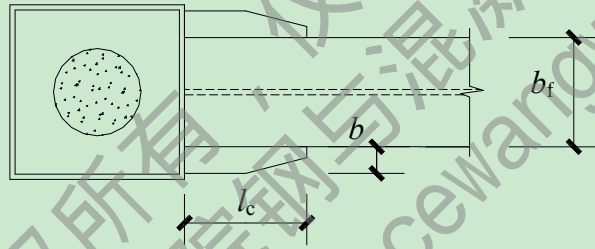


图 3.24 侧板加强型内隔板节点形式

日本建筑学会 (2001) [95] 给出钢结构侧板加强型节点的侧板长度建议取值为：

$$l_c = (0.5 \sim 0.75) h_b \quad (3-10)$$

综合考虑节点延性、抗震要求和焊缝缺陷等因素，侧板的宽度为：

$$b = \frac{1}{2} \left[\frac{1.2 M_c}{(h_b - t_f) t_f f_y} - b_f \right] + 2 t_f + 6 \quad (3-11)$$

其中， M_c 为梁柱连接处柱边缘的弯矩； h_b 为梁截面高度； t_f 为梁翼缘厚度； f_y 为钢材的屈服强度。

为了验证所取的加强侧板参数是否能达到塑性铰外移的目的，本文将参考钢结构侧板加强型节点的侧板尺寸，设计一组加强侧板，对普通方钢管混凝土柱-钢梁内隔板节点 SC-0 进行加强，并研究其力学性能。如果该加侧板后的节点能够符合塑性铰外移型节点的要求，就确定为本节的典型基准节点试件，继而此基础上研究侧板尺寸对节点力学性能的影响。

3.4.1 单调加载分析

依照节点 SC-0 的基本尺寸和用料，并参考公式 (3-10) 和 (3-11)，设计一个方钢管混凝土侧板加强型内隔板节点模型，编号为 SF-0。加强侧板的尺寸为：长度 $l_c=(250\sim375)\text{mm}$ ，取 360mm；宽度 b 取 75mm；厚度 $t_c=t_f=25\text{mm}$ 。采用上述建模方法建立该节点模型，同样对其柱顶施加竖向恒载 $N=1000\text{kN}$ ，再对梁端施加竖向反对称位移荷载 $\Delta=300\text{mm}$ 。

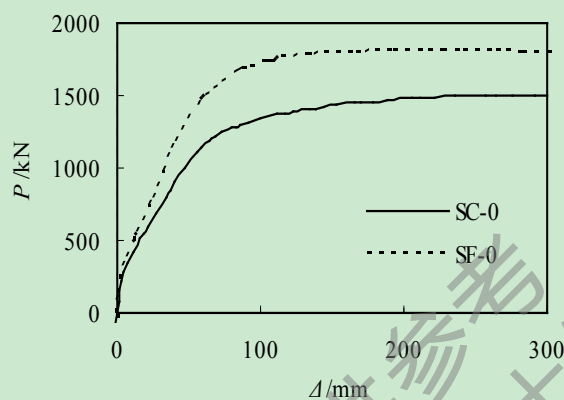


图 3.25 SC-0 和 SF-0 梁端荷载-位移曲线

由图 3.25 曲线可以看出，侧板加强型节点 SF-0 的极限承载力明显高于普通节点 SC-0，同时其节点刚度也较普通节点 SC-0 要高。单调加载的结果数据分析见表 3.13。

表 3.13 SC-0 和 SF-0 单调加载的计算结果

编号	极限荷载 P_u/kN	极限位移 Δ_u/mm	屈服荷载 P_y/kN	屈服位移 Δ_y/mm	位移延性系数 $\mu(\mu=\Delta_u/\Delta_y)$	l_c /mm	b /mm	承载力 增大比
SC-0	1506.6	292.1	1054.6	51.5	5.67	0	0	0
SF-0	1813.7	216.6	1269.5	45.0	4.81	360	75	+18.8%

根据表 3.13 中的数据，我们可以清楚地看到，侧板加强型节点 SF-0 较普通节点 SC-0 有承载力增大现象，这点与直接扩翼式节点相同。与此同时，侧板加强型节点 SF-0 的位移延性系数大于 4，能够满足我国相关规范要求。由此说明，对节点梁翼缘端部进行侧板加强，可以提高节点的极限承载力，节点的延性虽然会有所降低，但依然能够满足相关规范要求。

下面我们再来看一下节点 SF-0 的网格划分和进入塑性段以后的应力分布情况。节点 SF-0 的网格大小为 60mm，划分之后如图 3.26(a) 中所示。当梁端位移加载进行到 290mm 时，节点已进入塑性阶段，此时节点的 Mises 应力分布如图 3.26(b) 中所示。

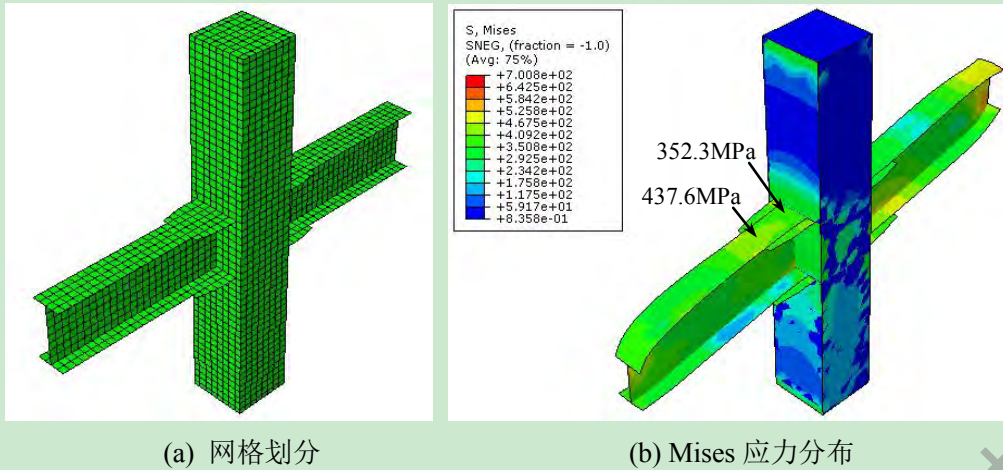


图 3.26 节点 SF-0 的网格划分和塑性阶段应力云图

与普通节点 SC-0 相同，应力从梁受荷载一端传递到与柱连接一端，继而传递给钢管柱和内隔板。然而根据梁端位移荷载达到 290mm 时节点的 Mises 应力分布图，我们可以知道，与普通节点 SC-0 不同的是，侧板加强型节点 SF-0 进入塑性段后，应力集中会离开柱与梁连接处，转移到加强侧板末端位置，并在此处形成塑性铰，很好地实现了塑性铰外移，达到保护节点的目的。为了更详细的了解节点 SF-0 此时（即梁端位移 $\Delta=290\text{mm}$ 时）的应力分布情况，我们将逐个部件来进行分析，如图 3.27(a)~(c)所示，即分别为此刻节点钢管柱-钢梁、核心混凝土和内隔板的应力分布图。

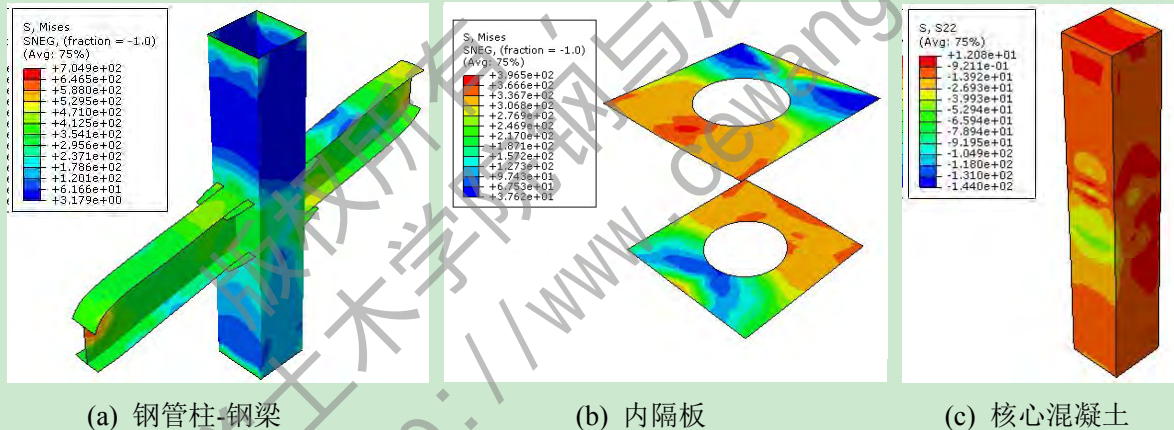


图 3.27 节点 SF-0 各部件的应力分布

从图 3.27 可看出，梁柱和内隔板均承受拉应力，而核心混凝土主要承受压应力。图 3.27(a)中所展示的钢管柱-钢梁应力分布均匀，应力梯度明显，且从图中可以明显看到此时应力已非常明显的集中于加强侧板末端处。内隔板靠近受拉翼缘一侧的拉应力明显大于受压一侧翼缘的，这点可从图 3.27(b)观察得到。而核心混凝土则在靠近受压翼缘处表现出较明显的应力集中，有小部分由于钢管作用呈现受拉状态，这些我们也可以在图 3.27(c)里看到。通过比较可知，侧板加强型节点 SF-0 各组成部件，在塑性段的的受力状态与前文所述两种塑性铰外移型节点相似。

综上所述，可知侧板加强型节点 SF-0 也能在满足位移延性系数要求前提下，既提高了节点的承载力，又实现了塑性铰外移的目的，达到“强节点弱构件”的抗震要求。因此节点 SF-0 将定为基准侧板加强型内隔板节点，为下一步研究提供参考，其节点尺

寸参数可用于此类节点其后的研究。

3.4.2 往复加载分析

其他条件不变,采用 2.4.2.1 中叙述的往复加载制度,将对梁端施加的单调荷载改为往复荷载进行计算,得到 SF-0 的滞回曲线如图 3.28 所示。

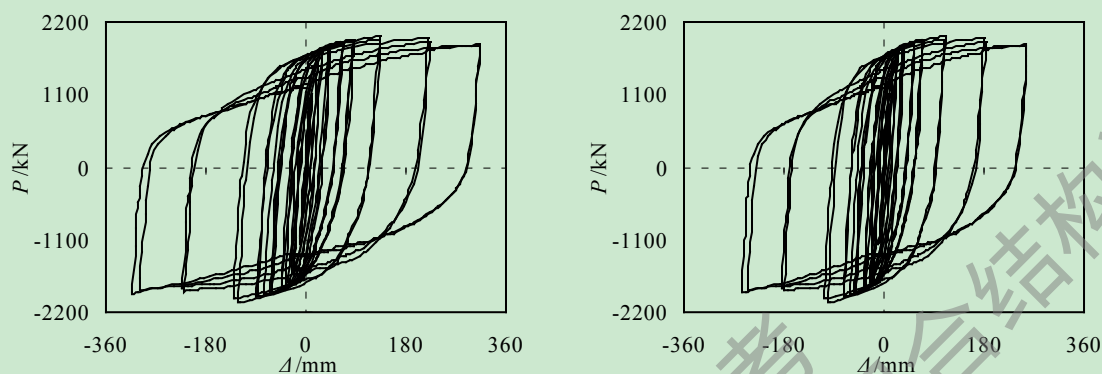


图 3.28 SF-0 往复荷载作用下滞回曲线

观察图 3.28,可以发现节点 SF-0 的梁端位移-荷载滞回曲线饱满,没有产生捏缩现象,可粗略判断其抗震性能较好。根据滞回曲线,可计算得节点 SF-0 达到极限状态时滞回环的等效粘滞系数 h_e 和能量耗散系数 E 。如表 3.14 所示,为节点 SF-0 的耗能指标(以达到 $0.85P_u$ 的破坏荷载时的滞回环为截止点)。

表 3.14 节点 SC-0、SR-0、SE-0 和 SF-0 的耗能指标

节点编号	总耗能(kN·m)	等效粘滞系数 h_e	能量耗散系数 E
SC-0	1089.803	0.348	2.185
SR-0	859.061	0.343	2.156
SE-0	1113.057	0.331	2.078
SF-0	1206.647	0.334	2.095

由表 3.14 可知,侧板加强型节点 SF-0 达到破坏荷载滞回环时,耗能总量为 $1206.647\text{kN}\cdot\text{m}$,比普通节点 SC-0 高 $116.844\text{kN}\cdot\text{m}$,比翼缘削弱型节点 SR-0 多 $347.586\text{kN}\cdot\text{m}$,较直接扩翼式节点 SE-0 多 $93.59\text{kN}\cdot\text{m}$,可见节点 SF-0 的总耗能是最大的。四个基准节点的等效耗能系数在 $(0.334\sim 0.348)$ 之间,其值均大于 0.3,能量耗散系数的范围为 $(2.095\sim 2.185)$,均在 2.0 以上。

综观表 3.14,节点 SF-0 的耗能指标与节点 SE-0 的最接近,各项指标相当;节点 SR-0 的总耗能虽小于节点 SC-0,但两者的等效粘滞系数和能量耗散系数相差甚小;总体来说,四个基准节点除了总耗能差别较大以外,等效粘滞系数都大于 0.3,能量耗散系数均大于 2。

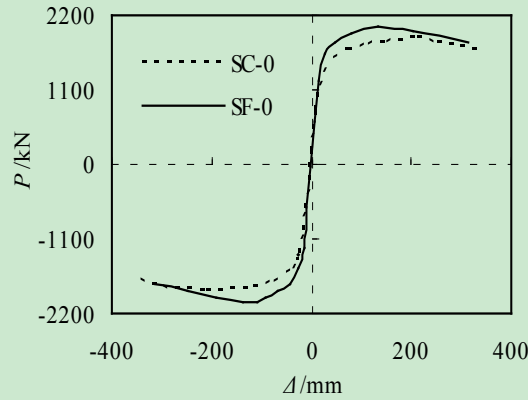


图 3.29 SC-0 和 SF-0 滞回骨架曲线

图 3.29 中所示的即为节点 SC-0 和侧板加强型节点 SF-0 的滞回骨架曲线。从图中可以看到，经侧板加强过的节点 SF-0 的刚度略高于节点 SC-0，差距较小；而其梁端极限承载力都则明显高于节点 SC-0。下面通过具体数值来比较两个节点的延性，见表 3.15。

表 3.15 SC-0 和 SF-0 往复荷载下的延性

编号	破坏荷载 P_u/kN	破坏位移 Δ_u/mm	屈服荷载 P_y/kN	屈服位移 Δ_y/mm	位移延性系数 $\mu(\mu=\Delta_u/\Delta_y)$	承载力增长比
SC-0	1829.2	211.3	1535.0	39.7	5.32	0
SR-0	1597.4	180.6	1343.5	29.3	6.17	-12.7%
SE-0	1932.1	207.6	1589.7	36.2	5.74	+5.6%
SF-0	1954.7	191.8	1602.8	38.5	4.98	+6.9%

如表 3.15 中所示，列出了侧板加强型节点 SF-0 在往复加载下所得有关延性的数据。从节点梁端承载能力来看，节点 SF-0 较节点 SC-0 的增长比为 6.9%，相较于单调加载情况下增长的幅度略小一些，但其承载力依然高于往复加载条件下的节点 SR-0 和 SE-0。同时，我们也观察到，节点 SF-0 的位移延性系数也较节点 SC-0 有所提高。由此说明，按照节点 SF-0 所选尺寸的侧板对普通钢管混凝土节点进行梁端加强，可以提高其在往复荷载作用下的延性和梁端承载能力，这一结论与单调加载情况下得出的结论相同。

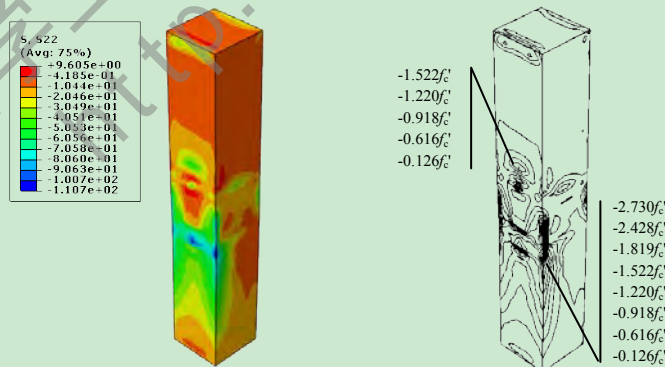


图 3.30 节点 SF-0 核心混凝土的应力分布

图 3.30 为梁端往复位移荷载达到正向 290mm 时，节点 SF-0 核心混凝土轴向应力 S22 的分布情况。由图中可以看出，核心混凝土在往复荷载作用下，依然只有小部分区域呈现受拉应力状态，绝大部分区域为压应力，且应力较大区域还是集中在靠近钢梁受

压翼缘部分。核心混凝土在靠近内隔板和钢梁受压翼缘的地方应力等值线较密集，其他地方的应力等值线分布则较为稀疏。除去局部区域拉应力和应力集中，此时核心混凝土的最大压应力达到 $-2.836f_c'$ ，最小压应力为 $-0.183f_c'$ （其中 $f_c'=33.2\text{kN/mm}^2$ ）。与普通节点 SC-0 和削弱型节点 SR-0 相比，侧板加强型节点 SF-0 的最大应力和最小应力都有增大，而与扩翼式节点 SE-0 相比则相差不多。

因此，我们可以知道，节点经过梁端侧板加强之后，耗能总量可以得到很大程度上的提高，其等效粘滞阻尼系数和能量耗散系数仅会出现幅度不大的降低，滞回曲线仍旧饱满，说明侧板加强后的节点耗能能力强，抗震性能良好。

3.4.3 加强侧板尺寸研究

综合以上分析，侧板加强型节点 SF-0 能够满足塑性铰外移型节点的要求，可以用节点 SF-0 的侧板尺寸作为标准参数来进行下一步研究。

基于 SF-0 的基本尺寸，改变加强侧板的长度 l_c ，分别取 200mm、230mm、250mm、300mm、330mm、375mm、380mm、400mm 来建立节点模型，编号为 SF-1~SF-8。采用与节点 SF-0 相同的加载方式对各侧板加强型节点进行单调加载，得到如图 3.31 所示不同的梁端荷载-位移曲线。

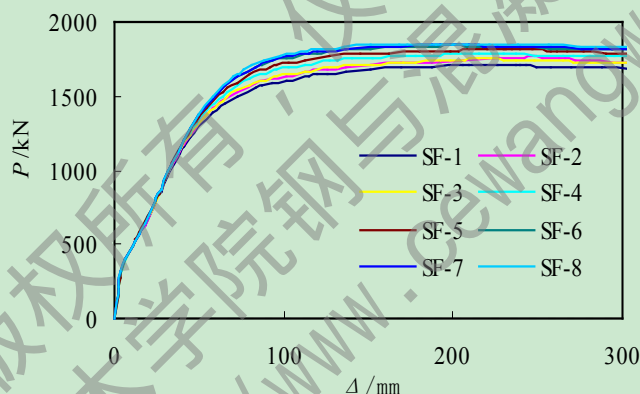


图 3.31 SF-1~SF-8 的梁端荷载-位移曲线

观察图 3.31 可以发现，各个侧板加强型节点在弹性阶段基本没有差别，但是随着荷载的增大，各节点会呈现不一样的屈服状态。侧板长度越大，节点的极限承载力越大，进入塑性阶段的加载程度也不同。

下面选择节点模型位移加载进行到 290mm 左右时的应力状态进行对比分析，此时各节点均已进入塑性阶段。如图 3.32 所示，即为侧板加强型节点 SF1~SF8 此刻的 Mises 应力云图。

观察图 3.32，我们可以发现， $l_c=200\text{mm}$ 时，因为侧板结束处距离梁柱连接处太短，即侧板长度过小，所以没有足够的空间发展塑性区域，很难实现塑性铰外移。因此，建议侧板长度的取值应大于 200mm（即 $0.4h_b$ ）。

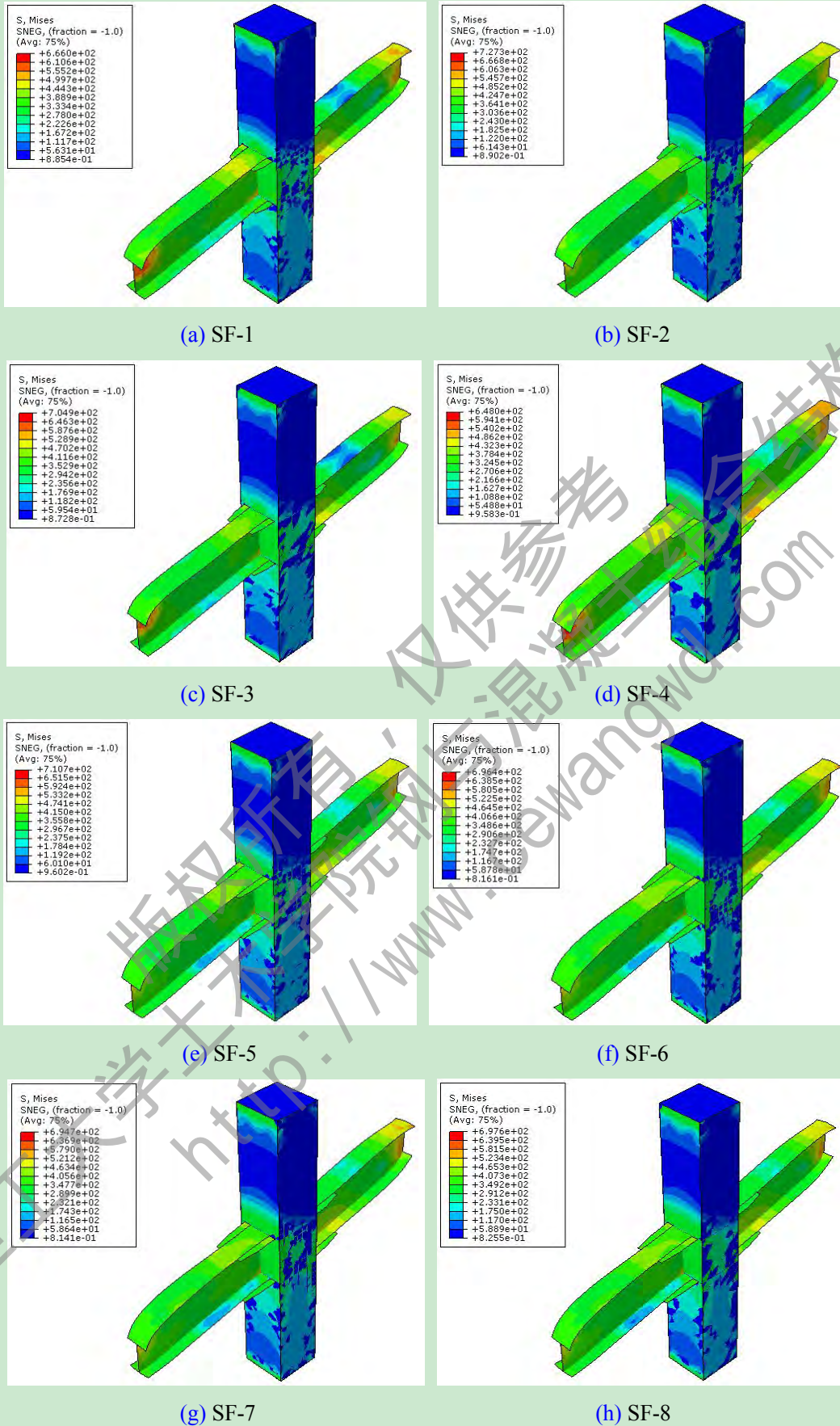
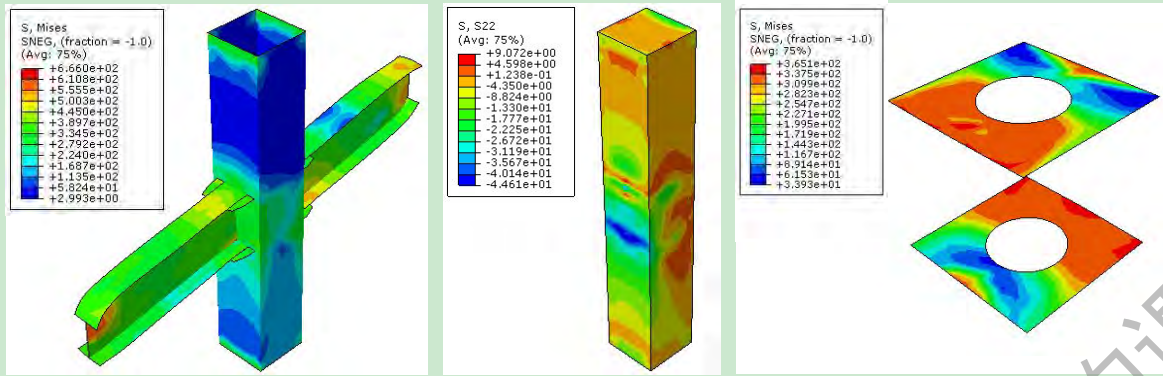


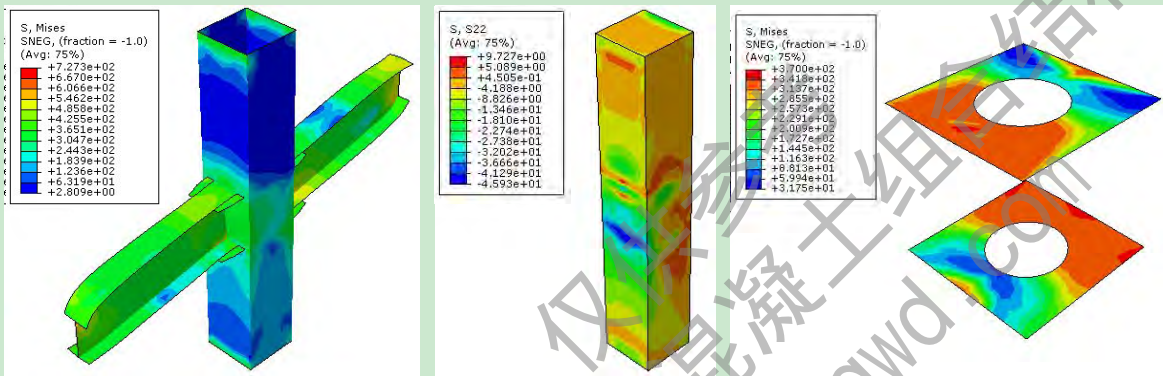
图 3.32 节点 SF-1~SF-8 的 Mises 应力分布

为更清楚的了解此时节点各部件的应力分布情况，下面分别列出此刻各节点钢管柱

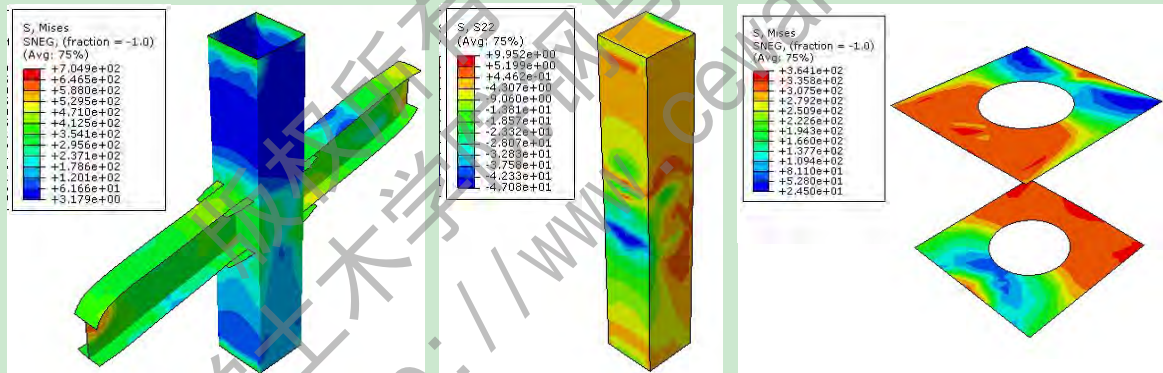
-钢梁、核心混凝土和内隔板的应力分布，如图 3.33 所示。



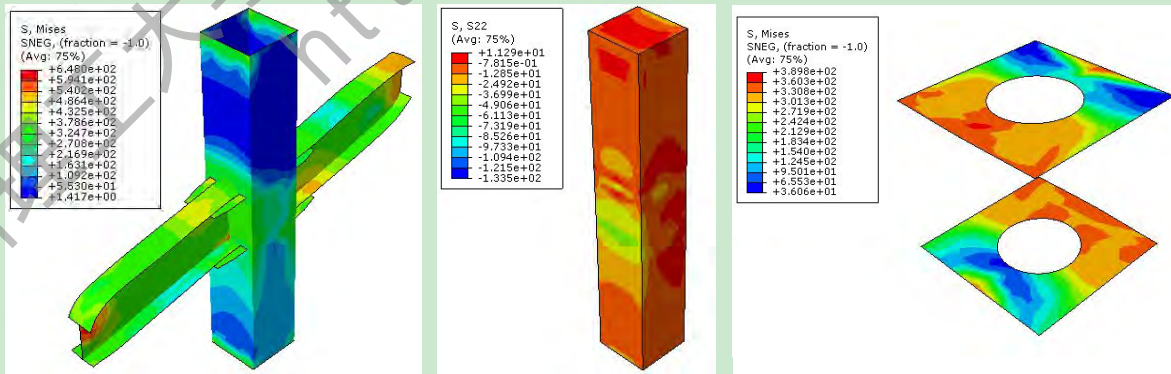
(a) SF-1



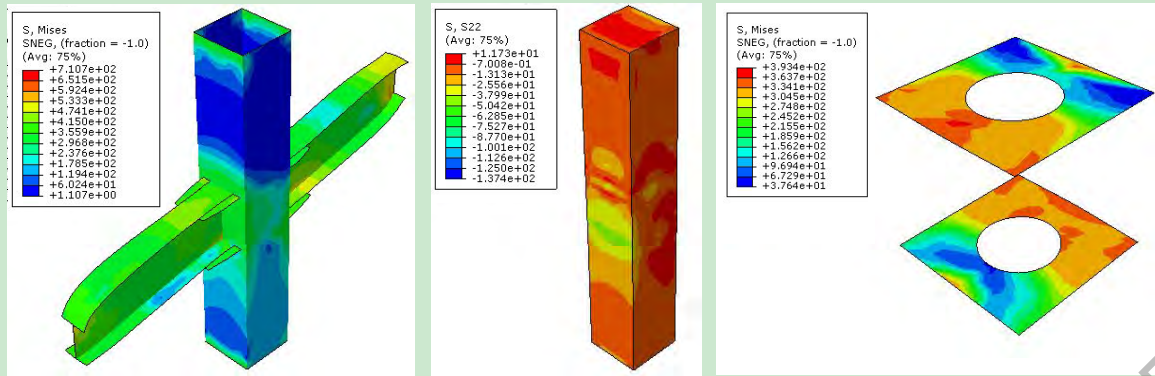
(b) SF-2



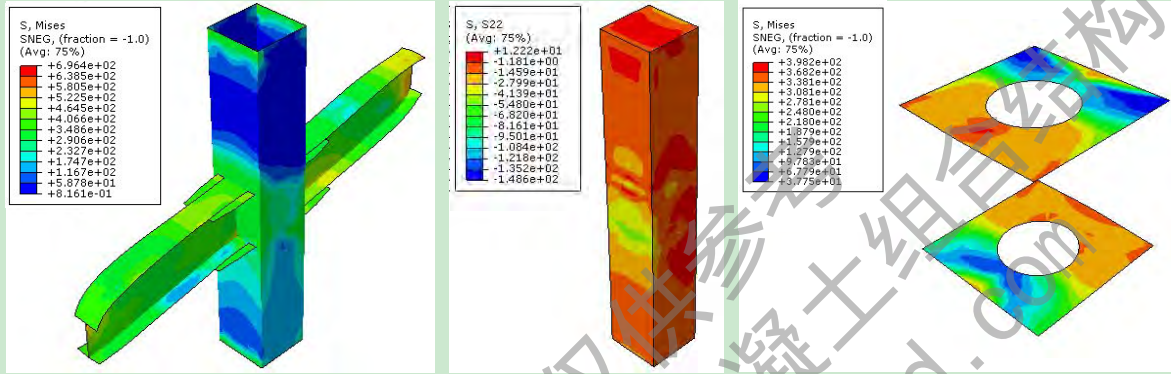
(c) SF-3



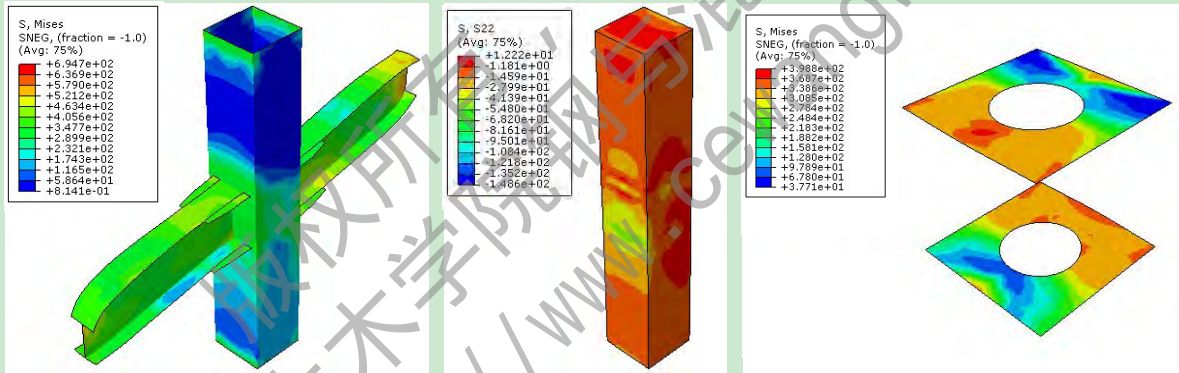
(d) SF-4



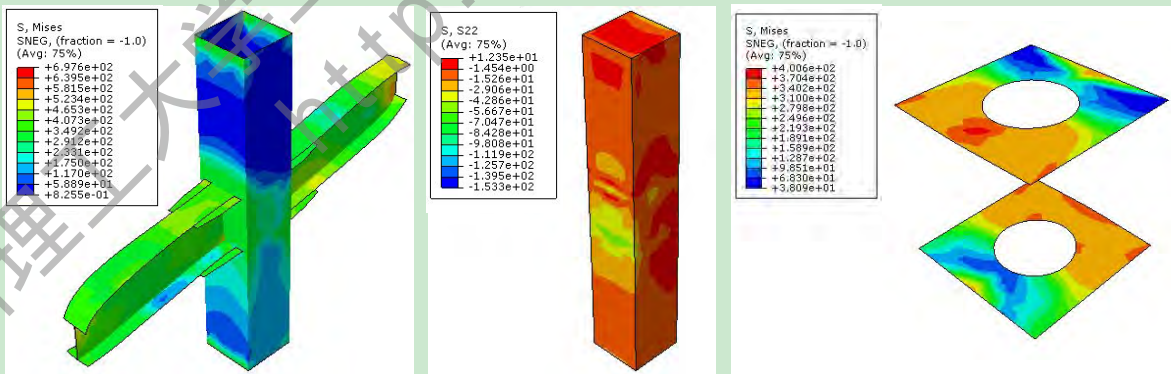
(e) SF-5



(f) SF-6



(g) SF-7



(h) SF-8

图 3.33 SF-1~SF-8 各部件的应力分布

由图 3.33 可以看出，钢管柱-钢梁的 Mises 应力分布情况与节点的应力分布情况基本相同，但是应力更均匀，梯度更明显，可以清晰看到应力集中的区域。核心混凝土以

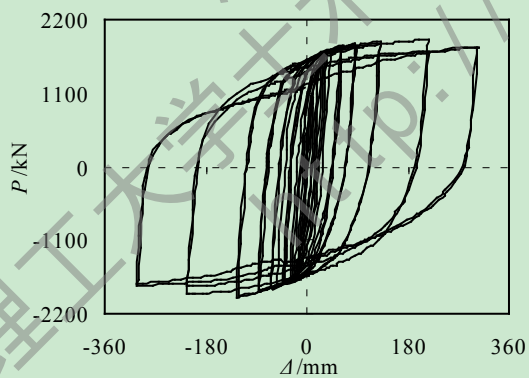
承受压应力为主，以左侧面为例，由于钢梁上翼缘处受到竖直向下的位移荷载作用，故混凝土靠近梁上翼缘处会有局部拉应力出现，靠近梁下翼缘处则出现较大的压应力。内隔板因受到钢管和钢梁的影响，呈现受拉状态，靠近受拉翼缘一侧的拉应力偏大，而靠近受压翼缘一侧的拉应力偏小。

表 3.16 SC-0 和 SF-1~SF-8 单调加载的计算结果

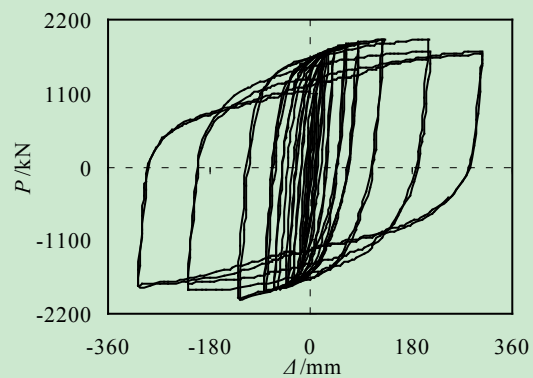
编号	破坏荷载 P_u/kN	破坏位移 Δ_u/mm	屈服荷载 P_y/kN	屈服位移 Δ_y/mm	位移延性系数 $\mu(\mu=\Delta_u/\Delta_y)$	l_c /mm	b /mm	承载力 增大比
SC-0	1506.6	292.1	1054.6	51.5	5.67	0	0	0
SF-1	1716.6	216.6	1201.6	43.7	4.96	200	75	+13.9%
SF-2	1749.6	234.6	1224.7	44.6	5.26	230	75	+16.1%
SF-3	1752.1	215.2	1226.5	44.0	4.89	250	75	+16.3%
SF-4	1789.9	215.2	1252.9	44.5	4.83	300	75	+18.8%
SF-5	1805.5	208.7	1263.9	44.5	4.69	330	75	+19.8%
SF-6	1840.0	198.6	1288.0	45.1	4.40	375	75	+22.1%
SF-7	1844.1	198.6	1290.9	45.2	4.39	380	75	+22.4%
SF-8	1853.6	180.0	1297.5	45.3	3.97	400	75	+23.0%

表 3.16 是对各侧板加强型节点单调加载结果的汇总。从表中可以看出，侧板加强型节点的承载力均高于普通节点 SC-0，且随着加强侧板尺寸的增大，其承载力也随之增加。但是侧板加强型节点的位移延性普遍较普通节点 SC-0 要差，且侧板长度越大，位移延性系数越小。当侧板长度超过 380mm（即 $0.8h_b$ ）时，节点的位移延性系数甚至低于 4，这是不符合国家相关规定要求的。

选取侧板加强型节点 SF-1、SF-3、SF-5 和 SF-7 为代表，其他条件不变，将对梁端施加的单调荷载改为往复荷载进行计算，采用 2.4.2.1 中叙述的往复加载制度，得到如图 3.34(a)~(d)所示的滞回曲线。



(a) SF-1



(b) SF-3

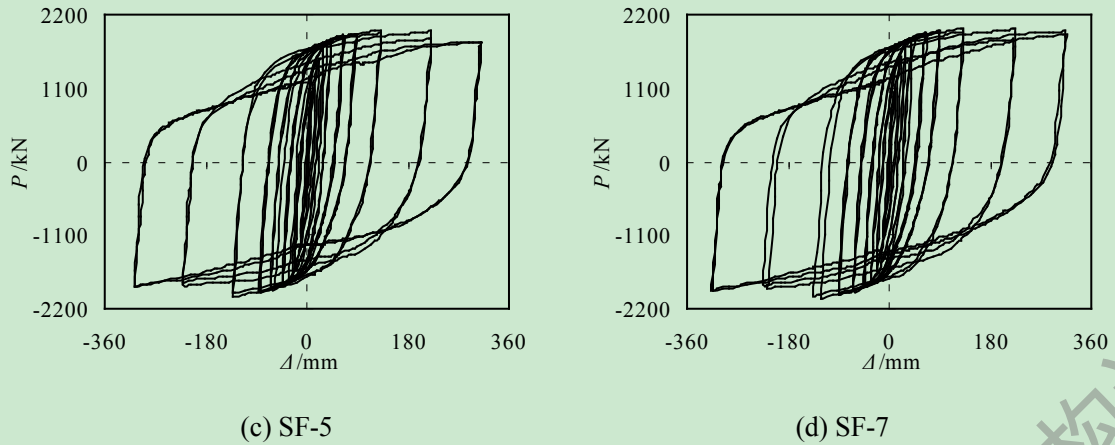


图 3.34 节点 SF-1~SF-7 的滞回曲线图

根据图 3.34 中所得滞回曲线, 可以计算出侧板加强型节点 SF-1、SF-3、SF-5 和 SF-7 达到极限状态时滞回环的等效粘滞系数 h_e 和能量耗散系数 E 。如表 3.17 所示, 即为这四个节点的耗能指标。

表 3.17 节点 SF-1、SF-3、SF-5 和 SF-7 的耗能指标

节点编号	总耗能/(kN·m)	等效粘滞系数 h_e	能量耗散系数 E	l_c (mm)
SF-1	1142.731	0.339	2.133	200
SF-3	1122.417	0.304	2.139	250
SF-5	1150.196	0.332	2.085	330
SF-7	1208.463	0.330	2.074	380

由表 3.17 中不同侧板加强型节点的耗能指标, 我们能够看到, 节点的总耗能基本呈现随着侧板长度的增长而增大的趋势, 但是增大的幅度并不大。与此同时, 能够清晰的从表中看到, 各个侧板加强型节点的等效粘滞系数均维持在 0.3 以上, 能量耗散系数均大于 2。

为了更直观的了解侧板加强型节点在往复荷载作用下的延性, 提取图 3.34 中各个侧板加强型节点的滞回骨架曲线, 如图 3.35 所示。

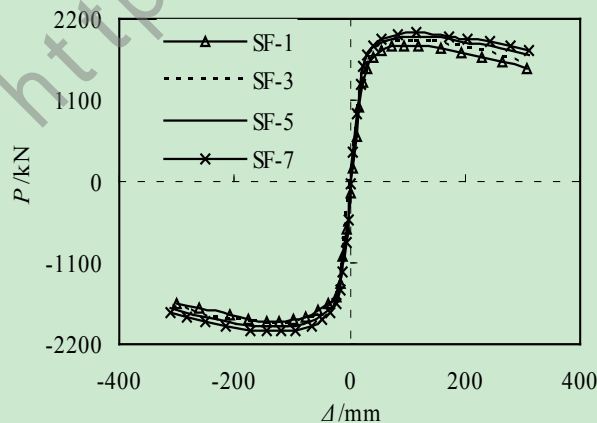


图 3.35 节点 SF-1、SF-3、SF-5 和 SF-7 的滞回骨架曲线

由图中一系列的骨架曲线可以看出, 骨架曲线的下降段都比较平缓, 说明各个侧板

加强型节点均具有较好的延性，下面通过具体的延性参数来了解一下他们的性能，如表 3.18 所示。

表 3.18 SC-0 和 SF-1~SF-7 往复加载下的延性

编号	极限荷载 P_u/kN	极限位移 Δ_u/mm	屈服荷载 P_y/kN	屈服位移 Δ_y/mm	位移延性系数 $\mu(\mu=\Delta_u/\Delta_y)$	$l_c(\text{mm})$	承载力 增加比
SC-0	1829.2	211.3	1535.0	39.7	5.32	0	0
SF-1	1894.1	216.0	1554.8	43.7	4.94	200	3.5%
SF-3	1908.3	211.5	1574.6	44.3	4.78	250	4.3%
SF-5	1947.5	221.9	1590.2	49.2	4.51	330	6.4%
SF-7	1928.8	225.2	1553.0	50.6	4.45	380	5.4%

通过表 3.18 内的数据可以发现，往复荷载作用下，与节点 SC-0 相比，各侧板加强型节点的承载力虽然较单调情况下增长的幅度要小，但是基本还是呈现着随着侧板长度增大而增大的趋势。同时与单调加载情况下相似，各侧板加强型节点在往复加载下的延性系数则会随着侧板长度的增大而减小。

综合本小节对以上一系列侧板加强型节点的有限元分析模拟研究，我们可以总结出以下几点结论和建议：

(1) 对节点梁端翼缘进行侧板加强处理，可以增大节点的强度和刚度，使得节点极限承载力也明显提高。这样做不仅符合“强柱弱梁”的抗震要求，而且能够达到塑性较外移的目的，避免节点发生脆性破坏。

(2) 侧板加强型节点的侧板长度不宜过小，否则梁上将没有足够的空间发展塑性区，使得塑性较外移无法实现。建议加强侧板长度 l_c 应高于 $0.4h_b$ ，其中 h_b 指的是梁高。

(3) 加强侧板的长度 l_c 越大，节点的极限承载力越大。但是随着 l_c 的增大，节点的位移延性系数也会随之减小，因此根据模拟结果，建议加强侧板长度 l_c 的取值不应大于 $0.8h_b$ 。

3.5 本章小结

针对内隔板式方钢管混凝土柱-钢梁节点，本章研究了梁端削弱和梁端加强两大类塑性较外移型节点，其中加强型节点包括翼缘扩大和翼缘侧板加强两种形式。使用单调加载和往复加载分析的方法，分别研究削弱型节点的削弱尺寸、扩翼式节点的扩翼尺寸和侧板加强型节点的侧板尺寸。通过一系列的 ABAQUS 模拟分析，我们可以得出以下一些结论：

(1) 对内隔板式方钢管混凝土柱-钢梁节点进行钢梁端部翼缘狗骨式削弱，可以使塑性较离开梁柱交接面，转移到钢梁上，防止节点发生脆性破坏，提高节点的延性，起到保护节点的作用。削弱深度 c 的取值范围应为 $(0.20b_f \sim 0.25b_f)$ ，其中 b_f 指的是钢梁翼缘宽度。

(2) 对节点梁端进行翼缘直接扩大处理，同样可以使塑性较外移到离柱面一定距离

的钢梁上，从而达到保护节点的作用。梁端扩翼处理可以提高节点的承载力，其中扩大直线段对承载力提升的影响较大，相比之下扩翼圆弧段对其的影响较小。在一定的扩翼尺寸范围内，扩翼后的节点延性会有小幅提升，建议圆弧段长度应大于 $0.3h_b$ ，否则会降低节点的延性。

(3) 经过梁端翼缘侧板加强的节点，也能够实现塑性铰外移的目的，虽然其延性略有降低，但是其承载能力和耗能能力均有明显增大。建议加强侧板长度 l_c 的取值范围应为 $(0.4h_b \sim 0.8h_b)$ ，其中 h_b 指的是钢梁高度。

版权所有，仅供参考
兰州理工大学土木学院钢与混凝土组合结构课题组
<http://www.cewangwd.com>

第4章 塑性铰外移型钢管混凝土柱-组合梁节点 力学性能初探

4.1 概述

上文已对塑性铰外移钢管混凝土柱-钢梁节点的基本力学性能进行了探讨，本章将针对楼板对塑性铰外移型节点力学性能的影响，对塑性铰外移型钢管混凝土柱-组合梁节点进行分析研究。

4.1.1 组合梁的概念和特点

在钢梁上支放钢筋混凝土楼板、混凝土楼板或压型钢板与混凝土组合楼板，并用抗剪连接件进行连接，以阻止钢梁和楼板在受弯时产生相互错动，使两者界面之间滑移为零，此时两者便组成了一个整体共同受弯，这样的组合构件就叫做钢与混凝土组合梁。为了方便，我们习惯把钢与混凝土组合梁简称为组合梁。而钢梁上支放的钢筋混凝土楼板、混凝土楼板或压型钢板与混凝土组合楼板，统称为翼板。

组合梁具有自重轻、刚度大、截面高度小、延性好等特点，且具有以下典型优点：一，其刚度和强度比组成它的两个构件各自单独时的刚度和强度相加还要大得多；二，两个构件组合在一起后可以充分发挥各自材料的优势，即钢梁受拉，混凝土板受压。

与钢梁相比，组合梁有如下特点：

(1) 可利用钢梁上混凝土板的受压作用，增大梁截面的有效高度，提高梁的抗弯承载力；使钢梁截面高度降低 $1/4\sim 1/3$ ，节约钢材用料，降低造价；

(2) 由于有刚度较大的混凝土板处于受压区，故而可以有效的防止钢梁发生整体失稳和局部失稳，从而节约了用于防止钢梁失稳所用的材料；

(3) 耐久性提高，动力性能改善。

与混凝土梁相比，组合梁的优势在于：

(1) 强度提高，受力合理，可使混凝土梁截面高度降低 $1/4\sim 1/3$ ，节约材料成本；

(2) 施工方便，可省去大量施工支模过程和模板用料，减少预埋件，便于管线安装；

(3) 现场湿作业量减小，且施工周期短，从而保护了环境，减轻施工扰民的影响。

4.1.2 组合梁的形式

通常情况下，组合梁由混凝土翼板、钢梁和抗剪连接件三部分组成。根据混凝土翼板构造形式的不同，可将组合梁分为以下三类：

1、现浇钢筋混凝土翼板组合梁

如图 4.1 所示，即为现浇钢筋混凝土翼缘组合梁的剖面图。此类组合梁的混凝土翼板全部采用现场浇筑，具有很明显的优点，即结构整体性好，平面布置灵活性大，适用于各种平面形状。但它也有不足之处，需要支模和卸模工序，施工较为繁琐，进度较慢。

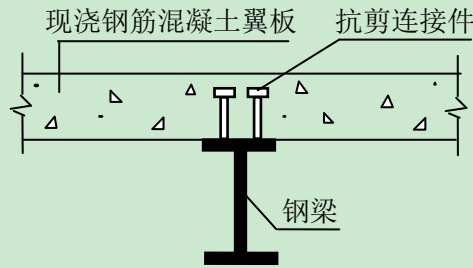


图 4.1 现浇钢筋混凝土翼板组合梁剖面

2、带压型钢板的现浇钢筋混凝土翼板组合梁

在钢梁上铺设压型钢板后，再在压型钢板上浇筑钢筋混凝土，便可形成带压型钢板的现浇钢筋混凝土翼板组合梁，如图 4.2 所示。施工阶段，可以利用压型钢板的抗弯强度和刚度来承担混凝土自重和楼板的施工荷载，省去安装和拆卸模板的工序，节约了大量模板材料，并可以实现多层立体交叉作业，使施工速度加快，缩短施工周期。使用阶段，压型钢板可与钢筋混凝土板形成组合板，且压型钢板可以利用其抗拉强度充当混凝土板下部的抗拉钢筋。因此，此类组合梁不仅有施工速度快的优势，还能利用压型钢板的抗拉强度，具有较好的经济效益。

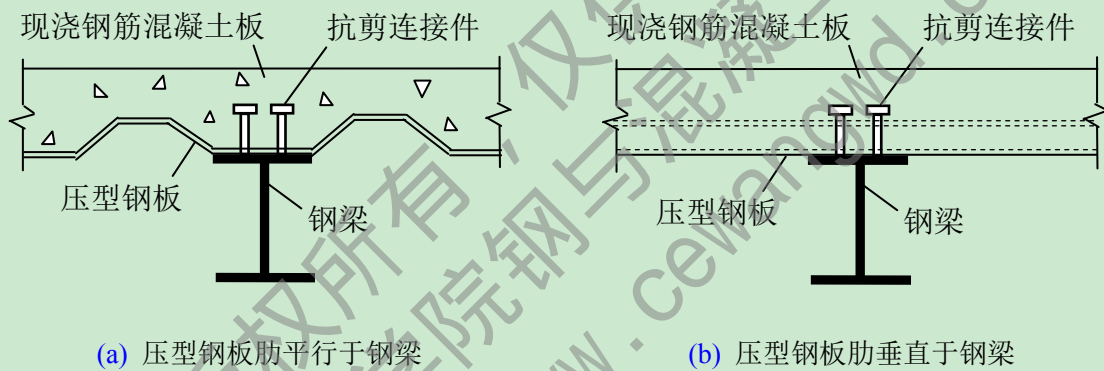


图 4.2 带压型钢板的现浇钢筋混凝土翼板组合梁

3、预制钢筋混凝土翼板组合梁

现场将预制的钢筋混凝土板直接铺设到钢梁上，最后只需在板端留的槽口浇筑混凝土即可完成预制钢筋混凝土翼板组合梁的工作，见图 4.3。此种组合梁同样具有施工速度快的优点，但是对其对预制板的制作要求精度高，需要在板两端预留浇筑槽，且同时需在槽口处配置一定数量的构造钢筋，以让预制板与后浇混凝土形成一个整体。

综看上述三类组合梁，各有其优缺点，本文将选取现浇钢筋混凝土作为翼板的组合梁作为研究对象。

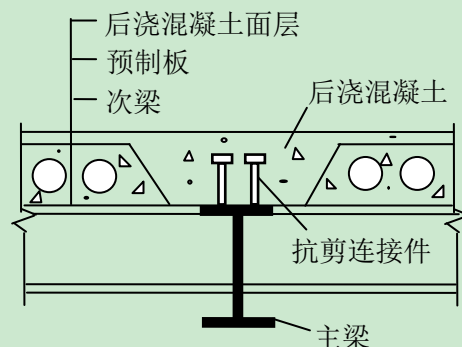


图 4.3 预制钢筋混凝土翼板组合梁剖面

4.1.3 组合梁翼板的有效宽度

在进行组合梁计算的时候，可以把混凝土楼板当做组合梁截面的一部分，只有钢梁

附近一定宽度范围的混凝土翼板能够有效的参与组合梁的工作。这个宽度范围被称作组合梁翼板的有效宽度 b_e ，如图 4.4 所示，根据现行国家标准《钢结构设计规范》(GB50017-2003) [96]，可按公式 (4-1)，计算得到：

$$b_e = b_0 + b_1 + b_2 \quad (4-1)$$

式中： b_0 ——钢梁上翼缘或板托顶部的宽度；

b_1, b_2 ——分别为梁外侧和内侧混凝土翼板的计算宽度，各取 $l/6$ 和 $6h_c$ 的较小值（其中 l 为梁跨度）。 b_1 的值不应该大于混凝土翼板实际的外宽 s_1 ； b_2 的值不应大于相邻钢梁上翼缘或者板托间净距的一半；当所计算所选的中间梁时， $b_1 = b_2$ 。

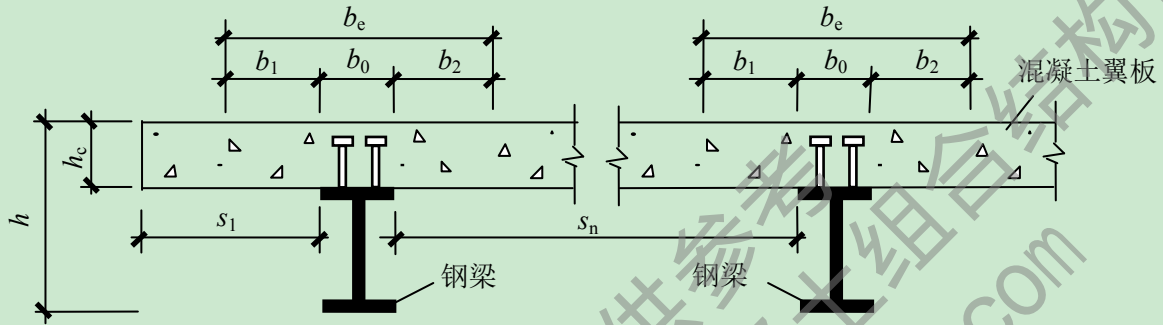


图 4.4 组合梁翼板的有效宽度

4.2 普通钢管混凝土柱-组合梁节点的力学性能分析

本章的主要研究对象为塑性铰外移型钢管混凝土柱-组合梁节点，与前文理念相同，首先要对未进行任何塑性铰外移设计的普通组合梁节点的力学性能进行研究，以作为参照。因此本小节就在节点 SC-0 的基础上增加楼板设计，使其变成组合梁节点进行研究。

4.2.1 模型的建立

由普通钢管混凝土节点 SC-0 的尺寸，确定钢筋混凝土楼板平面为 $l_s \times b_s = 3600\text{mm} \times 1500\text{mm}$ ，厚度取 120mm，混凝土强度等级采用 C30，钢筋等级采用 HPB300，纵向钢筋 $\Phi 10@150$ ，分布钢筋 $\Phi 10@200$ 。

根据相关规定，当板的跨度为 3~6m 时，栓钉的直径宜为 16mm 或 19mm，故取 16mm。栓钉的长度应不小于杆径的 4 倍，即应不小于 64mm，取 100mm。沿梁轴线方向，栓钉的间距应不小于 6 倍杆径（即 96mm），故取 100mm，沿梁轴线单排布置。栓钉所用钢材的抗拉强度 $f_u = 400\text{MPa}$ 。

依据设定尺寸在 ABAQUS 软件中建立普通钢管混凝土柱-组合梁节点，编号为 CB-0，CB 为组合梁 (Composite Beam) 的缩写。钢筋采用纤维单元创建，并用 Merge 功能组合成一个整体。混凝土板和栓钉则采用实体单元来创建。定义相互作用时，将钢筋和栓钉都用 Embedded region 嵌入到混凝土板当中，混凝土板与钢梁、加载板与混凝土之间采用摩擦硬接触定义，钢管与混凝土采用 Shell-to-solid coupling，其余接触均采用 Tie 来约束，包括混凝土板与钢管柱以及栓钉与钢梁。

与前文所述的钢管混凝土节点不同的是，此处定义混凝土板的材料属性时，需要

采用普通混凝土材料的本构关系。根据不同强度等级混凝土弹性模量实验值的统计与分析，弹性模量 E_c 和混凝土立方体抗压强度 f_{cu} 有如下的经验关系：

$$E_c = \frac{10^5}{2.2 + \frac{34.5}{f_{cu}}} \quad (4-2)$$

由《混凝土结构设计规范》(GB50010-2010)^[97]查得，C30 混凝土的弹性模量 E_c 为 30000N/mm^2 ，与公式 (4-2) 计算所得的值相近，故取 $E_c=30000\text{N/mm}^2$ 。《混凝土结构设计规范》^[97]中还提到，C30 混凝土泊松比亦按 0.2 采用，并给出了普通混凝土单轴应力-应变关系曲线。

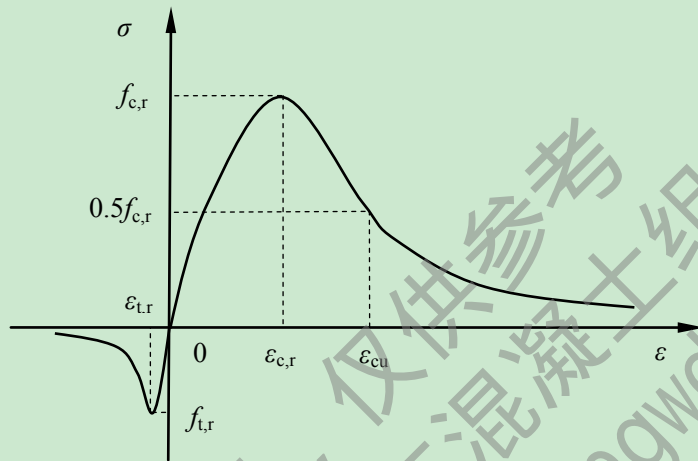


图 4.5 混凝土单轴应力-应变曲线

普通混凝土单轴受压应力-应变关系曲线示意图如图 4.5 所示，该曲线可以按公式 (4-3)~(4-7) 来确定：

$$\sigma = (1 - d_c) E_c \varepsilon \quad (4-3)$$

$$d_c = \begin{cases} 1 - \frac{\rho_c n}{n - 1 + x^n} & x \leq 1 \\ 1 - \frac{\rho_c}{\alpha_c (x - 1)^2 + x} & x > 1 \end{cases} \quad (4-4)$$

$$\rho_c = \frac{f_{c,r}}{E_c \varepsilon_{c,r}} \quad (4-5)$$

$$n = \frac{E_c \varepsilon_{c,r}}{E_c \varepsilon_{c,r} - f_{c,r}} \quad (4-6)$$

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c,r}} \quad (4-7)$$

式中： $f_{c,r}$ ——混凝土单轴抗压强度代表值，此处因采用的是 C30 混凝土，故取值 30N/mm^2 ；

α_c ——混凝土单轴受压应力-应变关系曲线下降段参数，查《混凝土结构设计规范》^[97]表 C.2.4 知，应取 1.36；

$\varepsilon_{c,r}$ —— $f_{c,r}$ 对应的峰值压应变，查《混凝土结构设计规范》^[97]表 C.2.4 知，应取

0.00164;

d_c ——混凝土单轴受压损伤演化参数。

而普通混凝土单轴受拉的应力-应变关系，可以按照公式(4-8)~(4-11)来确定，可得图 4.5 中所示曲线。

$$\sigma = (1 - d_t)E_c\varepsilon \quad (4-8)$$

$$d_t = \begin{cases} 1 - \rho_t [1.2 - 0.2x^5] & x \leq 1 \\ 1 - \frac{\rho_t}{\alpha_t(x-1)^{1.7} + x} & x > 1 \end{cases} \quad (4-9)$$

$$\rho_t = \frac{f_{t,r}}{E_c \varepsilon_{t,r}} \quad (4-10)$$

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{t,r}} \quad (4-11)$$

式中： $f_{t,r}$ ——混凝土单轴抗拉强度代表值，此处因采用的是 C30 混凝土，故取值 2.0N/mm^2 ；

α_t ——混凝土单轴受拉应力-应变关系曲线下降段参数，查《混凝土结构设计规范》^[97]表 C.2.3 知，应取 1.25；

$\varepsilon_{t,r}$ —— $f_{c,r}$ 对应的峰值压应变，查《混凝土结构设计规范》^[97]表 C.2.3 知，应取 0.000095；

d_t ——混凝土单轴受拉损伤演化参数。

在 ABAQUS 中建立组合梁节点 CB-0 模型，其钢筋、栓钉和楼板的布置情况如图 4.6 所示。

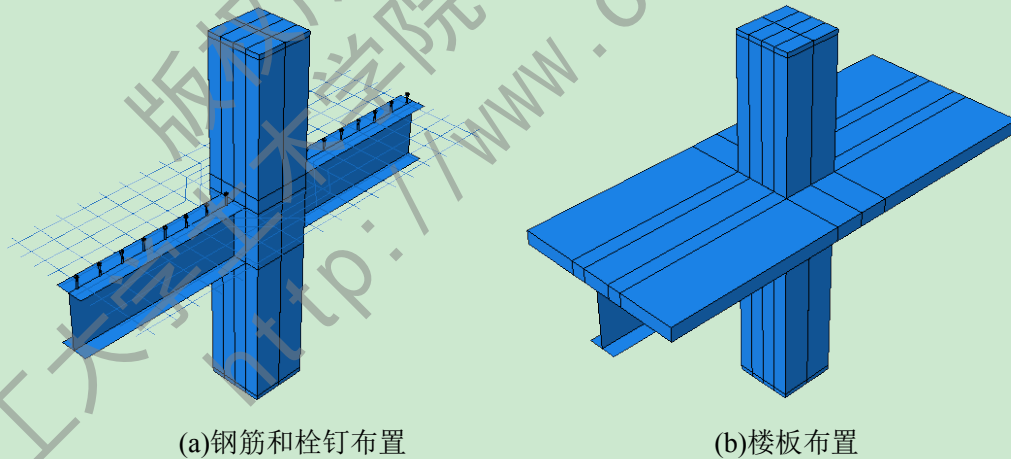


图 4.6 节点 CB-0 模型示意

以 80mm 的网格大小对节点 CB-0 的钢梁、钢管、楼板、钢筋、内隔板、加载板和核心混凝土进行划分网格，对栓钉以 6.5mm 进行划分。钢梁、钢管和内隔板采用 4 节点完全积分壳单元 (S4)，楼板、栓钉、加载板和核心混凝土采用 8 节点完全积分三维实体单元 (C3D8)，钢筋则采用 Truss 单元 (T3D2)。如图 4.7 所示，即为节点 CB-0 的网格划分情况。

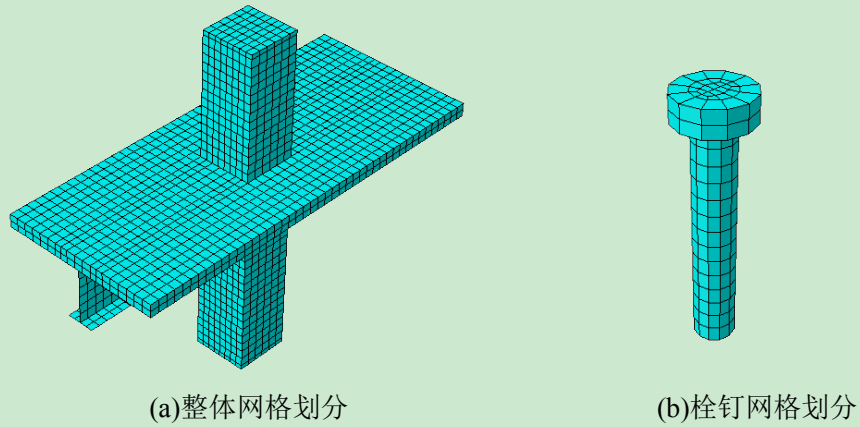


图 4.7 节点 CB-0 的网格划分情况

4.2.2 单调加载分析

采用与普通内隔板式钢管混凝土柱-钢梁节点 SC-0 相同的边界条件和荷载施加方式,先对组合梁节点 CB-0 柱顶进行 $N=1000\text{kN}$ 轴向恒力加载,再在其梁端施加 $\Delta=300\text{mm}$ 的反对称位移荷载。

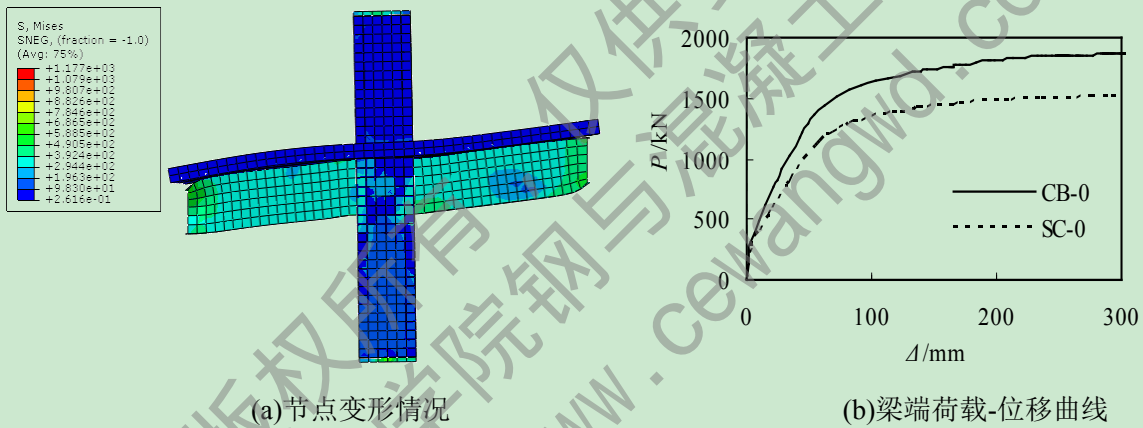


图 4.8 组合梁节点 CB-0 单调加载结果

如图 4.8 所示,即为对组合梁节点 CB-0 进行梁端加载后所得的节点变形图和梁端 $P-\Delta$ 曲线。从 $P-\Delta$ 曲线中可以看出,组合梁节点梁端的承载力较普通钢管混凝土节点有很大的提高,同时其刚度也较大。

表 4.1 SC-0 和 CB-0 单调加载的延性

编号	破坏荷载 P_u/kN	破坏位移 Δ_u/mm	屈服荷载 P_y/kN	屈服位移 Δ_y/mm	位移延性系数 $\mu(\mu=\Delta_u/\Delta_y)$	承载力增大比
SC-0	1506.6	292.1	1054.6	51.5	5.67	0
CB-0	1862.0	283.4	1303.4	50.1	5.66	23.6%

表 4.1 列出了钢梁节点 SC-0 和组合梁节点 CB-0 在单调荷载作用下计算所得的延性。比较两组数,可以直观地发现,组合梁节点 CB-0 的承载力较钢梁节点 SC-0 增大了很多;两节点梁端位移延性系数的数值相当,组合梁节点相对略小一些。由此说明,在钢梁上增设楼板,形成组合梁节点之后,有助于提高节点的梁端承载力,而对节点的延性影响不大。

梁端位移加载至 290mm 时，节点 CB-0 已进入塑性段，提取此时组合梁节点各个部件的应力分布情况，如图 4.9 和图 4.10 所示。

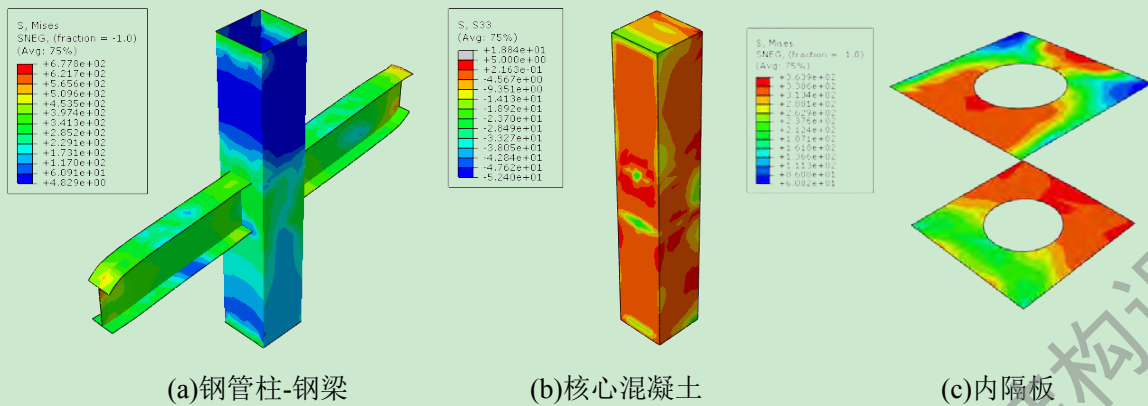


图 4.9 钢管混凝土柱和钢梁部件的应力分布

如图 4.9(a)~(c)所示，即分别为钢管柱-钢梁、核心混凝土和内隔板在 $\Delta=290\text{mm}$ 时的应力分布情况。与普通钢管混凝土-钢梁节点 SC-0 的相应部件相同，对钢管柱-钢梁部件来说，除加载处以外，靠近钢管柱的柱梁端应力最大，此处拉应力达到了 50.96kN/mm 。对于核心混凝土，除靠近受拉翼缘处有拉应力出现外，还是呈现受压为主的应力状态，而靠近受压翼缘处的压应力最大。就内隔板来看，两个内隔板依旧都处于受拉状态，靠近受拉翼缘处拉应力较大，最大值为 363.9kN/mm ；靠近受压翼缘处拉应力较小，最小值为 60.82kN/mm 。从这些应力值大小，我们可以发现，节点 CB-0 这些部件在此刻的应力值都较节点 SC-0 相应部件的有所提高。

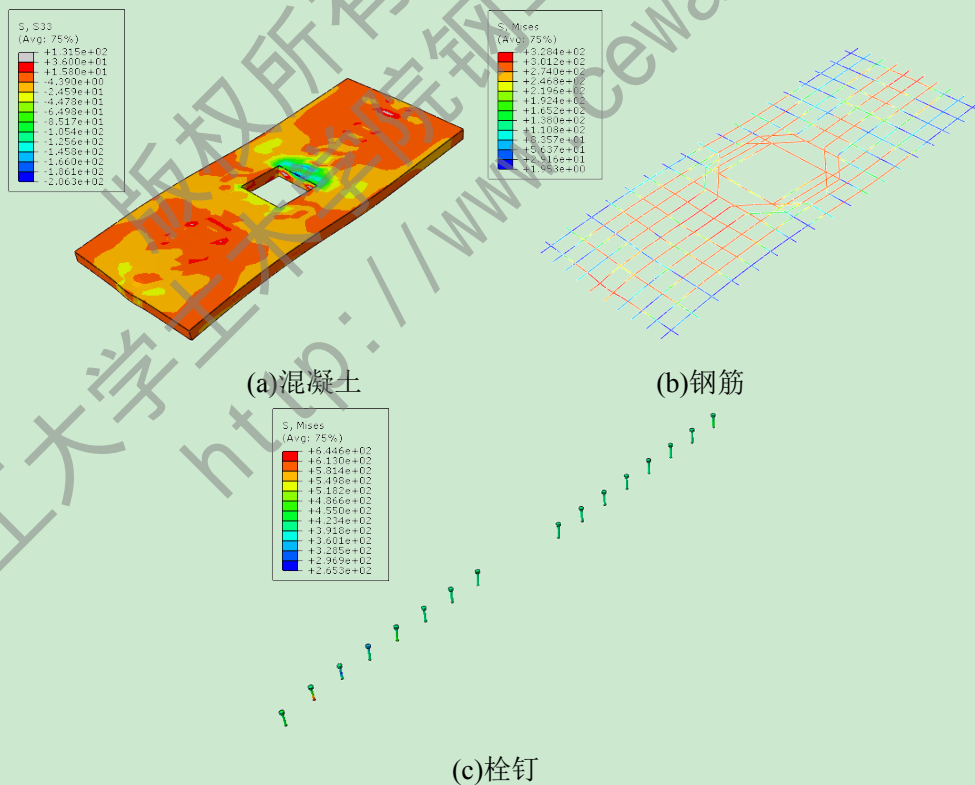


图 4.10 钢筋混凝土楼板部件的应力状态

组合梁节点 CB-0 特别之处，就在于其梁上设置了钢筋混凝土楼板和抗剪连接件，下面我们就来分析一下进入塑性段后，这些组成部件的应力状态。如图 4.10(a)~(c)中所

示，分别为组成钢筋混凝土楼板的混凝土、钢筋和栓钉在 $\Delta=290\text{mm}$ 时的应力状态。从中可以看到，楼板混凝土以承受压应力为主，而靠近受压钢梁翼缘的区域压应力最大，其最大值为 206.3kN/mm 。钢筋位于混凝土内部，完全呈现受拉状态，在靠近钢管柱和受荷梁端的位置拉应力较大，最大拉应力值为 328.4kN/mm 。栓钉是连接钢梁和混凝土的重要连接件，由图中能够明显看到，它们此时全部处于受拉状态，而且与钢梁受拉翼缘连接的栓钉所受拉应力最大，其值高达 265.3kN/mm 。

4.3 塑性铰外移型钢管混凝土柱-组合梁节点的力学性能分析

为进一步了解塑性铰外移设计会对组合梁节点的力学性能产生什么影响，下面将利用 ABAQUS 有限元软件分别对削弱型和加强型两大类共三种组合梁节点进行模拟研究。

4.3.1 翼缘削弱型组合梁节点

首先，我们来了解一下梁端翼缘削弱对组合梁节点的影响。与第三章相似，参考公式(3-1)~(3-3)的参数范围，采用与节点 SR-0 相同的削弱尺寸，对普通钢管混凝土柱-组合梁节点 CB-0 进行梁端削弱，即削弱参数取值为：削弱处距柱面距离 $a=180\text{mm}$ （即 $0.72b_f$ ），削弱长度 $b=400\text{mm}$ （即 $0.80h_b$ ），削弱深度 $c=55\text{mm}$ （即 $0.22b_f$ ）。节点的其他参数不变，模型编号为 CR-0，C 代表组合梁（Composite Beam），R 代表翼缘削弱型节点（Reduced Beam Section Connection）。

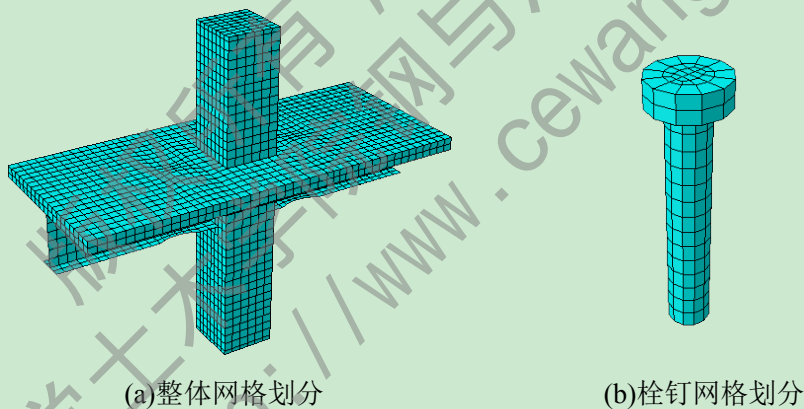


图 4.11 节点 CR-0 的网格划分情况

为了使节点 CR-0 整体的网格划分更加均匀合理，我们先按钢梁削弱上翼缘的形状，对钢筋混凝土楼板进行切割。此后，除栓钉用 6.5mm 网格大小划分之外，节点的整体网格划分采用 80mm ，即可得到如图 4.11 所示的网格划分情况。

同样对节点 CR-0 柱顶施加竖向恒载 $N=1000\text{kN}$ ，再对梁端施加竖向反对称位移荷载 $\Delta=300\text{mm}$ 。如图 4.12 所示，即为钢梁翼缘削弱型组合梁节点 CR-0 受载后所得的最终变形图和梁端 $P-\Delta$ 曲线。

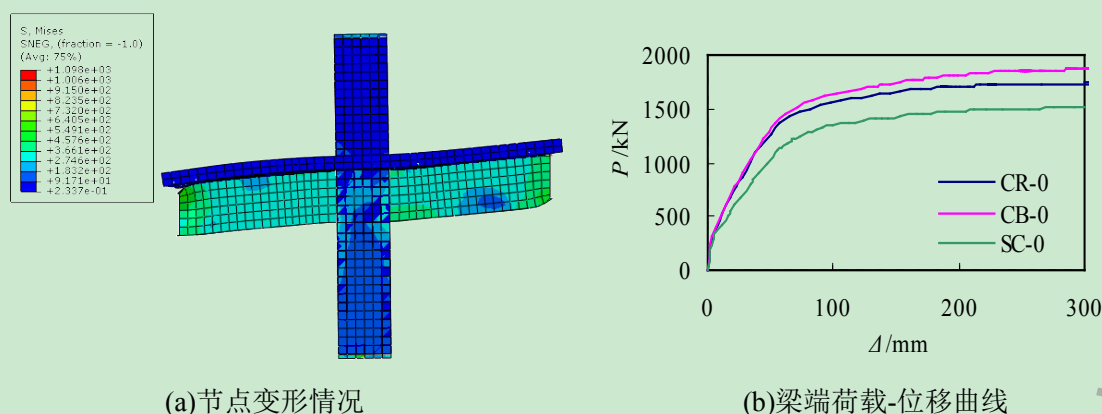


图 4.12 组合梁节点 CR-0 单调加载结果

节点 CR-0 的变形与节点 CB-0 相似， $P-\Delta$ 曲线却有所不同。从图 4.12(b) 可以看到，两节点的 $P-\Delta$ 曲线在弹性阶段差别不大，刚度相近，而随着荷载的增大，节点 SR-0 更快达到屈服点，最后梁端承载力较 CB-0 略有降低，但依然高于 SC-0。由此说明，就组合梁节点而言，进行钢梁梁端翼缘削弱后，对节点的刚度和梁端承载力影响不大。

表 4.2 SC-0、CB-0 和 CR-0 单调加载的延性

编号	破坏荷载 P_u/kN	破坏位移 Δ_u/mm	屈服荷载 P_y/kN	屈服位移 Δ_y/mm	位移延性系数 $\mu(\mu=\Delta_u/\Delta_y)$	承载力增大比
SC-0	1506.6	292.1	1054.6	51.5	5.67	0
CB-0	1862.0	283.4	1303.4	50.1	5.66	23.6%
CR-0	1745.4	275.3	1221.8	46.5	5.92	15.9%

计算翼缘削弱型组合梁节点 CR-0 在单调位移加载下的位移延性系数，并将其列入表 4.2 中。由表中可以看出，节点 CR-0 的梁端承载力比节点 SC-0 的高，而较节点 CB-0 的要低一些，说明楼板对节点承载力的贡献足以抵消梁端翼缘削弱所带来的节点承载力损失。与此同时，计算所得节点 CR-0 的位移延性系数高于节点 CB-0 和 SC-0，说明采用梁端狗骨式削弱对组合梁节点进行塑性铰位移设计，可以提高节点的位移延性系数，改善节点的延性。

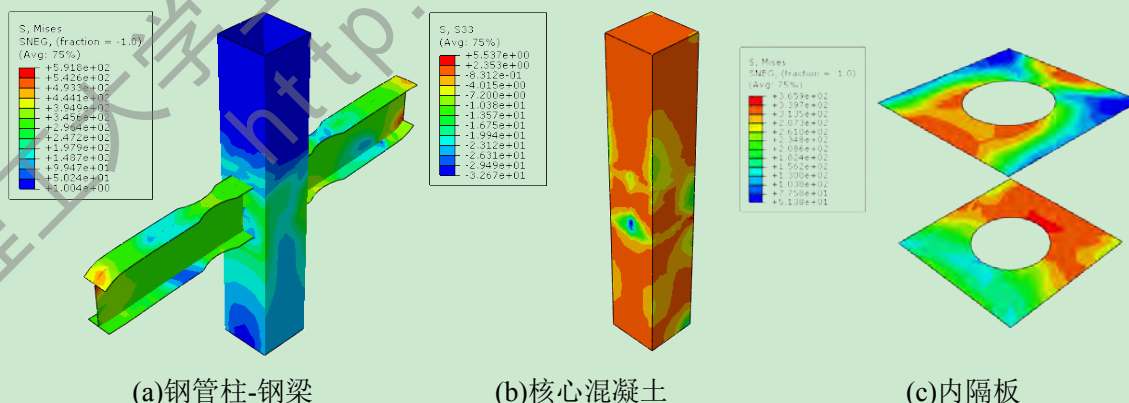


图 4.13 钢管混凝土柱和钢梁部件的应力分布

梁端位移加载至 290mm 时，削弱型组合梁节点 CR-0 已进入塑性段，提取此时钢管柱-钢梁、核心混凝土和内隔板的应力分布，如图 4.13 所示。从图 4.13(a) 中，我们可以清楚的看到钢梁受拉上翼缘在削弱处形成的塑性铰，说明对组合梁节点的钢梁翼缘进行

削弱，也可以达到塑性铰外移的作用，有效保护节点。核心混凝土和内隔板的应力分布状态与节点 CB-0 相应部件的相似。

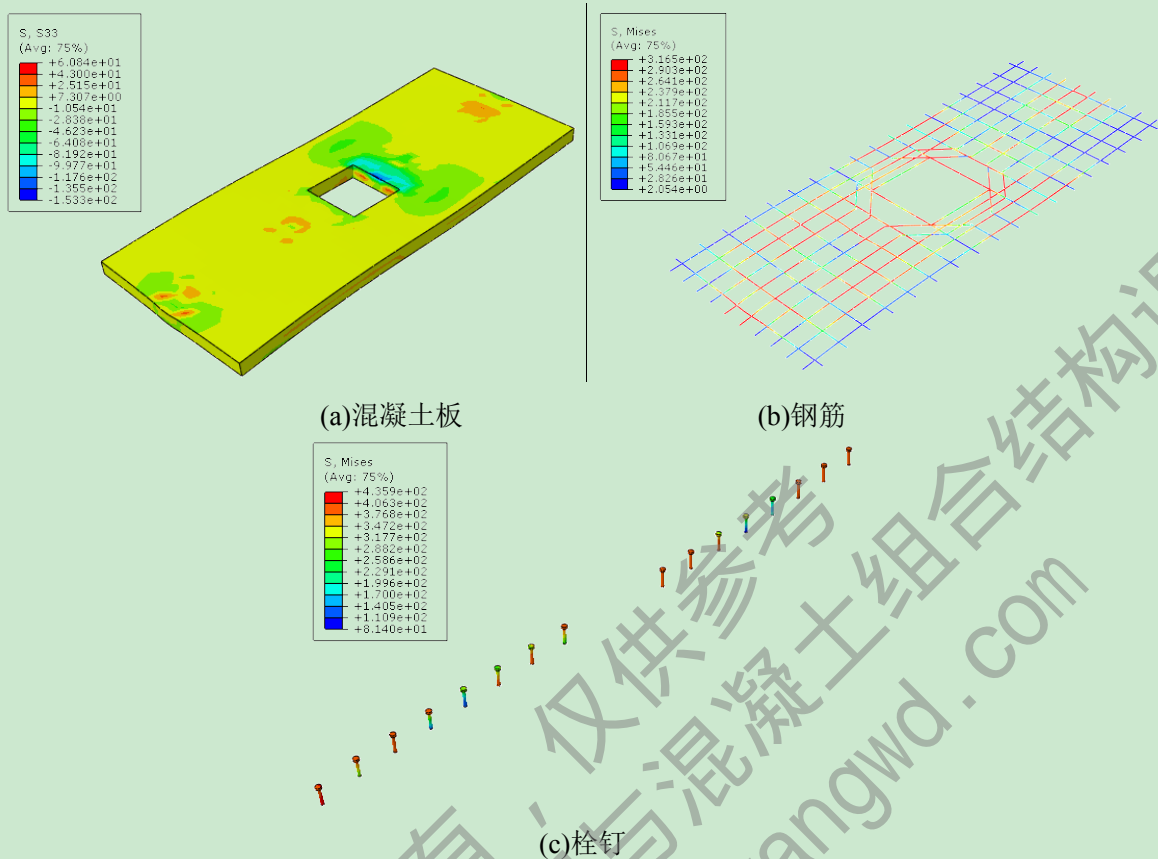


图 4.14 钢筋混凝土楼板部件的应力状态

混凝土板、板内钢筋和栓钉在 $\Delta=290\text{mm}$ 时的应力分布如图 4.14(a)~(c)所示。从中可以看到，与普通组合梁节点 CB-0 相似，楼板混凝土以承受压应力为主，靠近受压钢梁翼缘的区域压应力最大，而其最大值为 153.3kN/mm ，较节点 CB-0 的小了 53kN/mm 。混凝土板内的钢筋也完全呈现受拉状态，在靠近钢管柱和受荷梁端的位置拉应力较大，最大拉应力值降为 316.5kN/mm 。栓钉作为重要的连接件，此时还是处于受拉状态，呈现的拉应力最大值为 435.9kN/mm 。

4.3.2 直接扩翼型组合梁节点

采用与梁端直接扩翼式节点 SE-0 相同的扩翼尺寸，即 $l_a=180\text{mm}$ ， $l_b=180\text{mm}$ ， $b_{wf}=400\text{mm}$ ， $R_{\min}=253.5\text{mm}$ ，对普通组合梁节点 CB-0 进行钢梁端直接扩翼加强，其他参数不变，采用上述建模方法建立节点模型 CE-0。

与普通组合梁节点 CB-0 划分网格的手法相同，先按照钢梁扩翼上翼缘的外轮廓形状将钢筋混凝土楼板切割后，再以 80mm 的网格大小对节点 CE-0 进行整体划分。栓钉依然按照 6.5mm 进行网格划分。如图 4.15 所示，即为节点 CE-0 最终的网格划分情况。

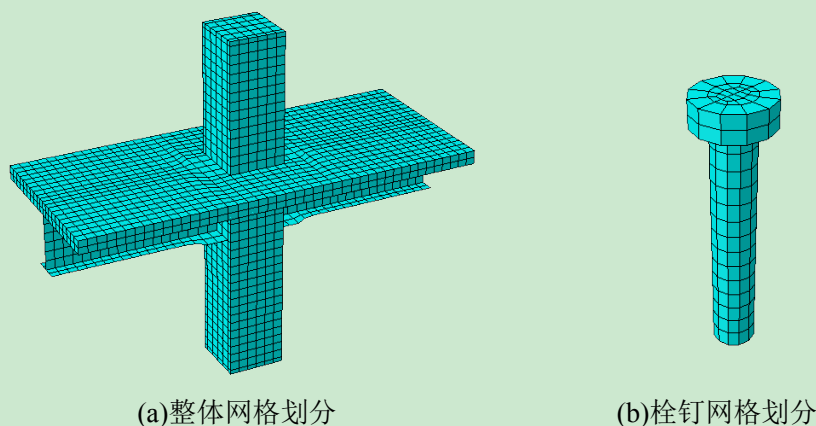


图 4.15 节点 CE-0 的网格划分情况

对扩翼式组合梁节点 CE-0 柱顶施加竖向恒载 $N=1000\text{kN}$ ，再对梁端施加竖向反对称位移荷载 $\Delta=300\text{mm}$ ，可得到如图 4.16(a)~(b)所示的节点变形图和梁端荷载-位移曲线。

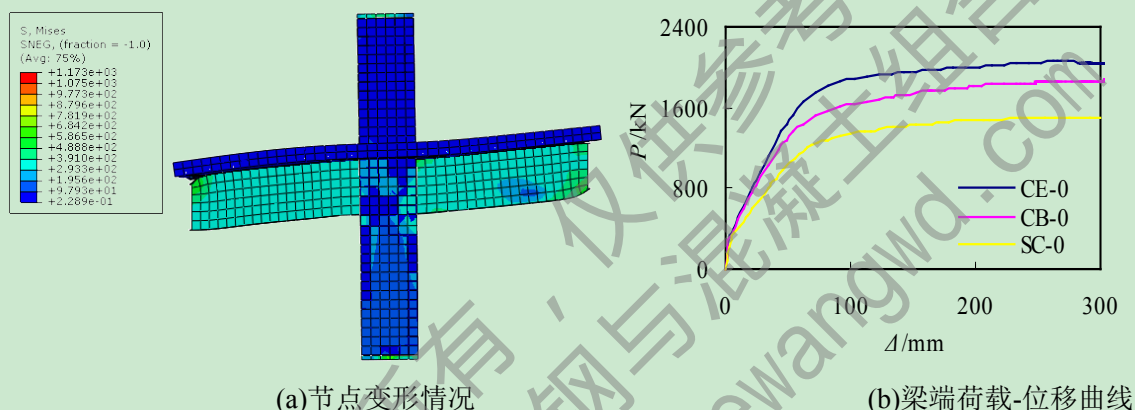


图 4.16 组合梁节点 CE-0 单调加载结果

由图 4.16(b)可以直观的看到，与节点 CB-0 相比，节点 CE-0 的承载力更大，说明对普通组合梁节点的钢梁进行梁端直接扩翼处理，能够提高节点的承载力。

表 4.3 SC-0、CB-0、CR-0 和 CE-0 单调加载的延性

编号	破坏荷载 P_u/kN	破坏位移 Δ_u/mm	屈服荷载 P_y/kN	屈服位移 Δ_y/mm	位移延性系数 $\mu(\mu=\Delta_u/\Delta_y)$	承载力增大比
SC-0	1506.6	292.1	1054.6	51.5	5.67	0
CB-0	1862.0	283.4	1303.4	50.1	5.66	23.6%
CR-0	1745.4	275.3	1221.8	46.5	5.92	15.9%
CE-0	2054.3	265.0	1438.0	48.2	5.50	36.3%

计算出梁端直接扩翼型组合梁节点 CE-0 在单调位移加载下的位移延性系数，并将其列入表 4.3 中。从表中能够观察到，节点 CE-0 的梁端承载力是表中所列节点中最大的，不仅大于普通组合梁节点 CB-0，更远远超过普通钢梁节点 SC-0。再观位移延性系数，节点 CE-0 的位移延性系数虽然较其他节点略低，但是降低的幅度并不是太大，其值依然大于 4，满足抗震要求。由此说明，对普通组合梁进行梁端直接扩翼加强，同样可以提高节点的梁端承载力，对其延性影响不大。

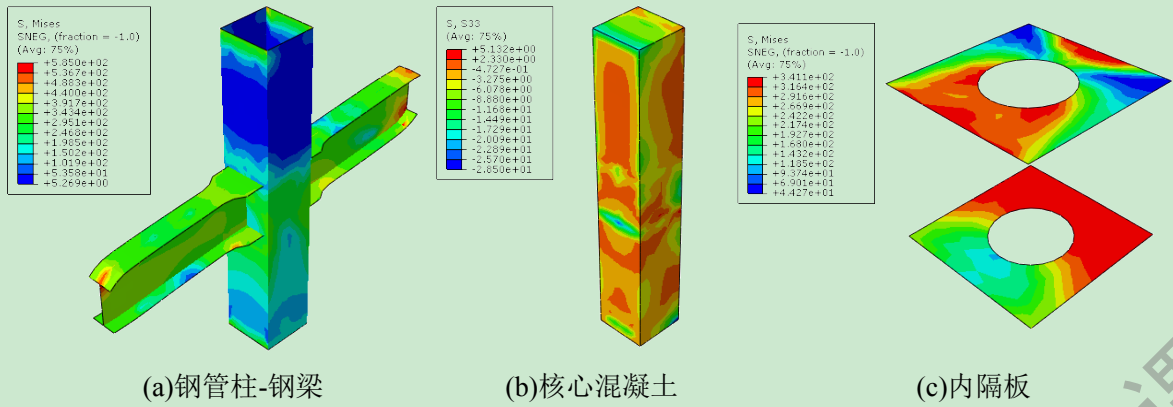


图 4.17 钢管混凝土柱和钢梁部件的应力分布

如图 4.17 展示的是，直接扩翼型节点 SE-0 在梁端位移加载至 290mm 时，钢管柱-钢梁、核心混凝土和内隔板的应力分布，此时节点 SE-0 已进入塑性段。此刻，钢梁在变截面处形成的塑性铰可以从图 4.17(a)中清楚看到，说明对组合梁节点的钢梁进行梁端直接扩翼处理，也可以达到塑性铰外移的作用，能够有效保护节点。而核心混凝土和内隔板此刻的应力分布状态与节点 CB-0 相应部件相似。

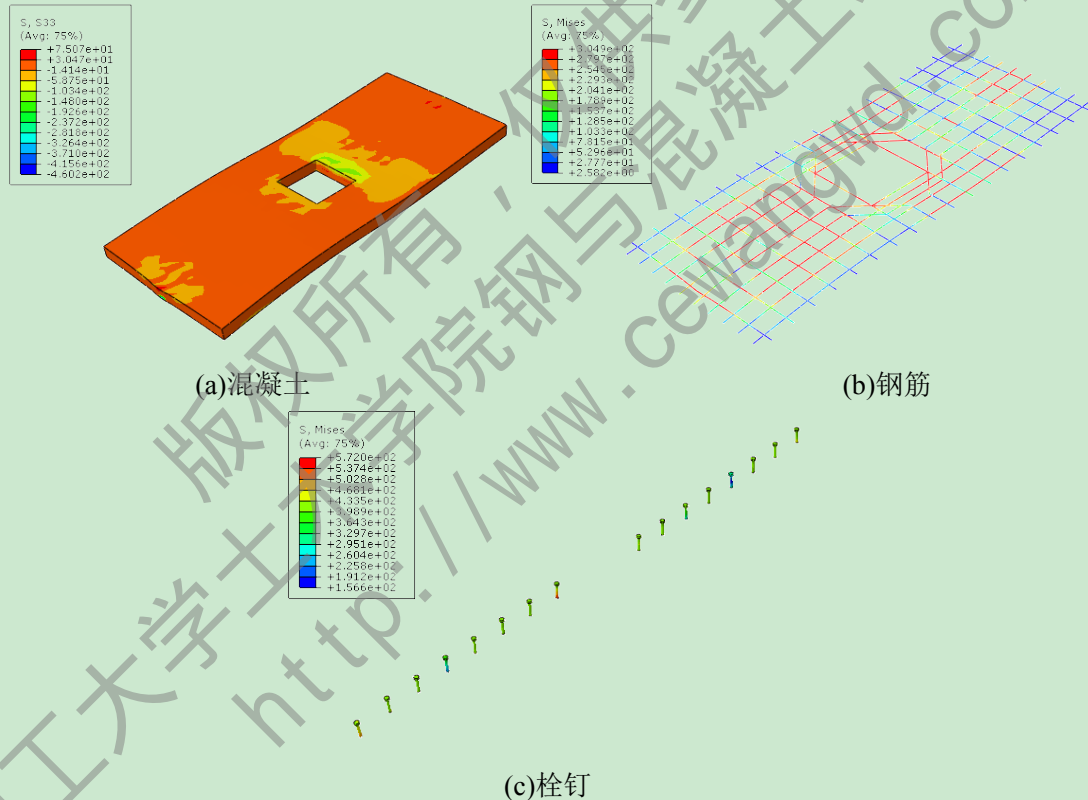


图 4.18 钢筋混凝土楼板部件的应力状态

梁端位移加载 $\Delta=290\text{mm}$ 时，节点 SE-0 混凝土板、板内钢筋和栓钉的应力分布如图 4.18(a)~(c)所示。从中可以看到，与普通组合梁节点 CB-0 相似，楼板混凝土以承受压应力为主，靠近受压钢梁翼缘的区域压应力最大；混凝土板内的钢筋完全呈现受拉状态，在靠近钢管柱和受荷梁端的位置拉应力较大；栓钉还是处于受拉状态。

4.3.3 侧板加强型组合梁节点

参考公式 (3-10) 和 (3-11)，采用与节点 SF-0 相同尺寸的加强侧板，即侧板的尺

寸为： $l_c=360\text{mm}$ ， $b=75\text{mm}$ ， $t_c=t_f=25\text{mm}$ 。对普通组合梁节点 CB-0 进行梁端加强后，其他参数不变，采用上述建模方法建立该节点模型，编号为 CF-0。

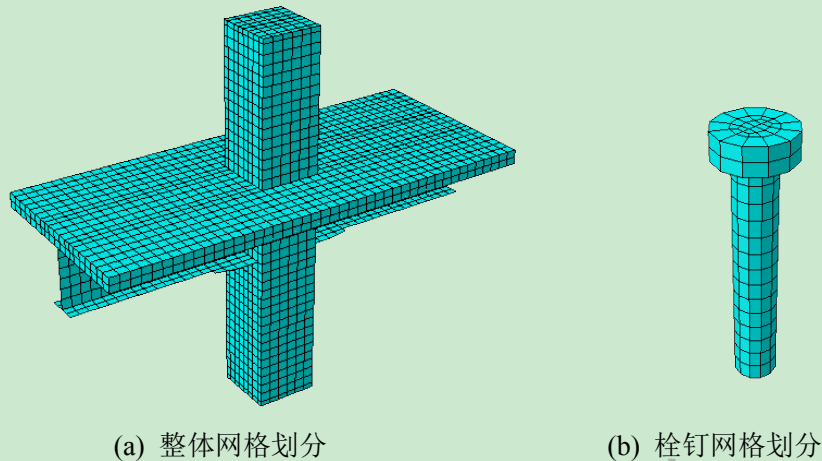


图 4.19 节点 CF-0 的网格划分情况

除栓钉采用 6.5mm 大小的网格以外，节点 CF-0 其他部件均采用 80mm 的的网格大小进行划分，可得到如图 4.19 所示的网格划分图。同样在节点 CF-0 柱顶施加竖向恒载 $N=1000\text{kN}$ 后，再对梁端施加竖向反对称位移荷载 $\Delta=300\text{mm}$ ，即可得到如图 4.20 所示的节点变形图和梁端荷载-位移曲线。

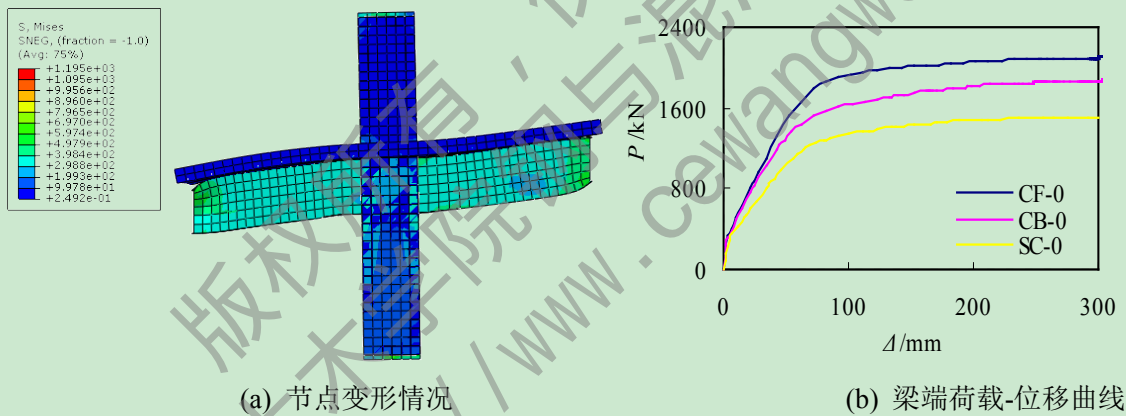


图 4.20 组合梁节点 CF-0 单调加载结果

观察图 4.20(b)中的曲线，可以清楚的看到，侧板加强型组合梁节点 CF-0 的承载力较普通组合梁节点 CB-0 的有了很大程度的提高。这一现象说明，在普通组合梁节点的钢梁梁端增设侧板，可以大大提高节点的承载力。

表 4.4 SC-0、CB-0、CR-0、CE-0 和 CF-0 单调加载的延性

编号	破坏荷载 P_u/kN	破坏位移 Δ_u/mm	屈服荷载 P_y/kN	屈服位移 Δ_y/mm	位移延性系数 $\mu(\mu=\Delta_u/\Delta_y)$	承载力增大比
SC-0	1506.6	292.1	1054.6	51.5	5.67	0
CB-0	1862.0	283.4	1303.4	50.1	5.66	23.6%
CR-0	1745.4	275.3	1221.8	46.5	5.92	15.9%
CE-0	2054.3	265.0	1438.0	48.2	5.50	36.3%
CF-0	2094.1	254.6	1465.9	49.6	5.13	39.0%

同样计算出梁端侧板加强型组合梁节点 CF-0 在单调位移加载下的位移延性系数，将其列入表 4.4 中。比较表中的数据，能够看出，节点 CF-0 的梁端承载力达到了 2094.1kN，较节点 CE-0 的更胜一筹，远远高于表中其他节点。令人较不理想的是，同时节点 CF-0 的位移延性系数较其他节点都低，但还好降低的幅度不大，且其值依然大于 4，满足抗震要求。因此，我们能够知道，对普通组合梁进行梁端增设侧板加强，可以大大提高节点的梁端承载力，对节点的延性略有影响，但是影响程度不大。

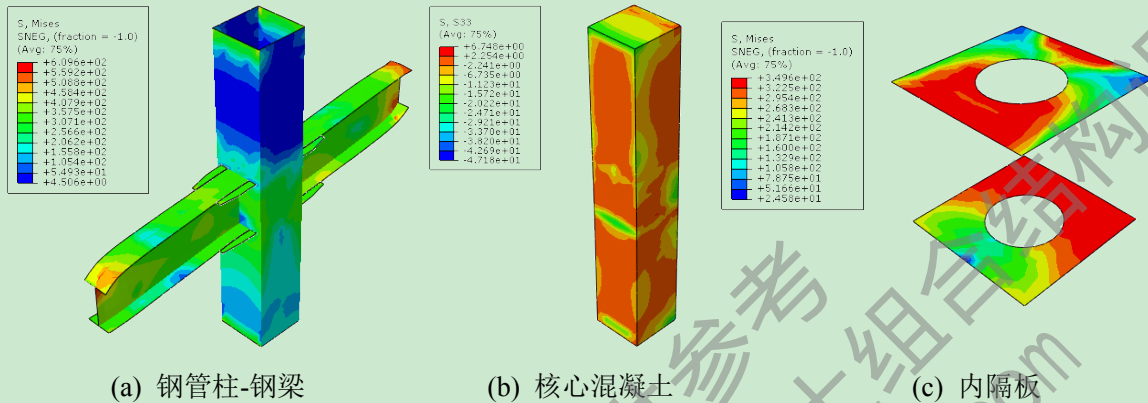


图 4.21 钢管混凝土柱和钢梁部件的应力分布

图 4.21 列出了，梁端位移加载至 290mm 时，侧板加强型节点 SF-0 钢管柱-钢梁、核心混凝土和内隔板的应力分布。此时节点 SF-0 已进入塑性段，从图 4.21(a)中清楚看到，节点 SF-0 的钢梁侧板结束处附近形成的塑性铰，说明对组合梁节点的钢梁进行梁端侧板加强处理，同样能够达到塑性铰外移的作用，有效保护节点。而核心混凝土和内隔板此刻的应力分布状态与节点 CB-0 相应部件相似。

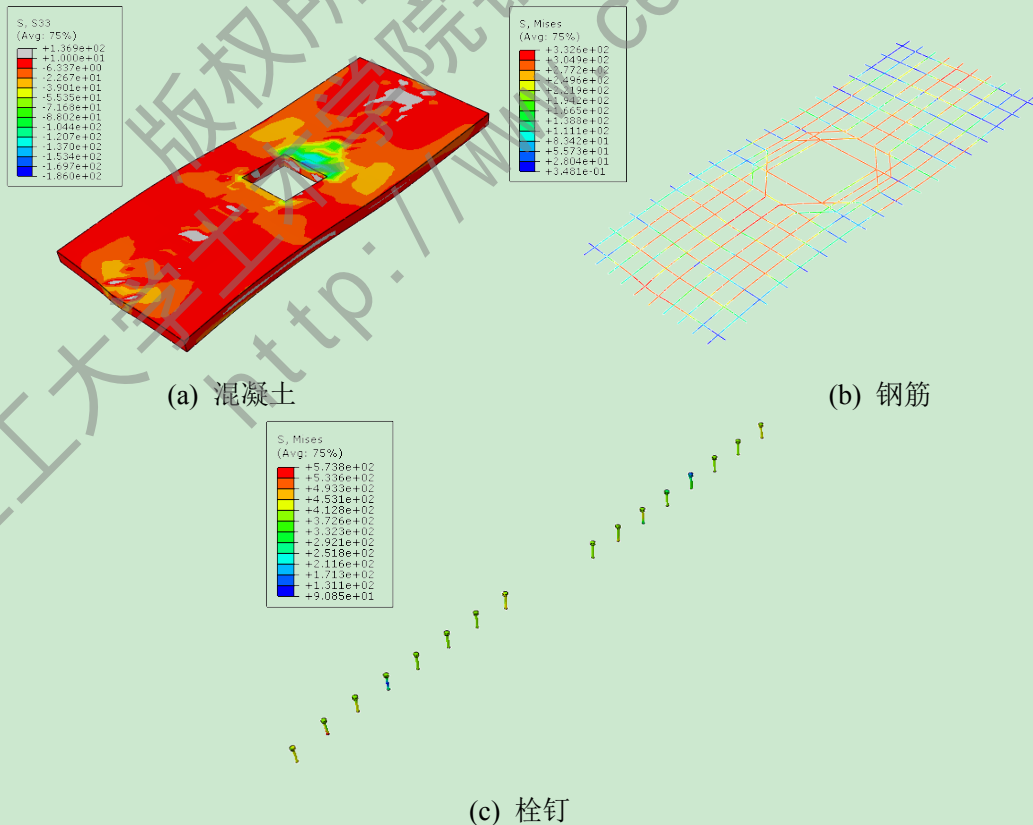


图 4.22 钢筋混凝土楼板部件的应力状态

梁端位移加载 $\Delta=290\text{mm}$ 时, 节点 SF-0 混凝土板、板内钢筋和栓钉的应力分布如图 4.22(a)~(c)所示。从中可以看到, 与普通组合梁节点 CB-0 相似, 楼板混凝土以承受压应力为主, 靠近受压钢梁翼缘的区域压应力最大; 混凝土板内的钢筋完全呈现受拉状态, 在靠近钢管柱和受荷梁端的位置拉应力较大; 栓钉还是处于受拉状态。

4.4 本章小结

针对楼板的组合效应对塑性铰外移型钢管混凝土柱-钢梁节点力学性能的影响, 本章运用 ABAQUS 软件主要进行了一下一些工作:

(1) 根据前述普通钢管混凝土柱-钢梁节点的尺寸, 建立一个普通钢管混凝土柱-组合梁节点, 并对其施加同样的边界条件和加载方式。分析组合梁节点在单调加载情况下的受力性能, 提取节点梁端位移-荷载曲线, 并与钢梁节点的单调加载结果相比较, 研究楼板的组合效应对节点力学性能的影响。

(2) 在前章的基础上, 对该组合梁节点进行塑性铰外移设计, 采用上述三个塑性铰外移型基准节点的尺寸, 分别建立三个塑性铰外移型组合梁节点进行单调加载模拟, 其中包括钢梁翼缘削弱型组合梁节点、直接扩翼型组合梁节点和侧板加强型组合梁节点, 最后对各个节点的加载结果进行了分析和总结。

(3) 通过分析普通组合梁节点和塑性铰外移型节点单调加载结果, 发现在钢梁上增设楼板后, 楼板的组合效应可以增大节点的刚度和梁端承载力, 而采用梁端削弱和梁端加强等手法同样可以实现组合梁节点的塑性铰外移, 能够达到保护节点的作用。

结论与展望

结论

本文对有关国内外塑性铰外移型节点的力学性能研究现状进行了综述，采用 ABAQUS 有限元软件，对塑性铰外移型钢管混凝土柱-钢梁节点进行静力和拟静力数值模拟，对塑性铰外移型钢管混凝土柱-组合梁节点进行静力数值模拟，分析其力学性能，得到以下结论：

(1) 节点应力由梁加载端传递到梁与柱连接一端，当节点进入塑性段后，应力集中于梁柱连接处，极易造成梁柱连接处的断裂，使节点发生脆性破坏。对内隔板式方钢管混凝土柱-钢梁节点进行钢梁端部翼缘狗骨式削弱、直接扩大或侧板加强，都可以使塑性铰外移到离柱面一定距离的梁上，达到保护节点的作用。

(2) 三种塑性铰外移节点中，就节点延性而言，翼缘削弱节点最好，翼缘扩大型节点次之，侧板加强型节点最末；就节点承载力来讲，侧板加强型节点最高，其次为翼缘扩大型节点，翼缘削弱型节点最低。对于翼缘削弱型节点，削弱深度 c 的取值范围应为 $(0.20b_f \sim 0.25b_f)$ ，其中 b_f 为钢梁翼缘宽度；对于翼缘侧板加强型节点，加强侧板长度 l_c 的取值范围应为 $(0.4h_b \sim 0.8h_b)$ ，其中 h_b 指的是钢梁高度。

(3) 增设楼板形成组合梁节点后，可以增大节点的刚度和承载力。而对该组合梁节点进行相同的塑性铰外移设计，同样能够实现塑性铰外移的目的，起到保护节点的效果。

展望

基于本文的分析，为了能够更深入的了解塑性铰外移型钢管混凝土柱-钢梁节点的力学性能，作者认为还可继续开展以下几个方面的工作：

(1) 其他形式塑性铰外移型节点的力学性能研究。塑性铰外移设计主要有梁端削弱和梁端加强两种方法，针对钢管混凝土柱-钢梁节点，除了本文选取的，还有很多其他形式的节点尚缺乏研究，更没有相关规范的规定。因此，为了了解是否有实用性更强、性能更好的塑性铰外移型节点，很有必要对其他形式节点的力学性能进行研究。

(2) 塑性铰外移型节点受水平荷载作用下的研究。本文研究的只是梁端受竖向反对称荷载作用下节点的力学性能，并未研究节点在柱顶施加水平荷载情况下的力学性能，故有必要针对塑性铰外移型节点的水平受荷情况进行一番分析研究。

(3) 塑性铰外移型组合梁节点往复荷载作用下力学性能的研究。本文只初步研究了塑性铰外移型组合梁节点在梁端受单调反对称荷载作用下的力学性能，并未研究其梁端受往复荷载作用下的受力性能，因此这方面还有待进一步系统完善的研究。

参考文献

- [1] 韩林海. 钢管混凝土结构-理论与实践(第二版)[M]. 北京: 科学出版社, 2007.
- [2] 钟善桐. 钢管混凝土结构[M]. 北京: 清华大学出版社, 2003.
- [3] 陈穗先, 蔡健, 杨春, 苏国维. 钢框架梁-柱节点的塑性铰外移研究[J]. 国外建材科技, 2008, 29(3): 109-112.
- [4] 周群, 王燕. 狗骨式节点梁翼缘削弱深度的取值研究[J]. 钢结构, 2007, 22(8): 14-16.
- [5] 叶美平. 翼缘削弱型钢框架梁柱节点的有限元参数分析[J]. 工程与建设, 2007, 21(4): 523-524.
- [6] Kim Kee-Dong, Engelhardt Michael D.. Nonprismatic Beam Element for Beams with RBS Connections in Steel Moment Frames[J]. Structural Engineering, 2007, 133(2): 176-184.
- [7] 樊宝锋, 章梓茂, 杨庆山, 等. 钢结构梁柱端板连接腹板开孔型节点的延性分析[J]. 工程力学, 2009, 26(3): 140-147.
- [8] 郁有升, 王燕. 钢框架梁翼缘削弱型节点力学性能的试验研究[J]. 工程力学, 2009, 26(2): 168-175.
- [9] 胡航源, 郭秉山, 李超华, 等. 翼缘削弱型外伸式端板连接节点在梁柱弱轴方向的受力性能研究[J]. 施工技术, 2009, 38(Sup.): 1-4.
- [10] 张思敏, 李军, 李文明. 翼缘加强型狗骨式节点的性能分析及改进[J]. 钢结构, 2010, 133(25): 3-7.
- [11] Lignos Dimitrios G, Kolios Dimitrios, Miranda Eduardo. Fragility Assessment of Reduced Beam Section Moment Connections[J]. Structural Engineering, 2010, 136(9): 1140-1150.
- [12] Berman Jeffrey W., Okazaki Taichiro, Hauksdottir Heidrun O.. Reduced Link Sections for Improving the Ductility of Eccentrically Braced Frame Link-to-Column Connections[J]. Structural Engineering, 2010, 136(5): 543-553.
- [13] Kazemi Mohammad Taghi, and Asl Masoud Hoseinzadeh. Modeling of Inelastic Mixed Hinge and its Application in Analysis of the Frames with Reduced Beam Section[J]. Steel Structures, 2011, 11(1): 51-63.
- [14] 余涛, 杨新华. 袋式除尘器角节点梁翼缘削弱的有限元分析[J]. 钢结构, 2011, 26(3): 33-37.
- [15] 韩明岚, 王燕. 钢框架梁翼缘削弱型节点单元刚度矩阵及内力分析[J]. 工业建筑, 2011, 41(1): 111-119.
- [16] Sophianopoulos, D. S., Deri, A. E.. Parameters Affecting Response and Design of Steel Moment Frame Reduced Beam Section Connections: An Overview[J]. Steel Structures, 2011, 11(2): 133-144.
- [17] Li Bo, Yang Qingshan, Yang Na. An Investigation on Aseismic Connection with Opening in Beam Web in Steel Moment Frames[J]. Structural Engineering, 2011, 14(3): 575-587.
- [18] 杨娜, 纪万金. 组合效应对腹板削弱型梁柱节点的影响[J]. 北京交通大学学报, 2011, 35(4): 50-56.
- [19] Hsiao, J. Kent, Coupar, Matthew S.. Design and Behavior of Enlarged End Flange (EEF) Steel Moment-Frame Connections[J]. Structural Engineering, 2006, 9(4): 545-559.
- [20] 黄炳生, 舒赣平, 吕志涛. 梁端楔形翼缘连接钢框架低周反复荷载试验研究[J]. 建筑结构学报, 2006, 27(2): 57-63.

- [21] 郭震, 袁迎曙, 毕于瑞, 等. 盖板型钢框架刚性节点延性性能试验研究[J]. 建筑结构, 2006, 36(4): 55-58.
- [22] 张文元, 朱福军. 梁端翼缘扩大型钢框架梁柱节点的受力性能分析[J]. 建筑钢结构进展, 2007, 9(6): 33-38.
- [23] 陈爱国, 张海军, 杨庆山. 梁柱盖板连接的滞回性能研究[J]. 建筑结构学报, 2008(Sup.): 77-83.
- [24] 邵永松, 金路, 谢礼立, 等. T 型外部补强箱型节点加劲肋长度的确定[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2009, 41(10): 20-25.
- [25] 王燕, 冯双, 王玉田, 等. 钢框架梁翼缘加强型节点低周反复荷载试验研究[J]. 建筑结构学报, 2009(Sup.1): 108-114.
- [26] 张文元, 王想军, 朱福军, 等. 梁端翼缘扩大型梁柱节点抗震性能和设计方法[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2009, 41(12): 7-13.
- [27] 陈小川, 褚云朋. 钢框架梁柱节点力学性能研究[J]. 四川建筑科学研究, 2009, 35(4): 31-35.
- [28] 武钢, 翟长海, 姜丽云. 钢框架加腋节点抗震性能分析[J]. 建筑结构学报, 2010(Sup.1): 61-65.
- [29] 毛辉, 王燕. 钢框架梁翼缘扩翼型节点受力性能研究[J]. 西安建筑科技大学学报(自然科学版), 2010, 42(1): 36-41.
- [30] 王燕, 冯双, 王玉田. 钢框架刚性连接加强型节点滞回性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2011, 44(5): 57-68.
- [31] 王玉田, 王燕, 姜福香. 钢框架加强型梁柱连接的抗震机理研究[J]. 西安建筑科技大学学报(自然科学版), 2011, 43(1): 31-35.
- [32] 王燕, 郁有升, 王鹏. 钢框架梁端翼缘板式加强型节点力学性能试验研究[J]. 工程力学, 2011, 28(3): 177-184.
- [33] 王燕, 刘芸, 王鹏, 等. 梁柱刚性连接加强型节点的研究进展[J]. 建筑钢结构进展, 2011, 13(2): 1-7.
- [34] 蔡益燕. 考虑塑性较外移的钢框架梁柱连接设计[J]. 建筑结构, 2004, 34(2): 3-5.
- [35] 王燕. 钢框架塑性较外移新型延性节点的研究与进展[J]. 青岛理工大学学报, 2006, 27(3): 1-6.
- [36] 王峥. 钢框架结构改进节点设计的途径[J]. 科技信息, 2006(4): 59.
- [37] 余海群, 钱稼茹, 颜锋, 等. 足尺钢梁柱刚性连接节点抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2006, 27(6): 18-27.
- [38] 张海军, 陈爱国, 杨庆山. 梁柱盖板连接节点强度和刚度的有限元分析[J]. 科学技术与工程, 2007, 7(22): 5954-5958.
- [39] 陈杰, 苏明周, 申林, 等. 钢结构焊接翼缘板加强式梁柱刚性连接滞回性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2007, 28(3): 1-7.
- [40] Liu Yuxin, Xu Lei, Grierson Donald E.. Compound-element modeling accounting for semi-rigid connections and member plasticity[J]. Engineering Structures, 2008, 30: 1292-1307.
- [41] 陈自全, 彭修宁, 林海. 钢结构节点抗震措施研究[J]. 广西大学学报(自然科学版), 2008, 33(Sup.): 11-14.
- [42] 王燕, 郁有升, 王悦, 等. 钢框架翼缘削弱型和扩翼型节点受力性能研究[J]. 力学与实践, 2010,

- 32(1): 46-53.
- [43] Wang Yuanqing, Zhou Hui, Shi Yongjiu, Chen Hong. Fracture Behavior Analyses of Welded Beam-to-Column Connections Based on Elastic and Inelastic Fracture Mechanics[J]. Steel Structures, 2010, 10(3): 253-265.
- [44] 周玉萍. 钢框架节点形式及位置对抗震性能的影响[J]. 中国建筑金属结构, 2010, 04: 31-34.
- [45] Giuseppe Brandonisio, Antonio De Luca, Elena Mele. Shear strength of panel zone in beam-to-column connections[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2012, 71: 129-142.
- [46] 石永久, 王萌, 王元清. 钢框架不同构造形式焊接节点抗震性能分析[J]. 工程力学, 2012, 29(7): 75-83.
- [47] Shi Yongjiu, Wang Meng, Wang Yuanqing. Analysis of Seismic Behaviour of Welded Steel Connections and Frames with Differently Constructed Connections[J]. Advances in Structural Engineering, 2012, 15(7): 1053-1068.
- [48] 周天华. 方钢管混凝土柱-钢梁框架节点抗震性能及承载力研究[D]. 西安: 西安建筑科技大学博士学位论文, 2004.
- [49] 金刚, 丁洁民, 陈建斌. 方钢管混凝土结构内隔板式节点试验研究[J]. 结构工程师, 2005, 21(4): 75-80.
- [50] 宗周红, 林于东, 陈慧文, 等. 方钢管混凝土柱与钢梁连接节点的拟静力试验研究[J]. 建筑结构学报, 2005, 26(1): 77-84.
- [51] 王来, 王铁成, 邓芑. 方钢管混凝土框架内隔板节点抗震性能的试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2005, 25(1): 76-80.
- [52] 王文达, 韩林海, 游经团. 方钢管混凝土柱-钢梁外加强环节点滞回性能的实验研究[J]. 土木工程学报, 2006, 39(9): 17-25.
- [53] 杜培源. 方钢管混凝土柱-工字钢梁节点能研究[D]. 南京: 南京工业大学硕士学位论文, 2006.
- [54] 齐建伟, 王铁成, 陈倩, 等. 方钢管混凝土框架结构抗震性能试验研究[J]. 建筑科技, 2006, (3): 74-75.
- [55] 凡红, 徐礼华, 杜国锋. 方钢管混凝土柱-钢梁节点静力性能试验研究[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2007, 34(9): 11-15.
- [56] 刘明路, 高磊华, 杜云晶. 贯通钢板式方钢管混凝土柱工字钢梁节点破坏机理研究[J]. 工业建筑, 2009, 39(Sup.): 587-591.
- [57] 李威. 圆钢管混凝土柱-钢梁外环板式框架节点抗震性能研究[D]. 北京: 清华大学博士学位论文, 2011.
- [58] 徐礼华, 童敏. 方钢管混凝土柱-钢梁双侧板贯穿式节点抗震性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2012, 45(3): 49-57.
- [59] 曲慧. 钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁连接节点抗震性能的机理分析[J]. 工程力学, 2012, 29(7): 235-243.
- [60] 黄炳生, 杜培源, 黄顾忠. 方钢管混凝土柱-钢梁外隔板节点拟静力试验研究[J]. 土木工程学报, 2012, 45(5): 49-57.

- [61] Li Wei, Han Linhai. Seismic performance of CFST column to steel beam joint with RC slab: Joint model[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2012, 73: 66-79.
- [62] 周天华, 聂少锋, 卢林枫, 等. 带内隔板的方钢管混凝土柱-钢梁节点设计研究[J]. 建筑结构学报, 2005, 26(5): 23-29.
- [63] 李贤, 肖岩, 郭玉荣. 圆钢管混凝土柱钢梁框架节点型式的介绍[J]. 建筑钢结构进展, 2005, 7(4): 22-26.
- [64] 郭蓉, 赵少伟, 王晓伟, 等. 震后方钢管混凝土框架加固效果试验研究[J]. 河北工业大学学报, 2006, 35(5): 110-114.
- [65] 王艳艳. 方钢管混凝土柱-钢梁框架的抗震性能研究[D]. 天津: 天津大学硕士学位论文, 2006.
- [66] 郭彦利. 削弱梁端的方钢管混凝土柱-焊接钢梁节点选型及设计[D]. 西安: 长安大学硕士学位论文, 2006.
- [67] 周天华, 王秀梅, 叶武, 等. 削弱梁端的方钢管混凝土柱-钢梁栓焊连接节点的有限元分析[J]. 工业建筑, 2007, 37(Sup.): 559-562.
- [68] 叶武. 方钢管混凝土柱-削弱梁端的钢与混凝土组合梁框架节点受力性能研究[D]. 西安: 长安大学硕士学位论文, 2007.
- [69] 王秀梅. 栓焊连接的方钢管混凝土柱-削弱钢梁框架节点受力性能研究[D]. 西安: 长安大学硕士学位论文, 2007.
- [70] Wang Wen-da, Han Lin-hai Han, Brian Uy. Experimental behaviour of steel reduced beam section to concrete-filled circular hollow section column connections[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2008, 64: 493-504.
- [71] 郭彦利, 姚行友. 方钢管混凝土柱-焊接腹板削弱钢梁节点选型及设计[J]. 建筑钢结构进展, 2008, 10(4): 43-49.
- [72] 周天华, 聂少锋, 王秀梅, 等. 方钢管混凝土柱-削弱钢梁端栓焊连接节点受力性能[J]. 土木建筑与环境工程, 2009, 31(3): 34-41.
- [73] 吴文平, 黄炳生. 方钢管混凝土柱-钢梁狗骨式节点有限元分析[J]. 钢结构, 2009, 24(5): 24-27.
- [74] 周天华, 聂少锋, 叶武. 方钢管混凝土柱-削弱钢梁端组合梁节点受力性能研究[J]. 西安建筑科技大学学报(自然科学版), 2009, 41(5): 612-619.
- [75] 李成玉, 郭耀杰, 罗冽. 翼缘削弱对钢管混凝土外加强环节点受力性能的改善[J]. 土木工程学报, 2010, 43(12): 21-27.
- [76] 王万祯, 杨保证, 黄友钱, 等. 梁翼缘、腹板开孔方钢管混凝土柱-H型钢梁节点力学性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2012, 33(3): 96-103.
- [77] 王建群. 钢管混凝土柱-钢梁节点受力性能分析[D]. 兰州: 兰州理工大学硕士学位论文, 2006.
- [78] 徐礼华, 凡红, 刘胜兵, 等. 方钢管混凝土柱-钢梁节点抗震性能试验研究与有限元分析[J]. 工程力学, 2008, 25(2): 122-131.
- [79] 褚云朋, 贾彬, 周俐俐. 复式钢管混凝土梁柱节点抗震性能研究[J]. 西南科技大学学报, 2009, 24(1): 7-12.
- [80] 姜忻良, 苗纪奎, 陈志华. 方钢管混凝土柱-钢梁隔板贯通节点抗震性能试验[J]. 天津大学学报,

- 2009, 42(3): 194-200.
- [81] 黄艳, 刘新春. 侧板加强式梁柱节点抗震性能研究[J]. 建筑结构, 2009, 39(2): 28-30.
- [82] 王鹏, 张思敏. 盖板加强型狗骨式节点的性能分析[J]. 工业建筑, 2012, 42(Sup.): 262-266.
- [83] 丁永君, 尚奎杰, 万方贵, 等. 矩形钢管混凝土柱-H型钢梁节点抗震性能试验研究及有限元分析[J]. 建筑结构学报, 2012, 33(2): 93-99.
- [84] 李忠献, 张雪松, 丁阳. 梁端塑性较外移的型钢混凝土节点的抗震性能[J]. 华南理工大学学报(自然科学版), 2007, 35(3): 77-82.
- [85] 张雪松, 李海涛, 张铁蓉. 型钢翼缘狗骨式削弱在型钢混凝土节点的作用[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2009, 41(12): 110-114.
- [86] Chaimahawan Preeda, Pimanmas Amorn. Seismic retrofit of substandard beam-column joint by planar joint expansion[J]. Materials and Structures, 2009, 42: 443-459.
- [87] Hillerborg, A., Modeer, M. and Petersson, P. E.. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements[J]. Cement and Concrete Research, 1976, 6(6), 773-782.
- [88] ACI Committee 318(ACI 318). Building code requirements for structural concrete and commentary[S]. American Concrete Institute, Detroit, USA, 2005.
- [89] 甘肃省工程建设标准 DB62/T25-3041-2009. 钢管混凝土结构技术规程[S]. 兰州, 2009.
- [90] 韩林海, 陶忠, 王文达. 现代组合结构和混合结构-试验、理论和方法[M]. 北京: 科学出版社, 2009.
- [91] ATC-24. Guidelines for cyclic seismic testing of components of steel structures[S]. Redwood City (CA): Applied Technology Council, 1992.
- [92] 庄茁, 由小川, 廖剑晖, 等. 基于 ABAQUS 的有限元分析和应用[M]. 北京: 清华大学出版社, 2009.
- [93] ANSI/AISC 358-10. Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications[S]. Chicago, Illinois, USA, 2010.
- [94] FEMA.. Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, FEMA-350[S]. Washington D.C.: Federal Emergency Management Agency, 2000.
- [95] 日本建筑学会. 钢结构结合部设计指针 (Recommendation for Design of Connections in Steel Structures) [S]. 东京, 2001.
- [96] 中华人民共和国国家标准 GB50017-2003. 钢结构设计规范[S]. 北京, 2003.
- [97] 中华人民共和国国家标准 GB50010-2010. 混凝土结构设计规范[S]. 北京, 2010.

致 谢

时光荏苒，岁月如歌。转眼三年的研究生求学生涯即将过去，在这临别的时刻，回首在课题组的学习时光，欢笑与汗水点滴在心头，充盈着满满的温暖和感动。

本论文能够顺利的完成，首先要感谢我的恩师王文达教授和史艳莉副教授！从论文的选题到完成，中途多次修改，一步步都是在导师的细心指导下完成的，倾注了导师的心血。导师有渊博的专业知识、严谨的治学态度和敬业的工作作风，更有宽广的胸怀和崇高的品格，是我一生的学习榜样。三年里，导师言传身教，不仅让我学会严谨的心去做科研工作，还让我学会如何用淡然的心来品味人生，这一切都将是人生中使用不尽的财富。在此，我对两位敬爱的导师表示最真心的感谢和最诚挚的祝福！

在论文的撰写过程中得到了课题组成员对我的热心帮助，感谢师兄王景玄、付博啸、夏磊和师姐谢娜、周小燕、王凤，帮助我解决了许多遇到的困难，使我少走了很多弯路。感谢硕士同学未晓丽、包延红、魏国强、孙战伟、王亚伟，共同讨论解决了论文中的不少疑难。感谢师弟李华伟、张海龙、杨全全、王明涛和师妹杨金娟、肖会霞，营造浓厚的科研氛围，并在我写论文期间给予很多帮助。感谢所有在我读研期间帮助我的同学和朋友，我将永怀感激祝福你们。

感谢我亲爱的父母和弟弟对我一直以来的支持和鼓励，没有你们无怨无悔的支持，我走不到今天这一步，血浓于水的亲情总是让我温馨满怀、泪水满襟。我想用我的一生来报答你们，虽报答不完，我却会常怀感恩之心。

最后，感谢所有关心、帮助过我的老师、朋友和亲人！

本论文得到国家自然科学基金（51268038）和甘肃省科技支撑计划项目（1204FKCA146）的资助，特此致谢！

黄秋秋

2013年5月

附录 A 在学期间发表的学术论文和参与的科研项目

在学期间发表的学术论文：

- [1] 史艳莉, 黄秋秋, 王文达. 方钢管混凝土柱-翼缘削弱型钢梁内隔板节点力学性能研究. 工程抗震与加固改造, 2013, 35(3): 83-89

在学期间参与的科研项目：

- [1] 国家自然科学基金（编号：51268038）：局部火灾下钢管混凝土组合框架连续倒塌机理与设防对策，项目参加人，2013.1-2016.12，在研。
- [2] 甘肃省科技支撑计划项目（编号：1204FKCA146）：钢管混凝土组合框架基于位移的抗震设计理论与试验研究，项目参加人，2012.1-2014.12，在研。
- [3] 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，项目参加人，2009.11-2012.7，完成。