

学校代号 10731

学 号 112085213002

分 类 号 TU392.5

密 级 公 开



工程硕士学位论文

高强冷弯薄壁型钢构件局部屈曲 受力性能分析

学位申请人姓名 杨金娟

培 养 单 位 兰州理工大学

导师姓名及职称 史艳莉 副教授

工 程 领 域 建筑与土木工程

研 究 方 向 轻钢结构

论文提交日期 2014年5月

学校代号: 10731

学 号: 112085213002

密 级: 公 开

兰州理工大学工程硕士学位论文

高强冷弯薄壁型钢构件局部屈曲 受力性能分析

学位申请人姓名: 杨金娟

导师姓名及职称: 史艳莉 副教授

培 养 单 位: 兰州理工大学

专 业 名 称: 建筑与土木工程

论文提交日期: 2014年5月

论文答辩日期: 2014年6月5日

答辩委员会主席: 樊锦仁 教授级高工

The Research on Mechanical Performance of
the High Strength Cold-formed Thin-walled Steel
about Local Buckling

By

YANG Jinjuan

B.E.(Lanzhou University of Technology) 2011

A thesis submitted in partial satisfaction of the

Requirements for the degree of

Master of Engineering

in

Architecture and Civil Engineering

in the

School of Civil Engineering

of

Lanzhou University of Technology

Supervisor

Professor Shi Yanli

May, 2014

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：所呈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。

本学位论文属于

1、保密□，在____年解密后适用本授权书。

2、不保密□。

(请在以上相应方框内打“√”)

作者签名：

日期： 年 月 日

导师签名：

日期： 年 月 日

目 录

摘 要.....	I
Abstract.....	I
第 1 章 绪 论.....	1
1.1 引言.....	1
1.1.1 高强冷弯薄壁型钢的概念及特点.....	1
1.1.2 高强冷弯薄壁型钢研究的背景及意义.....	2
1.1.3 高强冷弯薄壁型钢计算设计方法简介.....	3
1.2 国内外高强冷弯薄壁型钢发展概况.....	4
1.2.1 国内发展概况.....	4
1.2.2 国外发展概况.....	5
1.3 冷弯薄壁型钢局部屈曲的相关研究.....	5
1.3.1 高强冷弯薄壁型钢构件局部屈曲的概念及特点.....	5
1.3.2 冷弯薄壁薄壁构件局部屈曲研究现状及存在问题.....	5
1.4 国内外关于高强冷弯薄壁型钢构件的相关研究.....	6
1.4.1 国内外关于屈曲理论的相关研究.....	6
1.4.2 国内外关于高强冷弯薄壁型钢构件的相关研究.....	10
1.5 本课题来源及研究意义.....	13
1.6 本文研究方法和主要内容.....	14
1.6.1 本文研究方法.....	14
1.6.2 本文主要内容.....	14
第 2 章 高强冷弯薄壁受力构件非线性有限元分析.....	15
2.1 非线性有限元分析方法.....	15
2.1.1 有限元概述.....	15
2.2 屈曲性能分析.....	15
2.2.1 屈曲分析.....	15
2.2.2 特征值屈曲分析.....	16
2.2.3 非线性屈曲分析.....	17
2.2.4 初始缺陷及残余应力的添加.....	17
2.2.5 ABAQUS 非线性屈曲分析求解.....	19
2.3 有限元模型的建立.....	20
2.3.1 单元的选取.....	20
2.3.2 加载方式的模拟.....	21
2.3.3 材料的非线性本构关系.....	21

2.3.4 几何非线性.....	22
2.3.5 有限元模型的建立.....	22
2.3.6 求解及结果后处理.....	22
2.4 模型验证.....	22
2.4.1 模型验证 1.....	22
2.4.2 模型验证 2.....	24
2.4.3 模型验证 3.....	25
2.5 本章小结.....	28
第 3 章 高强冷弯薄壁型钢轴压长柱构件受力性能研究	29
3.1 概述.....	29
3.2 高强冷弯薄壁型钢轴压长柱构件截面及尺寸确定.....	29
3.3 有限元模型的建立.....	30
3.3.1 单元的选取及非线性本构关系.....	30
3.3.2 边界约束条件的模拟及网格划分.....	30
3.4 高强冷弯薄壁型钢轴压长柱构件局部屈曲性能分析.....	30
3.4.1 局部屈曲模态及初始缺陷的选取.....	30
3.4.2 屈曲临界荷载及参数分析.....	35
3.5 高强冷弯薄壁型钢轴压长柱构件力学性能研究.....	36
3.5.1 构件模拟结果.....	36
3.5.2 计算结果参数分析.....	37
3.6 高强冷弯薄壁型钢轴压长柱构件局部板带加固性能研究.....	39
3.6.1 二分点与四分点加固模拟结果.....	39
3.6.2 计算结果参数分析.....	52
3.7 本章小结.....	62
第 4 章 高强冷弯薄壁型钢构件受弯性能研究	64
4.1 概述.....	64
4.2 高强冷弯薄壁型钢受弯构件截面及尺寸确定.....	64
4.3 有限元模型的建立.....	65
4.3.1 单元的选取及非线性本构关系.....	65
4.3.2 边界约束条件的模拟及网格划分.....	66
4.4 高强冷弯薄壁型钢受弯构件局部屈曲性能分析.....	66
4.4.1 局部屈曲模态及初始缺陷的选取.....	66
4.4.2 屈曲临界荷载及参数分析.....	72
4.5 高强冷弯薄壁型钢受弯构件力学性能研究.....	73
4.5.1 构件模拟结果.....	73
4.5.2 计算结果参数分析.....	75

4.6 本章小结	80
结论与展望	81
1 结论	81
2 展望	81
参考文献	83
致 谢	88
附录 A 在学期间发表的学术论文和参加的科研项目	89

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

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

摘要

钢结构作为一种结构形式，因其诸多优点近年来在全球逐渐兴起，结构形式日益广泛，截面形式日趋复杂。在我国，冷弯薄壁型钢从过去主要用于门式刚架和货架制作，到现在愈来愈多地应用于结构承重构件，在国内外都呈现出繁荣发展的景象。伴随钢结构生产工艺的精进发展，高强冷弯薄壁型钢在我国的应用日渐兴起，但其设计理论较发达国家仍发展较慢，相关设计理论亟待完善。高强冷弯薄壁型钢在我国工业和民用建筑中运用越来越多，在此大背景下，本文就高强冷弯薄壁型钢构件的受力性能进行了研究。

本文采用 ABAQUS 有限元软件，建立了高强冷弯薄壁型钢构件的数值模型，分析其局部屈曲受力性能及受压和受弯屈曲后承载力性能，通过有限元软件 ABAQUS，建立了该有限元模型，在考虑初始几何缺陷的基础上，分析多种参数下，受压和受弯构件受力性能。研究工作主要分为以下三部分：

(1) 基于 ABAQUS 有限元软件，选择合理材料本构，参考已有构件的试验，建立受压和受弯冷弯薄壁型钢模型。对相关试验数据进行数值模拟后，将模拟结果与试验结果进行比对分析，间接证明受压和受弯构件有限元模型的正确性。

(2) 对壁厚 0.6mm，G550 级高强冷弯薄壁内卷边 C 型钢拼合柱的轴压屈曲受力性能进行分析，考虑初始缺陷及材料的非线性，构件采用壳体 S4 单元进行模拟，讨论宽厚比与长细比对构件轴压承载力的影响。基于以上研究，对高强冷弯薄壁型钢轴压柱采用局部板带加固，对比不同加固位置及相同位置不同宽度板带的加固效果，同时对构件的板带加固性能进行了初探。相关结论可为实际工程设计提供参考。

(3) 对壁厚 1.0mm 以下，G450 级高强冷弯薄壁内卷边 C 型钢构件的受弯性能进行分析，采用壳体 S4 单元并考虑初始缺陷及材料非线性，分析参数宽厚比、宽度、厚度及跨度对受弯构件极限承载力的影响。在此基础上，与已有试验得出的低强度钢构件受弯试验结果进行对比，分析构件强度的增加对受弯构件承载力提升的影响程度。

关键词：高强冷弯薄壁型钢；局部屈曲；极限承载力；数值模拟分析

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

Abstract

As a form of structure, the steel structure has been gradually developed all over the world in recent years. Due to the plentiful advantages, structural styles have been become various and cross section form has been become increasingly complex at the same time. In the past, thin-walled cold-formed steels were mainly used as frame members in the construction of portal frame structure with small and medium span, and now are mostly used for bearing members, the cold-formed thin-walled steel framing system presents a booming development in the world. With diligence development of steel structure production process, application of high strength cold-formed thin-walled steel have been rised in our country. However, the design theory and code are still developing slowly compared with developed countries. It is necessary to reform the related design theory to guide the pratical engineering. High strength cold-formed thin-walled steel has been more and more applied in industrial and civil buildings in our country under this background. In this paper, the stress of high strength cold-formed thin-walled steel component performance were studied.

In this paper, a finite element(FE) model was developed to investigate the local buckling stress properties and bearing capacity performance of the high strength cold-formed thin-walled steel members after the compressive and flexural buckling. The FE model was considered the initial geometric imperfection. Research on the mechanical performance of compressive and flexural members under various parameters. The following conclusions may be drawn with the limitation of the research in this paper:

(1) On the basis of using the finite element software ABAQUS and referring to the existing test data of members, choosing the reasonable material constitutive model, compressive and flexural cold-formed thin-walled type models were established. After numerical simulations about relevant test data, the simulation and the test analysis results were compared. It indirectly proved the correctness of the finite element model of compressive and flexural members.

(2) The wall thickness of 0.6 mm, G550 level built-up high strength cold-formed thin-walled C steel rolled edge columns are made a series of axial compression buckling stress performance analysis. Considering the initial defects and material nonlinear, lots of simulations were finished to study the influence of broad ratio and slenderness ratio on the axial pressure bearing capacity by use of the S4 units. And then many preliminary studies about the high strength cold-formed thin-walled steel columns under axial compression using partial strip were done. In order to obtain conclusions, the strengthening effects of different reinforcement position and different width plate in the same position are compared.

And it can be used for reference to compatible projects.

(3) Considering the initial defects and material nonlinear, many researches are made about G450 level high strength cold-formed thin-walled C steel rolled edge steel members with the wall thickness of 1.0mm or less. By use of the S4 units, the influence of width-to-thickness ratio, width, thickness and span on the ultimate bearing capacity of flexural members are studied. And then the results of the existing tests about low strength steel components under flexural force were compared with the results of this paper. And the influence of strength increasing for bearing capacity of flexural members were researched.

Key words: high strength cold-formed thin-walled steel; local buckling; ultimate bearing capacity; numerical analysis

第 1 章 绪 论

1.1 引言

1.1.1 高强冷弯薄壁型钢的概念及特点

高强冷弯薄壁型钢是一种壁厚小，具有很高强度的冷弯薄壁型钢。普通碳钢在室温轧制或压辊后形成的具有各种截面形状的型钢片材。

高强冷弯薄壁型钢构件截面的宽厚比值大，壁厚薄，局部凸曲现象常常在构件整体屈曲前发生，构件承载力由于局部屈曲与整体屈曲相互影响，显著下降，板件的稳定设计是核心问题。冷弯型钢结构允许发生局部屈曲(薄膜效应，即超屈曲)，主要以优化截面形状的方式提高构件承载能力，例如在截面的腹板或翼缘加劲肋，冷弯型钢通过截面形状优化开发和改善材料的新方法，以提高材料利用率，扩大冷弯型钢的使用范围(曲鹏远等，2008^[1])，因此又被称为高效截面钢，冷弯型钢的截面形式如图 1.1 所示。

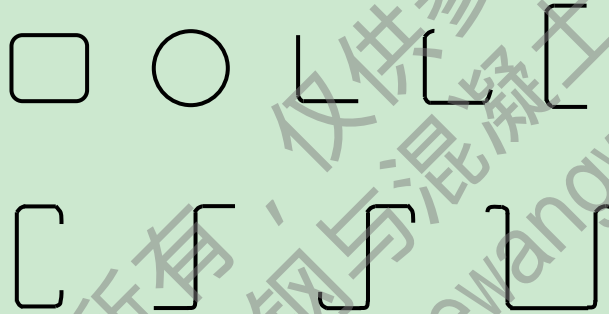


图 1.1 冷弯薄壁型钢截面形式

冷弯薄壁型钢构件逐渐向高强、超薄发展，这种高强度的钢材与普通钢材相比，材料的强度高、塑性差，屈服后几乎没有应力强化阶段(周天华等，2005^[2])，即高强度-低延性。高强钢材与普通钢材的应力-应变曲线如图 1.2 所示。

冷弯薄壁型钢具有利用率高，节省材料，重量轻，用钢少，运输方便，施工周期短，可反复拆卸，易于工业化批量生产等优点，广泛用于轻钢结构房屋的屋面以及墙面的承重围护结构。

高强冷弯薄壁型钢建造的低层住宅和单层冷弯型钢门式刚架相对于其他结构而言：结构自重轻，可以降低基础造价；制作和安装方便，可降低劳动成本和生产成本；建设周期短，投资回报高；可反复拆卸，符合可持续发展及环保政策；墙体厚度小但是承载力高，增大了可利用空间；使用性能优于传统结构住宅。

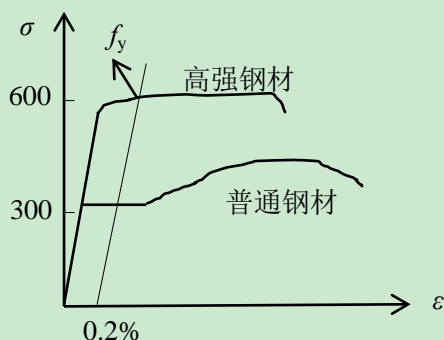


图 1.2 应力-应变曲线



图 1.3 冷弯薄壁型钢住宅结构骨架

总的来说，冷弯型钢最明显的特点：常温加工、壁薄、构件部分允许局部屈曲、形式种类繁多、其特殊的计算方法。近几年，壁厚小于 1.0mm 的 550MPa 的高强冷弯薄壁型钢已经开始在实际工程中应用(Yang, D.M.和 Hancock, G.J., 2002^[67-68])。我国也开始研发生产 550MPa 的高强钢材。

1.1.2 高强冷弯薄壁型钢研究的背景及意义

钢结构作为一种结构形式在各国逐渐兴起繁荣，结构形式日趋多样，设计理论和制造工艺也渐渐完善。冷弯型钢由于其经济高效性，在国内外被广泛关注，在此基础上发展起来的高强冷弯型钢，在建筑行业的应用也越来越多。追溯冷弯薄壁型钢在工程项目中的运用已经有多年历史，从较多用在较小跨度门式刚架和货架，到现在也较多地应用于承重构件，其中低层冷弯薄壁型钢别墅房屋因其独特的优势在国外大量繁荣兴起。

二次世界大战以后，美国钢铁学会 AISI 于 1946 年颁布世界上第一部冷弯型钢结构设计规范^[3]。我国于 1969 年颁布第一部《弯形薄壁型钢结构技术规范》(草案)；经过三次修订即《薄壁型钢结构技术规范》(TJ18-75)、《冷弯薄壁型钢结构技术规范》(GBJ18-87)和《冷弯薄壁型钢结构技术规范》(GB50018-2002)^[4]。有以下国家颁布了冷弯型钢设计规范：美国、加拿大、英国、德国、俄罗斯、中国、澳大利亚、日本、印度、荷兰、瑞典、南非、罗马尼亚、捷克、匈牙利。高强度钢材在 20 世纪末澳洲颁布的 Australia/New Zealand Standard AS/NZS 4600 for Cold-Formed Steel Structures(1996)^[5]中被分为 G450、G500 和 G550 三个等级。澳洲规范和 1997 年美国颁布的 American Iron and Steel Institute(AISI)Specification for Cold-Formed Structural Members(1997)^[6]都采用一定方法，来限制高强度钢的强度，对 G550 级的承压构件，用标准值的 75%作为强度设计值。我国的《冷弯薄壁型钢结构技术规范》(GB50018-2002)^[4]规定了冷弯薄壁型钢构件计算一般不考虑塑性的发展，准则以截面边缘屈服为主。

近几年，许多国家和地区越来越多的将冷弯薄壁型钢用于承重骨架而建成单、多层住宅。在发达国家冷弯薄壁型钢被广泛运用于低层住宅建筑，如英国和美国，从生产到施工均走向了专业化、产业化模式，构建冷弯薄壁型钢住宅也被列为欧洲重点项目。1950 年开始，我国的冷弯型钢产业振起，在 80 年代迅猛繁荣。20 世纪 90 年代以后，北京、

上海、南方沿海等地建造了很多轻钢结构房屋。近几年，香港建成了全部采用高强镀锌冷弯薄壁型钢的 4-6 层建筑(曲鹏远等，2008^[1]；周天华等，2005^[2])。如图 1.3 所示的冷弯薄壁型钢住宅结构骨架。

高强冷弯薄壁型钢与普通的冷弯薄壁型钢相比，更节省钢材，承载力更强，自重更轻(李风等，2000^[7])。由于其具有高强度，变形性能好、产业链制造加工，建设周期短等优点，广泛应用于各种构造形式。高强冷弯薄壁型钢构件的截面也相对较小，抗震性能更优，结构更安全可靠。

由于高强度冷弯薄壁型钢构件的壁厚薄，为了提高构件的局部稳定性，普遍采取在构件翼缘或腹板加劲的方法，此时将会呈现新的屈曲模式——畸变屈曲。

1.1.3 高强冷弯薄壁型钢计算设计方法简介

考虑板组屈曲后强度的前提下，Von Karman 在 20 世纪 30 年代初，提出了利用有效宽度的说法。目前，世界各国的冷弯型钢结构设计规范中多采用半理论、半经验的有效宽度法来考虑板件屈曲后强度的利用。该法基于大量的试验和研究，并考虑初始缺陷和冷弯效应的影响。方法的不足点是，采用有效宽度法运算时，确定其有效截面和几何特征时，计算过程繁杂，而且未考虑畸变屈曲的影响。伴随世界各地冶金技术的发展，冷弯薄壁型钢构件向着高强、薄壁、复杂截面形式的趋势发展，有效宽度法不再适用。Schafer, B.W.和 Pekoz T 等人在对此类构件作了深入研究的基础上，提出了直接强度法的概念。该方法目前已被收录到北美和澳洲冷成型钢结构设计规范中。但我国规范尚未采纳。

(1) 有效宽度法(何宝康等，2005^[25])

我国《冷弯薄壁型钢结构技术规范》及各国的冷弯型钢设计规范规定采取有效截面法对受压构件的强度及其稳定性进行计算，由于冷弯薄壁构件宽厚比大，在承压时很快发生局部凸曲，此时板件并未达到极限承载力，构件整体仍然继续承担荷载，板条薄膜效应如图 1.4 示。为了考虑局部板件凸曲对构件承载力的影响，冷弯型钢设计规范提出选用有效截面的方法，取代原来截面。局部屈曲产生后，板件产生应力重分布，此时计算承载力取截面的有效部份。有效宽度 b_e 如图 1.5 所示。

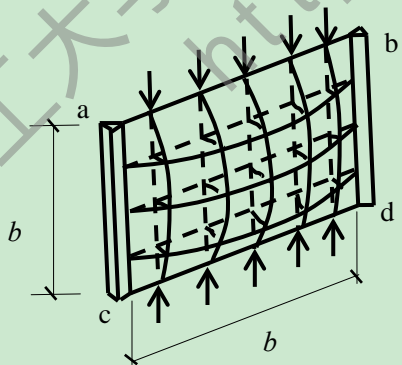


图 1.4 板条薄膜效应图

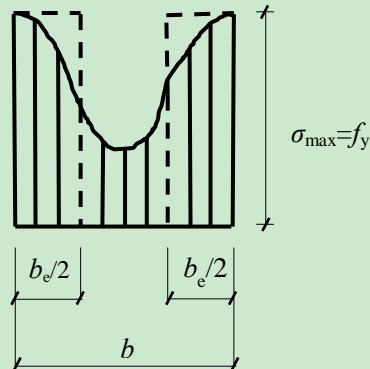


图 1.5 有效宽度应力图

如图 1.4 所示，薄板由一组与力作用方向一致及另一组横向板条组成。板件在两端

加载后，保持平直。当加载力 N 的大小达到临界限值时，纵向板条产生弯曲，横向板条受拉，从而为纵向条提供弹性约束，使得纵向条还能继续承载。横向与纵向板条均发生弯曲变形，处在板中央的纵向板条挠度大于两边端部的纵向板条挠度，原来承受均匀压力的板，在加载边保持垂直的条件下屈曲后应力不再均匀分布，该现象称为“应力重分布”。

如图 1.5 所示，我们假设的有效宽度的总负载是假设端部应力 f_{\max} 在面板上均匀分布，而不考虑承担非均匀压力的整个宽度 b 。有效宽度法的计算过程是：分别计算板组的有效截面，再计算整个截面的有效截面，最后根据有效截面特性来计算构件承载力。

(2) 直接强度法(何宝康等, 2007^[26])

随着全球冶金工艺的发展，高强冷弯薄壁型钢强度愈来愈高，壁厚也愈加薄。为增强板件的局部稳定性，截面板件被弯折成复杂多样的加劲截面，如图 1.6 为卷边槽型及 Z 形复杂加劲截面。对于此类复杂加劲截面型钢构件，各国规范均未给出相应设计方法。同时，复杂加劲截面的高强冷弯薄壁型钢受力时易出现更为复杂的畸变屈曲，有效宽度法对该类构件的计算不再适用。美国的 Schafer, B.W. 和 Pekoz T 与澳洲的 Hancock, G.J. 等提出了直接强度法(DSM)——不折减截面，而采取折减截面应力的方法，如图 1.7 所示。采取该方法得出的一系列研究成果已经被纳入美国 AISI 规范(2004)^[8]和澳洲规范 AS/NZS4600(1996)^[5]。



图 1.6 卷边槽型及 Z 形复杂加劲截面

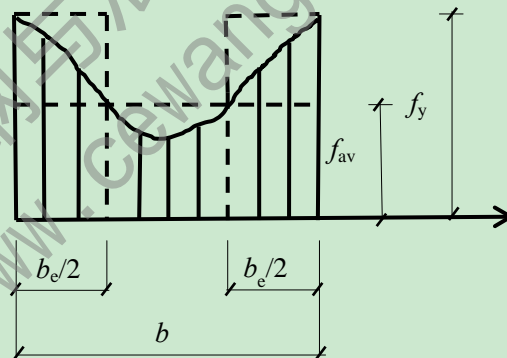


图 1.7 板件极限承载力计算图

1.2 国内外高强冷弯薄壁型钢发展概况

1.2.1 国内发展展概况

上世纪 60 年代我国的冷成型钢开始投入生产。在钢产量不高的大背景下，冷弯型钢主要用于檩条、货架和屋面桁架等非承重构件。随着我国冶金产业的发展，钢产量的逐年提高，冷弯型钢逐步地应用到结构的承重构件，并不断地向高强、超薄发展。国内大批量地开始引进壁厚小于 2.0mm 的冷弯型钢骨架轻钢低层住宅。

我国目前冷弯薄壁型钢的发展仍处于起步阶段。对于高强冷弯薄壁型钢的设计，《冷弯薄壁型钢结构技术规范》(GB50018-2002)^[4]对压杆稳定的要求、板的截面有效宽度法不能直接应用。针对高强冷弯薄壁型钢构件的力学性能研究，我国研究者已经取得了较

为丰硕的成果。

1.2.2 国外发展概况

冷弯薄壁型钢因其特有的优势在国外早已被广泛地应用到建筑行业，并且获得了颇为显著的经济效益。美国的冷弯薄壁型钢建筑正在逐步地向多层发展；地震多发的日本也早已在 20 世纪 60 年代就开始了低层冷弯薄壁型钢建筑的工业化配套生产发展；澳洲的民居有近 30% 选用了冷弯薄壁型钢构造体系；英国建设的非居住类构筑物中，冷弯薄壁型钢构造体系占据了非常大的比例。在很多的国家，已经开始工业化批量生产。

1.3 冷弯薄壁型钢局部屈曲的相关研究

1.3.1 高强冷弯薄壁型钢构件局部屈曲的概念及特点

冷弯薄壁型钢的整体屈曲方式有弯曲、弯扭和扭转屈曲；局部屈曲方式有局部屈曲和畸变屈曲，如图 1.8 所示。对于高强冷弯薄壁型钢而言，构件极限承载力的降低，缘于构件破坏前局部凸曲出现，并与整体屈曲间发生相互作用。局部屈曲是指宽厚比或高厚比大的构件在受压或受弯失稳前，局部板件的凸曲。冷弯薄壁构件是由多个薄板组成的板组系统，因此当其中一个板件发生局部屈曲时，一定会连带相邻板件一起凸曲；相邻的强板对弱板起到延缓屈曲的作用，而相邻的弱板会加速强板屈曲。这是局部屈曲间的相关作用。

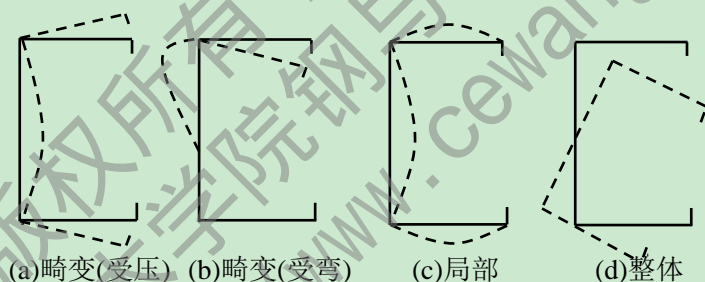


图 1.8 冷弯薄壁 C 型钢屈曲模式

高强冷弯薄壁型钢构件整体屈曲破坏前，可能发生局部和畸变屈曲，构件的性能及承载力本质上发生改变。一旦发生，构件的抗压弯刚度降低，横向截面有效几何特征发生变化。同时，受力特性也会改变：如中心受压变为偏心受压或者偏心受压构件的偏心距变化而影响整体的变形。又因为整体变形的影响，构件变形重新分布，屈曲后板组的波的形态、幅度和长度产生了变化，同时薄膜应力重新分布，这一系列的过程即为局部与整体屈曲的相关性。

1.3.2 冷弯薄壁薄壁构件局部屈曲研究现状及存在问题

目前，对于高强冷弯薄壁型钢的受力构件已经有很多研究，但针对如何有效利用屈曲后强度的研究较少，我国的现行标准《冷弯薄壁型钢结构技术规范》(GB50018-2002)^[4]是在 Q235 和 Q345 钢材试验的基础上建立的，而对高强钢材因缺乏经验没有明确的设

计规定。随着高强钢材在我国的推广应用，了解高强钢材的受力性能，验证我国规范对高强钢材的适用性，开展对高强冷弯薄壁型钢构件的试验研究，分析构件的局部屈曲与整体屈曲相关性，如何安全有效地利用屈曲后的强度，对整个建筑行业的发展有的长远的促进作用。冷弯薄壁型钢的抗扭性能差，极易发生局部屈曲，总结冷弯薄壁型钢结构事故原因发现，翼缘的宽厚比太大或者卷边尺寸过小，荷载作用在檩条等一些构件时不通过截面剪切中心致使构件扭转，屋面板未有效阻止檩条侧向及扭转变形，设计错误等均是引起事故的原因(黄炳生等，2001^[73])。研究局部屈曲后强度的利用对节约钢材，如何更高效安全地利用钢材有很大意义。

1.4 国内外关于高强冷弯薄壁型钢构件的相关研究

高强冷弯薄壁型钢构件的整体屈曲及局部屈曲问题，国内外学者分别针对二者都已经进行了深入的研究，其中考虑了初始缺陷和残余应力的屈曲分析研究也越来越多。但是考虑了局部与整体凸曲的关联性，研究局部屈曲后强度利用的分析较少。郑宏(1996)^[15]基于国内外的研究分析方法，对局部屈曲和整体屈曲分析提出，理论计算方法有近似方法和数值方法两个。近似法即有效宽度法，在 1.1.3 章节有介绍。数值法主要有有限元和有限条法。

1.4.1 国内外关于屈曲理论的相关研究

(1) 国内关于屈曲理论的相关研究

陈绍蕃、惠颖和陈骥(1995^[9]；2003^[10]；2004^[11-13]；2005^[14])对钢结构的发展进行了全面的阐述。关于有效宽度法及直接强度法进行了详尽的阐述和比较，并且对冷弯薄壁型钢的局部、畸变及相关屈曲，以及屈曲对承载力的影响进行了探究。陈绍蕃和惠颖(1995)^[9]对矩形管轴心压杆及矩形管受弯构件的屈曲系数进行了计算，发现前者按典型截面计算结果偏于保守，后者按典型截面计算结果适当。另外提出卷边宽度对卷边板件的屈曲临界应力和屈曲后强度有很大影响，最后得出冷弯型钢板件有效宽厚比应依照板件的相关屈曲确定，均匀受压的两边支承板件按 GBJ18-87 计算偏安全却过于保守。而均匀受压的卷边板件宜分受压和受弯两类构件对待，前者有待研究，后者按 BGJ18-87 计算结果过于保守。陈骥(2003)^[10]在已知冷弯薄壁卷边槽钢受压或受弯会发生局部、截面畸变和整体弯曲或弯扭屈曲的基础上，给出了三种弹性屈曲模式的截面屈曲应力与半波长度的关系曲线，为了避免使用有效截面法产生的繁琐运算，提出了用有限条法先计算板件局部相关屈曲应力以及截面畸变屈曲应力后，再用直接强度法计算冷弯薄壁型钢受弯或受压承载力的方法。并且从计算结果得出：构件的承载力有时候取决于截面的畸变屈曲。

郑宏(1999)^[15]理论分析比较了钢构件局部与整体弹性相关屈曲的近似法和数值法，得出前者只考虑了板件局部屈曲对整体稳定的影响，后者则更具一般性，可以降低计算量。针对循环荷载下钢结构相关屈曲的研究方法，提出应首先建立考虑包辛格效应、屈

服平台、等向强化及随动强化的建筑用钢材本构方程，最后将理论分析与试验结果对比研究。

谢文智等(2000)^[16]和曾锋(2003)^[17]假设冷弯薄壁型钢槽形截面柱局部相关屈曲时，两板的公共边保持直线；板件屈曲时，两板相交处夹角保持不变且各板屈曲波长一致的基础上，采用样条配点加权残值法分析均匀受压冷弯薄壁槽形截面柱的局部相关屈曲性能，并与平衡法和能量法的计算结果作比较，证实了该方法的可行性。

郭彦林和陈绍蕃等(1991^[18]；2004^[19-20])运用弹塑性有限条法对冷弯薄壁型钢单轴对称开口截面和箱形截面柱的局部和整体相关屈曲问题进行了模拟及试验研究。首次在试验中运用光栅技术，得到加载过程中柱子屈曲后的波形变化规律，并提出考虑薄壁钢结构构件局部与整体稳定相关作用的分析方法，把局部屈曲的薄壁压弯构件等效成若干个局部屈曲的小波段所组成的梁柱模型。

周绪红(1992)^[21]对冷弯槽形开口截面型钢进行了局部屈曲和屈曲后性能的理论及试验研究。周绪红与贾子文(2010)^[22]对4个足尺的冷弯薄壁型钢-混凝土组合楼盖模型，施行受弯单调静载试验，采用液压加载器四级分配梁加载等效集中荷载模拟均布荷载，将试验结果与用 ANSYS 建模的有限元分析结果对比得出，组合楼盖可简化为 T 形截面组合梁计算模型来分析组合楼盖的受力性能。

陶忠(2000)^[23]对腹板有 V 形加劲肋，带卷边的槽形钢柱的相关屈曲性能进行了理论和试验的分析研究。

周天华等(2003)^[24]对三根帽形钢截面足尺冷弯薄壁型钢-混凝土组合梁通过千斤顶进行分级加载，结果发现，荷载达到极限承载力后，荷载将不随挠度的继续增大而产生显著下降，组合梁最终不出现脆断，表现出良好延性。由于滑移效应对变形的影响，该种截面的组合梁计算方法还需进一步改进。

何宝康和周天华(2005)^[25]对美国 AISI 规范中提出的有效宽度法进行了分析计算，并对加劲肋冷弯型钢，分别按照美国 AISI 规范和 GB50018 进行计算并比对结果，发现二者计算结果近似。

何宝康和蒋路(2007)^[26]对直接强度法的概念、设计公式、设计方法及其研究现状和展望进行阐述，提出直接强度法直接按全截面特性进行计算，同时考虑了屈曲后强度和畸变屈曲的影响。建议对常用简单截面采用有效截面法；对于可能会出现畸变屈曲的复杂截面采用直接强度法。

蒋路(2005^[27]；2007^[28])对 G550 的高强冷弯薄壁型钢卷边槽钢柱进行轴压的试验研究，并应用 ANSYS 进行有限元分析。考虑了畸变屈曲对整体稳定的影响，来研究求解极限承载力。

巩俊松和邓长根(2007)^[29]对北美规范和我国规范中的畸变屈曲和腹板压皱计算进行两种工况下算例对比分析，结果发现，国内的规范计算冷弯型钢受弯承载力合理但偏保守，但是腹板压皱计算中不考虑 h/t 的影响不合理，应作修正。

姚行友等(2007^[30]；2010^[31])考虑材料和几何非线性，利用 ANSYS 有限元软件对两

端固接轴压试件进行模拟,采用塑形壳单元和位移加载,运用理想弹塑性本构关系、Von Mises 屈服条件和双线性随动强化法则。首先进行弹性特征值屈曲分析,得到轴压构件可能出现的屈曲模态;再分析考虑初始缺陷,几何和材料非线性的轴向承压构件的极限承载力。与试验结果对比发现,畸变屈曲模式与试验相同,模拟值比试验值偏大 3%-8%,验证了 ANSYS 模拟的可行性。参数分析发现,厚度、长度、畸变屈曲模式是影响高强冷弯薄壁型钢轴压构件畸变屈曲承载力的三个重要参数;畸变屈曲的不同模式与翼缘的初始缺陷方向相关。最后对畸变屈曲承载力的计算提出建议。

史三元和景晓坤(2008)^[32]选用有效宽度和直接强度两种方法对算例进行计算,并将计算结果和试验进行对比,发现后者更接近试验结果,而有效宽度法相对保守。建议工程应用中采用直接强度法计算。

聂少锋等(2009)^[33]对 G550 级的高强冷弯薄壁型钢帽形截面两跨连续檩条采用 1:1 足尺模型进行受弯性能试验,结果发现除了壁厚 1.0mm 的试件发生局部屈曲,其余构件均为弯曲破坏且两跨大体对称。把用北美规范中的直接强度法和有效条软件 CUFSM 结合起来计算的两种不同截面的两跨檩条的承载力结果与试验结果进行对比,发现吻合良好,且厚度越小吻合度越好,验证了直接强度法的适用性;再采用有限元软件模拟试验中的构件受力(考虑大变形和应力刚化效应),将承载力结果与试验结果对比发现,有限元模拟的承载力值比试验值偏大,但在误差范围内,验证了有限元软件的适用性。

肖宇等(2009)^[34]采用实际工程中运用的轻钢立柱墙体试件进行轴压荷载试验研究,试件分带墙面板和不带墙面板两类,利用油压千斤顶施加竖向荷载,试验结果与用 ANSYS 软件建模分析后结果比对得出,不带墙面板的中立柱在达到极限承载力时均产生了弯扭屈曲破坏;试验最大应力比数值分析的应力值大,但应力分布都较均匀且趋势一致。得出墙面板对立柱有支撑作用后,立柱承载力有较大提高。

苗二萍等(2009)^[35];2010^[36]选用实际工程中的两种卷边槽型截面构件进行构件受弯试验,将试验结果与按照我国现行规范和北美规范 AISI 计算梁的变形结果进行比较,结果发现按照我国规范计算变形偏不安全,按照美国规范计算偏保守。提出按照我国规范计算时,乘以折减系数后得到的结果与试验相符度高,可以减少计算误差。并且运用 ANASYS 参数分析,得出不同参数对极限承载能力的影响程度大小。

李元齐等(2010)^[37]对 48 根 G550 高强镀铝锌板材进行偏心加载,试件的厚度、截面形式以及荷载偏心加载方式有所不同,将试件试验结果的分析数据、规范的计算结果以及用 ANSYS 软件的计算结果进行对比,得出绕弱轴失稳的元件,荷载靠近腹板的比靠近卷边的负载能力强;规范未考虑畸变屈曲,使得计算发生了构件承载力偏不安全;而长细比大且不发生畸变屈曲的试件过于保守。最后在对比规范和试验结果的基础上,结合我国和澳洲规范提出了考虑畸变屈曲的设计计算方法,并通过与试验结果的对比较验证了其合理性。

李元齐等(2010)^[38]采取卷曲边间加设缀条的方式,来控制腹板加劲肋的 G550 冷弯薄壁型钢卷边槽型试件的畸变屈曲,缀板布置间距不同,再利用液压千斤顶和反力架连

续施加竖向荷载至试件破坏，试件端部采用箍板约束以防止试件端部局部失稳，试验结果发现不加缀板的试件翼缘出现明显的畸变屈曲现象，同时加缀板的畸变屈曲现象不显著，但最终表现为畸变屈曲形式，即缀板提高构件的承载力；承载力的提升幅度随板件间距减小而显著上升，若板件间距离比畸变屈曲的半波长大，荷载得不到提升。

石宇等(2010)^[39]对 15 根轴心承压冷弯薄壁卷边槽型截面构件进行承载力试验，将试验的结果与运用 ANSYS 建模分析的结果比对后发现两者吻合度较好，证明了有限元分析法的有效性。最后在有限元参数分析基础上，提出了承担轴向荷载的冷弯薄壁卷边槽钢构件的极限承载力的强度折减法及响应运算公式。

姚行友等(2010)^[40]在过去的局部屈曲、整体屈曲研究的基础上，介绍了畸变屈曲发生的条件、特点、性能及加固措施，并对国内以及英国、澳洲、北美规范中的畸变屈曲的计算方法进行归纳对比，发现国内和英国的计算偏简单，澳洲和北美计算偏复杂，但都不精确。提出畸变屈曲的发生条件、机理、塑形性能以及与局部和整体屈曲的相关作用的互相影响还有待研究。

石宇等(2012)^[41]对 6 块组合墙体足尺试件进行竖向承载力试验，采用 500kN 液压千斤顶通过分配梁分级加载，对比试验现象与结果发现，在构件上覆盖板，会导致加载中产生的形变和最终破坏方式及极限承载力发生变化。建议用修改计算长度系数的方法，把墙面板给予柱的支承作用考虑进去。

(2) 国外关于屈曲理论的相关研究

Bijlaard 和 Fisher(1953)^[42]首次研究了方管柱在考虑了屈曲后的强度利用的极限承载力问题。

美国 Cornell 大学在上世纪 70 年代对于薄壁构件的局部-整体相关屈曲进行大量研究。Dewolf, Peokoz 和 Winter(1974)^[43]利用切线模量和有效宽度的方法，运用受压柱构件 CRC 曲线，对局部、整体屈曲以及材料非线性互相的影响程度进行探究。Kalyanaraman, Peokoz 和 Winter(1977)^[44]对没有加劲肋的受压板件进行试验研究，分析局部屈曲及局部屈曲后强度，扩展了有效宽度法在非加劲构件上的使用。

澳大利亚悉尼大学的 Hancock(1981)^[45]采用有限条法对工字形和箱形截面轴压柱进行非线性分析计算，得到了考虑板组相关屈曲的构件极限承载力。

美国 Schafer 和 Asce(2002)^[46]基于开口截面冷弯薄壁型钢柱的三种屈曲模式：局部屈曲、畸变屈曲和欧拉屈曲，对考虑了相邻板件作用的闭口截面柱的局部屈曲应力和考虑腹板及翼缘接缝处的弹性和几何刚度的畸变屈曲模式的屈曲应力进行计算分析，计算结果与数值分析结果很好的重合。结果发现，发生畸变屈曲的破坏应力低于局部屈曲，北美规范由于忽略局部屈曲的相关作用而使计算结果偏不安全，因此提出了考虑局部屈曲、畸变屈曲和欧拉屈曲的新的计算方法。

Rossi 等(2010)^[47]总结了欧洲规范关于冷成型不锈钢受压钢构件的承载力计算方法，经过计算和试验结果对比验证了该方法适用于发生畸变和整体相关屈曲的卷边槽形截面不锈钢柱的受力分析；同时发现畸变屈曲对截面的抗力以及整体的屈曲模式有很大的

影响,而针对考虑了截面畸变屈曲的弯扭屈曲破坏构件,澳洲规范中的有效区域算法提供了一个相对准确的计算方法。在此基础上,Rossi Barbara 等人提出了不需要计算有效区域的一种新的计算方法,通过与试验结果的对比,发现其结果与用澳洲规范计算的结果相近,但是计算更方便。

Pham 等(2012)^[48]运用基于有限条法开发的 bfinst.cpp 程序,对三种不同形状的腹板加劲肋槽型截面冷弯薄壁型钢进行抗剪屈曲研究,通过对比矩形与三角形加劲肋的应力曲线与屈曲模态发现,腹板加劲肋均能通过提高局部屈曲应力来提高构件的局部剪切承载力,但是有矩形加劲肋的卷边槽型冷弯薄壁型钢的剪切承载力提高最为明显。

Pham 和 Hancock(2012)^[49]采用直接强度法对高强冷弯薄壁卷边 C 型钢和 Supacee 冷弯槽型截面钢纯弯时的极限承载力与试验进行了对比研究,其中 12 组考虑了局部屈曲破坏,另外 12 组不考虑局部畸变屈曲,发现拥有四个小的沿长度方向的不同形状腹板加劲肋的后者比前者的屈曲承载力和极限承载力提高的更为明显。在塑性弯矩下的直接强度法能较好地反映局部屈曲和畸变屈曲的结果。

Trahair(2012)^[50]参考美国、英国、澳洲、欧洲和香港规范对钢骨结构进行设计分析,同时提出由于计算机的进步,项目的设计与分析,取得了重大进展:工作应力设计方法被极限状态设计方法替代;规范中的力学公式也因为二阶高等分析设计法的运用更精确。但现在的分析方法还有很多不足,比如高等分析局限于平面而未考虑局部和平面外屈曲。未来解决方法为开发专属电脑程序。

1.4.2 国内外关于高强冷弯薄壁型钢构件的相关研究

(1) 国内对高强冷弯薄壁型钢构件的有关研究

周天华等(2005)^[51]对宽厚比不同的 10 组共 30 个方管闭口截面 G550 级冷弯薄壁型钢短柱构件进行轴压试验,试验结果发现:宽厚不大于 40 的试件,理论上的极限荷载值大于试验得到的极限承载值,初始缺陷对材料性能影响明显;当宽厚比大于 40 时,试验屈曲荷载大于计算屈曲荷载,局部屈曲是影响承载力的主要因素。最后,基于中国、美国及澳洲的规范,在对比中国规范和美国、澳大利亚两国规范的差别基础上,提出对于 G550 级高强钢材,不考虑板组相关性时应用屈曲强度乘以修正系数 0.8;考虑板组相关性时,应乘以修正系数 0.85。

周天华等(2005)^[52]探究 15 组厚度为 0.6mm 的方管截面冷弯薄壁型钢中长柱进行轴压试验,试验结果发现宽厚比越大的试件,局部屈曲出现的越早越明显,且所有的试件最终均发生弯曲失稳破坏。将试验结果与按规范计算,按修正长细比的计算以及按同时修正长细比和强度的计算结果分别对比,发现按修正长细比和强度的计算结果与试验结果吻合良好且偏安全。另外也对比了 G550 级和 Q235 级的性能,发现长细比越小时,利用高强钢材的优点越明显。

何宝康等(2006)^[53]采对 17 根有加劲 G550 高强镀锌/镀铝锌冷弯薄壁卷边槽型截面 C 型钢(翼缘、腹板中间均设置 V 形加劲)进行轴心受压试验,结果发现短构件破坏前主要

是板件的局部屈曲；长构件破坏前主要是因为畸变屈曲。并将用澳洲、北美规范计算的结果与试验值比较发现，由于忽略局部屈曲和畸变屈曲的相关作用，计算值均偏大，因此提出了更适用的计算方法，并通过与试验值比较，证明了其可行性。

李元齐等(2006)^[54]参考我国的《冷弯薄壁型钢结构技术规范》(GB50018-2002)^[4]，基于高强冷弯薄壁型钢槽形截面构件轴心受压和偏心受压试验，运用一次二阶矩方法对这两种构件进行可靠性指标计算，考虑抗力不定性、荷载不定性及不同组合发现，厚度小于 2.0mm 的 550MPa 高强冷弯薄壁型钢槽形截面构件，抗力分项系数取 1.165，翼缘宽厚比符合规范限值，达到目标可靠要求。建议工程中，构件翼缘的宽厚比控制在限制值 60 以内。按照现行的《冷弯薄壁型钢结构技术规范》(GB50018-2002)^[4]来考虑板组约束，计算截面有限宽厚比的方法对 G550 高强冷弯薄壁型钢轴心受压构件极限承载力的计算是可靠的。

沈祖炎等(2006)^[55]采用二阶矩阵概率方法，在考虑材性基础上，对 550MPa 高强冷弯薄壁型钢轴压构件进行可靠度分析，并对承载力的计算方法、可靠性指标和其强度设计指标如何选择进行探讨。结果发现，依照我国现行规范给出的考虑板组稳定来计算截面有效宽厚比的方法，来分析轴心受压构件的极限承载力是可行的。

刘艳军(2007)^[56]对双轴对称 550MPa 高强冷弯薄壁型钢构件进行轴压试验，并用 ANSYS 进行非线性模拟分析，对比分析极限承载力的大小来验证 ANSYS 模拟的可行性。并在这个基础上进行参数分析，对高强冷弯薄壁型钢轴压构件的稳定承载力计算方法进行了探讨。

何宝康等(2008)^[57]对 550Mpa 冷弯薄壁型钢方形截面的 32 根长柱和 30 根短柱进行轴心受压试验，将试验结果与用直接强度计算结果进行比较分析，建议折减高强冷弯薄壁型钢强度的 85%，并且按修改后的长细比查出与之对应的钢稳定系数。

郭鹏等(2008)^[58]对 10 根屈服强度 550MPa 高强冷弯薄壁型钢墙体骨架立柱进行足尺轴压试验，结果发现设置拉条对轴压承载力有提高，无拉条骨架立柱比单根立柱的承载力高；用有限元对构件进行特征值屈曲分析，基于与试验的高符合度，证明有限元模型正确性，再进行系列参数分析发现，导轨厚度和屈服强度、骨架立柱间距、自攻螺钉直径的变化对轴压承载力无明显影响；为了提高支护效果以致承载力提升，建议工程中在墙体骨架两侧设置拉条，间距为柱高 1/4。

何保康等(2009)^[59]13 根 Q235 钢筒支梁试件进行材性试验(测量试件整体初始弯曲)，发现所有试件受压翼缘出现明显局部屈曲波曲变形，大部分试件在跨中纯弯段内发生弯折破坏。从试件破坏条件来看，所有试件试验极限承载力均大于规范理论承载力(规范中有效宽度计算公式偏于保守)；从变形控制结果来看，由筒支梁跨中竖向挠度限制 $L/150$ 反算的理论承载力比试验结果偏大(规范未考虑局部屈曲影响，变形按毛截面特性计算)。最后提出现行规范就“主要承重结构构件的壁厚不宜小于 2.0mm”作修改，扩大应用范围。

廖芳芳等(2009)^[60]对两种不同帽形截面的筒支檩条(24 根)和两跨连续檩条(27 根)的

高强冷弯薄壁型钢构件采用手动液压千斤顶进行加载试验, 结果发现所有试件以整体弯曲变形为主, 得出二者的承载力都由变形控制。

李元齐等(2010)^[61]采用《冷弯薄壁型钢结构技术规范》(GB50018-2002)^[4]中的考虑板组约束的有效宽厚比和不考虑板组约束的方法分别计算应力, 比较发现: 当宽厚比较小或邻近的板件宽厚比一样时, 两者无太大差别; 而构件邻近板件宽厚比有较大差别且构件部分截面有效时, 不考虑板组约束的结果偏不安全。并提出按照规范中考虑板组约束的有效宽厚比方法计算 550MPa 的高强冷弯薄壁型钢轴心受压构件是可行的。

李元齐等(2010)^[62]对两种厚度、三种截面尺寸的 63 根 550MPa 高强冷弯薄壁型钢卷边槽形构件进行轴压试验, 结果发现, 宽厚比较大和绕强轴失稳的构件易出现畸变屈曲, 与长度无关, 建议在板的中部加劲。将试验结果, 用 ANSYS 有限元程序模拟计算的极限承载力值和分别按美国、澳洲和北美规范计算的结果对比, 发现试验值与有限元模拟结果很接近, 验证了有限元软件模拟该种构件受力的可行性; 按北美和澳洲规范计算的结果偏不安全, 而按美国规范计算的结果与试验值很接近。最后参照《低层冷弯薄壁型钢房屋建筑技术规范》给出了适用于 550MPa, 厚度小于 2.0mm 的高强冷弯薄壁型钢卷边槽型截面的承载力计算方法。

李元齐等(2011)^[63]在我国规范的基础上, 综合美国、北美和澳大利亚规范使用四种不同的方法, 对超薄槽型截面高强冷弯薄壁型钢中间加劲板件的有效面积进行计算, 再将每个计算结果和用 ANSYS 有限元模拟分析的结果与试验结果对比, 发现 ANSYS 模拟的结果与试验非常贴合, 美国规范计算的承载力接近试验值, 而我国的规范计算结果过于保守。

陈伟和叶继红(2012)^[64]采用 MTS810 材料试验体系, 运用稳态方法对壁厚 1.0mm, G550 冷成型钢龙骨立柱的高温材料特性进行研究, 发现常温下钢转角部位的冷弯效应会产生不利影响, 将试验结果与欧洲规范对比得出欧洲规范相对保守, 并提出了冷成型钢高温应力-应变曲线表达式。

(2) 国外对高强冷弯薄壁型钢构件的有关研究

美国密苏里大学教授 Yu 等(1996)^[65-66]在 1996 年对符合美国标准 ASTM A653 的高强板材制成的船板构件, 进行受弯承载力分析研究, 结果发现高强板材因其高强度低延性的特性, 局部屈曲和屈曲后承载力明显降低。

2002 年澳大利亚悉尼大学的 Yang 和 Hancock(2002)^[67]对 94 个 G550 高强冷弯薄壁型钢闭合截面短柱进行轴压试验, 将试验结果与用澳洲、美国规范的计算结果进行对比发现, 长细比小的截面由于初始缺陷和屈曲的影响平均极限应力低于理论极限屈曲应力; 长细比大的截面由于后继屈曲的影响使平均极限应力高于理论极限屈曲应力; 翼缘有孔洞削弱的构件极限承载力会降低。运用有限元软件 ABAQUS 模拟短柱的轴压力学性能, 模拟结果与试验结果很好的吻合。

Yang 和 Hancock(2002)^[68]采用两种不同厚度的 28 根 G550 的高强冷弯薄壁型钢长柱进行轴向承载试验, 结果发现, 厚板长柱由于整体屈曲有很高的屈服应力; 而薄板长柱

虽然发生局部屈曲,但仍由于整体屈曲而破坏。而中间长度的柱由于局部和整体屈曲的相关作用而破坏。与澳洲和美国规范的计算结果进行比较发现,发生了局部与整体屈曲相关作用破坏的屈曲应力比规范低很多,规范将不再适用。最后将试验结果与用有限元软件 ABAQUS 模拟的结果对比发现,二者相符度较高,证实了利用 ABAQUS 模拟的可行性,同时提出了基于折减系数的计算方法。

Yang 和 Hancock(2004)^[69-71]对有中间和翼缘加劲的屈服强度为 550MPa,厚度 0.42mm 的冷轧高强槽形截面柱进行固端压弯试验,结果发现短柱构件由局部屈曲控制破坏模式;长柱由局部和畸变的相关作用控制破坏模式。把通过用有效宽度法和直接强度法计算的构件承载力结果比较发现,这两种方法均适用于计算该构件。

Young 等(2005)^[72]对长度不同两端固定的三种不同厚度的冷弯薄壁等边卷边三角形截面柱进行试验研究,分析其屈曲模式及极限应力,其中初始缺陷、残余应力和材性均已通过试验确定,将试验结果与用 ABAQUS 有限元软件模拟的结果对比发现,有限元软件能准确的模拟构件的受力。再将其与按照澳洲和北美规范计算得出的结果对比,发现依照规范计算该类构件受力较保守。

综上所述,国内外对高强冷弯薄壁型钢构件的轴压、偏压及弯曲受力性能均有了较为深入的研究,有效宽度法适用于简单截面的极限承载力计算,直接强度法适用于简单及复杂加劲各种截面形式的极限承载力计算,现今只有美国与澳大利亚把直接强度法纳入到国家的设计规范。高强冷弯薄壁型钢构件受力屈曲后强度分析,仍需要更加全面深入的探讨。

1.5 本课题来源及研究意义

高强冷弯薄壁型钢建筑体系因其快速、高效、经济等诸多优点在全世界范围内快速的发展普及。高强冷弯薄壁型钢的普及应用是时代的产物,对于居住环境的要求由于人类生活质量的攀升而连年提高,在追求施工速度与构筑物质量的大前提下,高强冷弯薄壁型钢无疑是最具优势的。高强冷弯薄壁型钢的运用,比起普通的冷弯薄壁型钢,更加充分的利用了钢材,从而在以前的基础上大大地减少了钢材的用量。随之而来的好处就是,结构自重更轻、基础造价的降低、抗震性能更好、投资效益回报更高等等。

虽然我国的高强冷弯薄壁型钢产业较美国、澳大利亚、日本等国家发展较慢,但其在我国的发展前景是广大的。我国的《冷弯薄壁型钢结构技术规范》(GB50018-2002)^[4]针对高强冷弯薄壁型钢的设计计算还亟待完善,本文所研究的课题来源于甘肃省科技支撑计划项目(编号:1204FKCA146)。由于试验条件的不允许,本文就 G550 级高强冷弯薄壁型钢受压构件和 G450 级高强冷弯薄壁型钢受弯构件均进行受力性能仿真模拟研究,以期对该类构件以后的设计施工提供参考。

1.6 本文研究方法和主要内容

1.6.1 本文研究方法

本文的研究方法是，利用有限元软件 ABAQUS，模拟高强冷弯薄壁型钢受压与受弯构件，来分析探讨屈曲受力性能，并对受压构件的局部板带加固效果进行了模拟分析对比。

1.6.2 本文主要内容

根据课题要求的主要目的，本文主要工作如下：

- (1) 对高强冷弯薄壁型钢构件的计算方法：有效宽度方法和直接强度方法，进行了简单介绍，并详细叙述了构件发生局部屈曲的概念和特点；
- (2) 对高强冷弯薄壁型钢构件特征值屈曲和非线性屈曲有限元分析的原理和方法以及如何选取初始缺陷和添加残余应力进行说明，为有限元模型的建立提供理论依据；
- (3) 参考已有试验，利用 ABAQUS 建立构件模型，模拟试验构件的受力性能，再进行有限元运算，最后把运算结果与试验结果进行对比分析，来验证有限元建模的可靠性；
- (4) 在验证可靠性的基础上，参照《Australia/New Zealand Standard AS/NZS 4600 for Cold-Formed Steel Structures》(2005)^[78]，建立高强冷弯薄壁型钢受压和受弯构件模型，进行大量的有限元模拟数值分析，研究高强冷弯薄壁型钢受压和受弯构件的屈曲受力性能，并对不同参数影响下构件的局部屈曲方式及整体极限承载力的变化进行探究，同时模拟分析受压构件在不同位置进行不同宽度板带加固后的受力性能，对高强冷弯薄壁受压构件局部板带加固方式提出建议。

第 2 章 高强冷弯薄壁受力构件非线性有限元分析

2.1 非线性有限元分析方法

2.1.1 有限元概述

目前针对高强冷弯薄壁型钢构件局部屈曲弹塑性问题的分析方法主要有试验和数值计算两种。前者虽然更接近实际，但是试验难度较大，加载方式与边界条件处理都较难解决且初始缺陷和残余应力也不便测量，因此针对此类构件的试验研究相对较少，较多集中在数值方法上，运用最普遍的是有限元法。

由于计算机的发展普及，有限元数值计算方法(Finite element method, FEM)应运而生。由于能够较精确地求解一般连续体问题，使得该计算方法更为普遍地应用于解决工程实际问题。

目前已经开发并投入使用的有限元软件种类繁多，其中 ABAQUS 是一种功能强大且广泛应用的工程模拟软件，小到解决线性分析问题，大到分析复杂的非线性问题。作为一种广泛应用的模拟工具，它除了可以解决大量的结构应力-位移问题，还能应用于其他的工程领域。

ABAQUS 因为拥有强大分析性能与模拟复杂体系的可靠性，被广泛应用于工业生产和科学研究中，该软件的技术特点显著表现为：

- (1) 庞大的求解分析能力，能够处理非常庞大的高度非线性问题。
- (2) 拥有丰富多样、各种类型材料的模型库，便于各个领域运用。
- (3) 操作简单，只需准确定义参数便能得到良好的模拟结果。
- (4) 前处理模块简单，分析和计算精确，后处理简单。

2.2 屈曲性能分析

2.2.1 屈曲分析

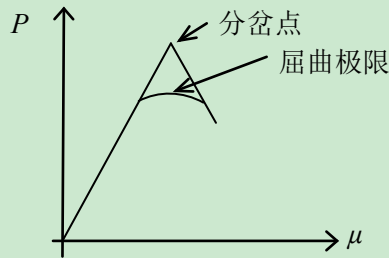
结构在荷载作用下发生变形，若变形后作用在结构上的荷载保持平衡，称之为弹性平衡。若结构处在平衡状态时，受到外界扰动偏离平衡位置，撤去扰动后仍恢复到平衡状态称之为稳定平衡状态。相反，若撤去扰动后结构在新的位置处于平衡，称之为不稳定平衡状态。

当结构承受的荷载达到某一数值，再增加一微小增量，结构的平衡位移如果发生很大改变，该现象称为屈曲或结构失稳。此时对应的荷载值称为屈曲或临界荷载。屈曲分析是用来确定结构开始发生不稳定时的临界荷载以及结构发生屈曲响应时屈曲模态形状的技术。

运用特征值和非线性屈曲两种方式，预测结构的屈曲临界荷载和屈曲模态。

2.2.2 特征值屈曲分析

特征值屈曲分析,实际是预估一个理想弹性结构理论上的屈曲强度(即下图中的“分岔点”),荷载-变形曲线如下图 2.1 所示。



首先求解线弹性荷载 $\{P_0\}$ 的荷载-位移关系,即:

$$\{P_0\}=[K_e]\{\mu_0\} \quad (2.1)$$

假设位移小,任何状态下($\{P\}$ 、 $\{\mu\}$ 、 $\{\sigma\}$)的增量平衡方程:

$$\{\Delta P\}=[[K_e]+\lambda[K_\sigma(\sigma_0)]]\{\Delta\mu\} \quad (2.2)$$

式中, $\{\mu_0\}$ 为施加荷载 $\{P_0\}$ 产生的位移, $\{\sigma\}$ 为应力, $\{K_e\}$ 为弹性刚度矩阵,是应力状态 $\{\sigma\}$ 下计算的初始应力矩阵。假设加载过程是外加荷载的 $\{P_0\}$ 线性函数:

$$\begin{aligned} \{P\} &= \lambda\{P_0\} \\ \{\mu\} &= \lambda\{\mu_0\} \\ \{\sigma\} &= \lambda\{\sigma_0\} \end{aligned} \quad (2.3)$$

则

$$[K_\sigma(\sigma)] = \lambda[K_\sigma(\sigma_0)] \quad (2.4)$$

增量平衡方程为:

$$\{\Delta P\}=[[K_e]+\lambda[K_\sigma(\sigma)]]\{\Delta\mu\} \quad (2.5)$$

在开始变得不稳定(屈曲荷载值为 $\{P_{cr}\}$)时,即 $\{\Delta P\} \approx 0$ 时,结构产生变形 $\{\Delta\mu\}$,前屈曲范围内的增量平衡方程表示为:

$$[[K_e]+\sigma[K_\sigma(\sigma)]]\{\Delta\mu\}=\{0\} \quad (2.6)$$

上述公式精确阐述了经典特征值问题,为了满足以上关系,则有:

$$\det[[K_e]+\sigma[K_\sigma(\sigma)]]=0 \quad (2.7)$$

在 n 个自由度的模型中,以上方程会有特征值 λ 的 n 阶多项式出现,叠加到系统上的屈曲变形由 $\{\Delta\mu\}_n$ 表示,通过计算特征值 λ 的最小值得到弹性临界荷载值 $\{P_{cr}\}$ 。

由于绝大多数真实构件都是存在初始缺陷的,并不按照理论来发生屈曲,因此,特征值屈曲分析经常得出非保守结果,并不能用于实际的工程分析中。但是特征值屈曲分析仍是重要步骤,在非线形屈曲分析之前通过这一步分析得到屈曲的形态。在 ABAQUS 中,特征值屈曲分析是通过设置分析步,在创建分析步时,选择线性扰动分析(Linear perturbation)中的 buckle 分析来实现的。

2.2.3 非线性屈曲分析

非线性屈曲分析,是一种采用逐渐增加荷载的非线性静力分析法来求解使结构开始变得不稳定时的临界荷载的方法。近似非线性求解是将荷载分成一系列的荷载增量,在几何荷载步内或一个荷载步的几个子步内施加荷载增量。当一个增量求解完成后,在求解下一个增量前,程序调整刚度矩阵来反应结构刚度的非线性变化。利用牛顿-拉普森(N-R)平衡迭代,避免增量近似导致积累误差。N-R法在每次求解前,会估算残差矢量,程序再使用非平衡荷载进行线性求解,若结果不收敛则重新估算该荷载,修改刚度矩阵获得新解,直至问题收敛。

牛顿-拉普森求解问题的具体步骤如下:

- (1) 以增量形式逐渐增加荷载;
- (2) 在每一个荷载增量中完成平衡迭代使得增量求解达到平衡;
- (3) 求解平衡方程:

$$[K_T]\{\Delta\mu\}=\{F\}-\{F_{nr}\} \quad (2.8)$$

其中, $[K_T]$ 是切线刚度矩阵, $\{\Delta\mu\}$ 位移增量, $\{F\}$ 作为外部荷载向量, $\{F_{nr}\}$ 作为内力矢量。

- (4) 实行迭代,直至 $\{F\}-\{F_{nr}\}$ 在了允许范围。

关于某些不稳定系数的非线性分析,仅运用N-R法的话,正切刚度矩阵极可能变为降秩矩阵,致使求解不收敛。这种情况下可以采取另一种迭代方法:弧长法。

冷热荷载因子 $\lambda(-1<\lambda<1)$ 被引入到弧长法,力的平衡方程:

$$[K_T]\{\Delta\mu\}=\lambda\{F\}-\{F_{nr}\} \quad (2.9)$$

引入了约束方程(弧长半径 l):

$$l=\sqrt{\Delta\mu_n^2+\lambda_i^2} \quad (2.10)$$

其中,弧长半径长度 l 将荷载因子 λ 和位移增量 $\{\Delta\mu\}$ 联系在一起。此法的使用,令N-R平衡迭代顺沿一段圆弧收敛,防止其发散。

2.2.4 初始缺陷及残余应力的添加

初始缺陷,是指初弯曲、初偏心、热轧、焊接和常温加工致使构件产生残余应力和残余应变及其分布等。初弯曲和初偏心对构件的影响本质上没有区别,可以二者择其一。

《冷弯薄壁型钢结构技术规范》(GB50018-2002)^[4]规定,受压构件的初弯曲取杆长的 $l/1000$,不计初偏心影响,初弯曲平均值取 $V_0=l/1130$,其中方差为 $l/2540$,取12.5%的分位值 $V_0=l/750$,初偏心 $e_0=0.05\rho_0$,初始弯曲率 $\varepsilon_0=(e_0+v_0)/\rho=0.05+1/750\rho=0.05+\lambda i/750\rho$ (l -计算长度, V_0 -初始弯曲, e_0 -初偏心, λ -长细比, i -截面回转半径, ρ -截面核心距)。

用特征值屈曲分析得出第一阶模态乘以系数0.1,并在柱中点侧向加一个微小的初始扰动诱发整体屈曲和局部屈曲同时发生,初始扰动力取预加荷载的0.1%。

初缺陷的分析方法有直接缺陷分析和一致缺陷模态法两种。ABAQUS模拟中,常

采用一致缺陷模态法，即利用最低阶屈曲模态形式来模拟真实结构的初缺陷分布而进行后续模拟。对于实际结构而言，加载的最初阶段就有沿着该模态变形的趋势，并将促使变形形态乘以一个与板厚同一数量级的系数，作为理论初始缺陷。

冷弯薄壁型钢构件的残存应力与生产制作工艺息息相关，辊轧和压弯是两种最常见的冷弯方式。残余应力主要由弯曲应力和膜应力组成。膜应力在辊轧构件中最为常见，一般分布在构件转角处，所以转角部位的残余应力较大。Moen Cristoper D.等(2008)^[74]对压弯构件的残余应力分布进行有限元分析，发现构件中的膜应力很小，基本可以忽略。弯曲应力主要由冷弯薄壁型钢构件的加工工艺决定，其中弯曲、展开、整平这三个加工步骤产生的纵向残余应力分布如图 2.2 所示。横向残余应力用以下公式计算：

$$\sigma_x = v(\sigma_z^{\text{coil}} + \sigma_y^{\text{uncoilz}} + \sigma^{\text{flatten}}) \quad (2.11)$$

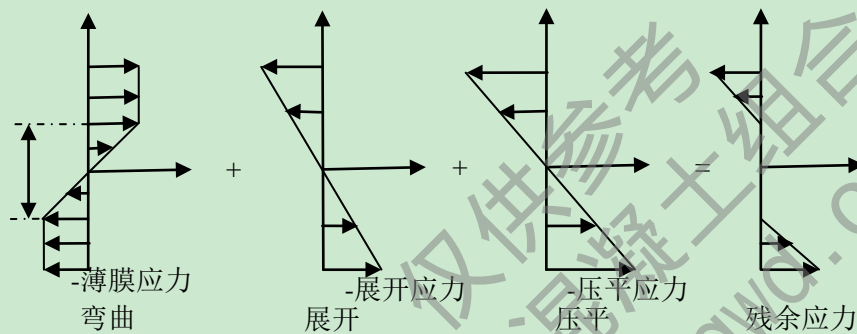


图 2.2 冷弯薄壁型钢构件弯曲、展开、压平过程纵向残余应力分布

压弯成型产生的纵向和横向残余应力分别如图 2.3 和图 2.4 所示。

Moen Cristoper D.等(2008)^[74]等研究得出：纵向残余应力与屈服强度及其厚度有关，残余应力沿厚度方向发生非线性变化；若屈服强度较小而厚度较大时，可假定残余应力沿厚度方向发生线性变化。为了方便计算，赵峰和刘华琛(2004)^[75]对残余应力作了如下假定，如图 2.5 所示(拉应力为负，压应力为正)。

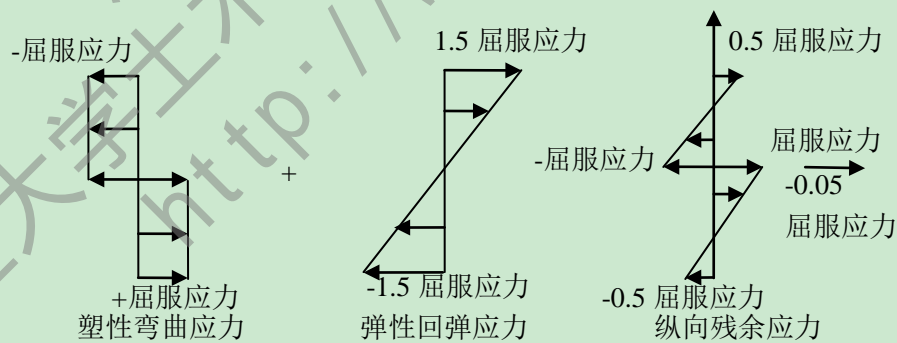


图 2.3 冷弯薄壁型钢构件压弯成型过程纵向残余应力分布

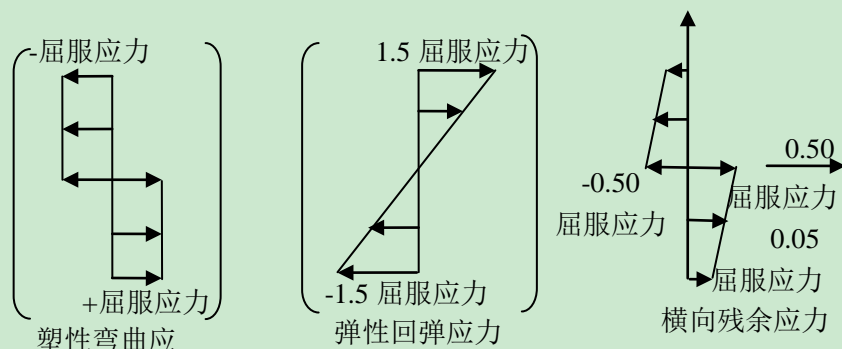


图 2.4 冷弯薄壁型钢构件压弯成型过程横向残余应力分布

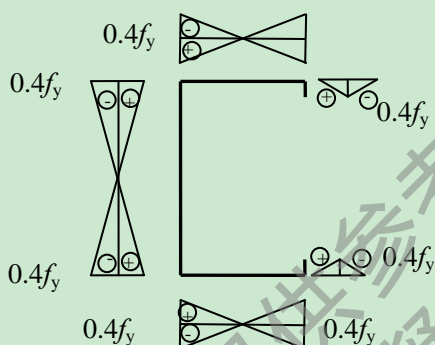


图 2.5 残余应力简化分布图

如图 2.5 所示，主要作了三方面假定：1)槽型截面外表面存在残余拉应力，而内表面存在残余压应力；2)残余应力沿厚度方向产生线性变化；3)假定最大拉伸和最大压缩残余应力大小相等，取保守值 $0.4f_y$ 。

截面发生屈服后，若荷载持续增加，则屈服将向外传播，使得截面产生弹性和塑形变形，板的弹性厚度从原来的 t 减少为 t_e ，屈服范围取决于作用力和残余应力的大小。赵峰(2004^[75]；1940^[76])引入了有效厚度概念，提出了有效面积法来考虑残余应力的作用。

2.2.5 ABAQUS 非线性屈曲分析求解

进行非线性屈曲分析，要引入初始缺陷值。利用 ABAQUS 进行非线性的屈曲分析，要采用 risk 算法，把材料非线性、几何非线性和初始缺陷的影响考虑进去。其中，通过屈曲模态、振型及一般节点的位移来描述初始缺陷。利用 ABAQUS 进行屈曲分析，一般分三步：

(1) 特征值屈曲分析(Buckling)，弹性分析采用 Buckle 分析步。基于线性理论的小变形假设下，对完善构件，进行线性扰动分析。Buckle 分析的求解结果用于非线性分析中初始缺陷的添加：通过这一步得到临界荷载值(一般取一阶模态的 eigenvalue 乘以所设的 load)，并且对 keywords 或 inp 文件输出格式作如下修改：

```

在*restart, write, frequency=0 语句后添加
*node file
u,
    
```

并在*end step 前添加

*node file, global=yes, last mode=n

上述语句中 last mode=n 表示线性屈曲得到的 n 阶变形模态为模型的屈曲模态，并作为初始缺陷引入非线性屈曲分析中。这样做的目的是，输出后续分析需要的初始缺陷节点的.file 文件，预估理想条件下结构的屈曲强度。为后期的非线性稳定分析施加荷载提供依据，同时得到屈曲模态，为后期的非线性稳定分析提供结构的初始几何缺陷分布。

在线性屈曲分析中，如果施加单位力，分析结果得到的特征值便是线性屈曲分析的临界载荷；特征向量的屈曲形态，是施加载荷和缺陷的基础。真实情况下，构件破坏时负荷比预估值低，所以实际项目中不采纳特征值的屈曲分析结果。

(2) 后屈曲分析，以特征值屈曲分析中得到的屈曲模态作为初始缺陷，并以定义的缺陷比例因子来分布模态。线性屈曲临界荷载是预期非线性屈曲荷载的上限，可作为非线性屈曲分析的给定荷载。由于残余应力的添加，非线性临界屈曲荷载比线性屈曲临界荷载值小。该分析为在大变形情况下实行的非线性屈曲分析，常常选取位移控制下的加修正弧长法。用弧长法对结构进行“荷载-位移”全过程跟踪，来计算结构整体的稳定承载力。为了得到极限值，需要得到荷载位移曲线的下降段，除了要采用弧长法设定及位移控制外，还需在得到的 keywords 或 inp 文件中嵌入特征值屈曲分析的.file 节点数据，在 boundary 之后 step 之前加入定义初始缺陷的命令：

*boundary

*imperfection, file=job-xx,(xx 为弹性分析产生的 file 文件名), step=1(特征值分析步名称)

a(模态数), b(第 a 阶模态的缺陷因子，一般取壳体厚度或杆件的 1%)

*step

即将特征值屈曲分析的模态作为初始缺陷，添加到 perfect 几何体中。

(3) 用 risk 法进行分析。弧长法一般用于求解病态状态(ill conditioned)问题。把荷载幅值作为附加的未知量，同时求解荷载和位移。引入弧长(arc length)这个量来衡量求解进度，后处理中得到的荷载-位移曲线极值点即为极限荷载。在 inp 文件中的具体语句为：

*step, name=step-1, nlgeom=yes, inc=30

*static, riks

0.1.1, 1e-5.10,

2.3 有限元模型的建立

2.3.1 单元的选取

本章对受弯、受压畸变屈曲和受压局部屈曲构件进行算例验证。受弯构件选用低强度 Q235 钢材，受压构件均选用 G550 钢材。构件均采用壳体 S4 单元，每个节点有六个自由度，适合分析模拟中等及以下厚度的板壳，具有大应变、大挠度、大转动的非线性

性质及弹塑性特征；垫板采用实体 C3D8R 单元。

2.3.2 加载方式的模拟

对于受弯构件，在四分点处采用用点耦合线，在点上加载来模拟均布加载。对于受压构件通过约束柱底和加载端的位移来模拟固接及铰接约束。通过端部约束条件来达到模拟加载方式的目的。

2.3.3 材料的非线性本构关系

非线性本构关系，即材料的应力-应变关系。非线性问题主要考虑材料、几何与接触的非线性。材料非线性只需将材料的本构关系非线性化，几何非线性中包括有限位移理论和有限应变理论两种情况。

对于单方向受拉构件，通过对比轴向应力与材料屈服应力大小来判断塑性变形是否发生。但是对于一般的应力状态，并不能明显地判断是否达到屈服点。但是只要确定了屈服准则和应力状态，便可用和单轴试验的屈服应力相比较的一个标量来表示屈服准则，就可以判定是不是产生了塑性应变。通用的屈服准则是 Von Mises 屈服准则，当屈服准则的值大于材料屈服应力时，塑性变形产生。Von Mises 屈服准则见图 2.6，在三维图中，屈服面是以 $\sigma_1=\sigma_2=\sigma_3$ 为轴的圆柱面；在二维图中，屈服面是一个椭圆。在屈服面内的任何应力状态均是弹性的，面外的任何应力状态均会引起塑性变形。通过金属材料的研究，发现 Mises 屈服准则与试验数据吻合较好，是除了土壤和脆性材料外使用的典型屈服准则，同时，强化准则(见图 2.7、2.8)描述了初始屈服准则随着塑性应变的增加如何发展的趋势。

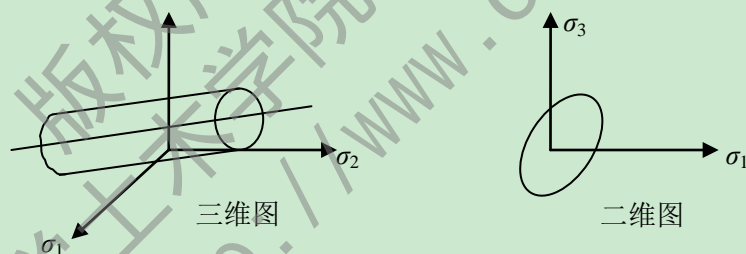


图 2.6 主应力空间的 Mises 屈服面

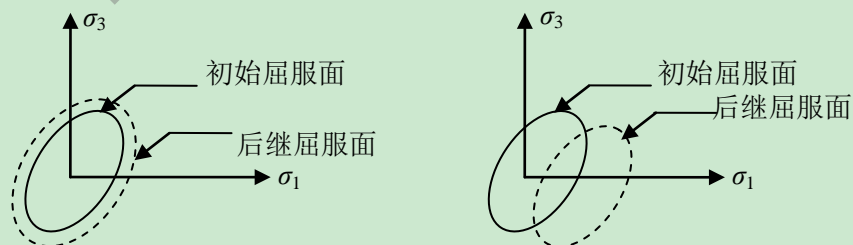


图 2.7 等向强化时屈服面变化图 图 2.8 随动强化时屈服面变化图

本章均选取 Von Mises 和等向强化屈服准则，钢材选用理想弹塑性模型。

2.3.4 几何非线性

冷弯薄壁型钢构件的板件薄而宽，受压构件一般均在失效前发生局部屈曲，且板件间存在相关性，屈曲后强度仍然可以利用。几何非线性分为两种：有限位移理论(大位移小应变)和有限应变理论(大位移小应变)。求解几何非线性的核心问题就是结构由于几何形状或位置的变化而引起刚度矩阵的变化。关于几何非线性已在 2.2.3 章节作了详细说明。

2.3.5 有限元模型的建立

冷弯薄壁型钢构件都会有弯角部分，采用 ABAQUS 仿真软件模拟高强冷弯薄壁轴压长柱构件力学性能，建模时将弯角半径忽略等效为直角，因为当弯角半径 $r \leq 5t$ (t 为截面厚度)时，弯角对临界荷载的影响很微小，可以忽略不计。采用自上而下的建模方法：输入构件截面关键点，再将关键点连成线，最终生成面。划分网格的方式有结构化、扫略和自由划分三种，本文由于模型规则简单，采用结构化网格划分方法。网格划分的好坏直接影响模型的特征值屈曲分析及屈曲模态提取，网格过密又会增大计算量，通过反复调试，在保证计算精度和速度的基础上，确定网格尺寸。

2.3.6 求解及结果后处理

创建有限元模型后，对模型进行特征值与非线性屈曲分析。特征值屈曲分析时采用 Subspace 法计算出 10 阶屈曲模态，取初始屈曲模态作为初始缺陷赋予到后屈曲分析中，后屈曲分析采用弧长法求解。求解结束后，利用 ABAQUS 后处理功能，提取梁构件的荷载-挠度曲线和柱构件的荷载-压缩位移曲线。

2.4 模型验证

2.4.1 模型验证 1

(1) 试验介绍

苗二萍(2009)^[35]对 13 根 Q235 冷弯薄壁型钢卷边槽型截面简支梁试件受弯试验进行了变形性能分析。试件壁厚均为 1.0mm，跨度分别为 $L=1800$ 、 2400 、 3000 mm。采用 LCB89 和 LCB140 两种卷边槽型截面。试件设计尺寸如下图 2.9 所示：

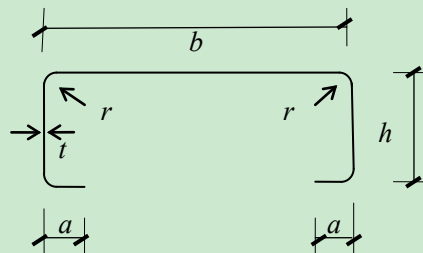


图 2.9 槽型简支梁试件截面

采用 ABAQUS 模拟，槽型梁采用 S4 单元，材料屈服强度 $f_y=272.6$ MPa，弹性模量

$E=2.03 \times 10^5 \text{MPa}$, 泊松比 $\mu=0.3$, 卷边槽型简支梁采用理想弹塑性本构模型。

(2) 计算结果对比

对试件进行模拟分析, 与试验结果及 ANASYS 模拟结果进行对比。

先进行 Buckling 分析, 采用子空间 Subspace 算法计算在单位荷载作用下的 10 阶屈曲模态, 并取第一阶模态作为初始缺陷赋予到后屈曲分析。把一阶模态作为初始缺陷值赋予到后屈曲分析, 采用了位移加载的牛顿-拉普森法和力加载的弧长法进行计算。模拟结果试件均在跨中纯弯段发生弯折破坏, 与试验现象吻合。

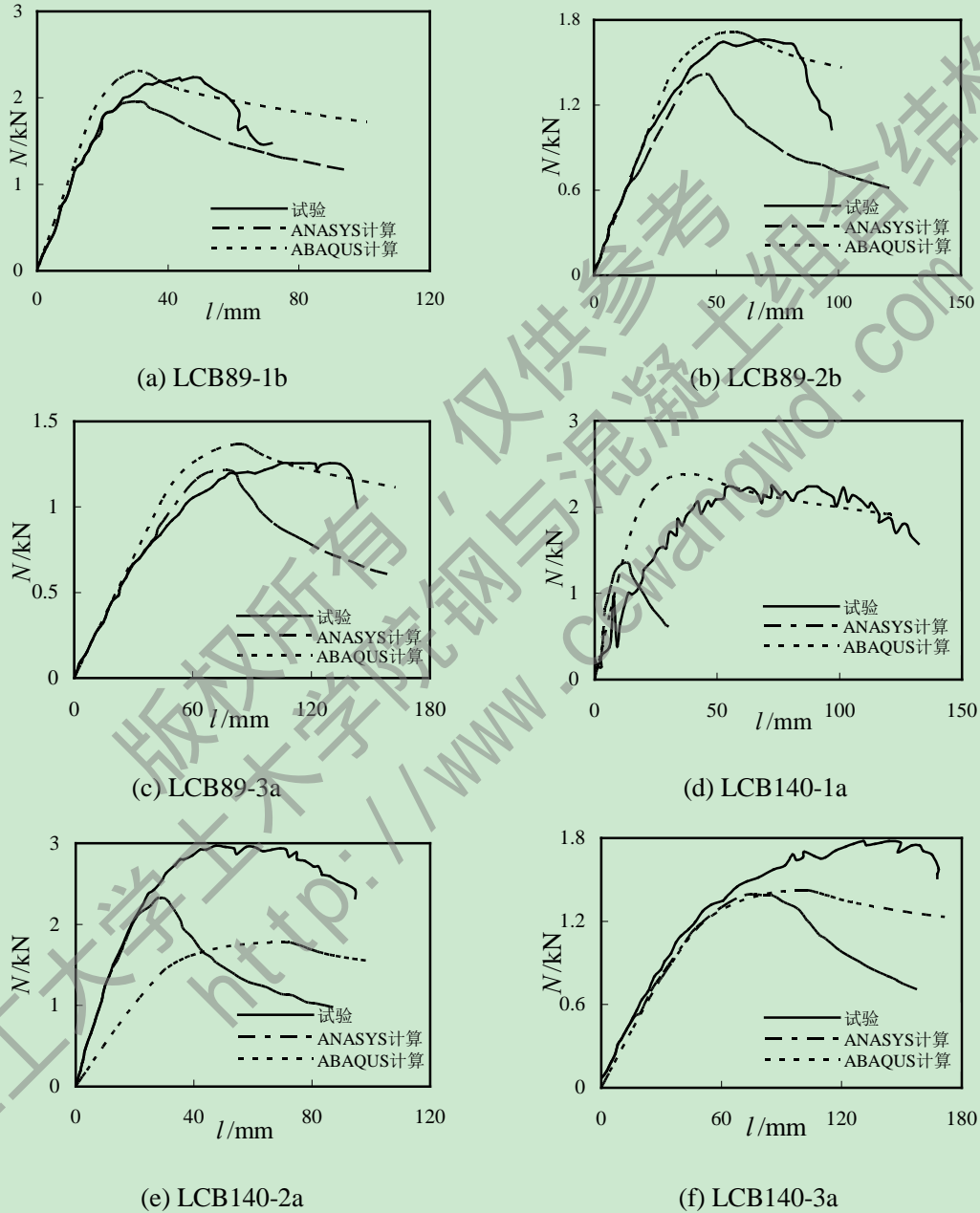


图 2.10 计算结果对比图

与论文作者的 ANASYS 模拟结果对比发现, ABAQUS 的模拟结果极限荷载值更接近于实际试验加载结果, 且 ANASYS 与 ABAQUS 模拟结果的初始刚度与试验均吻合较

好。对比简支梁个构件荷载达到 P (与试件跨中竖向挠度值达到 $L/150$ 时的试验荷载值相同) 时, 将 ABAQUS 模拟的结果中竖向跨度挠度值与 ANASYS 模拟结果、试验结果及我国规范计算的跨中挠度值进行对比, 发现 ANASYS 与 ABAQUS 的模拟结果及试验结果均比理论计算值大, 综述以上说明采用 ABAQUS 软件来分析冷弯薄壁型钢梁的承载力变形问题是可行的。

2.4.2 模型验证 2

(1) 试验介绍

姚行友(2007)^[30]和蒋路(2007)^[28]对 16 根单轴对称截面、两端固接的高强冷弯薄壁型钢柱进行轴压畸变屈曲试验。试件按板厚 $t=0.48、0.60\text{mm}$ 分为两组, 每组有 $L=500、1000、1500、2000\text{mm}$ 四种长度, 每一长度做两个构件。构件的截面形式图 2.11 示:

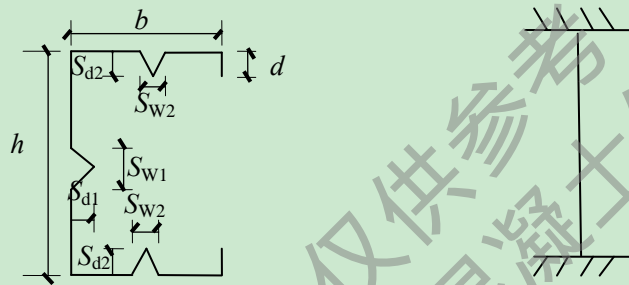


图 2.11 截面形式及加载方式

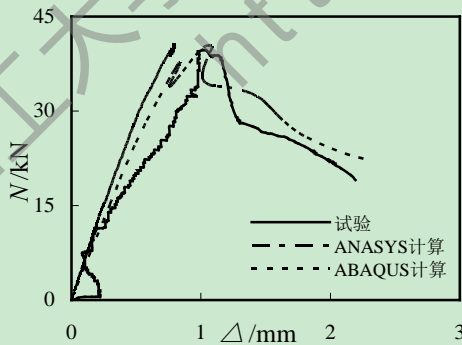
试件上下的两端板直接承压通过液压提升下部端部来施加荷载。

采用 ABAQUS 模拟, 槽型梁采用 S4 单元, 材料屈服强度 $f_y=695\text{MPa}(t=0.48\text{mm})、710\text{MPa}(t=0.60\text{mm})$, 弹性模量 $E=2.16\times 10^5\text{MPa}$, 泊松比 $\mu=0.3$, 采用理想弹塑性本构模型。

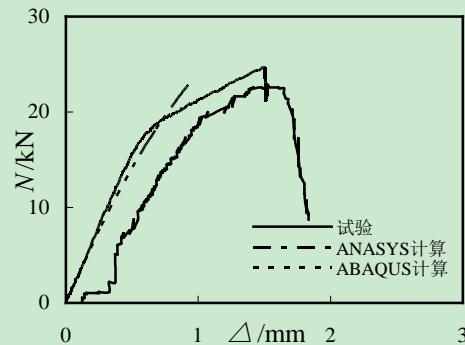
(2) 计算结果对比

对试件进行模拟分析, 与试验结果及 ANASYS 模拟结果进行对比。

先进行 Buckling 分析, 采用子空间 Subspace 算法计算在单位荷载作用下的 10 阶屈曲模态, 并取第一阶模态作为初始缺陷赋予到后屈曲分析。把一阶模态作为初始缺陷值赋予到后屈曲分析, 采用了位移加载的弧长法进行计算。



(a) LCC1



(b) LCC2

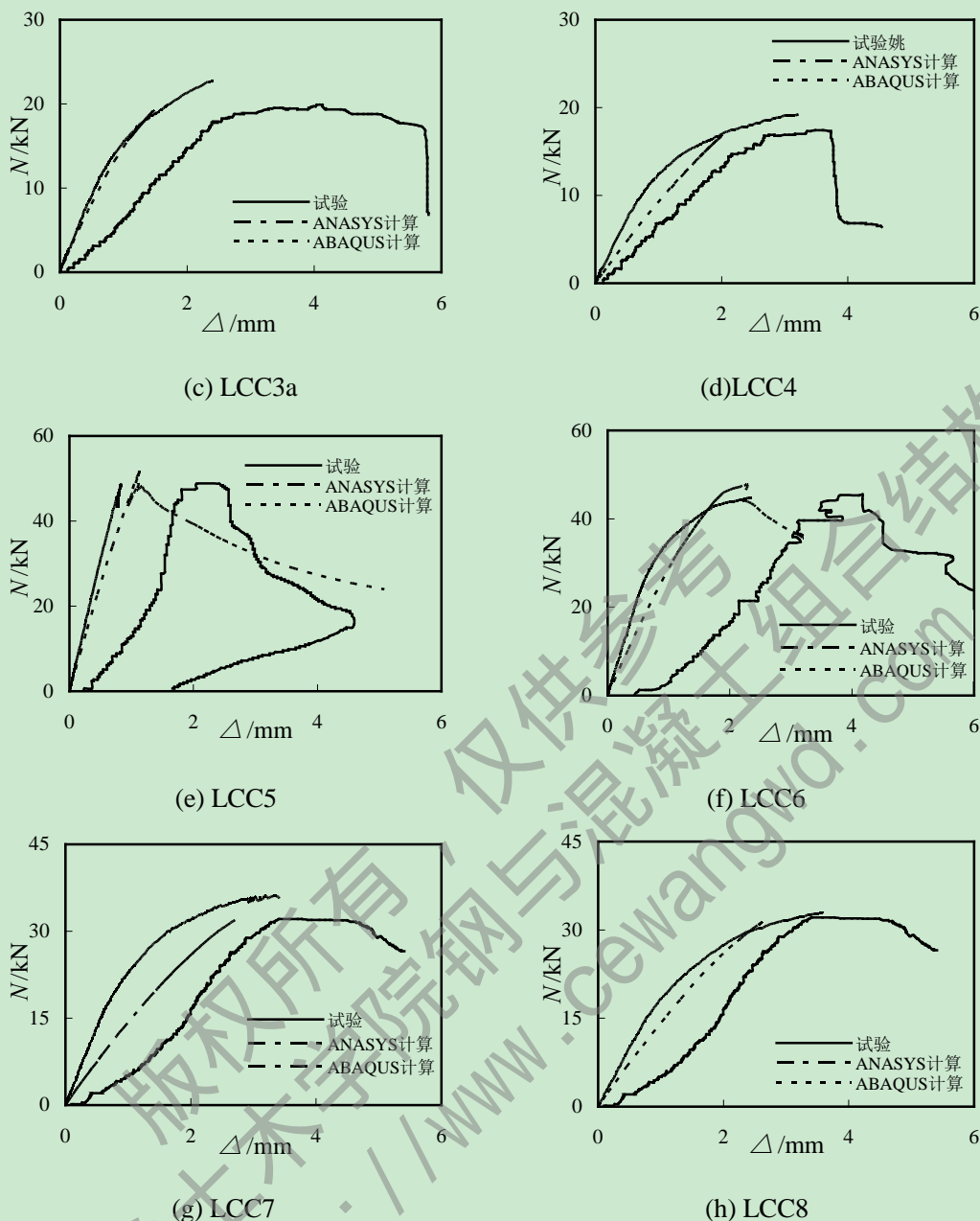


图 2.12 计算结果对比图

与作者的试验及 ANSYS 模拟结果对比发现, ABAQUS 的模拟结果极限荷载值更接近于实际试验加载结果, 且 ANSYS 与 ABAQUS 模拟结果的初始刚度与试验均吻合较好。构件 LCC1 与 LCC5 试件刚度在加载中一直没有太大变化, 直到最后刚度突然下降; 构件 LCC2 和 LCC6 在极限荷载之前因为卷边折曲刚度有一个明显的下降, 之后荷载继续增加直至试件破坏; LCC3、LCC4、LCC7、和 LCC8 试件在加载过程中刚度没有明显下降知道试件破坏。综述以上说明采用 ABAQUS 软件来分析高强冷弯薄壁型钢轴压柱承载力变形问题是可行的。

2.4.3 模型验证 3

(1) 试验介绍

蒋路(2005)^[27]和刘艳军(2007)^[56]对 30 根两端铰接, 壁厚为 0.6mm, 构件长度范围 400~2160mm、宽厚比 $b/t=42$ 、58 的方形截面的 G550 高强冷弯薄壁型钢长柱, 进行轴心压载试验。如图 2.13 所示为长柱构件的截面, 试件由两个帽形开口截面组成。试件采用机械夹紧方式, 夹具形式如图 2.14 所示, 夹具间距 170~250mm。于试件的中部截面和构件两端布置量程 10cm 的位移计共三个, 布置方式如图 2.15 所示; 在中截面共布置六片应变片, 应变片布置如图 2.16 所示。构件弹性模量 $E=2.16 \times 10^5 \text{MPa}$, 屈服强度 $f_y=710 \text{MPa}$ 。试件两端沿与构件卷边平行的方向放置单刀铰, 刀口的端板厚度 22.5mm。采取连续缓慢加载至试件破坏, 再卸载。

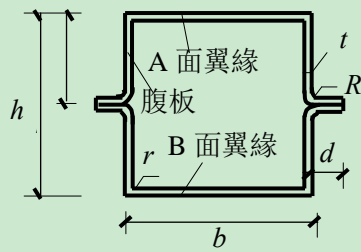


图 2.13 截面形式图

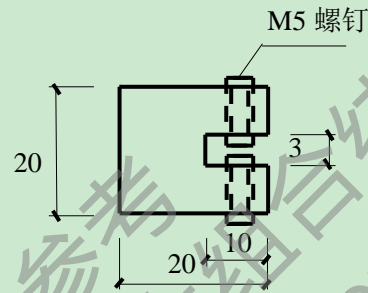


图 2.14 夹具形式

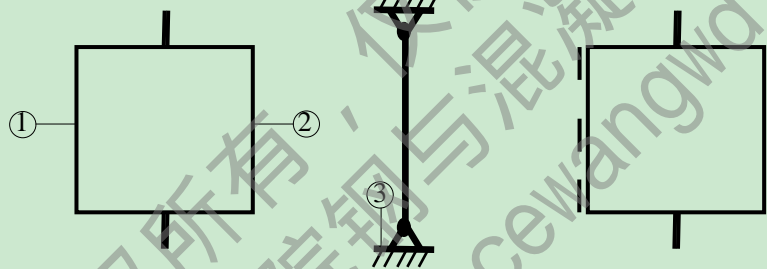


图 2.15 位移计布置图

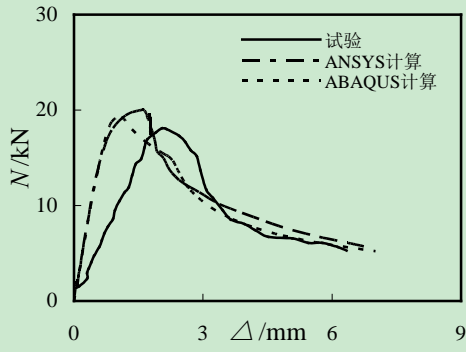
图 2.16 跨中截面应变片布置图

(2) 计算结果对比

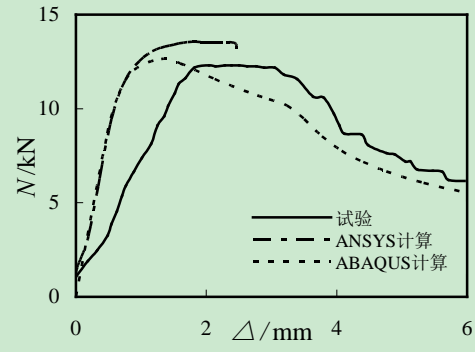
采用有限元软件 ABAQUS 进行非线性模拟分析。其中包括了材料非线性, 几何非线性和接触非线性, 采用 Von Mises 屈服准则。构件单元选用 S4 单元, 垫板采用 C3D8R 单元。材料应力-应变采用三线性模型, 计算公式如下:

$$\sigma = \begin{cases} 2.16 \times 10^5 \times \varepsilon & \varepsilon < 0.003125 \\ 14553.015 \times \varepsilon + 629.5122 & 0.003125 \leq \varepsilon < 0.0053 \\ 710 & 0.0053 \leq \varepsilon \end{cases} \quad (2.12)$$

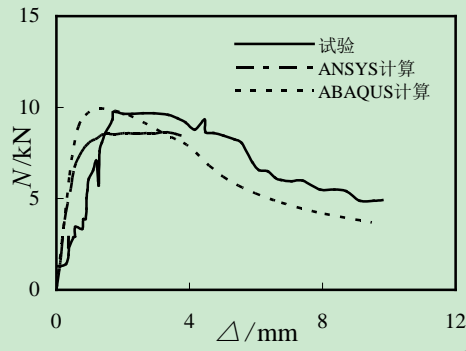
约束模型上端板沿 X 轴和 Y 轴的位移($U_x=0$, $U_y=0$, U_z 为加载方向), 同时约束其绕 X 轴和 Z 轴的转动; 约束下部端板沿 X 轴、Y 轴和 Z 轴的位移($U_x=0$, $U_y=0$, $U_z=0$), 同时约束其绕 X 轴和 Z 轴的转动。采用 Tie 约束模拟夹子。单元划分构件根据长度不同分别采用采用 2mm×4mm, 2×5mm, 2×7mm 和 2×10mm 的网格尺寸划分。加载采用位移加载, 不同的构件位移加载值不同。



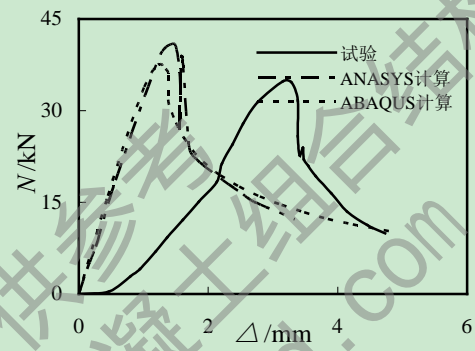
(a) LSC2



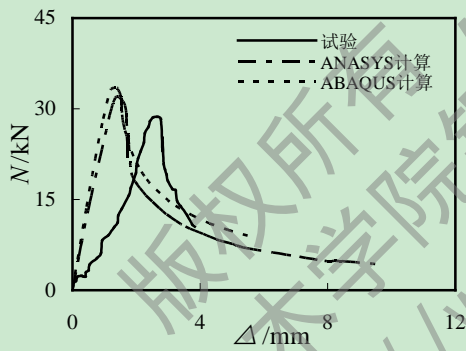
(b) LSC3



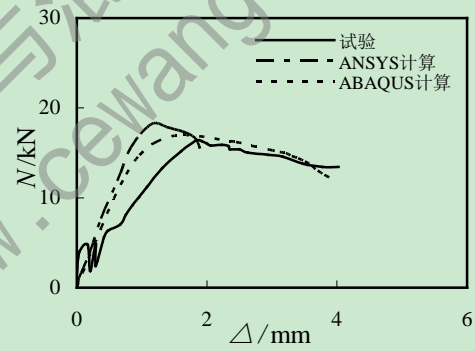
(c) LSC4



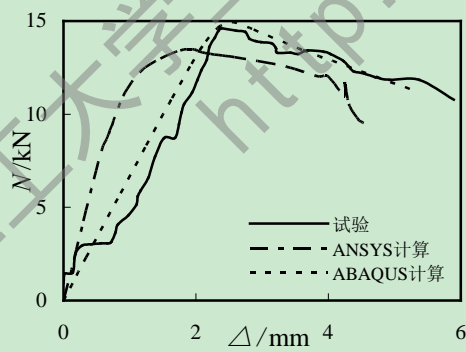
(d) LSC6



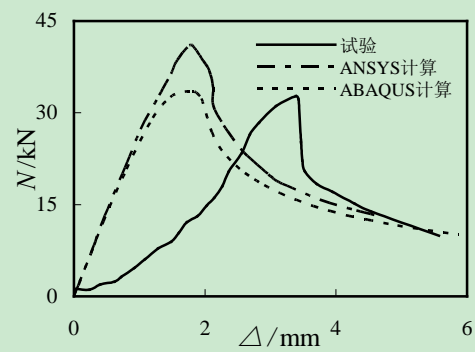
(e) LSC7



(f) LSC8



(g) LSC9



(h) LSC11

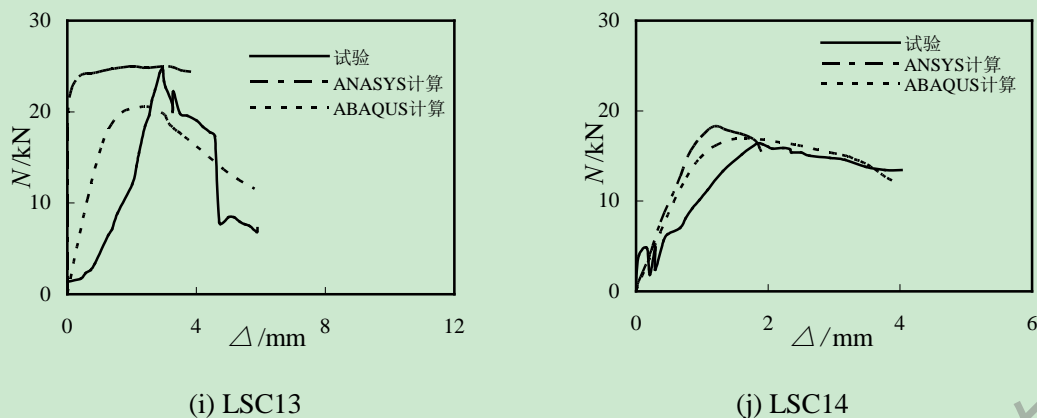


图 2.14 计算结果对比图

在试验过程中，两个槽钢并未发生相对滑移而是紧紧的贴合在一起，故采用 Tie 模拟两槽钢贴合作用。本文缺陷选取不限于第一阶屈曲模态，而是观察试验构件的受力来选取合理的低阶模态。由图 2.14 中的荷载-位移曲线对比发现，ABAQUS 的模拟结果较为理想。说明采用 ABAQUS 软件来分析高强冷弯薄壁型钢轴压柱承载力变形问题是可靠可信的。

2.5 本章小结

本章介绍了研究高强冷弯薄壁型钢构件局部屈曲性能的有限元分析研究方法，对涉及到的线性特征值屈曲分析和非线性屈曲分析作了理论方面的详尽阐述。其中，对非线性屈曲分析中的几何缺陷和残余缺陷的引入方法作了说明。为了验证 ABAQUS 模拟软件对高强冷弯薄壁型钢构件的适用性，对三个已有试验进行了模拟分析，并将模拟结果与试验结果进行对比，发现模拟结果与试验结果均吻合较好，说明采用 ABAQUS 软件模拟分析高强冷弯薄壁型钢构件的受力性能是可行的。

第 3 章 高强冷弯薄壁型钢轴压长柱构件受力性能研究

3.1 概述

本章在第二章蒋路(2005)^[27]和刘艳军(2007)^[56]模型验证的基础上,对高强冷弯薄壁型钢轴压长柱构件进行受力性能的研究分析。根据宽厚比为 42、58 和 75 将构件分为三组,每组按长细比为 40、60、80 和 100 分为 4 组不同构件,共 12 组构件。对每组构件引入初始缺陷进行轴压分析,并对比宽厚比与长细比的影响。同时对长柱构件的板带加固性能进行了初探,对比不同加固位置及相同位置不同宽度板带的加固效果。

3.2 高强冷弯薄壁型钢轴压长柱构件截面及尺寸确定

按照《Australia/New Zealand Standard AS/NZS 4600 for Cold-Formed Steel Structures》(2005)^[78]要求,并参照刘艳军(2007)^[56]设计一内卷边 C 型钢拼合轴压长柱构件,板带厚度取 0.4mm,垫板厚度取 20mm,试件截面和有限元模型示意如图 3.1 和 3.2 所示,试件尺寸如表 3.1 所示。

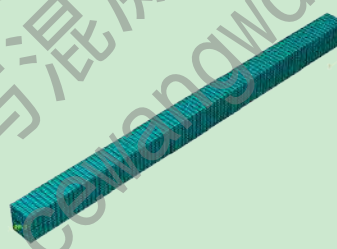
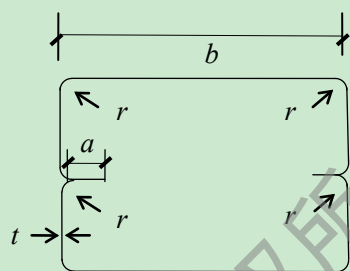


图 3.1 内卷边 C 形槽钢拼合柱截面

图 3.2 有限元模型示意图

表 3.1 试件编号及尺寸

试件编号	λ	$b(\text{mm})$	$t(\text{mm})$	b/t	$h(\text{mm})$	$r(\text{mm})$	$R(\text{mm})$	$L(\text{mm})$	$a(\text{mm})$
C1a	40	25	0.60	42	12.5	0.60	0.60	400	7.5
C1b	60	25	0.60		12.5	0.60	0.60	600	7.5
C1c	80	25	0.60		12.5	0.60	0.60	800	7.5
C1d	100	25	0.60		12.5	0.60	0.60	1000	7.5
C2a	40	35	0.60	58	17.5	0.60	0.60	560	7.5
C2b	60	35	0.60		17.5	0.60	0.60	640	7.5
C2c	80	35	0.60		17.5	0.60	0.60	1120	7.5
C2d	100	35	0.60		17.5	0.60	0.60	1400	7.5
C3a	40	45	0.60	75	22.5	0.60	0.60	720	7.5
C3b	60	45	0.60		22.5	0.60	0.60	1080	7.5

试件 编号	λ	$b(\text{mm})$	$t(\text{mm})$	b/t	$h(\text{mm})$	$r(\text{mm})$	$R(\text{mm})$	$L(\text{mm})$	$a(\text{mm})$
C3c	80	45	0.60	75	22.5	0.60	0.60	1440	7.5
C3d	100	45	0.60		22.5	0.60	0.60	1800	7.5

3.3 有限元模型的建立

3.3.1 单元的选取及非线性本构关系

本章的高强冷弯薄壁型钢构件与加固板带,均选用 G550 钢材,屈服强度 $f_y=710\text{MPa}$,弹性模量 $E=2.06\times 10^5\text{MPa}$,泊松比 $\mu=0.3$ 。垫板弹性模量 $E=2.06\times 10^8\text{MPa}$,泊松比 $\mu=1\times 10^{-8}$ 。拼合柱与加固板带均采用壳体 S4 单元,垫板采用实体 C3D8R 单元,垫板厚度 20mm,截面尺寸与构件截面边长相等。

采用 Von Mises 屈服准则和等向强化屈服准则,本构模型与何宝康等(2006)^[53]数值模拟选用相同。

3.3.2 边界约束条件的模拟及网格划分

由于 ABAQUS 中不便于施加线荷载,对构件的加载方式进行相应的转化变通。在柱的加载端放开加载位移 U_z 和绕 X 轴的转动 R_x ,柱底放开绕 X 轴的转动位移 R_x ,约束其他自由度,以此来模拟单刀铰约束。特征值屈曲分析时,单位荷载采用在耦合点加集中荷载的方式,施加于试件上端部的垫板上。后屈曲分析时,采用位移加载方式。

在进行了大量网格试验对比后,确定对较短的柱构件采用 $2\text{mm}\times 4\text{mm}$ 的网格来进行划分,对中等长度的构件采用 $2\text{mm}\times 7\text{mm}$ 的网格来进行划分,对较长的构件采用 $2\text{mm}\times 10\text{mm}$ 的网格来进行划分。

3.4 高强冷弯薄壁型钢轴压长柱构件局部屈曲性能分析

对 12 组构件分别进行轴压及板带加固分析,探讨不同参数对轴压长柱构件的屈曲性能及极限承载力的影响。在局部屈曲性能的分析里,探讨了屈曲荷载的计算及与极限荷载大小的关系。分析参数对屈曲模态的影响,同时对构件进行局部板带加固,与没有进行加固的的构件极限承载力进行对比,并对构件的极限承载力进行参数分析,得到影响构件极限承载力较大的因素。

3.4.1 局部屈曲模态及初始缺陷的选取

本章对 12 组构件进行了分析,每组构件在特征值屈曲分析时,用 Subspace 法取了 10 阶模态。在大量计算对比的基础上,选取第四阶模态作为初始缺陷。通过对比这里对宽厚比为 42、58、75 的 3 类构件中,每类中取出长细比为 40 和 80 的两组构件进行分析,对比长细比相同时宽厚比的影响。并且对宽厚比为 58 的 4 组构件进行分析,对比

宽厚比相同时长细比的影响。之所以这样选取，是因为在特征值屈曲分析计算结果的分析中发现，宽厚比相同的四组构件中，长细比为 40 和 60 的构件屈曲模态相似；长细比为 80 和 100 的屈曲模态相似；而前者与后者的屈曲模态有较大不同。为了说明问题，在每类构件中取出长细比为 40 和 80 的构件进行分析说明。同时选取较典型的宽厚比为 58 的 4 组构件进行分析以说明长细比对屈曲模态的影响。

构件第一阶的特征值在十阶中最小，采用第二章中提到的直接强度法计算时，所需的局部屈曲临界荷载就是用第一阶的特征值与加载模型上的外力相乘的结果。通过观察每一阶的模态形状，可以为非线性屈曲分析提供不同形状的初始几何缺陷。

(1) 宽厚比为 42 的 C1a 和 C1c 构件屈曲模态分析

我们选取第一阶到第四阶的模态进行分析，模态图形如下图 3.3 和 3.4 所示。从图中看出，C1a 和 C1c 构件的屈曲模态有很大不同，前者在 1-4 阶，板件的凹凸变形加剧，后者在 1 阶是构件的整体弯曲，在 2-3 阶变化不大，4 阶时发生明显变化，构件中部局部屈曲变形变弱，而靠近柱两边部分发生明显凹凸变形。

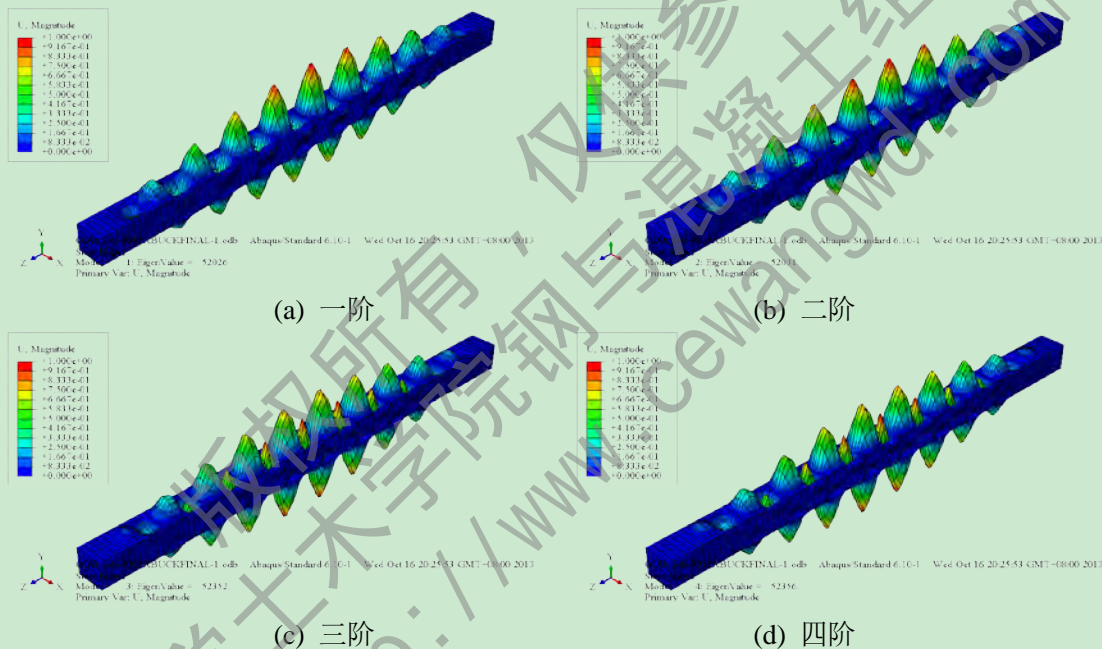
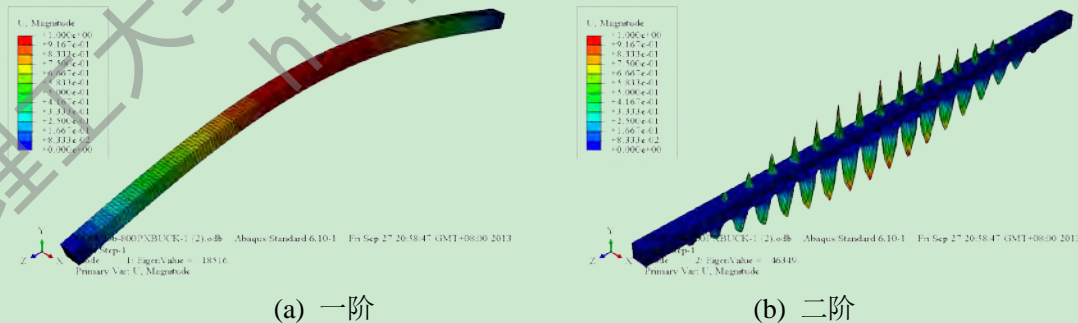


图 3.3 C1a 模态分析



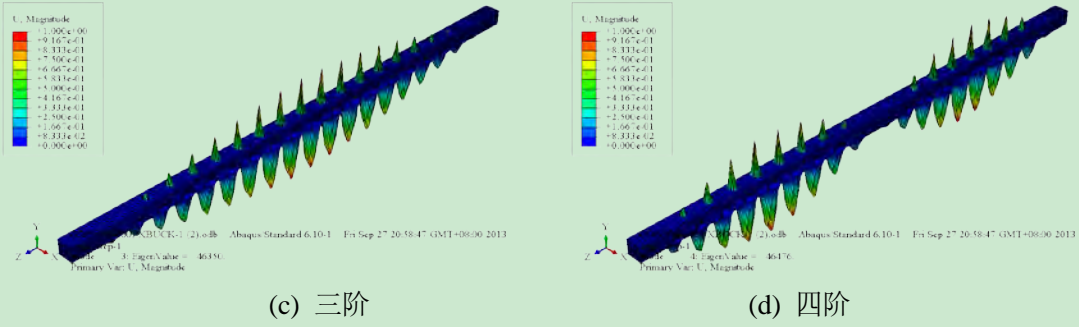


图 3.4 C1c 模态分析

(2) 宽厚比为 75 的 C3a 和 C3c 构件屈曲模态分析

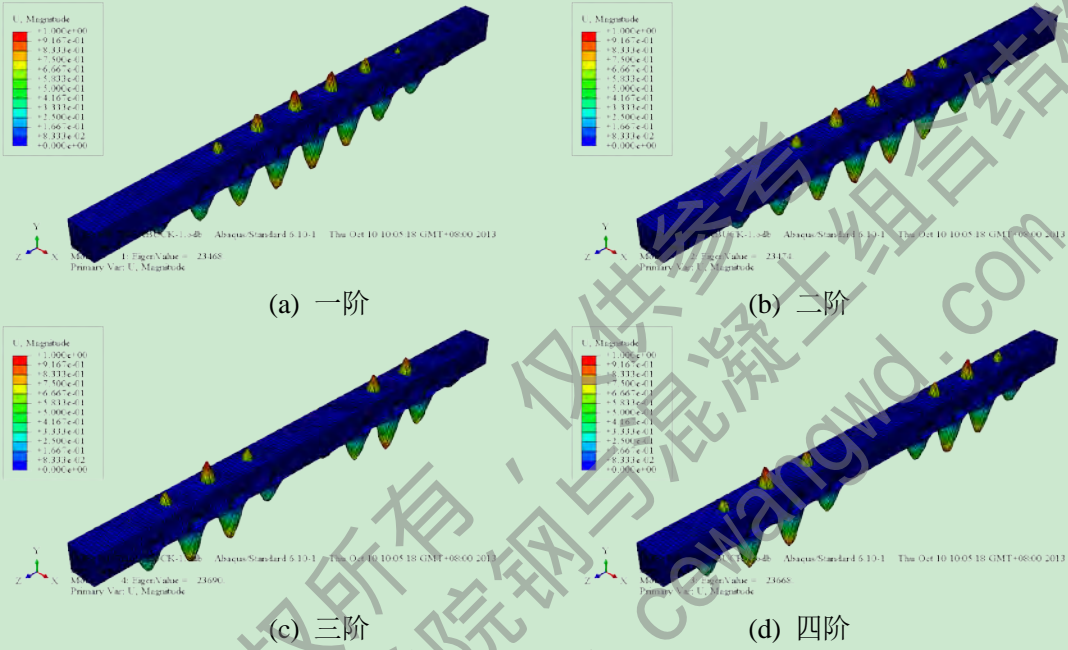


图 3.5 C3a 模态分析

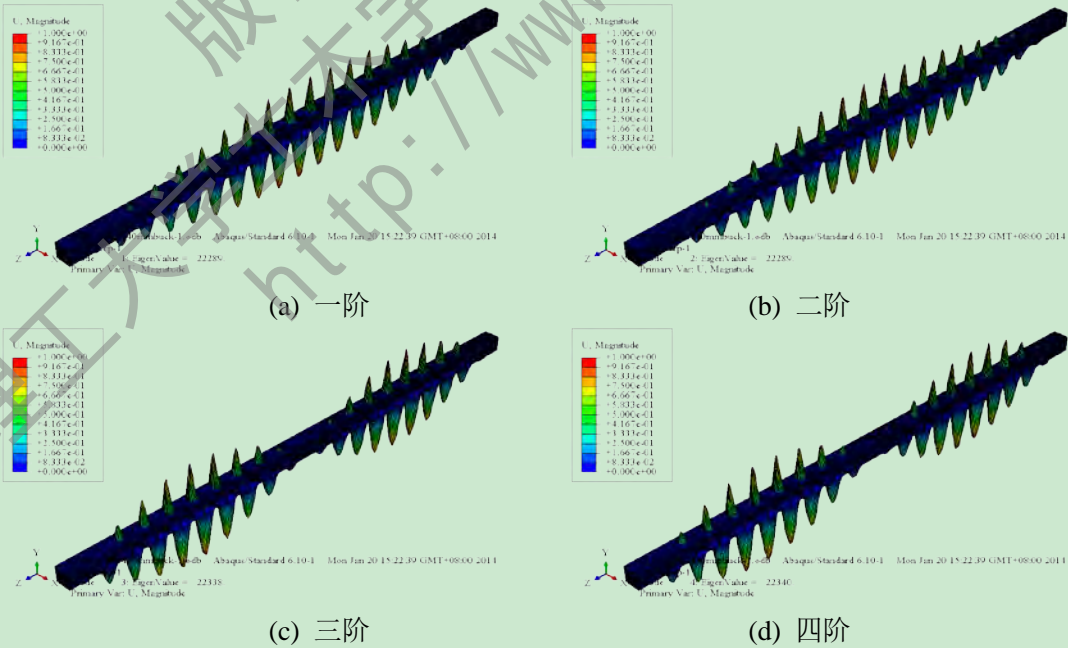


图 3.6 C3c 模态分析

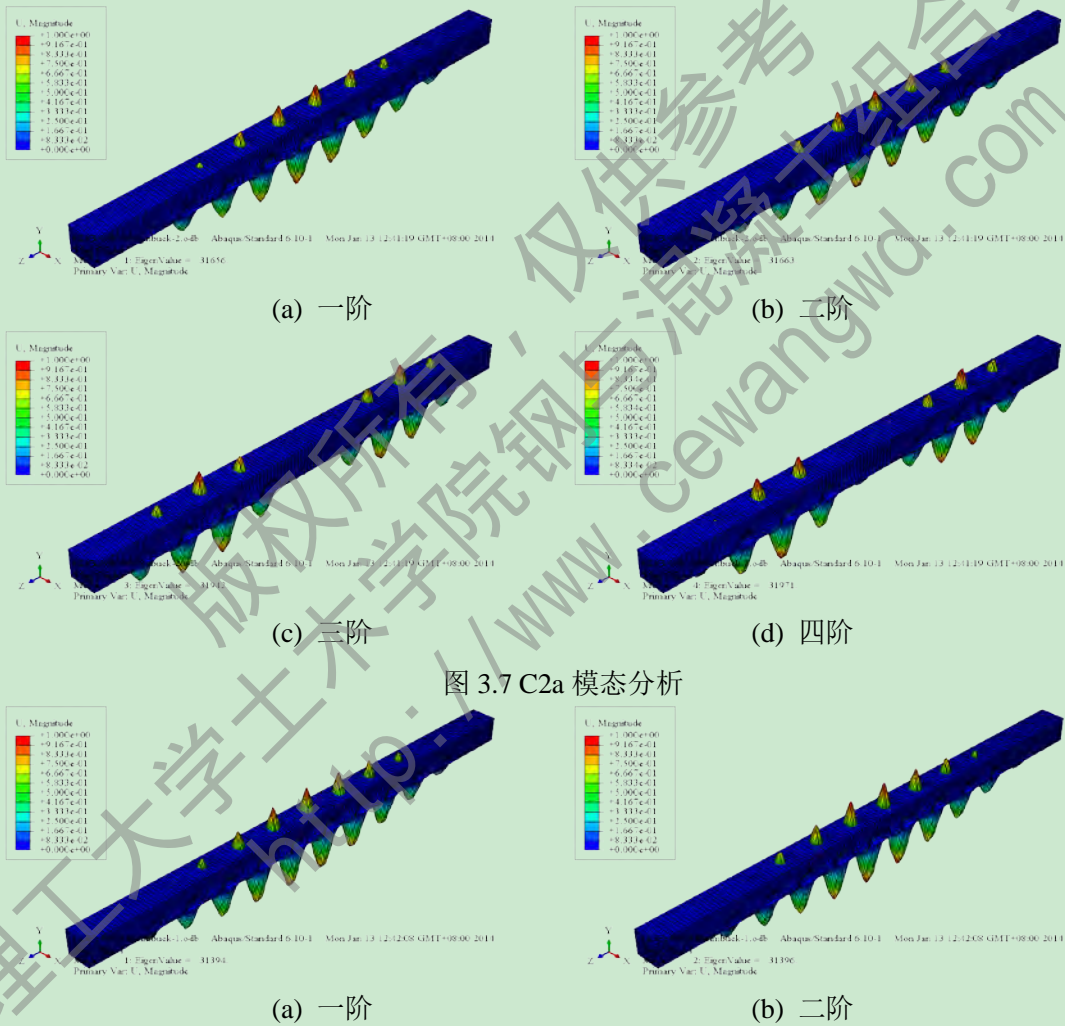
我们选取第一阶到第四阶的模态进行分析，模态图形如上图 3.5 和 3.6 所示。

从图中看出，C3a 和 C3c 构件的屈曲模态较为相似，受压一侧的凹凸趋势比受拉一侧明显，在 1-2 阶，板件的凹凸变形加剧，在 3 阶时构件中部局部屈曲变形变弱，靠近柱两边部分发生明显凹凸变形。

(3) 宽厚比为 58 的 C2a、C2b、C2c 和 C2d 构件屈曲模态分析

我们选取第一阶到第四阶的模态进行分析，模态图形如下图 3.7-3.10 所示。

从图中看出，C2a 和 C2b 构件的屈曲模态相似，C2c 和 C2d 构件的屈曲模态相似，前者在 1-2 阶，板件的凹凸变形加剧，且受压一侧的变形比受拉侧更明显。3 阶时发生明显变化，构件中部局部屈曲变形变弱，而靠近柱两边部分发生明显凹凸变形。后者在 1 阶是构件的整体弯曲，从 2-3 阶变化不大，4 阶时发生明显变化，构件中部局部屈曲变形变弱，而靠近柱两边部分发生明显凹凸变形。



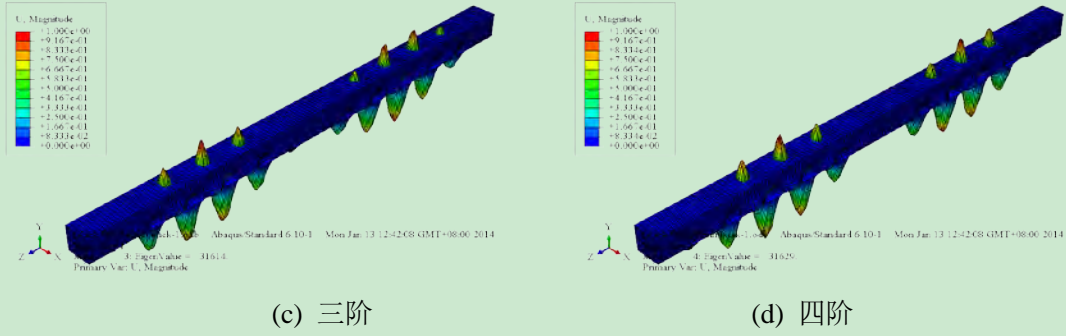


图 3.8 C2b 模态分析

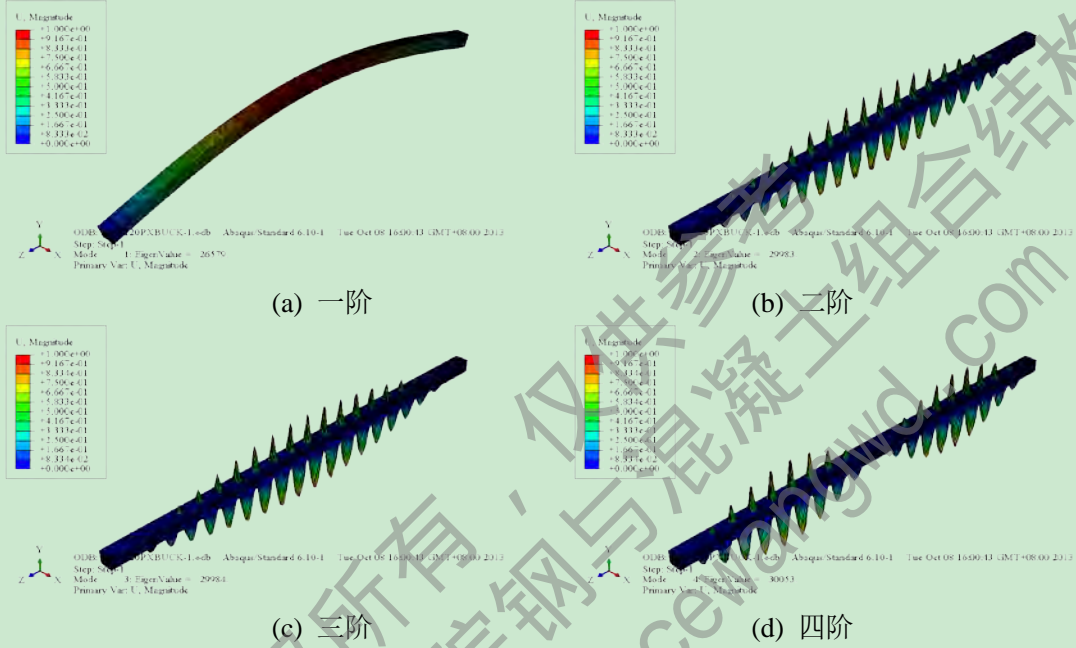


图 3.9 C2c 模态分析

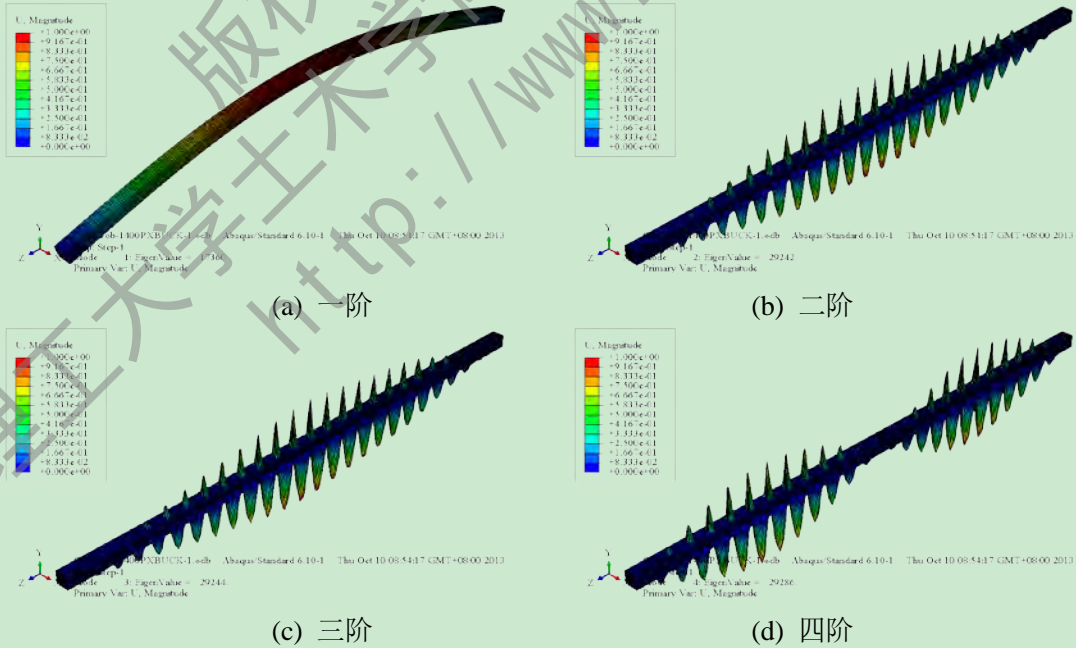


图 3.10 C2d 模态分析

从(1)-(3)的模态分析结果可以得到以下结论：对于高强冷弯薄壁型钢长柱构件，宽厚比小于 75 时，构件的屈曲模态形状发展趋势相似；对宽厚比相同长细比为 40、60、80 和 100 的构件，长细比为 40 和 60 的构件屈曲模态形状发展相似，长细比为 80 和 100 的屈曲模态形状发展相似，即随着长细比的变化使得屈曲模态的形状发生变化；对长细比相同的构件，随着宽厚比从 42、58 到 75 不断增大，相对应 1-4 阶每一阶的凹凸趋势由密变疏，且屈曲模态形状发展趋势随着宽厚比的增大而加快；所有构件在 1-4 阶时，受压侧比受拉侧的凹凸趋势更加明显，且局部凹凸从柱中部逐步向柱两边扩展。

3.4.2 屈曲临界荷载及参数分析

在第一章的 1.1.3 节中介绍了计算板件屈曲后强度的计算方法：有效宽度法和直接强度法，前者对一些简单截面的构件计算方面，针对复杂加劲截面的计算则采用后者。在本章中，则是通过屈曲临界荷载和极限承载力的计算结果来探讨不同参数对屈曲临界荷载的影响。

表 3.2 构件屈曲临界荷载及极限荷载

试件编号	屈曲临界荷载 (kN)	极限承载力 (kN)
C1a	52.026	33.026
C1b	31.582	20.936
C1c	18.516	14.478
C1d	12.171	11.221
C2a	31.656	40.185
C2b	31.394	36.139
C2c	26.579	18.394
C2d	17.360	12.920
C3a	23.468	46.017
C3b	22.826	32.957
C3c	22.289	22.022
C3d	21.728	15.562

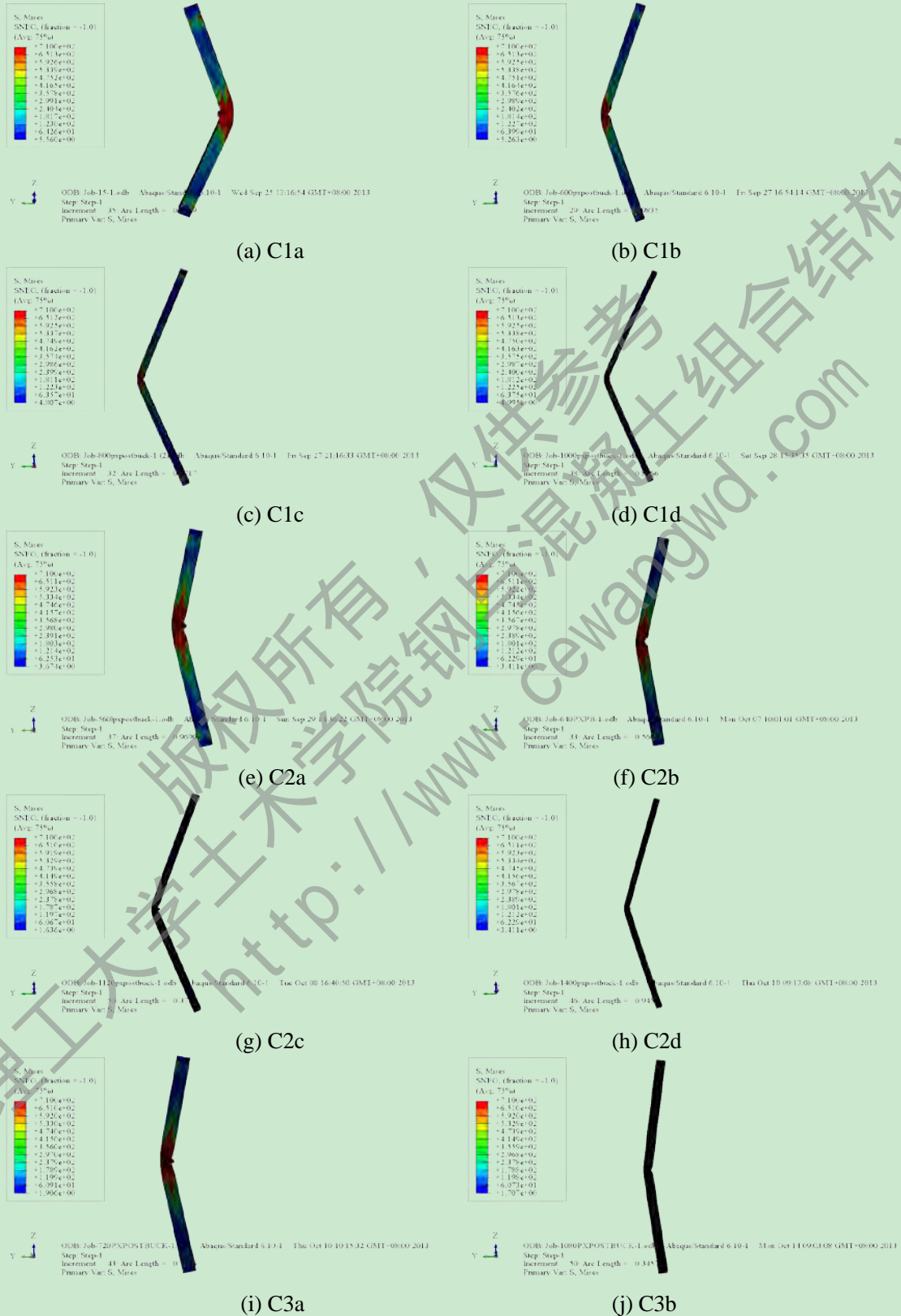
在表 3.2 中看出，宽厚比相同的构件，屈曲临界荷载随着长细比的增大而减小；长细比相同的构件，屈曲临界荷载随着宽厚比的增大而减小；随着宽厚比的增大，构件临界屈曲荷载随着长细比的增大而下降的趋势越来越小。由以上三点说明了：宽厚比越小，高强冷弯薄壁型钢轴压长柱的屈曲临界荷载受长细比的影响越大，随着宽厚比的增大，长细比的影响越来越小。

对比表中的数据发现，高强冷弯薄壁型钢轴压构件的预估屈曲临界荷载均高于极限承载力，这是合乎理论的。一方面是由于屈曲临界荷载是对理想无缺陷构件的模拟，另一方面与后屈曲分析时选取缺陷的模态及缺陷因子大小有关系。

3.5 高强冷弯薄壁型钢轴压长柱构件力学性能研究

3.5.1 构件模拟结果

对 12 组构件进行轴压分析，最终破坏形式如下图 3.11 所示。



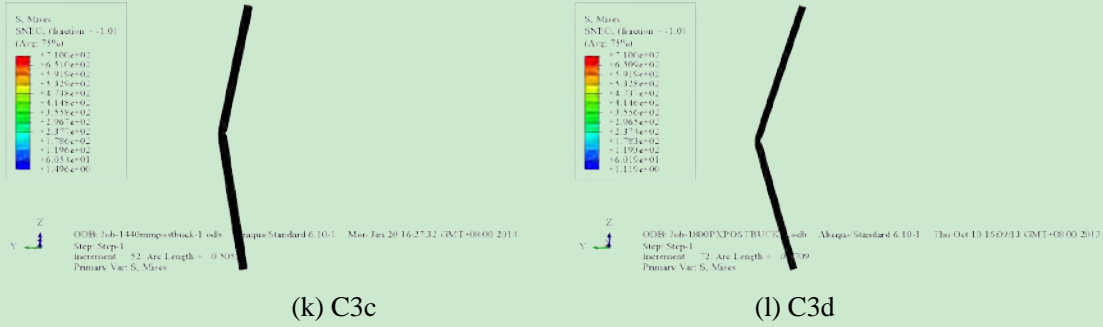


图 3.11 模拟结果

可以看出，高强冷弯薄壁型钢轴压长柱构件最终的破坏形式均是整体的弯曲失稳形式，破坏位置均在跨中部位。在发生破坏前，构件均发生不同程度的局部屈曲，构件的局部产生凸凹状变形，也说明了构件具有局部屈曲后强度。发生局部屈曲后，构件继续承载，直至达到极限承载力而弯曲失稳破坏。

3.5.2 计算结果参数分析

本章对高强冷弯薄壁型钢受压构件进行长细比和宽厚比参数分析，探讨影响此类构件极限承载力的主要因素。进行参数分析的构件尺寸见表 3.1，算例的选取是在遵照澳洲冷弯薄壁型钢规范^[78]要求的基础上，参照刘艳军(2007)^[56]试验构件尺寸选取的。

(1) 长细比

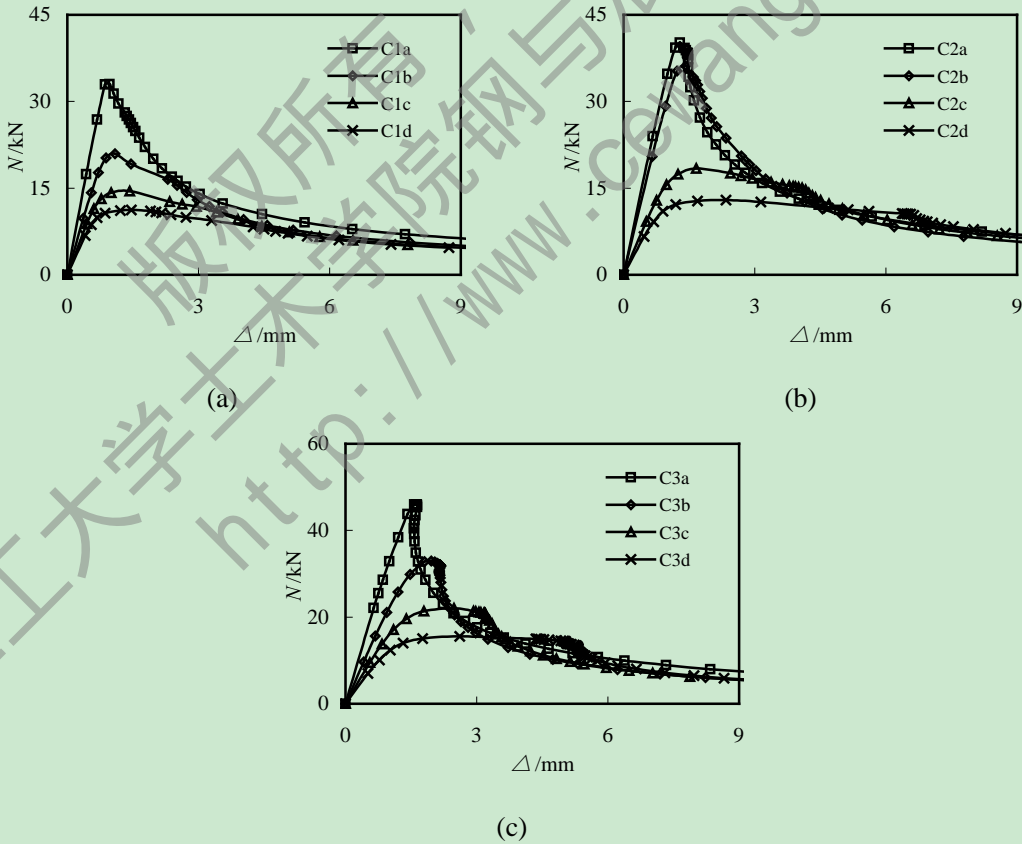


图 3.12 长细比影响结果对比

对宽厚比为 42、58 和 75 每组里的四个构件进行轴压受力分析，得到荷载-轴压位

移曲线如上图 3.12 示。

对比图中曲线结果可知，对于高强冷弯薄壁型钢拼合长柱轴压受力构件，若宽厚比相同，随着长细比的均匀增大，刚度与承载力均出现明显降低。长细比较小($\lambda < 60$)的构件在达到极限承载力后，强度迅速下降，随着长细比的增大，荷载下降趋势趋于平缓。图 2.15(b)中的构件长细比从 60 到 80 递增，承载力出现大幅度下降。图 2.15(c)中宽厚比 75 的构件，在长细比均匀增大时，极限荷载值与刚度值均匀下降。说明长细比是影响构件承载力和刚度的主要因素，同时当宽厚比 $b/t > 58$ 时，极限荷载值和刚度随着长细比的均匀增大，呈现出均匀下降趋势。

(2) 宽厚比

对长细比为 40、60、80 和 100 的四组构件进行轴压分析，得到荷载-轴压位移曲线如图 3.13(a)-(d)所示。

对比图中曲线结果得出，若长细比相同，宽厚比从 42 到 75 以递增 16 变化，承载力出现明显提升，且提升幅度保持在 15%-22%，承载力提升幅度和刚度值基本保持不变。说明对于高强冷弯薄壁型钢拼合轴压长柱构件，随着宽厚比的增大，极限承载力值呈现均匀提升。

综上所述，长细比和宽厚比都是是影响构件承载力和刚度的主要因素。当宽厚比 $b/t > 58$ 时，极限荷载值和刚度随着长细比的均匀增大，呈现出均匀下降趋势。若长细比相同极限承载力值随着宽厚比的增大而均匀提升。

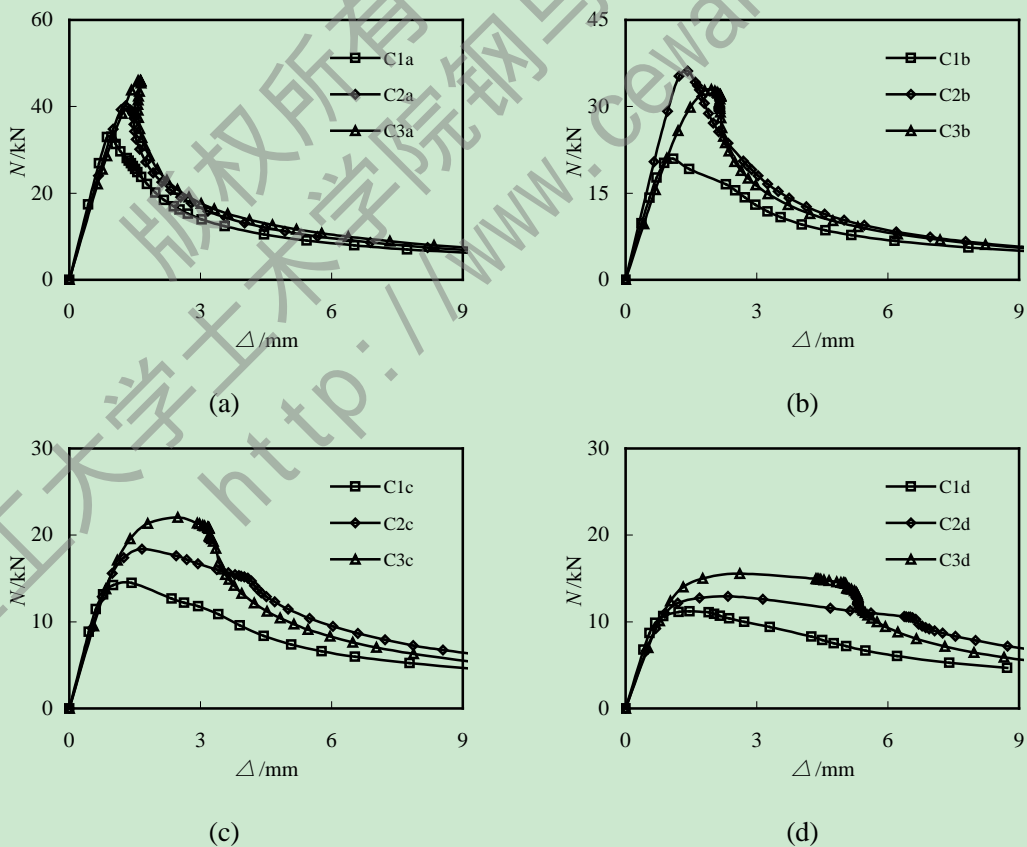


图 3.13 宽厚比影响结果对比

3.6 高强冷弯薄壁型钢轴压长柱构件局部板带加固性能研究

3.6.1 二分点与四分点加固模拟结果

对 12 组构件分别进行局部板带加固性能研究，来对比同一位置不同宽度板带加固及不同位置板带加固效果。对每组构件在二分点采用厚度为 0.4mm，宽度为 $L/20$ 、 $2L/20$ 、 $3L/20$ 、 $4L/20$ 、 $5L/20$ 和 $6L/20$ 的板带进行加固；在四分点处采用厚度为 0.4mm，宽度为 $L/20$ 和 $2L/20$ 的板带进行加固。在二分点和四分点处分别采用六种和两种不同宽度的板带进行加固，对比在同一位置不同宽度板带的加固效果。其中，在二分点处采用宽度为 $3L/20$ 的板带和在四分点处采用宽度为 $L/20$ 的板带加固，在二分点处采用宽度为 $6L/20$ 的板带和在四分点处采用宽度为 $2L/20$ 的板带加固用料是相同的，通过对比得出在用料相同的情况下，哪种加固方式最有效。

(1) 二分点加固构件破坏模式

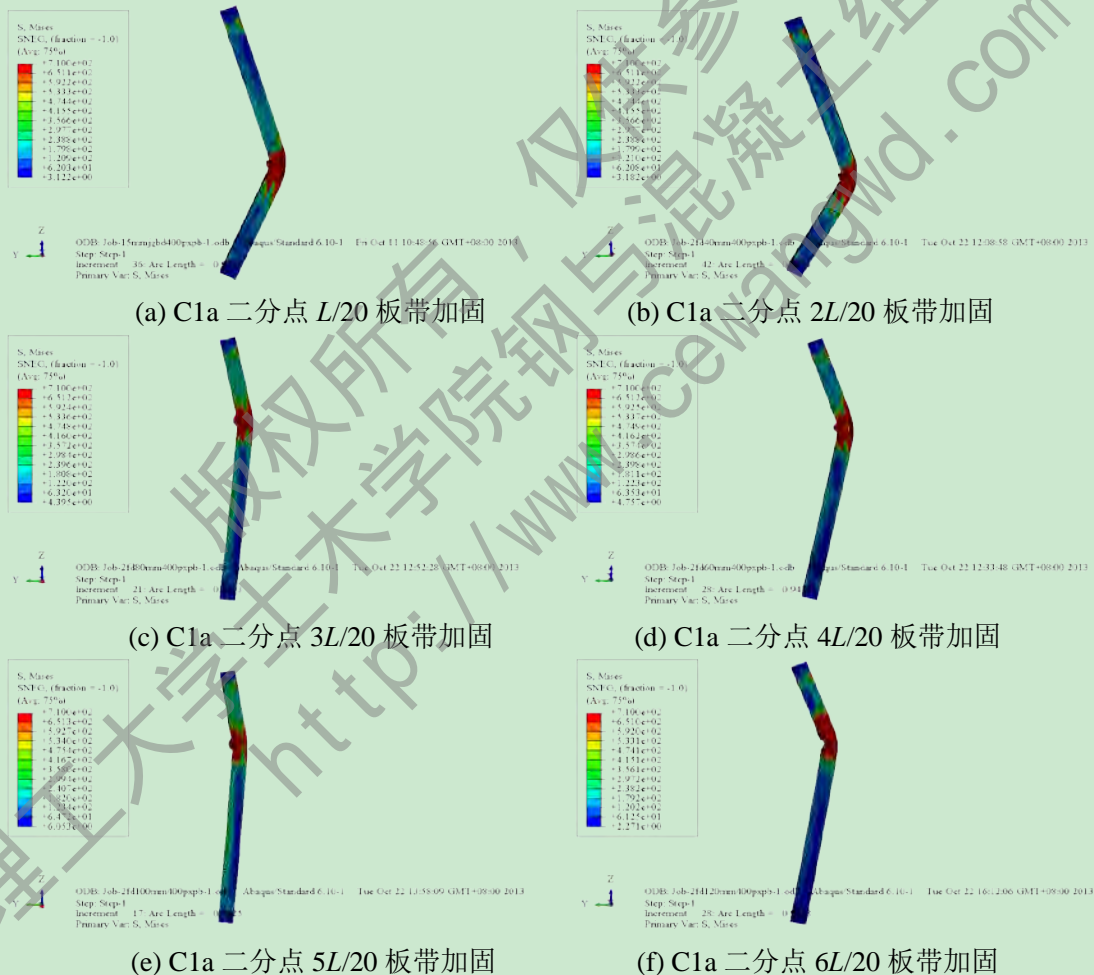


图 3.14 C1a 二分点加固模拟结果

对 12 组构件进行二分点加固，图 3.14-3.25 列出了每组构件分别采取六种不同宽度板带进行加固后，承受压力达到极限承载力后的破坏模式。对所有构件最终破坏模式随着加固板带宽度的增大而变化的趋势进行分析，总结出二分点加固后破坏位置变化规

律。

从模拟结果看出，在二分点对 C1a 构件进行加固，加固板带宽度小于 $3L/20$ 时，最终破坏位置在加固板带的下部位置；板带宽度大于等于 $3L/20$ 时，最终破坏位置在加固板带的上部位置。即对 C1a 构件在二分点处进行加固时，当板带的宽度小于 60mm 时，加固后的构件相对于未加固构件，破坏位置由跨中处挪到加固板带的下部位置；当板带宽度大于等于 60mm 时，破坏位置由跨中处挪到加固板带的上部位置。同时能够看出，由于板带在构件的外表面进行局部加固，在加固板带边缘与构件的接触部位产生了一定的应力集中。

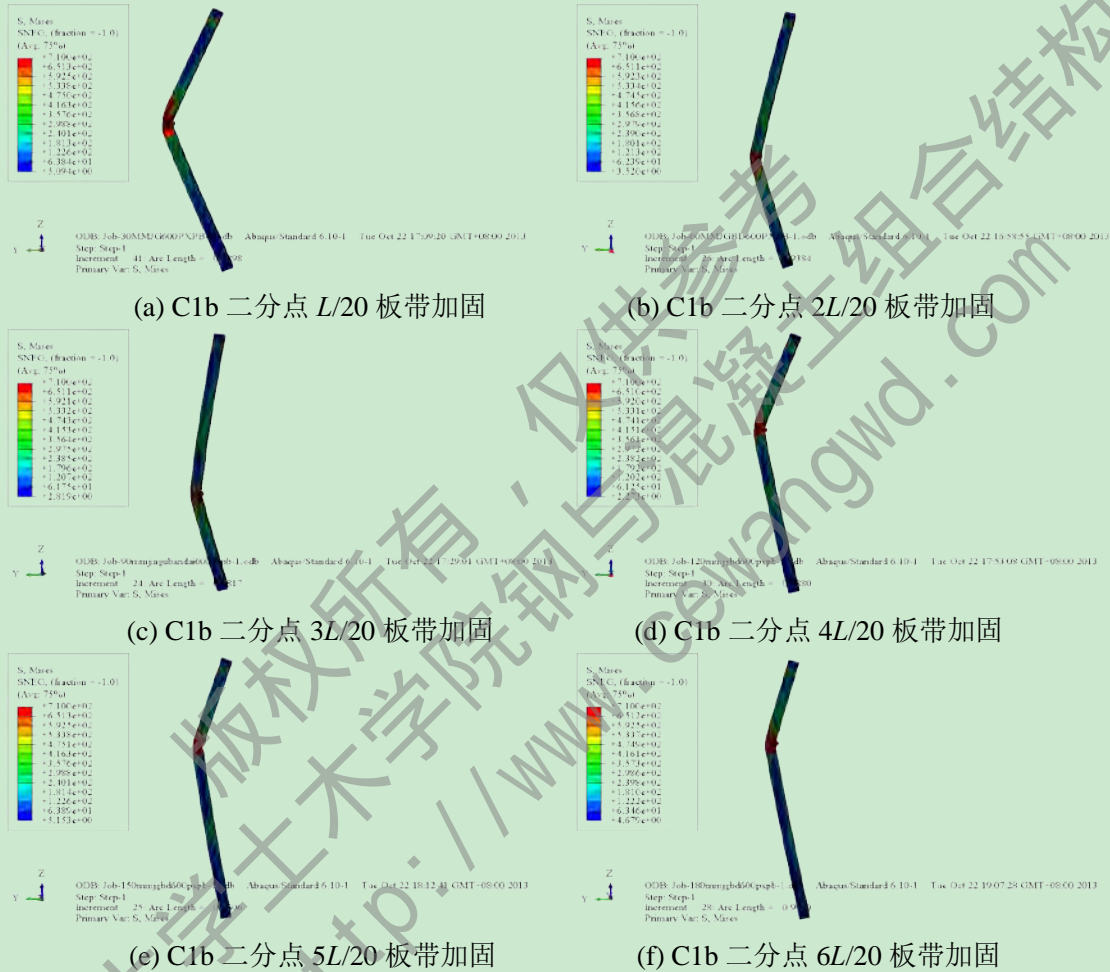


图 3.15 C1b 二分点加固模拟结果

从模拟结果看出，在二分点对 C1b 构件进行加固，除了加固板带宽度为 $2L/20$ 和 $3L/20$ 的构件，其他构件最终破坏位置均在加固板带的上部位置。即对 C1b 构件在二分点处进行加固时，当板带的宽度大于等于 120mm 时，加固后的构件相对于未加固构件，破坏位置由跨中处挪到加固板带的上部位置。同 C1a 构件类似，在加固板带边缘与构件的接触部位产生了一定的应力集中。

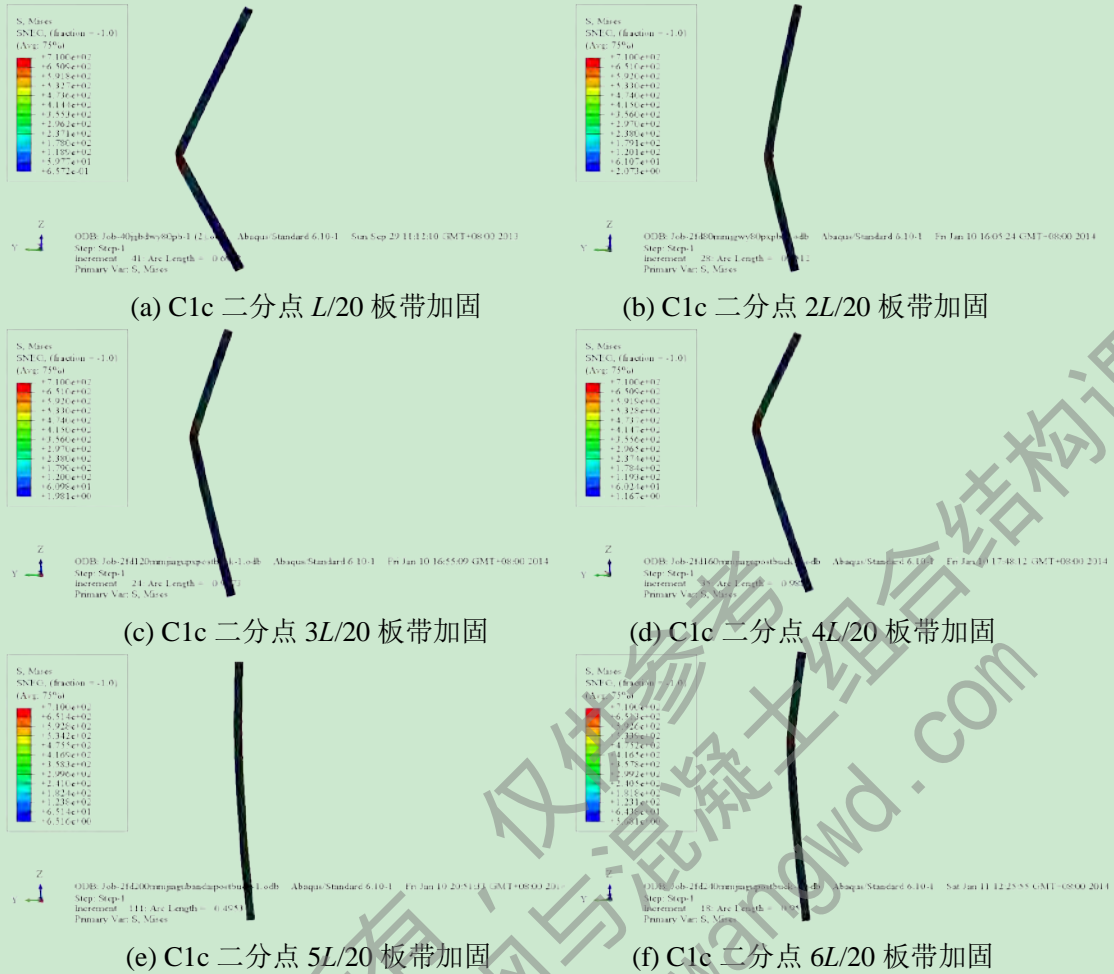
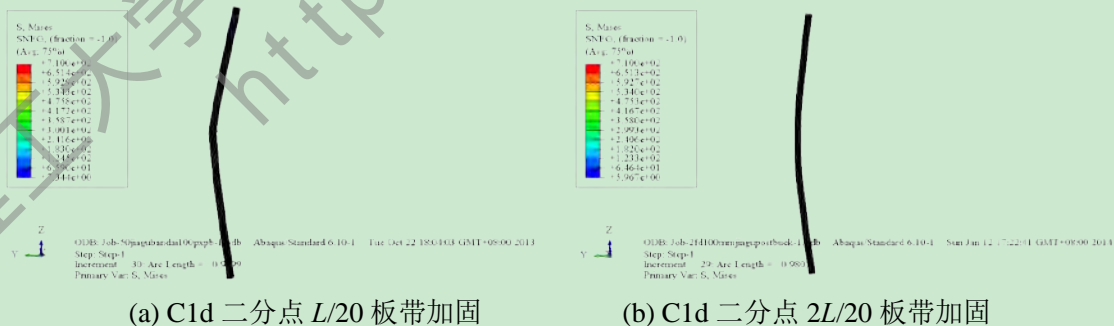


图 3.16 C1c 二分点加固模拟结果

从模拟结果看出，在二分点对 C1c 构件进行加固，加固板带宽度小于 $3L/20$ 时，最终破坏位置在加固板带的下部位置；板带宽度大于等于 $3L/20$ 时，最终破坏位置在加固板带的上部位置。即对 C1c 构件在二分点处进行加固时，当板带的宽度大于等于 120mm 时，加固后的构件相对于未加固构件，破坏位置由跨中处挪到加固板带的上部位置；板带宽度小于 120mm 时，破坏位置在加固板带的下部位置。同 C1a 构件类似，在加固板带边缘与构件的接触部位产生了一定的应力集中。



高强冷弯薄壁型钢构件局部屈曲受力性能分析

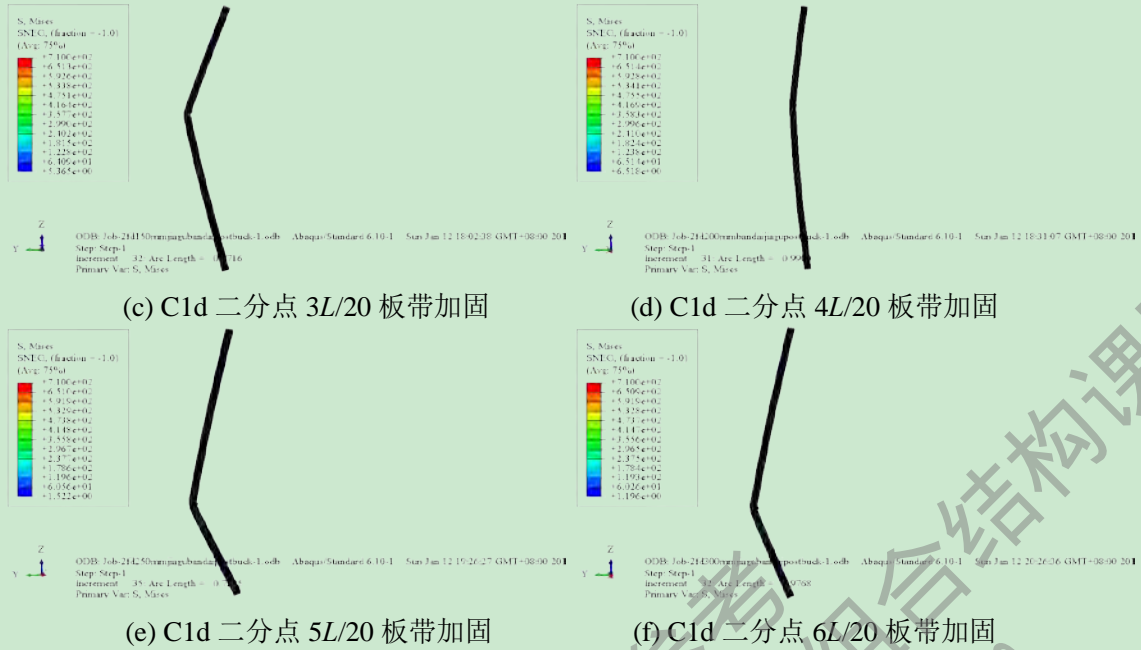
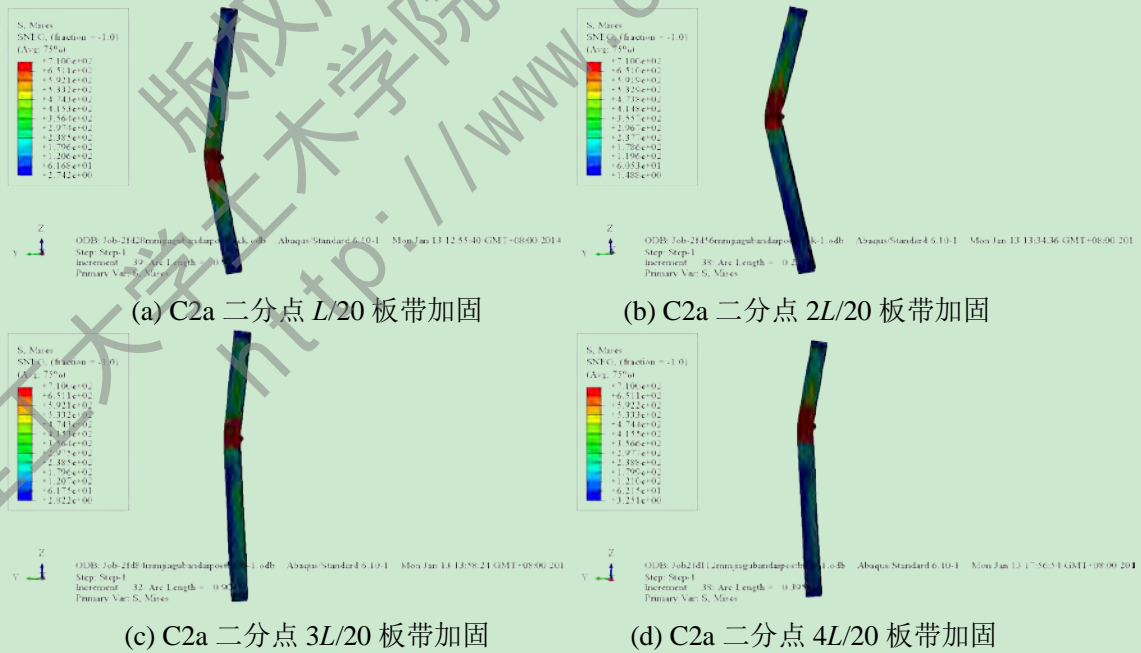
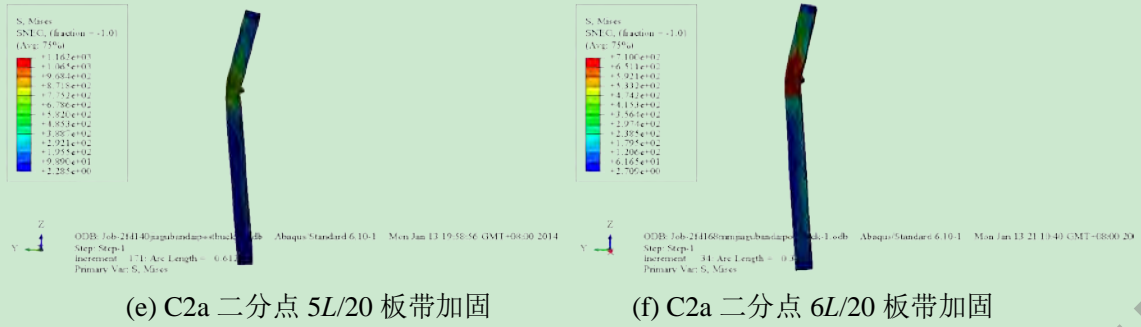


图 3.17 C1d 二分点加固模拟结果

从模拟结果看出，在二分点对 C1d 构件进行加固，加固板带宽度小于 $5L/20$ 时，最终破坏位置在加固板带的上部位置；板带宽度大于等于 $5L/20$ 时，最终破坏位置在加固板带的下部位置。即对 C1d 构件在二分点处进行加固时，当板带的宽度大于等于 250mm 时，加固后的构件相对于未加固构件，破坏位置由跨中处挪到加固板带的下部位置；板带宽度小于 250mm 时，破坏位置在加固板带的上部位置。加固后的 C1d 构件的破坏位置随着加固板带宽度变化的趋势同 C1a、C1b 和 C1c 刚好相反，由加固板带的上部挪到下部。同 C1a 构件类似，在加固板带边缘与构件的接触部位也产生了一定的应力集中。



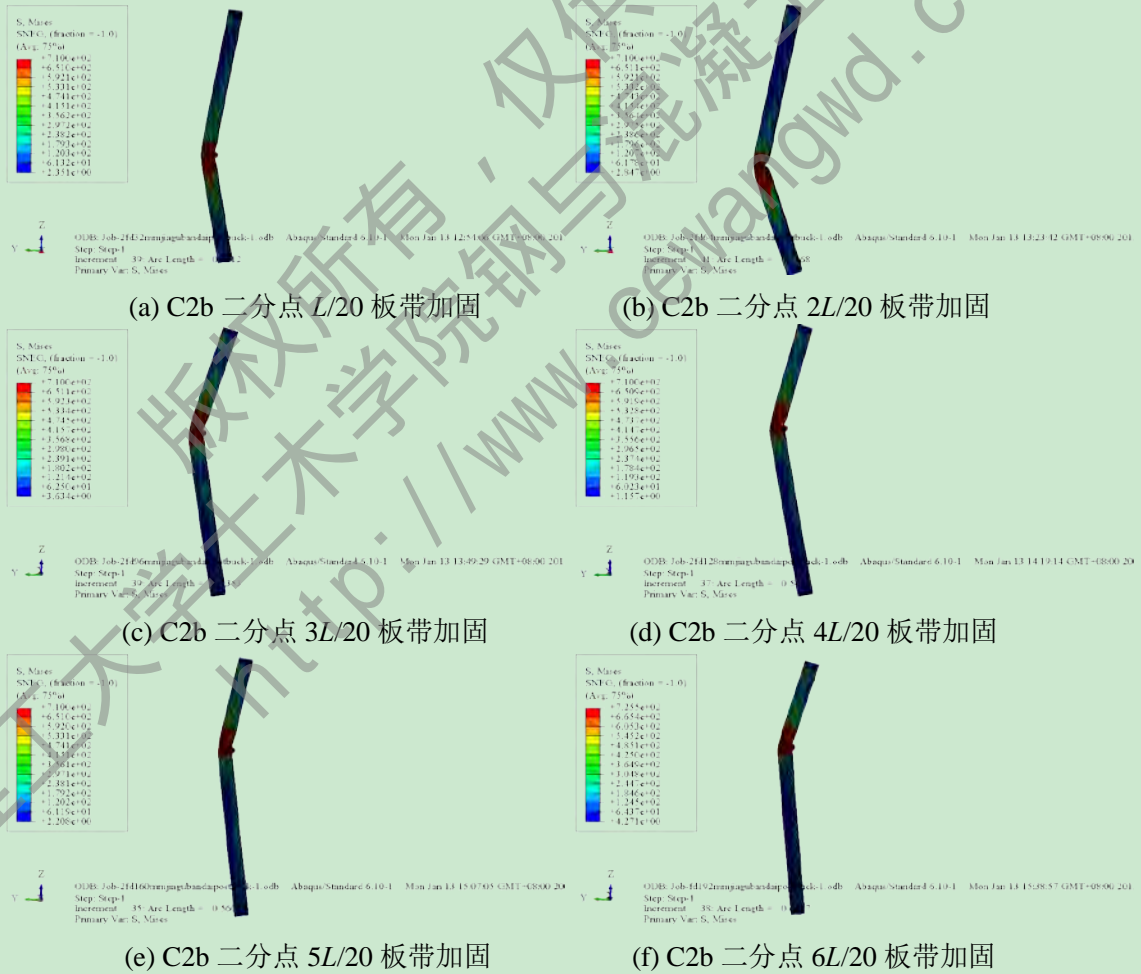


(e) C2a 二分点 5L/20 板带加固

(f) C2a 二分点 6L/20 板带加固

图 3.18 C2a 二分点加固模拟结果

从模拟结果看出，在二分点对 C2a 构件进行加固，加固板带宽度小于 $2L/20$ 时，最终破坏位置在加固板带的下部位置；板带宽度大于等于 $2L/20$ 时，最终破坏位置在加固板带的上部位置。即对 C2a 构件在二分点处进行加固时，当板带的宽度大于等于 56mm 时，加固后的构件相对于未加固构件，破坏位置由跨中处挪到加固板带的上部位置；板带宽度小于 56mm 时，破坏位置在加固板带的下部位置。同时看出，在加固板带边缘与构件的接触部位产生了一定的应力集中。



(a) C2b 二分点 1L/20 板带加固

(b) C2b 二分点 2L/20 板带加固

(c) C2b 二分点 3L/20 板带加固

(d) C2b 二分点 4L/20 板带加固

(e) C2b 二分点 5L/20 板带加固

(f) C2b 二分点 6L/20 板带加固

图 3.19 C2b 二分点加固模拟结果

从模拟结果看出，在二分点对 C2b 构件进行加固，加固板带宽度小于 $3L/20$ 时，最

终破坏位置在加固板带的下部位置；板带宽度大于 $3L/20$ 时，最终破坏位置在加固板带的上部位置。即对 C2b 构件在二分点处进行加固时，当板带的宽度大于等于 96mm 时，加固后的构件相对于未加固构件，破坏位置由跨中处挪到加固板带的上部位置；板带宽度小于 96mm 时，破坏位置在加固板带的下部位置。与 C2a 构件类似，产生应力集中。

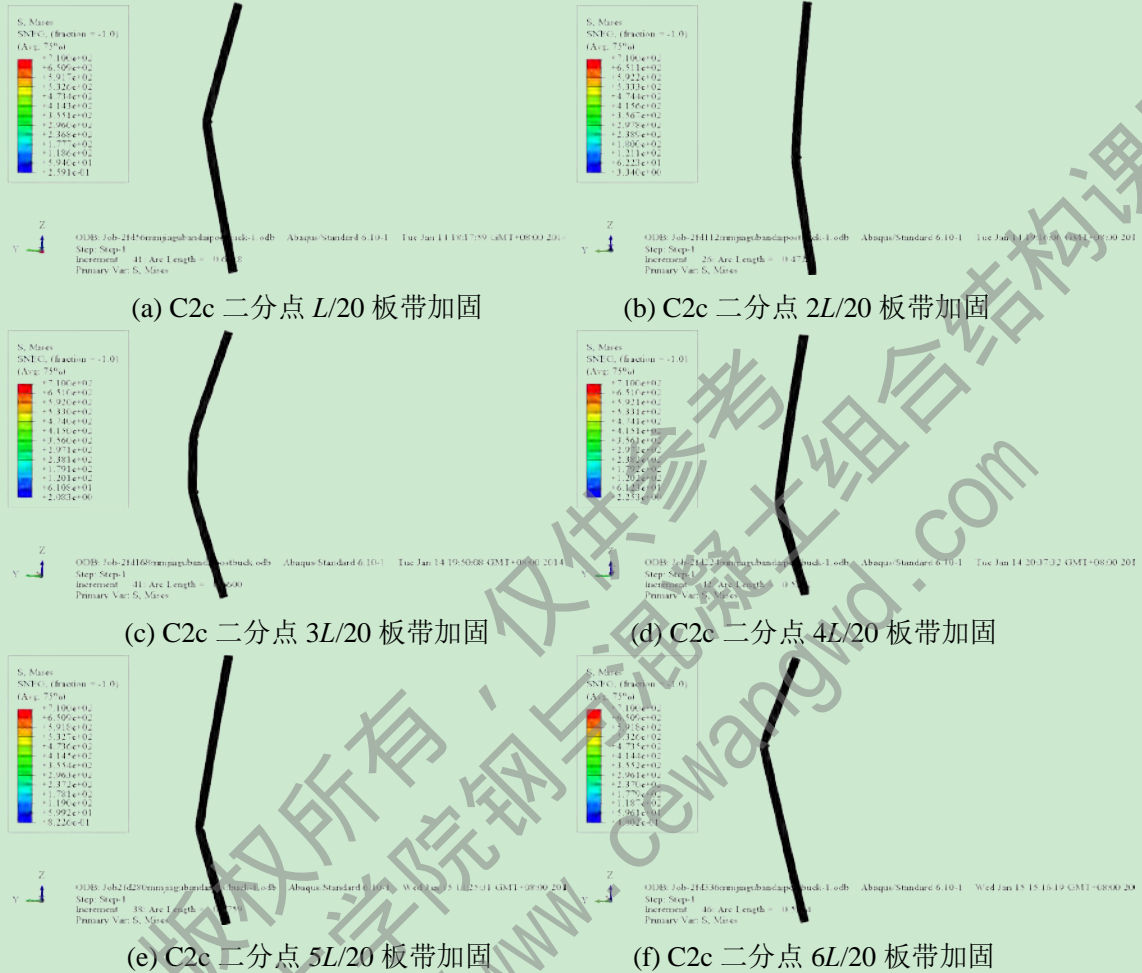


图 3.20 C2c 二分点加固模拟结果

从模拟结果看出，在二分点对 C2c 构件进行加固，加固板带宽度小于 $6L/20$ 时，除了二分点 $L/20$ 宽度板带加固的构件破坏位置在加固板带上部，其余构件最终破坏位置均在加固板带的下部位置；板带宽度大于等于 $6L/20$ 时，最终破坏位置在加固板带的上部位置。即对 C2c 构件在二分点处进行加固时，当板带的宽度大于等于 336mm 时，加固后的构件相对于未加固构件，破坏位置由跨中处挪到加固板带的上部位置；板带宽度小于 336mm 时，破坏位置在加固板带的下部位置。与 C2a 构件类似，在加固板带边缘与构件的接触部位产生了一定的应力集中。

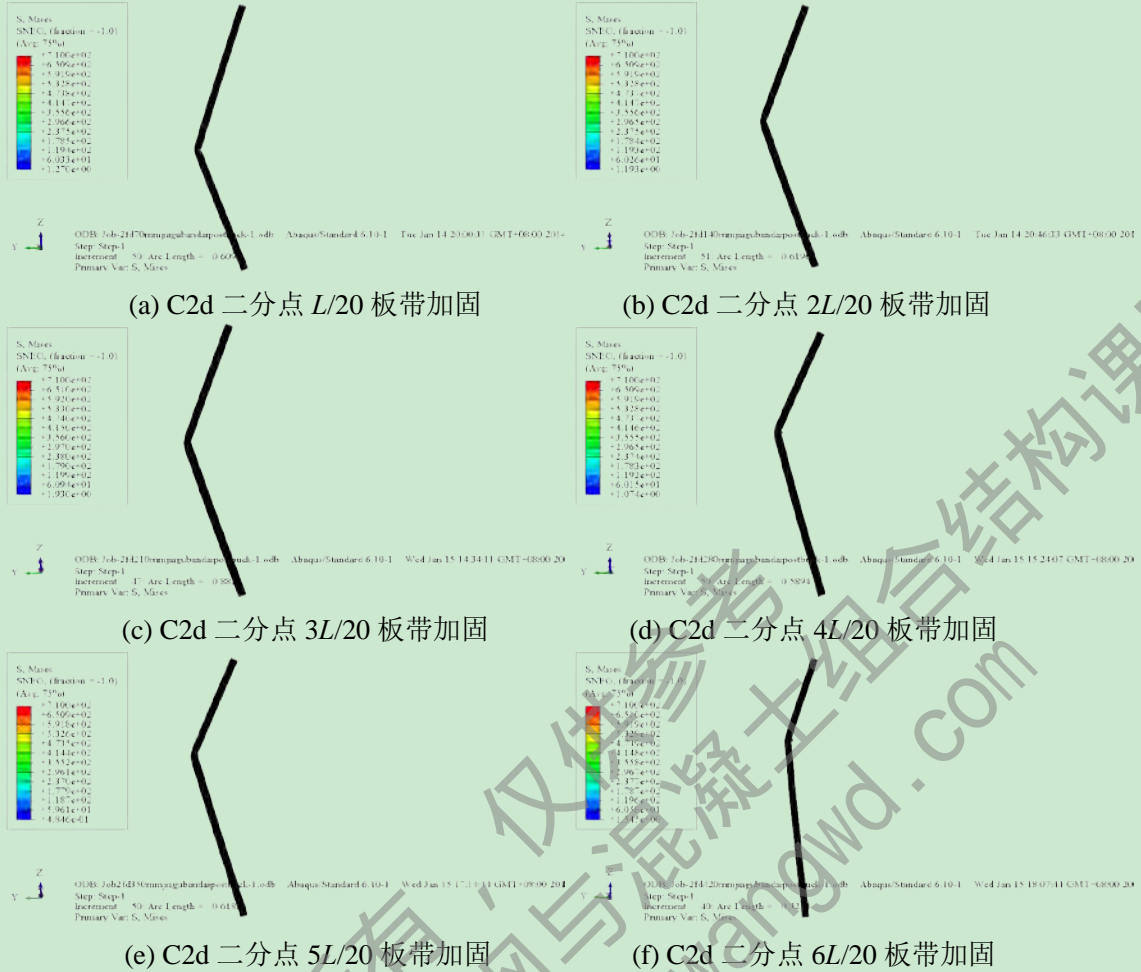
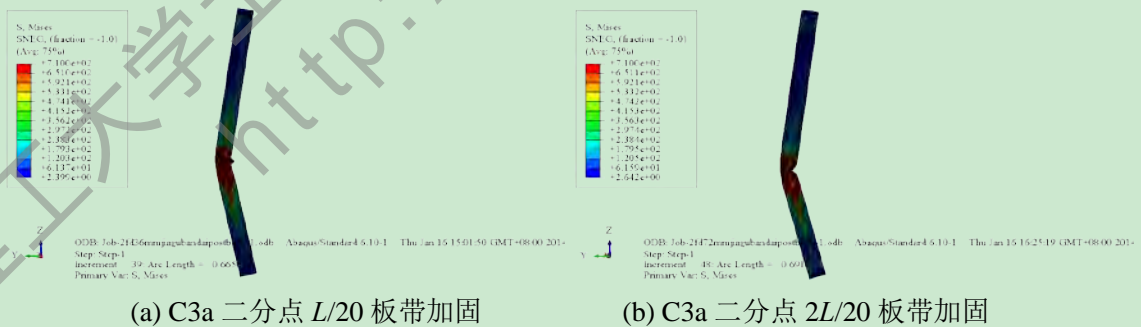


图 3.21 C2d 二分点加固模拟结果

从结果看出，在二分点对 C2d 构件进行加固，加固板带宽度小于 $2L/20$ 时，最终破坏位置在加固板带的下部位置；板带宽度大于等于 $2L/20$ 时，最终破坏位置在加固板带的上部位置。即对 C2d 构件在二分点处进行加固时，当板带的宽度大于等于 140mm 时，加固后的构件相对于未加固构件，破坏位置由跨中处挪到加固板带的上部位置；板带宽度小于 140mm 时，在加固板带的下部破坏。与 C2a 构件类似，产生了一定的应力集中。



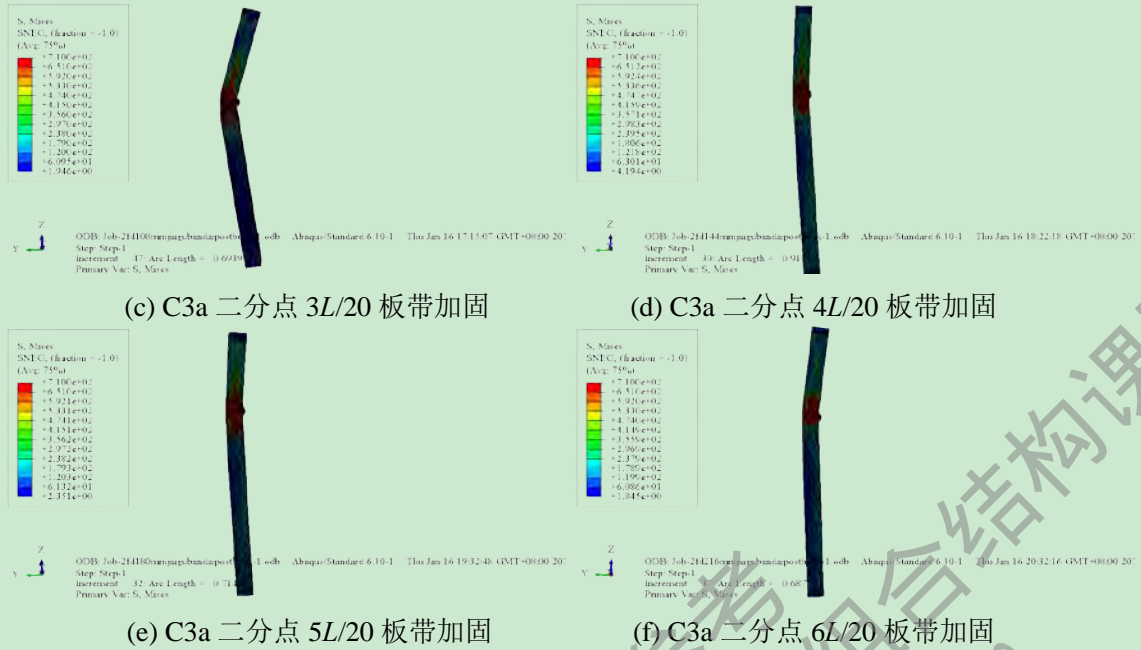
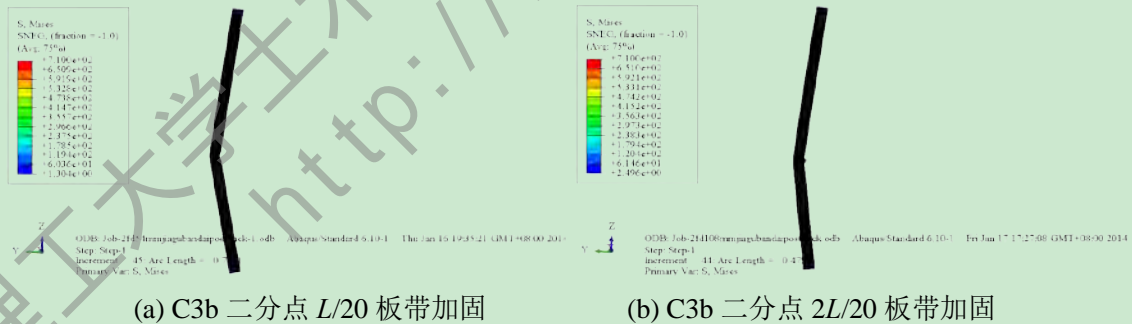


图 3.22 C3a 二分点加固模拟结果

从结果看出，在二分点对 C3a 构件进行加固，板带宽度大于等于 $3L/20$ 时，最终破坏位置在加固板带的上部位置。即对 C3a 构件在二分点处进行加固时，当板带的宽度大于等于 108mm 时，破坏位置由跨中处挪到加固板带的上部位置；板带宽度小于 108mm 时，在加固板带的下部破坏，在加固板带边缘与构件的接触部位产生了一定的应力集中。

从下图模拟结果看出，在二分点对 C3b 构件进行加固，加固板带宽度小于 $3L/20$ 时，最终破坏位置在加固板带的下部位置；板带宽度大于等于 $3L/20$ 时，最终破坏位置在加固板带的上部位置。即对 C3a 构件在二分点处进行加固时，当板带的宽度大于等于 162mm 时，加固后的构件相对于未加固构件，破坏位置由跨中处挪到加固板带的上部位置；板带宽度小于 162mm 时，破坏位置在加固板带的下部位置。与 C3a 构件类似，在加固板带边缘与构件的接触部位产生了一定的应力集中。



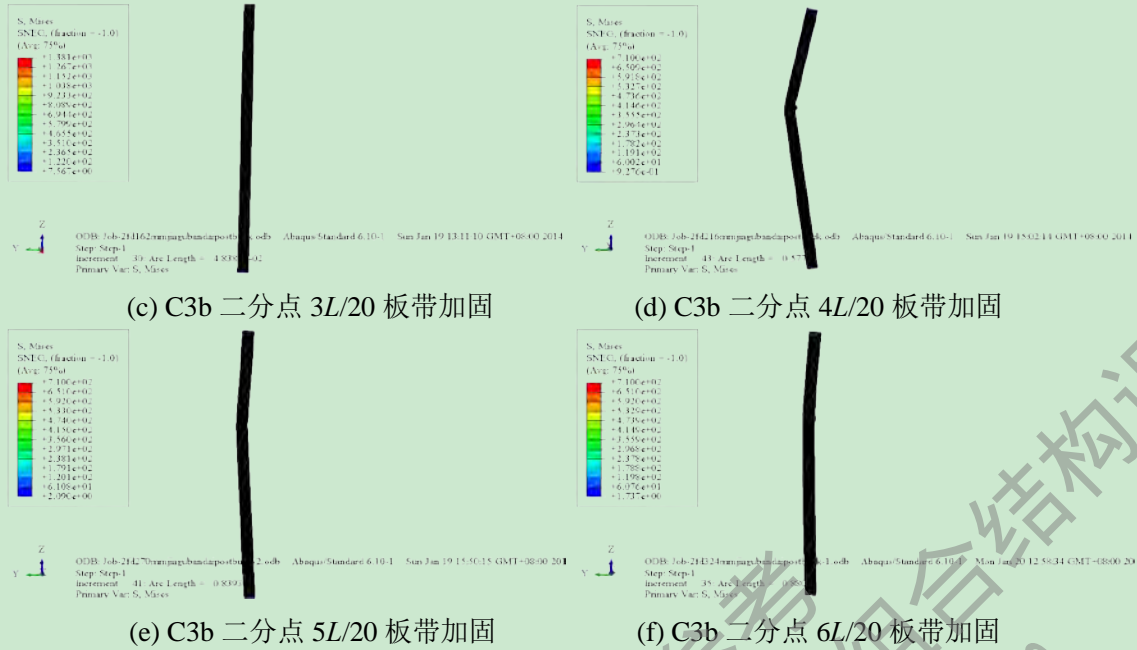
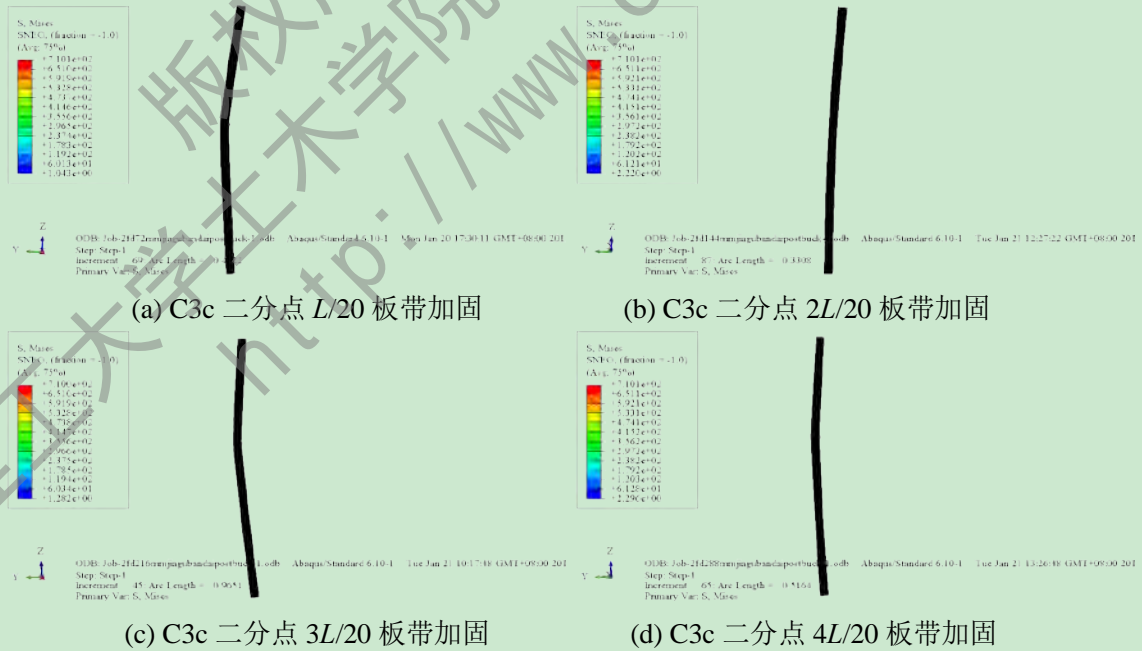


图 3.23 C3b 二分点加固模拟结果

从模拟结果看出，在二分点对 C3b 构件进行加固，加固板带宽度小于 $3L/20$ 时，最终破坏位置在加固板带的下部位置；板带宽度大于等于 $3L/20$ 时，最终破坏位置在加固板带的上部位置。即对 C3a 构件在二分点处进行加固时，当板带的宽度大于等于 162mm 时，加固后的构件相对于未加固构件，破坏位置由跨中处挪到加固板带的上部位置；板带宽度小于 162mm 时，破坏位置在加固板带的下部位置。与 C3a 构件类似，在加固板带边缘与构件的接触部位产生了一定的应力集中。



高强冷弯薄壁型钢构件局部屈曲受力性能分析

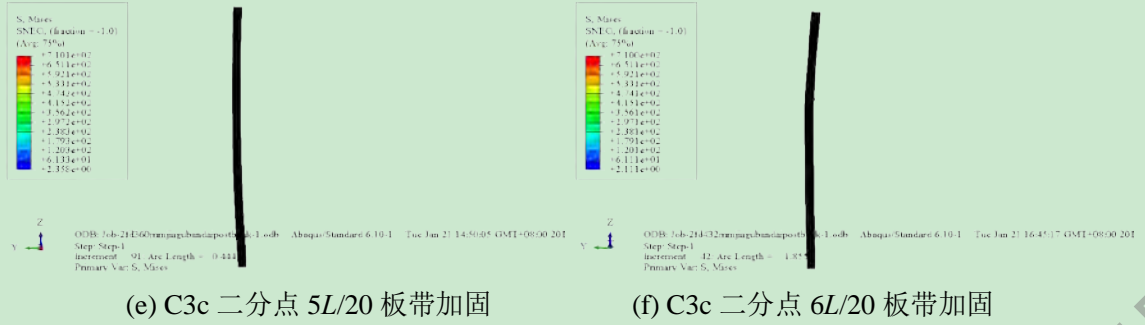


图 3.24 C3c 二分点加固模拟结果

从模拟结果看出，在二分点对 C3c 构件进行加固，最终破坏位置在加固板带的上部位置。即对 C3a 构件在二分点处进行加固时，所有加固后的构件相对于未加固构件，破坏位置由跨中处挪到加固板带的上部位置。与 C3a 构件类似，在加固板带边缘与构件的接触部位产生了一定的应力集中。

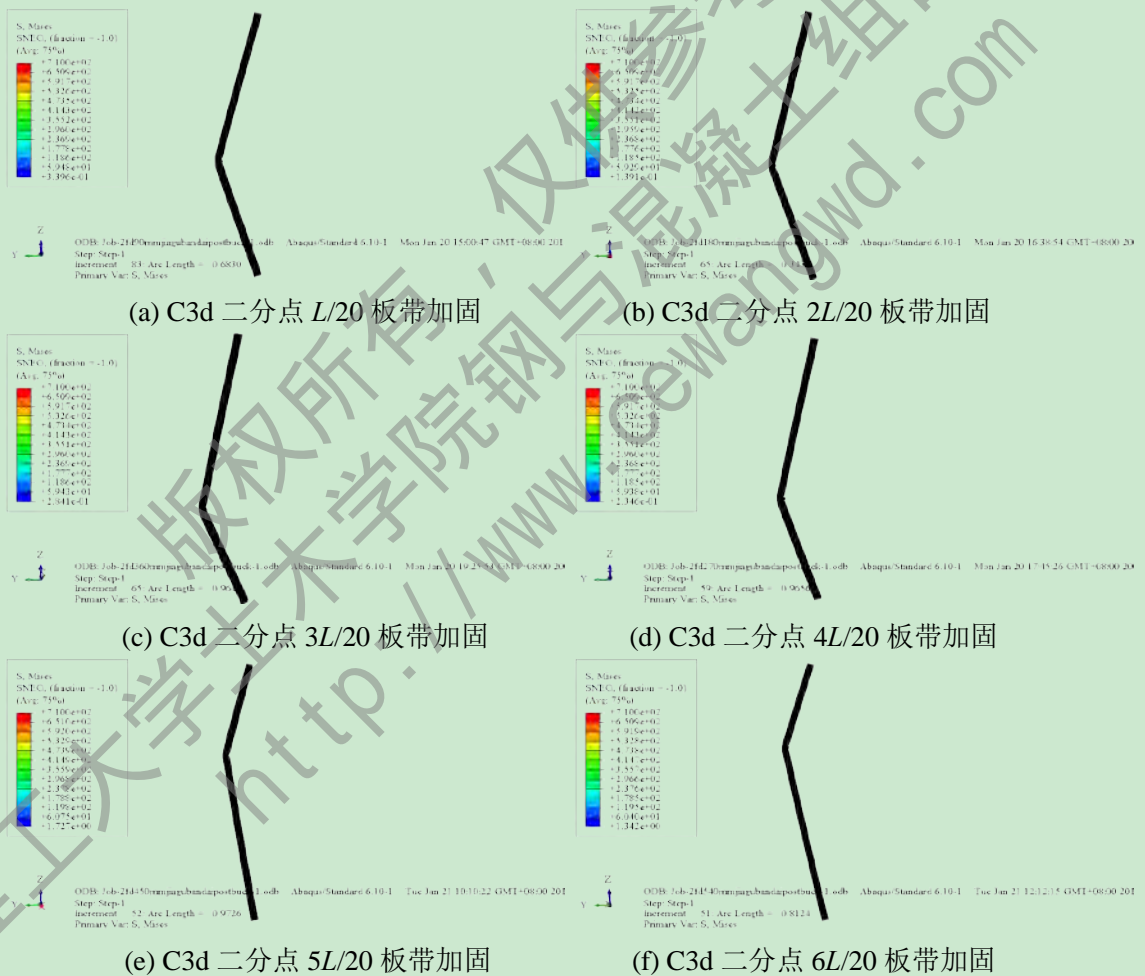


图 3.25 C3d 二分点加固模拟结果

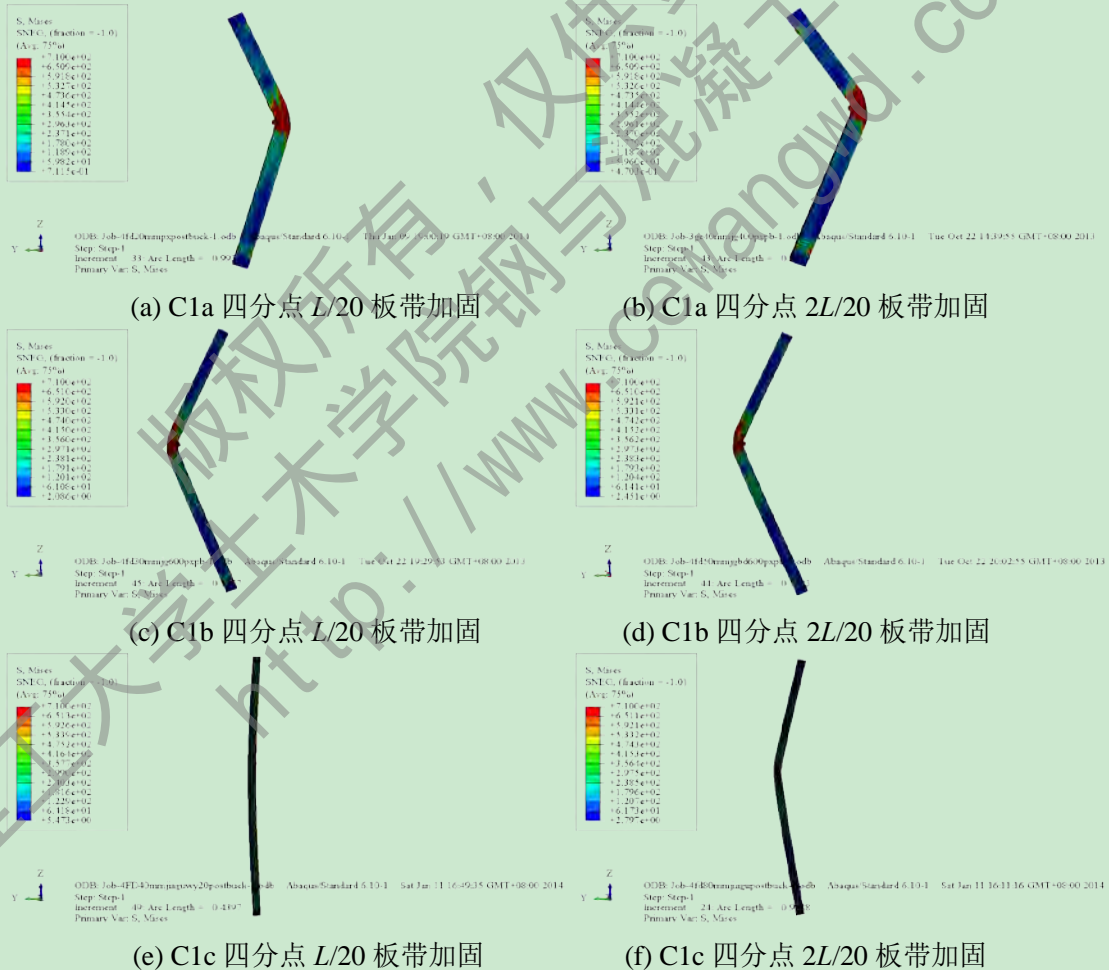
从模拟结果看出，在二分点对 C3d 构件进行加固，加固板带宽度小于 $5L/20$ 时，最终破坏位置在加固板带的下部位置；板带宽度大于等于 $5L/20$ 时，最终破坏位置在加固板带的上部位置。即对 C3d 构件在二分点处进行加固时，当板带的宽度大于等于 450mm

时，加固后的构件相对于未加固构件，破坏位置由跨中处挪到加固板带的上部位置；板带宽度小于 450mm 时，破坏位置在加固板带的下部位置。与 C3a 构件类似，在加固板带边缘与构件的接触部位产生了一定的应力集中。

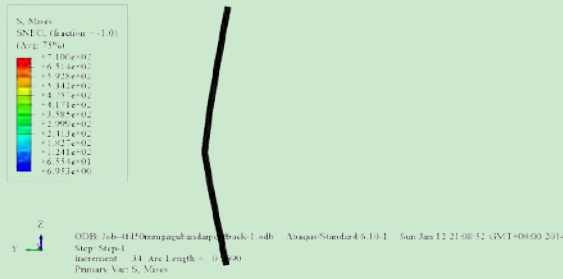
从图 3.14-3.25 可知，所有的构件在二分点进行局部板带加固后，构件的最终破坏位置均发生了变化，从跨中部位挪到加固板带的上部或下部。总结规律发现，几乎所有的构件，随着二分点加固板带宽度的均匀增大，最终破坏位置由加固板带下部挪到上部，同时看出，在加固板带边缘与构件接触部位产生了一定的应力集中，同时由于跨中部位加固板带的作用，刚度比其他部位大，成为构件中最为坚固的部位，破坏位置集中在加固板带的边缘部位。

(2) 四分点加固构件破坏模式

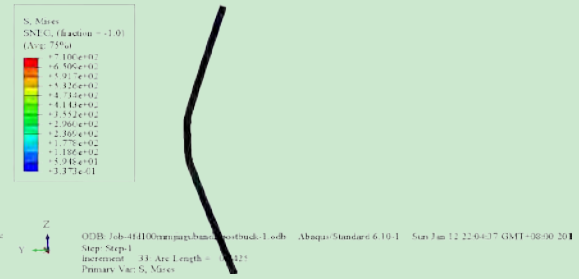
对 12 组构件进行四分点加固，图 3.26 列出了每组构件分别采取 $L/20$ 和 $2L/20$ 两种不同宽度板带进行加固后，承受压力达到极限承载力后的破坏模式。对所有构件最终破坏模式随着加固板带宽度的增大而变化的趋势进行分析，总结出四分点加固后破坏位置变化规律。



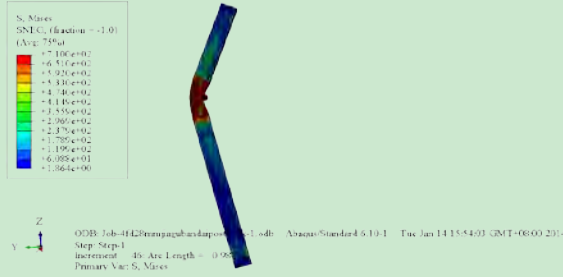
高强冷弯薄壁型钢构件局部屈曲受力性能分析



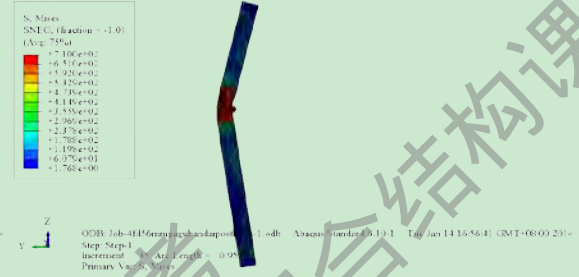
(g) C1d 四分点 $L/20$ 板带加固



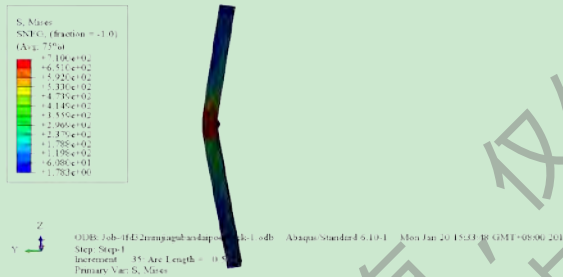
(h) C1d 四分点 $2L/20$ 板带加固



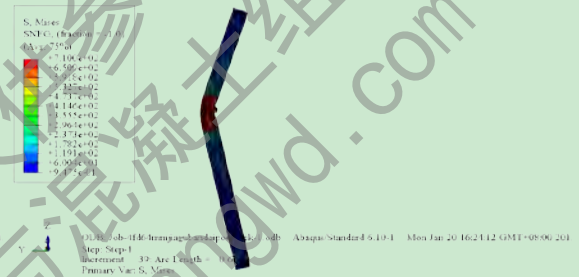
(i) C2a 四分点 $L/20$ 板带加固



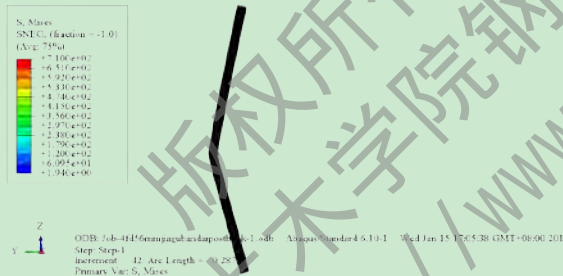
(j) C2a 四分点 $2L/20$ 板带加固



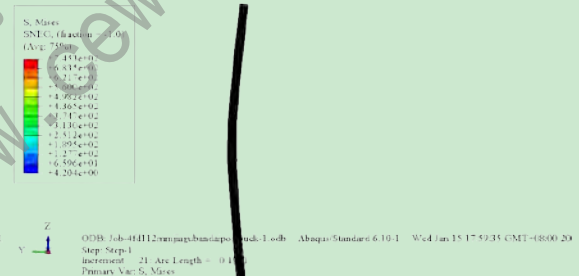
(k) C2b 四分点 $L/20$ 板带加固



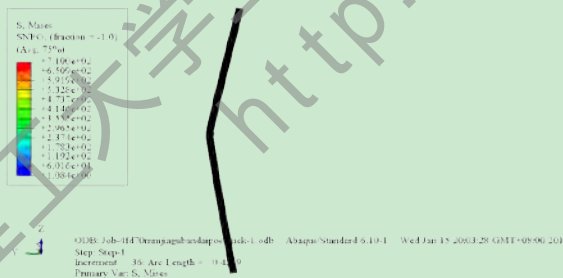
(l) C2b 四分点 $2L/20$ 板带加固



(m) C2c 四分点 $L/20$ 板带加固



(n) C2c 四分点 $2L/20$ 板带加固



(o) C2d 四分点 $L/20$ 板带加固



(p) C2d 四分点 $2L/20$ 板带加固

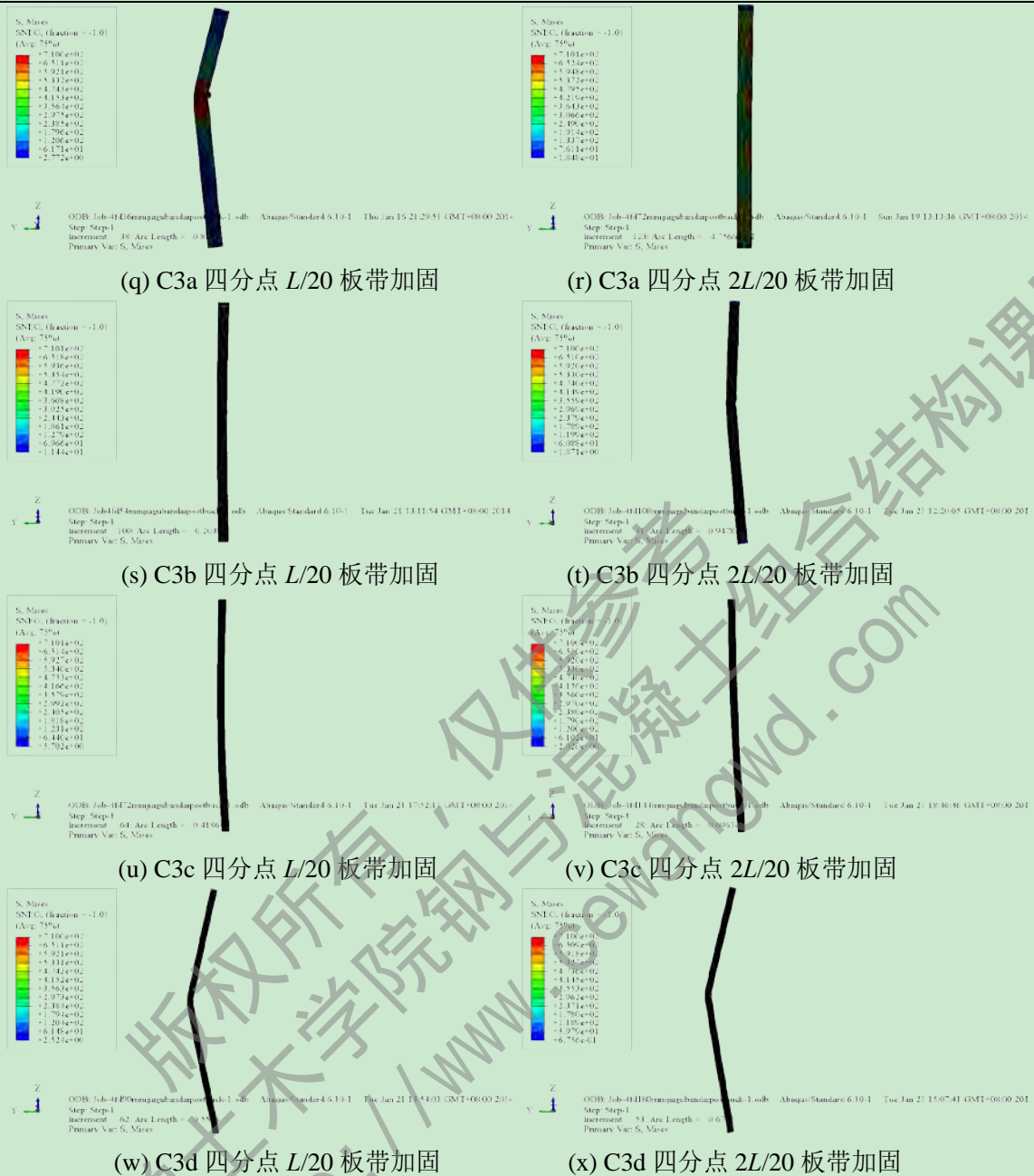


图 3.26 构件四分点加固模拟结果

从模拟结果看出，在四分点对所有构件进行加固，C1d、C2c 和 C2d 的破坏位置在中间的板带和靠下的板带中间，其余构件最终破坏位置在中间板带和靠上的板带中间。能推断出，若在四分点处对高强冷弯薄壁型钢轴压构件进行加固，最终的破坏位置大部分集中在中间板带靠上位置。与在二分点加固后的破坏位置进行对比发现，在二分点处加固的板带宽度达到一定值时，构件的最终破坏位置与在四分点加固时的破坏位置接近。与二分点进行加固的构件类似，在加固板带边缘与构件的接触部位产生了一定的应力集中。

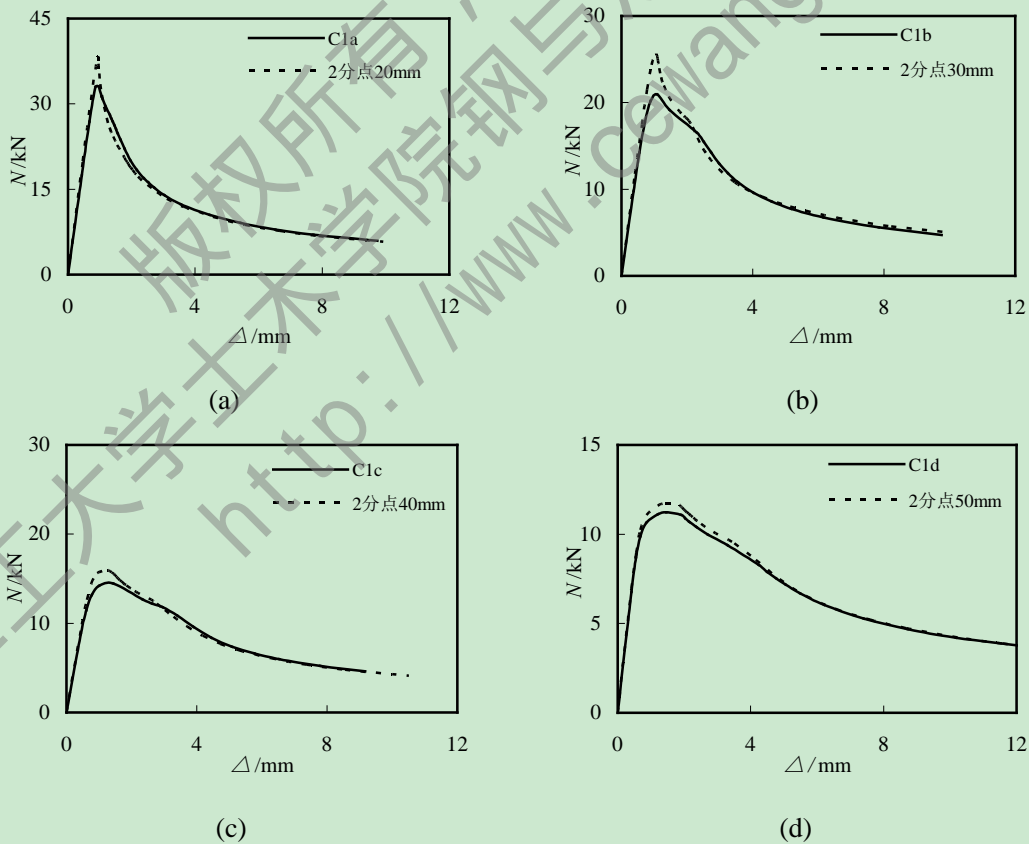
3.6.2 计算结果参数分析

在分析所有构件二分点和四分点板带加固破坏模式和破坏位置的基础上,对计算结果进行参数分析,对比在同一位置进行不同宽度板带加固、不同位置进行同一宽度板带加固及在用料相同的前提下,在不同位置进行板带加固后对构件的极限承载力的提升效果。在大量参数分析的基础上得出对高强冷弯薄壁型钢受压构件进行局部加固最有效的方式。

(1) 加固板带对宽厚比相同长细比不同构件的影响

在对构件进行轴压受力分析的基础上发现,轴压长柱构件均在跨中部位发生了弯曲破坏。因此在跨中截面采用板带进行局部加固,对比所有构件的加固效果,如图 3.27(a)-(l)所示。加固板带宽度取柱长的 $L/20$,加固板带厚度取 0.4mm ,材性与长柱取值相同。通过有限元分析,发现在跨中加了板带的构件最终破坏位置均发生了变化。

从图中的结果对比发现,对宽厚比 42、58 和 75 的三组构件进行局部的板带加固,宽厚比相同的情况下,随着长细比的增大,加固效果越来越不明显。荷载提升幅度从 20% 左右逐渐下降到 4%,这主要是因为对长细比较小的构件在轴心受压时,构件在受力初期基本保持挺直状态,在快要破坏时才发生弯曲,在这一过程中,构件主要受局部屈曲荷载的影响。而长细比较大的构件在受力初期就发生弯曲,构件主要受长细比的影响。所以,采用局部板带加固对长细比较小($\lambda < 80$)的构件意义更大。



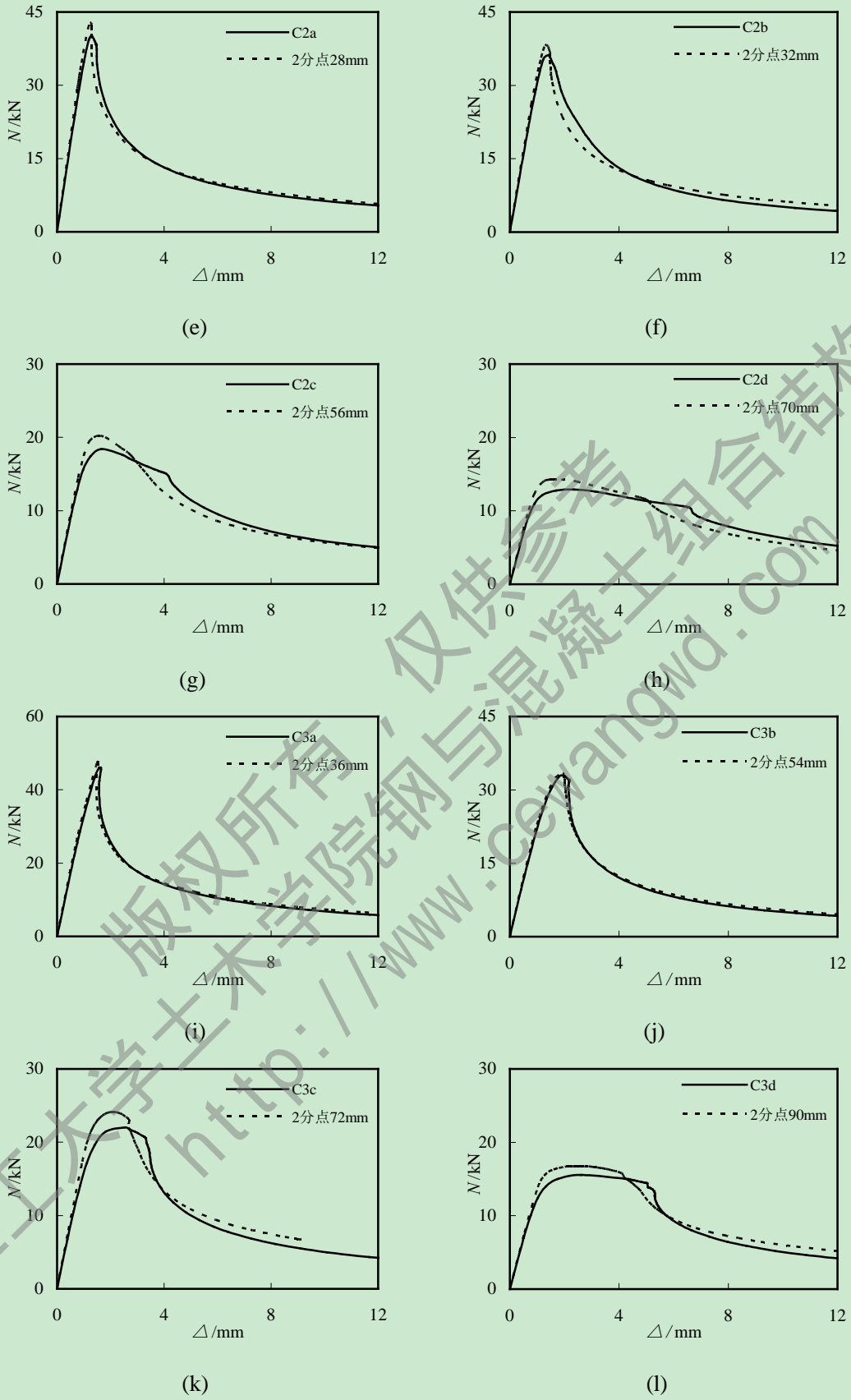
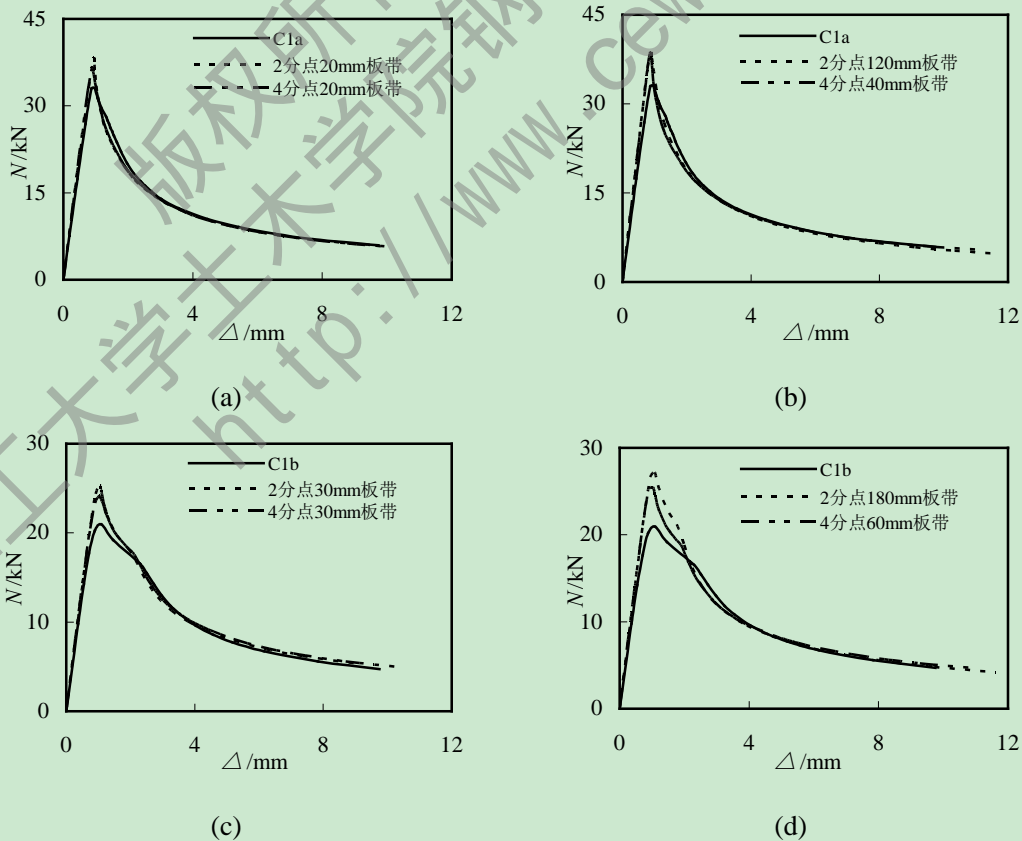


图 3.27 加固板带对宽厚比相同长细比不同构件的影响对比

(2) 加固板带位置对柱构件的影响

这里探讨两种情况下局部板带的加固效果。一种是在二分点和四分点处均采用柱长 L 的 $1/20$ 宽度的板带进行加固，对比加固效果；另一种是在用料相同的前提下，在构件的二分点处采取柱长 L 的 $3/10$ 宽度的板带进行加固，与在四分点处采取柱长 L 的 $1/10$ 宽度的板带进行加固后的加固效果进行对比，即对加固后构件的极限承载力提升程度进行对比分析。

对比两种不同方式对 C1a-C1d 四组构件进行加固后极限承载力的提升效果，如图 3.28 所示。构件采取第一种方式加固，即在二分点和四分点均采取 $L/20$ 宽度板带进行加固，C1a-C1d 四组构件采取二分点加固后承载力提升幅度分别为 16%、21%、10% 和 4%，采取四分点加固后承载力提升幅度分别为 11%、15%、11% 和 8%。可以看出对宽厚比为 42 的四组构件，不论是二分点还是四分点加固，长细比 $\lambda < 80$ 时加固后极限承载力的提升幅度随着长细比的增大而增大，长细比 $\lambda \geq 80$ 时加固后极限承载力的提升幅度随着长细比的增大而减小。在二分点和四分点采用相同宽度的板带进行加固，二分点的加固效果比四分点好，且更节省钢材。构件采取第二种方式加固，即在加固板带用料相同的前提下，在二分点和四分点进行加固，C1a-C1d 四组构件采取二分点加固后承载力提升幅度分别为 17%、30%、34% 和 26%，采取四分点加固后承载力提升幅度分别为 17%、22%、22% 和 18%。同第一种加固方式类似，不论是二分点还是四分点加固，构件长细比 $\lambda < 80$ 时加固后极限承载力的提升幅度随着长细比的增大而增大，构件长细比 $\lambda \geq 80$ 时加固后极限承载力的提升幅度随着长细比的增大而减小。在用料相同的前提下，在二分点和四分点采取板带加固，二分点的加固效果比四分点好，且加工更加方便。



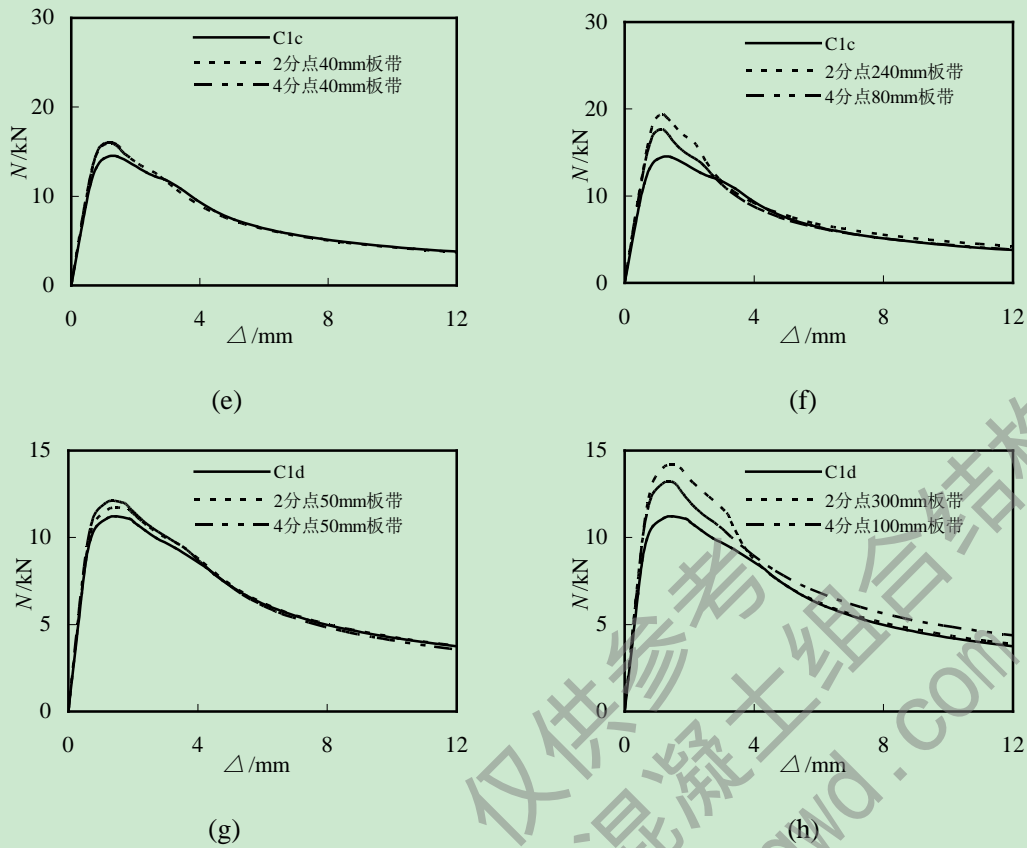


图 3.28 加固板带位置对 C1 构件的影响

对比两种不同方式对 C2a-C2d 四组构件进行加固后极限承载力的提升效果，如图 3.29 所示。构件采取第一种方式加固，即在二分点和四分点均采取 $L/20$ 宽度板带进行加固，C2a-C2d 四组构件采取二分点加固后承载力提升幅度分别为 6%、5%、10%和 11%，采取四分点加固后承载力提升幅度分别为 4%、5%、13%和 12%。可以看出对宽厚比为 58 的四组构件，不论是二分点还是四分点加固，加固后极限承载力的提升幅度随着长细比的增大而增大。在二分点和四分点采用相同宽度的板带进行加固，二分点的加固效果比四分点好，且更节省钢材。构件采取第二种方式加固，即在加固板带用料相同的前提下，在二分点和四分点进行加固，C2a-C2d 四组构件采取二分点加固后承载力提升幅度分别为 9%、17%、35%和 42%，采取四分点加固后承载力提升幅度分别为 10%、15%、24%和 25%。同第一种加固方式类似，不论是二分点还是四分点加固，加固后极限承载力的提升幅度随着长细比的增大而增大。在用料相同的前提下，在二分点和四分点采取板带加固，二分点的加固效果比四分点好，且加工更加方便。与 C1a-C1d 四组构件的变化趋势不同，宽厚比为 58 的构件，不论采取那种方式在二分点和四分点进行加固，加固后的极限承载力提升幅度都随构件长细比的增大而增大。

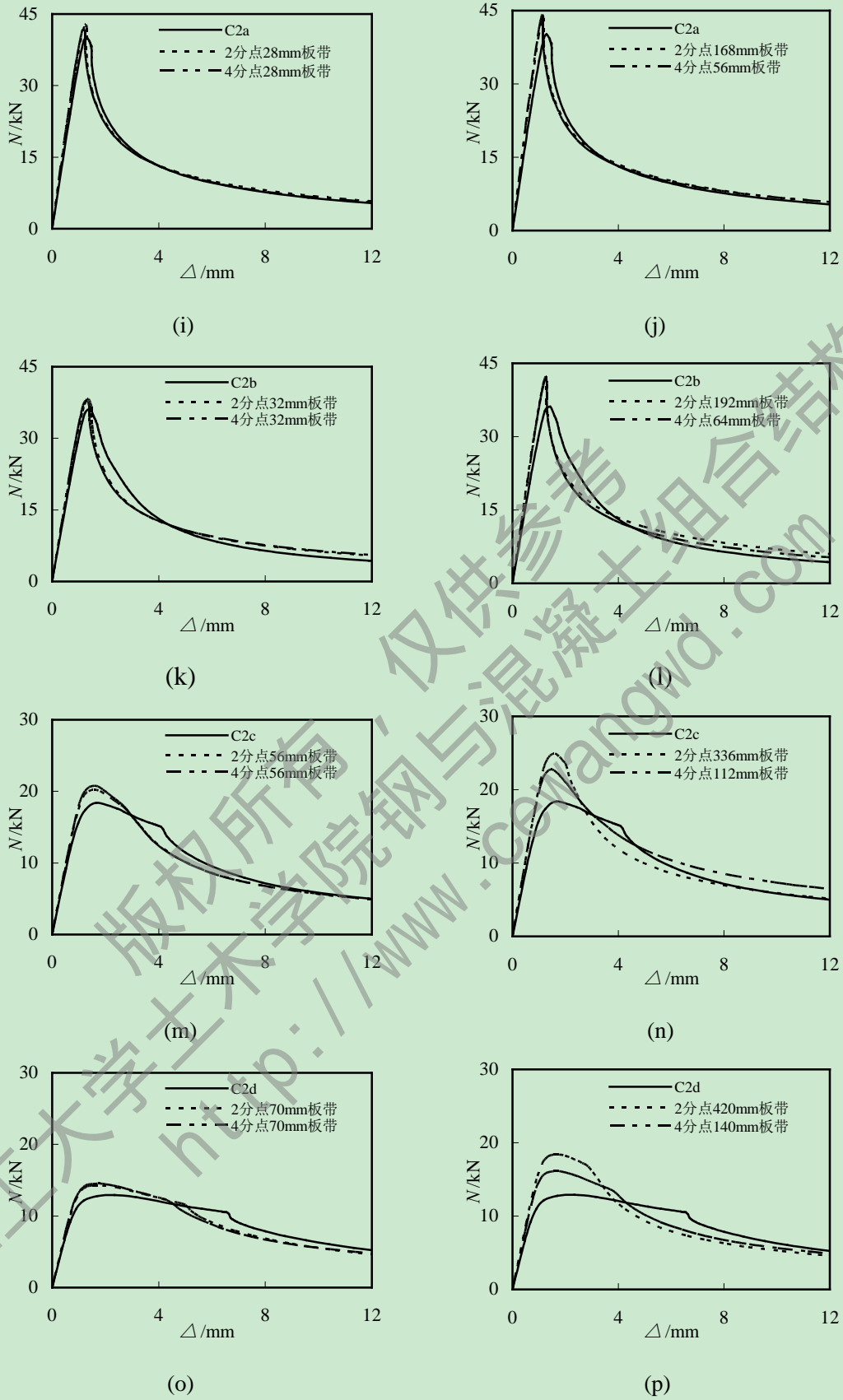
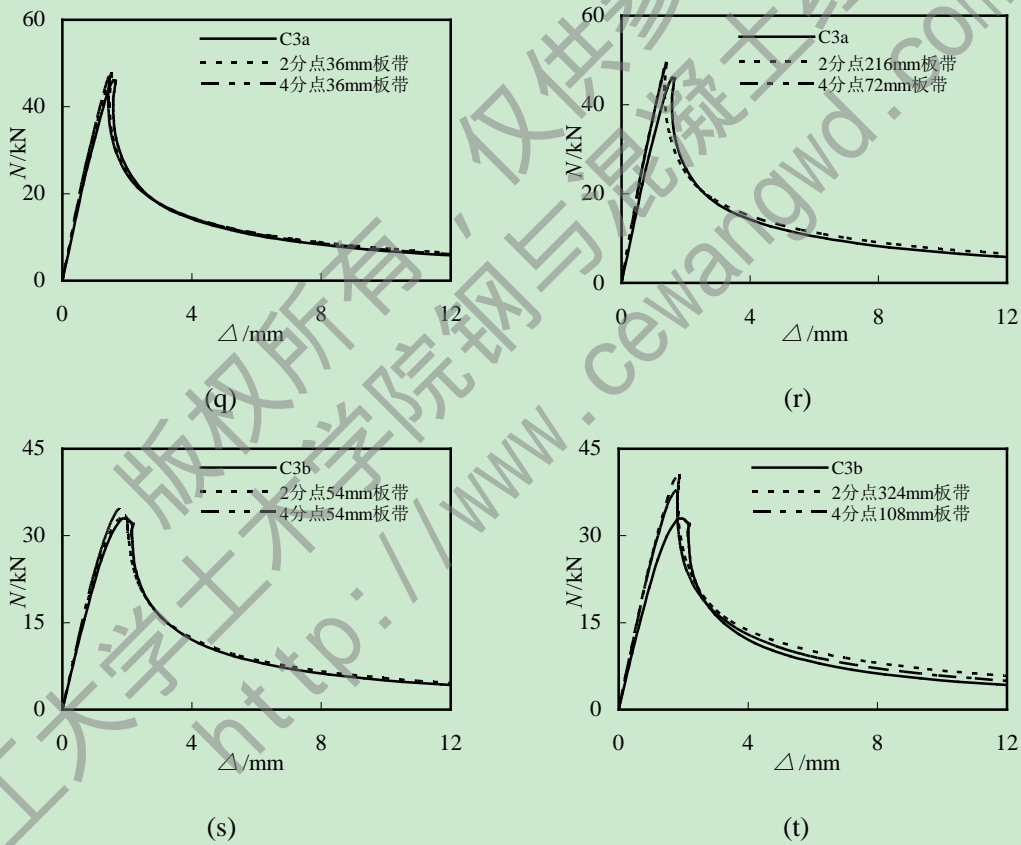


图 3.29 加固板带位置对 C2 构件的影响

对比两种不同方式对 C3a-C3d 四组构件进行加固后极限承载力的提升效果，如图

3.30 所示。构件采取第一种方式加固，即在二分点和四分点均采取 $L/20$ 宽度板带进行加固，C3a-C3d 四组构件采取二分点加固后承载力提升幅度分别为 4%、1%、10%和 8%，采取四分点加固后承载力提升幅度分别为 2%、5%、11%和 12%。可以看出对宽厚比为 75 的四组构件，不论是二分点还是四分点加固，加固后极限承载力的提升幅度随着长细比的增大而增大。在二分点和四分点采用相同宽度的板带进行加固，二分点的加固效果比四分点好，且更节省钢材。构件采取第二种方式加固，即在加固板带用料相同的前提下，在二分点和四分点进行加固，C3a-C3d 四组构件采取二分点加固后承载力提升幅度分别为 7%、23%、31%和 34%，采取四分点加固后承载力提升幅度分别为 8%、14%、21%和 22%。同第一种加固方式类似，不论是二分点还是四分点加固，加固后极限承载力的提升幅度随着长细比的增大而增大。在用料相同的前提下，在二分点和四分点采取板带加固，二分点的加固效果比四分点好，且加工更加方便。与 C2a-C2d 四组构件的变化趋势类似，宽厚比为 75 的构件，不论采取那种方式在二分点和四分点进行加固，加固后的极限承载力提升幅度都随构件长细比的增大而增大。



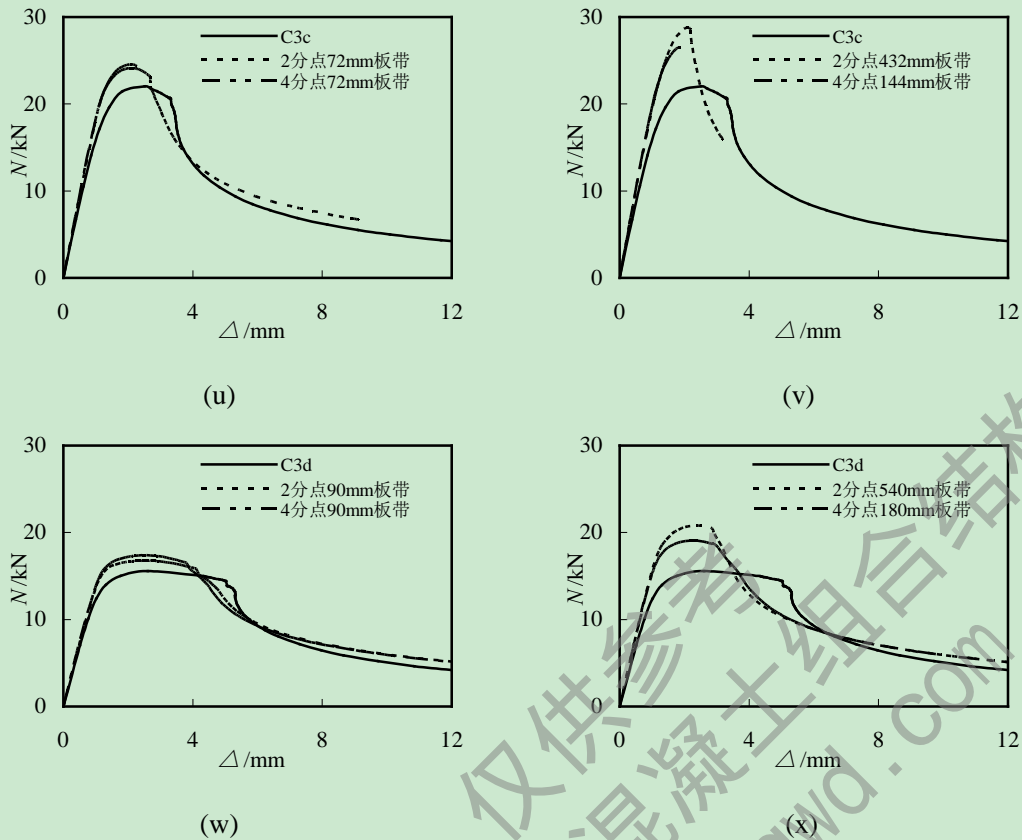
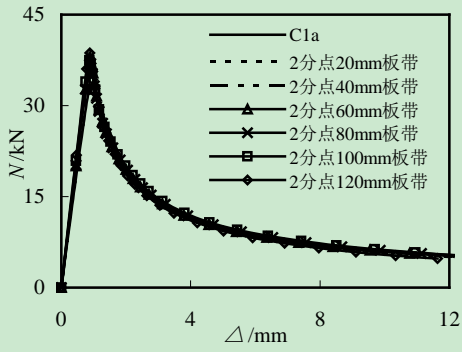


图 3.30 加固板带位置对 C3 构件的影响

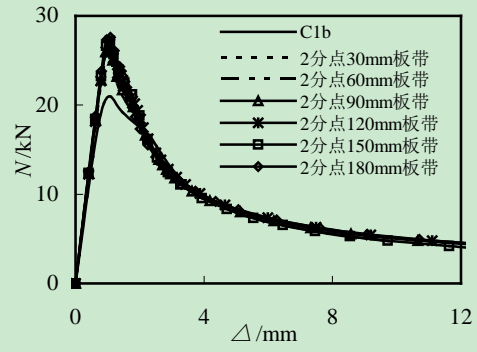
总结不同加固方式下的极限承载力变化规律得出，若构件的宽厚比小于 58，采取任一方式对构件进行加固，构件长细比 $\lambda < 80$ 时加固后极限承载力的提升幅度随着长细比的增大而增大，构件长细比 $\lambda \geq 80$ 时加固后极限承载力的提升幅度随着长细比的增大而减小；若构件宽厚比大于等于 58，采取任一方式对构件进行加固，加固后极限承载力的提升幅度随着长细比的增大而增大。从图 3.28-3.30 的分析结果可以得出，不论是在二分点和四分点采取相同宽度板带进行加固，还是在用料相同的前提下在二分点和四分点进行加固，采用二分点加固方式是最经济、有效的。

(3) 加固板带宽度对柱构件的影响

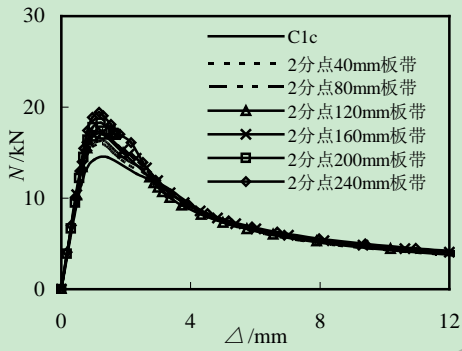
从以上分析得出的结果可知，从加固效果及节省用钢量两方面考虑，采取二分点板带加固是最合理的。确定了最有效的加固位置在二分点处后，再探讨在二分点加固时，板带宽度对柱构件极限承载力的影响。板带宽度依次取 $L/20$ 、 $2L/20$ 、 $3L/20$ 、 $4L/20$ 、 $5L/20$ 到 $6L/20$ 。



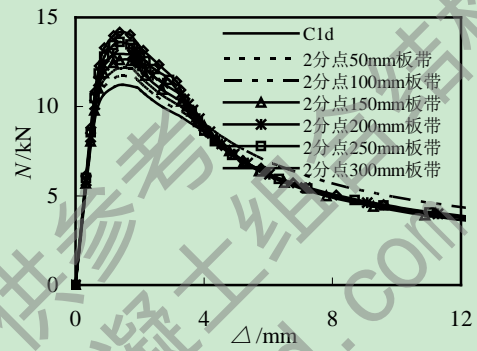
(a)



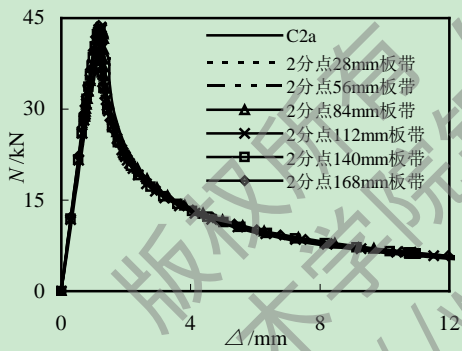
(b)



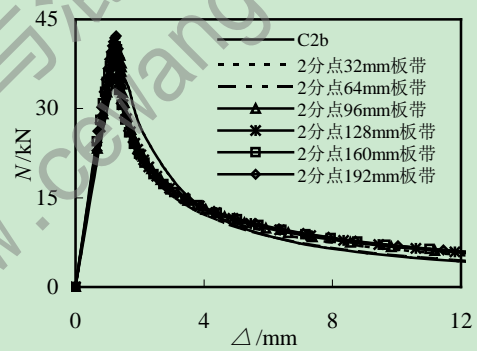
(c)



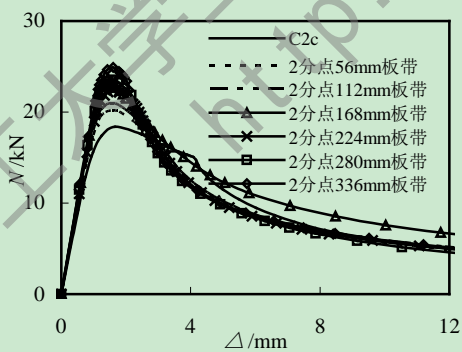
(d)



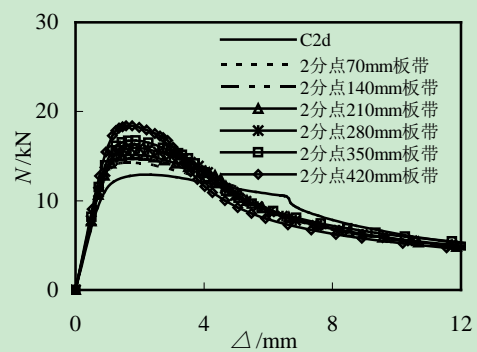
(e)



(f)



(g)



(h)

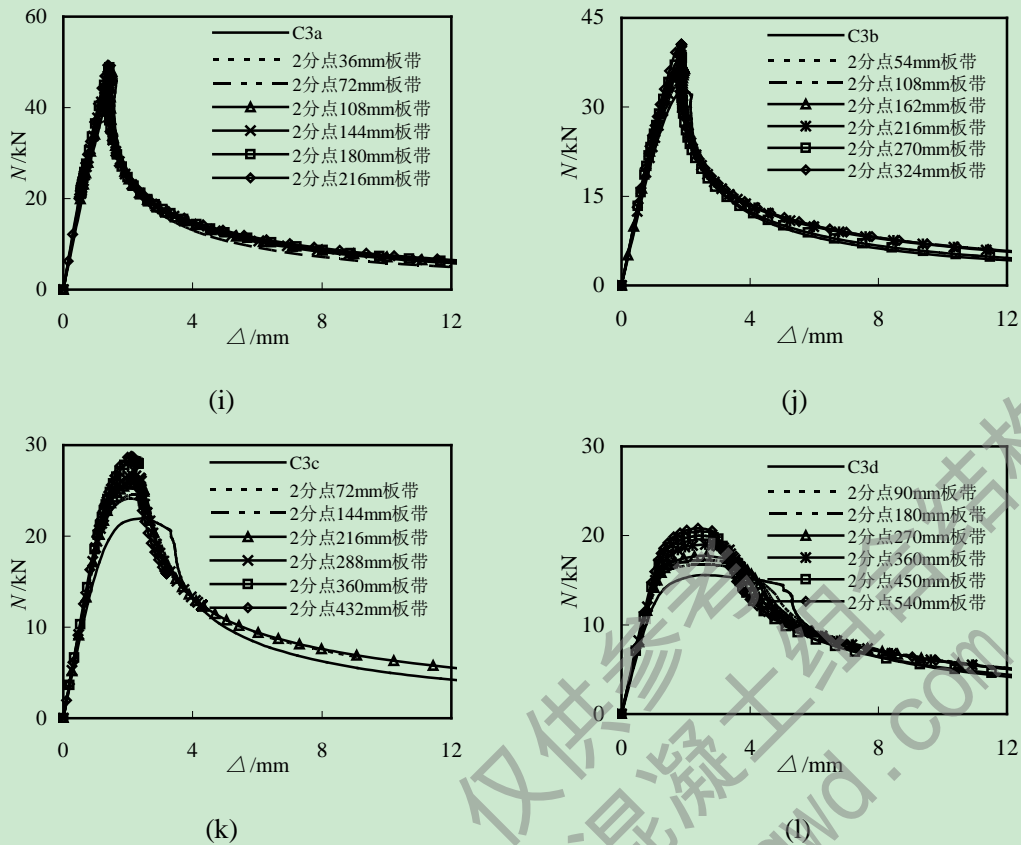
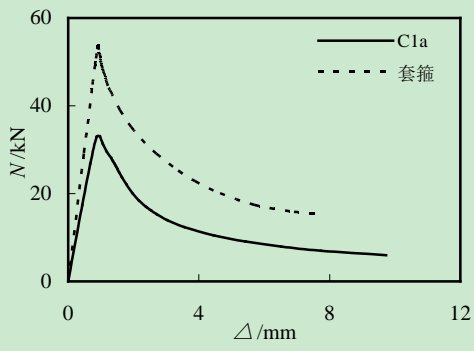


图 3.31 加固板带宽度对柱构件的影响

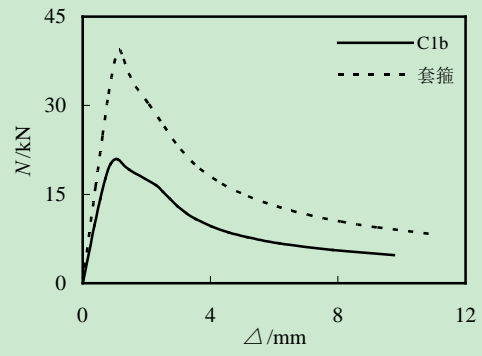
从图 3.31(a)-(l)的结果对比发现，在二分点处采用局部加板带方式加固，板带宽度从柱长的 $L/20$ 增加到 $6L/20$ ，构件长细比 $\lambda < 80$ 时承载力提升幅度不明显。说明对长细比较小的长柱受压构件进行局部加固时，在二分点处采用柱长 5%宽度的加固板带，即能达到提升承载力的作用。对构件长细比 $\lambda \geq 80$ 的构件在二分点加固时，随着加固板带宽度的增加，极限承载力呈现均匀提升趋势。

(4) 套箍对不同长细比构件的影响

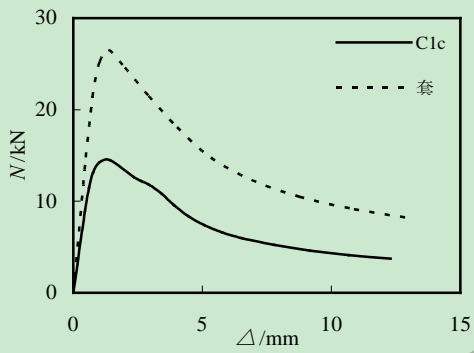
从(3)的分析结果基础上，在长细比较小的轴压柱中部采用套箍方式进行加固，并对比加固效果。钢箍长度取 $L/20$ ，厚度取 0.4mm。从图 3.32 中的结果对比发现，对所有构件，采用套箍方式能明显增大构件刚度及提升极限承载力，提升幅度在 50%左右。套箍后，长细比为 40 和 60 的构件最终破坏模式由中部的弯曲失稳破坏变为靠近垫板底部的压折破坏；长细比为 80 和 100 的构件最终破坏模式仍然为中部的弯曲破坏。可见长细比是影响承载力及破坏模式的主要因素，采用外部套箍方式能大幅度的提升承载力及构件刚度。



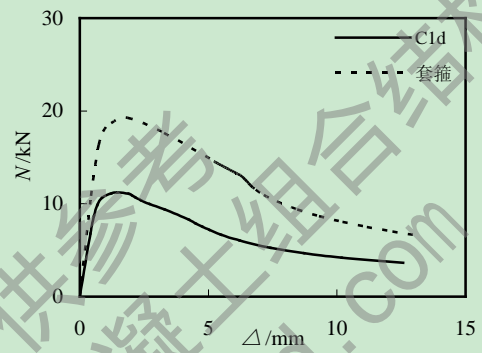
(a)



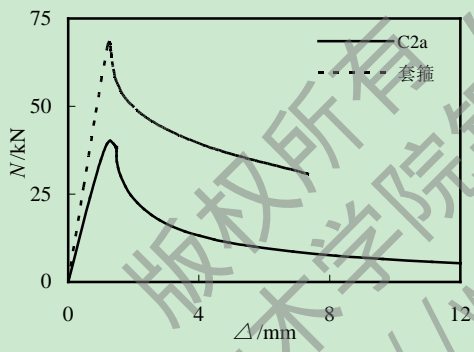
(b)



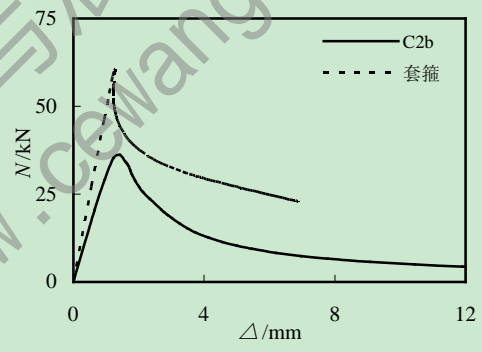
(c)



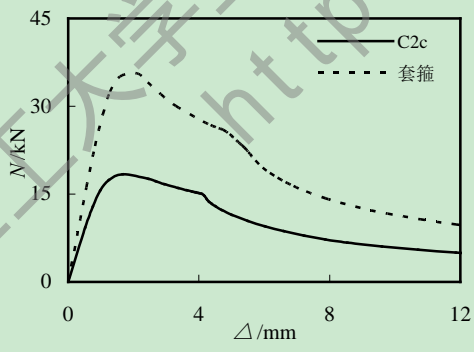
(d)



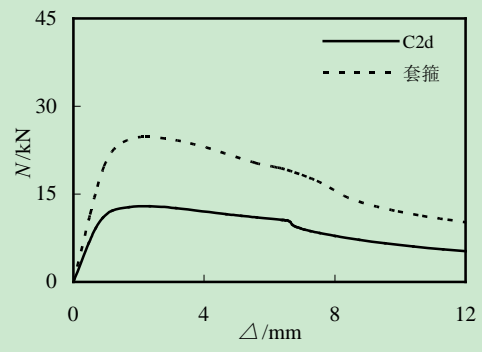
(e)



(f)



(g)



(h)

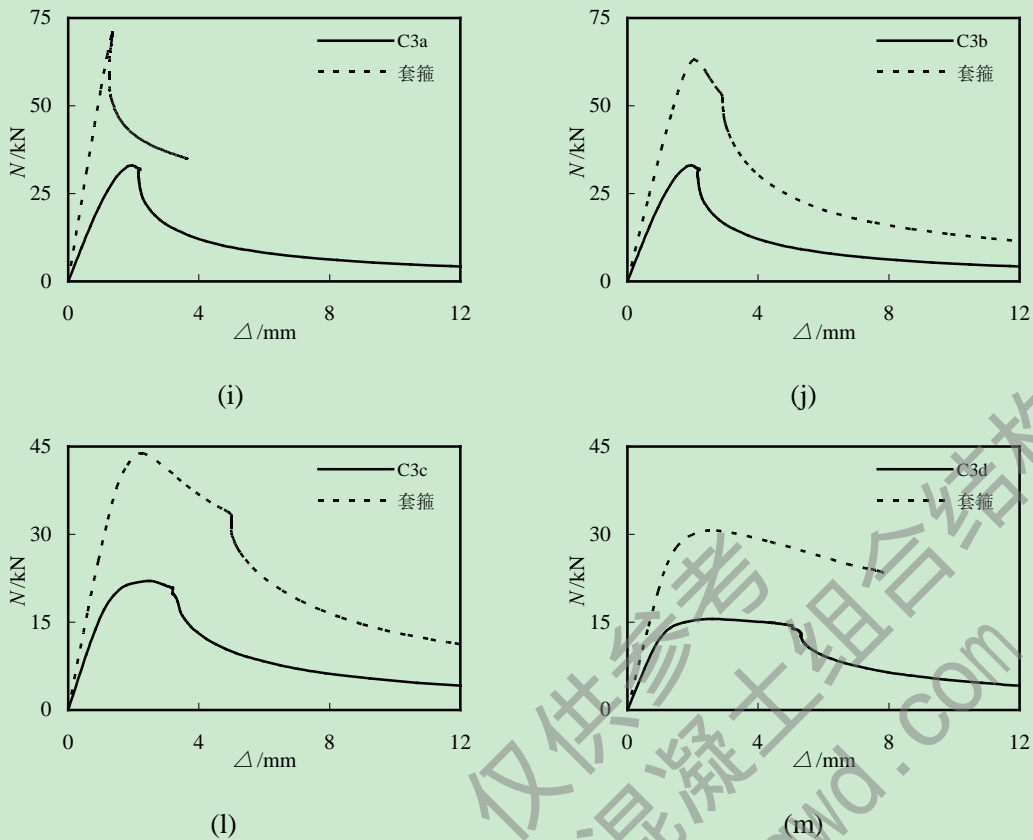


图 3.32 套管对不同长细比构件的影响对比

3.7 本章小结

本章在第二章理论分析和大量模型验证的基础上，对高强冷弯薄壁型钢受压构件的屈曲及受力性能进行了分析探讨，并在此基础上对构件的板带局部加固性能进行了初探，在大量参数分析的基础上初步得出了以下结论：

(1) 宽厚比相同的构件，屈曲临界荷载随着长细比的增大而减小；长细比相同的构件，屈曲临界荷载随着宽厚比的增大而减小；随着宽厚比的增大，构件临界屈曲荷载随着长细比的增大而下降的趋势越来越小。由以上三点说明了：宽厚比越小，高强冷弯薄壁型钢轴压长柱的屈曲临界荷载受长细比的影响越大，随着宽厚比的增大，长细比的影响越来越小。

(2) 高强冷弯薄壁型钢拼合轴压长柱随着长细比的增大，刚度与承载力均出现明显降低，承载力的下降趋势随着长细比的增大趋于平缓，长细比与宽厚比是影响承载力的主要因素。

(3) 通过局部加板带的方式，能够提高高强冷弯薄壁型钢拼合轴压长柱的承载力，但是只对长细比较小的构件作用明显，同时得出采取二分点加固方式是最经济、有效的。

(4) 对构件采取二分点和四分点加固，不论是采取相同宽度的板带加固，还是用料相同的前提下加固，若构件的宽厚比小于 58，构件长细比 $\lambda < 80$ 时加固后极限承载力的

提升幅度随着长细比的增大而增大，构件长细比 $\lambda \geq 80$ 时加固后极限承载力的提升幅度随着长细比的增大而减小；若构件宽厚比大于等于 58，加固后极限承载力的提升幅度随着长细比的增大而增大。

(5) 对长细比较小的轴心受压拼合长柱构件局部加固时，在二分点处采用柱长 5% 宽度的加固板带，即能达到提升承载力的作用。对不同构件采用外部套箍的方法加固，承载均有较大提升，提升幅度可达 50% 左右。

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

第 4 章 高强冷弯薄壁型钢构件受弯性能研究

4.1 概述

本章在第二章苗二萍(2009)^[35]模型验证的基础上,对高强冷弯薄壁型钢受弯构件进行受力性能的研究分析。按照腹板宽度为 89mm 和 140mm 分为两大类,每类构件中按厚度 0.4mm、0.6mm 和 1.0mm 分为三组,针对每种壁厚的构件按 $L=1800$ 、2400、3000mm 分为三小组,共 18 组构件。对每组构件引入初始缺陷后进行受弯性能分析,分析宽厚比、宽度、厚度及跨度对受弯构件极限承载力的影响。在此基础上,与苗二萍试验中得到的低强度钢构件受弯试验结果进行对比,分析构件强度的增加对受弯构件承载力提升的影响程度。

4.2 高强冷弯薄壁型钢受弯构件截面及尺寸确定

按照《Australia/New Zealand Standard AS/NZS 4600 for Cold-Formed Steel Structures》(2005)^[78]要求,并参照苗二萍(2009)^[35]设计一内卷边 C 型钢受弯构件。通过阅读大量文献发现,虽然内卷边 C 形受弯构件在我国已经运用普遍,但是壁厚小于 1.0mm 的高强度内卷边 C 型钢受弯构件还没有应用及研究。而高强度帽形受弯构件已经有大量的研究与应用。所以本章就 G450 高强冷弯薄壁内卷边 C 型钢构件受弯性能进行研究。试件截面和有限元模型示意如图 4.1 和 4.2 所示,试件尺寸如表 4.1 所示。其中 L_p 是指构件模拟时的有效跨度 L 与两边多出的支撑长度的加和。

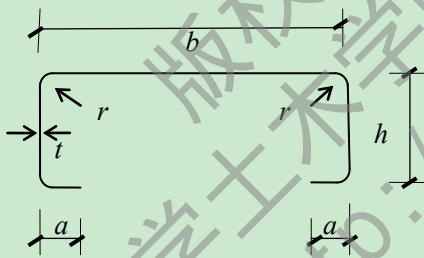


图 4.1 内卷边 C 形受弯构件截面



图 4.2 有限元模型示意图

由于缺少 G450 构件相关材性的试验,因此屈服强度取名义屈服强度 $f_y=450\text{MPa}$,弹性模量 $E=2.06\times 10^5\text{MPa}$,泊松比 $\mu=0.3$ 。在模拟构件时,内卷边 C 型钢受弯构件采取 S4 单元,经过对比发现,在荷载作用处加垫板与不加垫板的结果相近,因此本章均不采用垫板,而是直接在构件上作用荷载。对端部约束的模拟通过采用在翼缘卷边下部约束线来实现:通过点耦合线,来控制点上的平动和转动来实现简支。采用四分点加载来模拟受弯构件上均布荷载的作用,研究最中间纯弯段。简化受力图如图 4.3 所示:

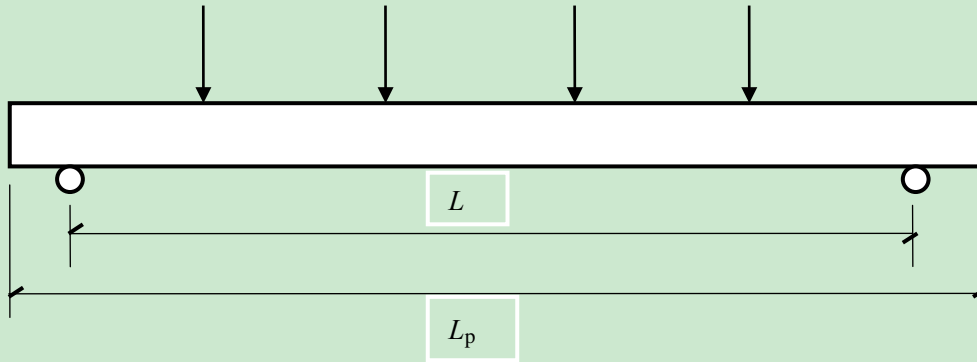


图 4.3 构件加载方式

表 4.1 试件编号及尺寸

试件 编号	$b(\text{mm})$	$h(\text{mm})$	$a(\text{mm})$	$r(\text{mm})$	$t(\text{mm})$	$L(\text{mm})$	$L_p(\text{mm})$
B89-1	89	41	13	3.05	0.4	1800	1920
B89-2						2400	2520
B89-3						3000	3120
B89-4					0.6	1800	1920
B89-5						2400	2520
B89-6						3000	3120
B89-7					1.0	1800	1920
B89-8						2400	2520
B89-9						3000	3120
B140-1	140	41	13	3.05	0.4	1800	1920
B140-2						2400	2520
B140-3						3000	3120
B140-4					0.6	1800	1920
B140-5						2400	2520
B140-6						3000	3120
B140-7					1.0	1800	1920
B140-8						2400	2520
B140-9						3000	3120

4.3 有限元模型的建立

4.3.1 单元的选取及非线性本构关系

本章的高强冷弯薄壁型钢受弯构件选用 G450 钢材，由于缺少相关材性试验，取名

义屈服强度 $f_y=450\text{MPa}$ ，弹性模量 $E=2.06\times 10^5\text{MPa}$ ，泊松比 $\mu=0.3$ 。采用 Von Mises 屈服准则和等向强化屈服准则，本构模型采取高强钢的理想弹塑性本构。

4.3.2 边界约束条件的模拟及网格划分

本章探讨高强冷弯薄壁型钢受弯构件的屈曲及受力性能。对一个受均布荷载的简支梁进行数值模拟。在构件的两端下部翼缘位置通过点耦合线，在点上加约束来模拟端部约束条件。在构件的一端放开轴向位移 U_z 和垂直于轴向的位移 U_x ，以及绕垂直于轴向的转动位移 R_x 。另一端放开绕垂直于轴向的转动位移 R_x ，约束其余边界条件。特征值屈曲分析时，单位荷载采用在四个耦合点处以加集中荷载的方式，施加于试件腹板面。后屈曲分析时，采用跨中位移加载方式。

在进行了大量网格试验对比后，确定对较短的构件采用 $3\text{mm}\times 5\text{mm}$ 的网格来进行划分，对中等及较长构件采用 $3\text{mm}\times 10\text{mm}$ 的网格来进行划分。

4.4 高强冷弯薄壁型钢受弯构件局部屈曲性能分析

本章在第二章模型验证的基础上，对高强冷弯薄壁型钢轴压受弯构件进行受力性能的研究分析。根据腹板宽度为 89mm 和 140mm 分为两类，每类构件中按厚度为 0.4mm 、 0.6mm 和 1.0mm 分为三小类，每小类构件按跨度为 1800mm 、 2400mm 和 3000mm 分为 3 组，共有 18 组构件。对每组构件引入初始缺陷进行分析，对比跨度、腹板宽度及厚度的影响。

4.4.1 局部屈曲模态及初始缺陷的选取

在特征值屈曲分析时，用 Subspace 法提取 10 阶模态。在大量计算对比的基础上，选取第一阶模态作为初始缺陷。观察屈曲模态形状发现，在 B89-1 到 B89-9 的 9 组构件中，B89-1、B89-4 和 B89-7 的屈曲模态形状相似，其余六组构件屈曲模态形状相似。在 B140-1 到 B140-9 的 9 组构件，B140-3、B140-6 和 B140-9 的屈曲模态形状相似，其余六组构件屈曲模态相似且 B140-1 的模态形状稍有不同。因此，取出 B89-1、B89-3、B89-4、B89-6、B89-7、B89-9、B140-2、B140-3、B140-5、B140-6、B140-8 和 B140-9 构件的 1-4 阶模态进行分析比较。

构件第一阶的特征值在十阶中最小，采用第二章中提到的直接强度法计算时，所需的局部屈曲临界荷载就是用第一阶的特征值与加载模型上的外力相乘的结果。通过观察每一阶的模态形状，可以为非线性屈曲分析提供不同形状的初始几何缺陷。

(1) 腹板宽度为 89 的构件屈曲模态分析

我们选取第一阶到第四阶的模态进行分析，模态图形如下图 4.1-4.6 所示。

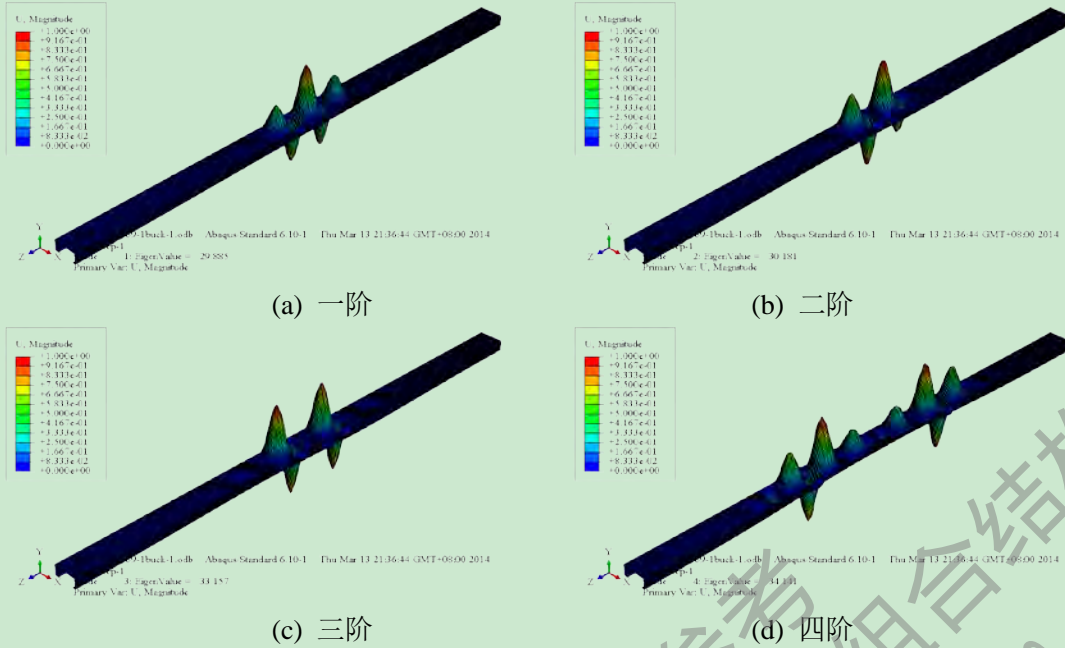


图 4.1 B89-1 模态分析

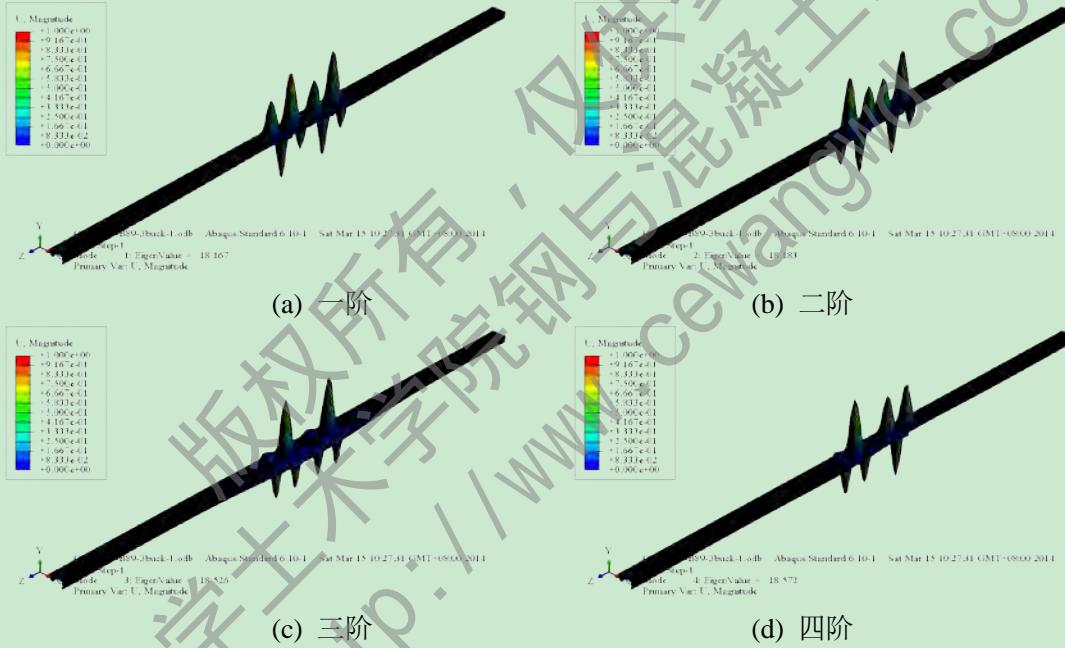
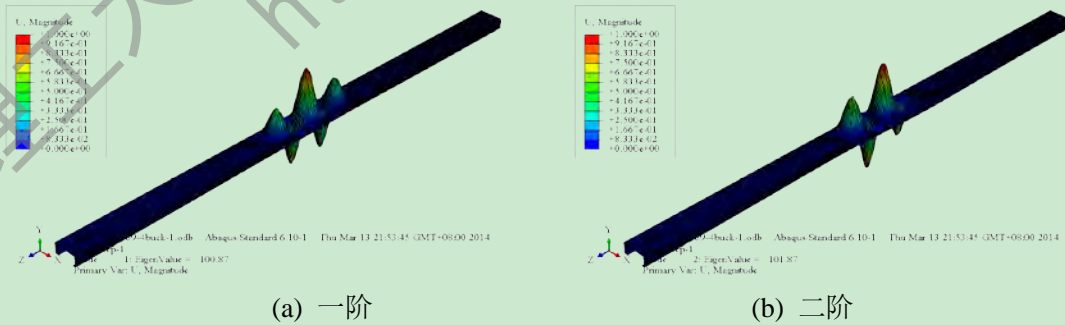


图 4.2 B89-3 模态分析



高强冷弯薄壁型钢构件局部屈曲受力性能分析

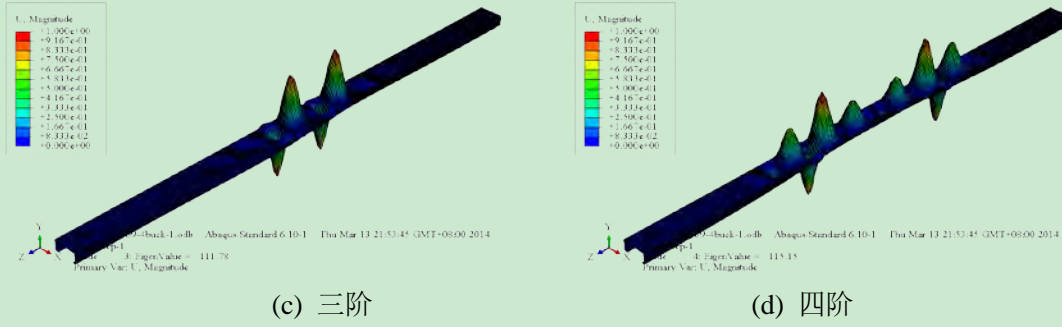


图 4.3 B89-4 模态分析

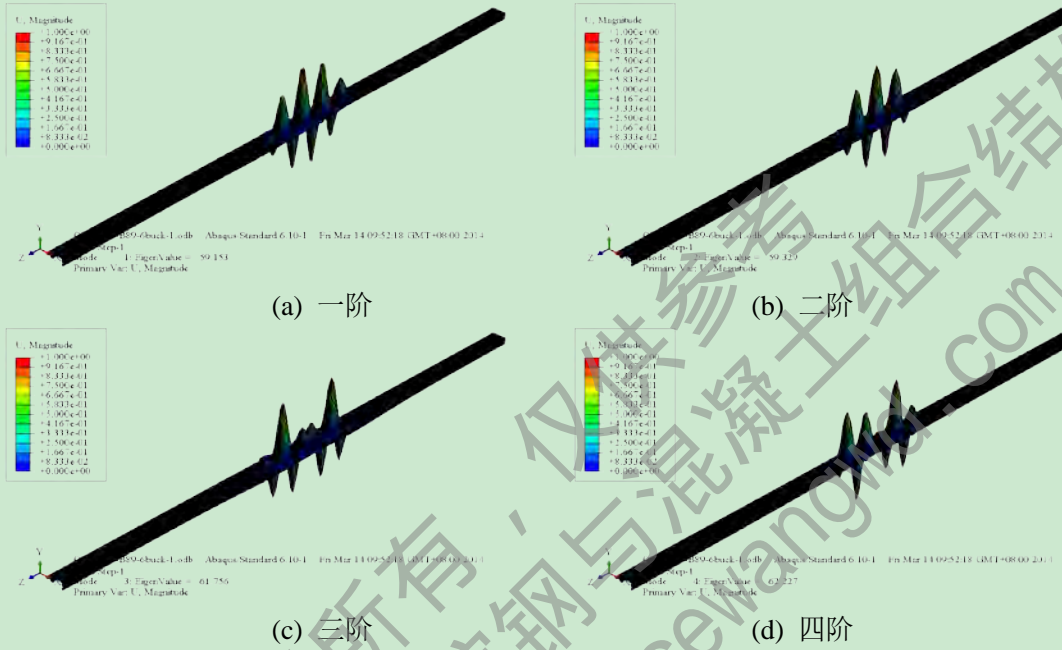


图 4.4 B89-6 模态分析

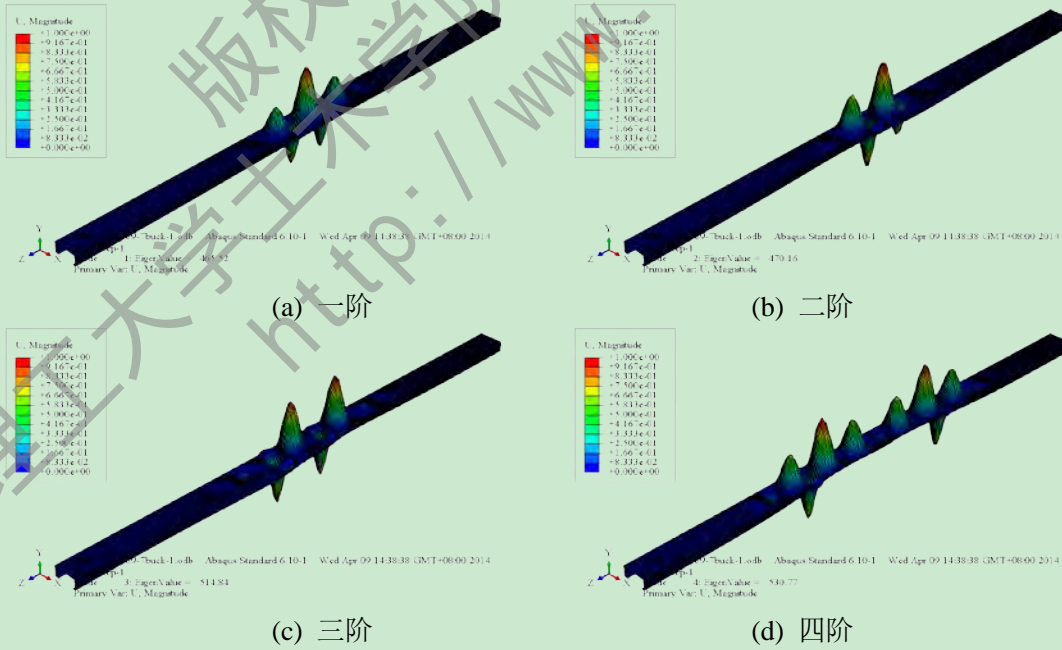


图 4.5 B89-7 模态分析

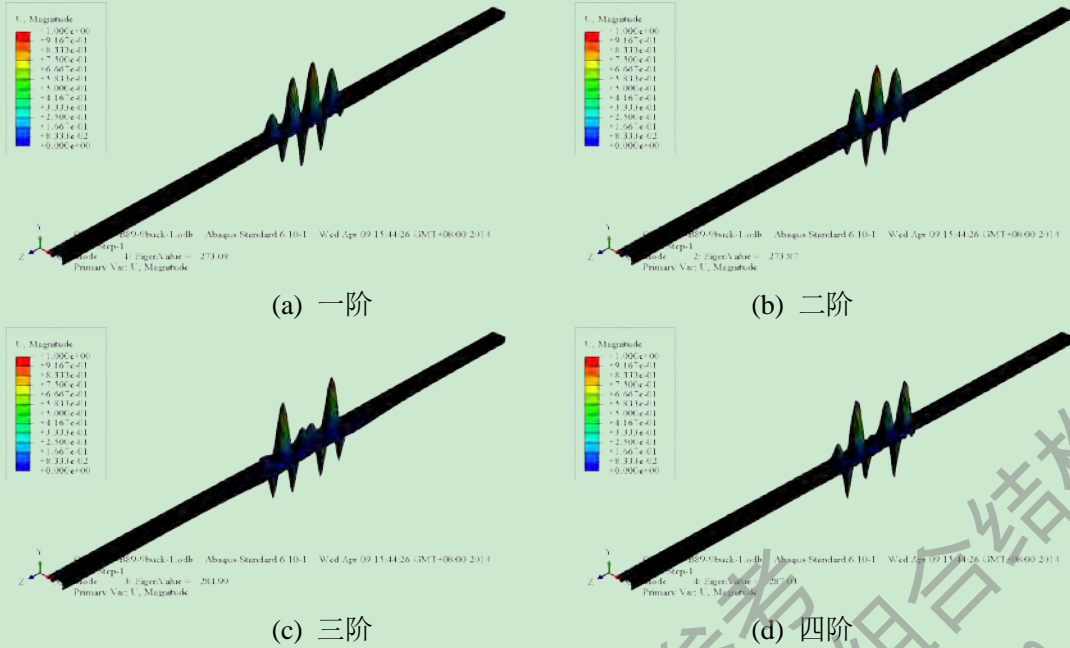


图 4.6 B89-9 模态分析

从图 4.1-4.6 的屈曲模态对比看出，腹板宽度为 89 的构件，若板件厚度相同，随着构件跨度的增大，板件的凹凸趋势更加明显和密集；若构件跨度相同，随着板件厚度的增大，板件的凹凸趋势减弱但是不明显。受压上侧的凹凸趋势比受压一侧明显，B89-1、B89-4 和 B89-7 在 1-3 阶，构件跨中凹凸变形加剧，在 4 阶时构件中部局部屈曲变形变弱，逐渐向构件两端扩展。其余六组构件在 5 阶时凹凸变形有跨中部位向两端扩展。

(2) 腹板宽度为 140 的构件屈曲模态分析

我们选取第一阶到第四阶的模态进行分析，模态图形如下图 4.7-4.12 所示。

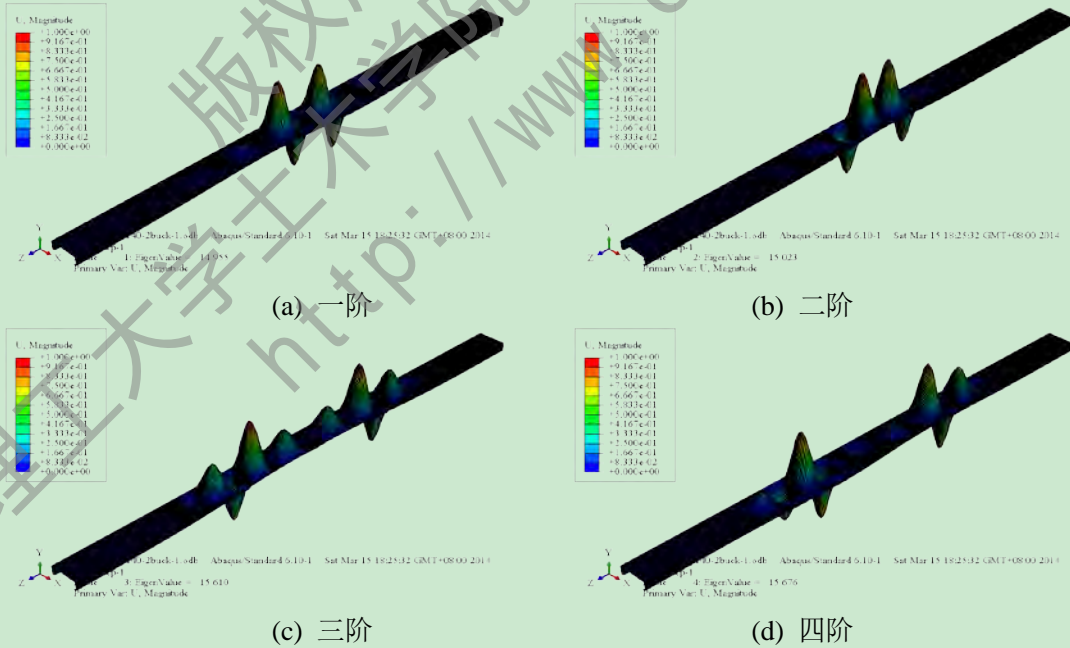


图 4.7 B140-2 模态分析

高强冷弯薄壁型钢构件局部屈曲受力性能分析

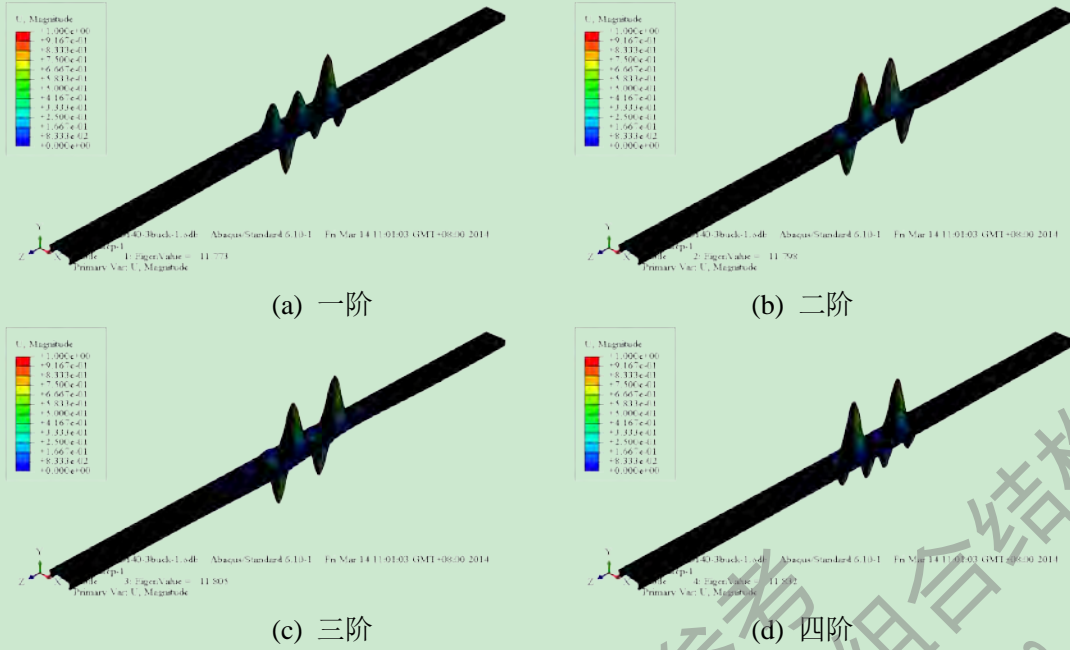


图 4.8 B140-3 模态分析

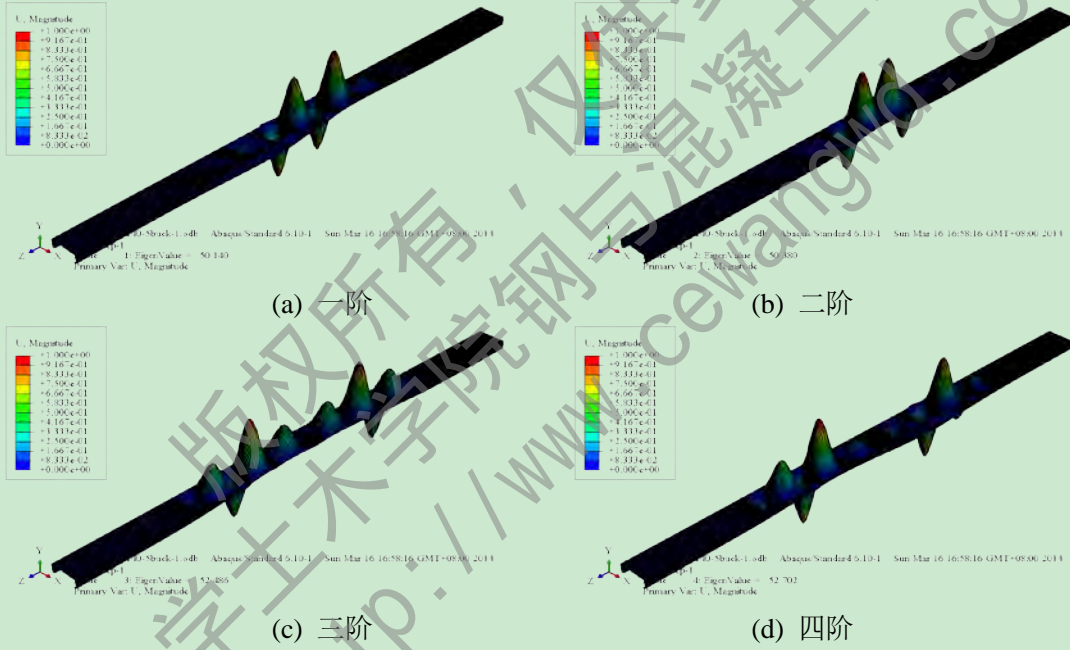
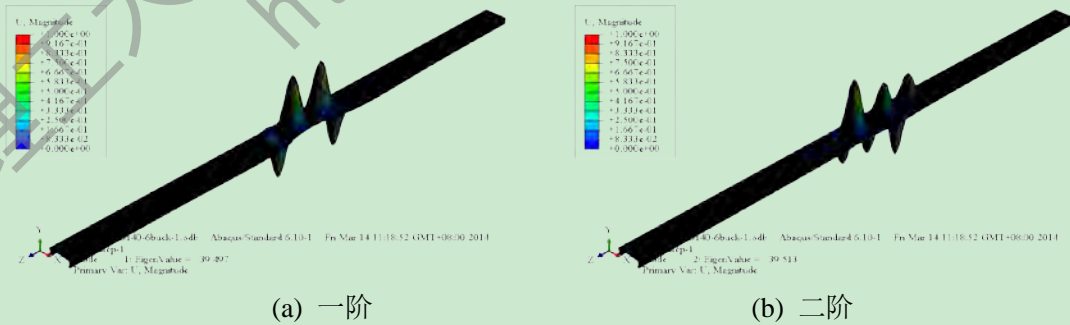


图 4.9 B140-5 模态分析



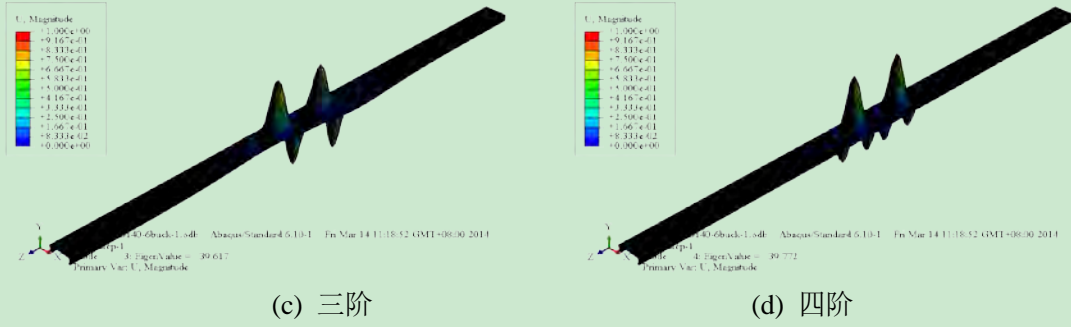


图 4.10 B140-6 模态分析

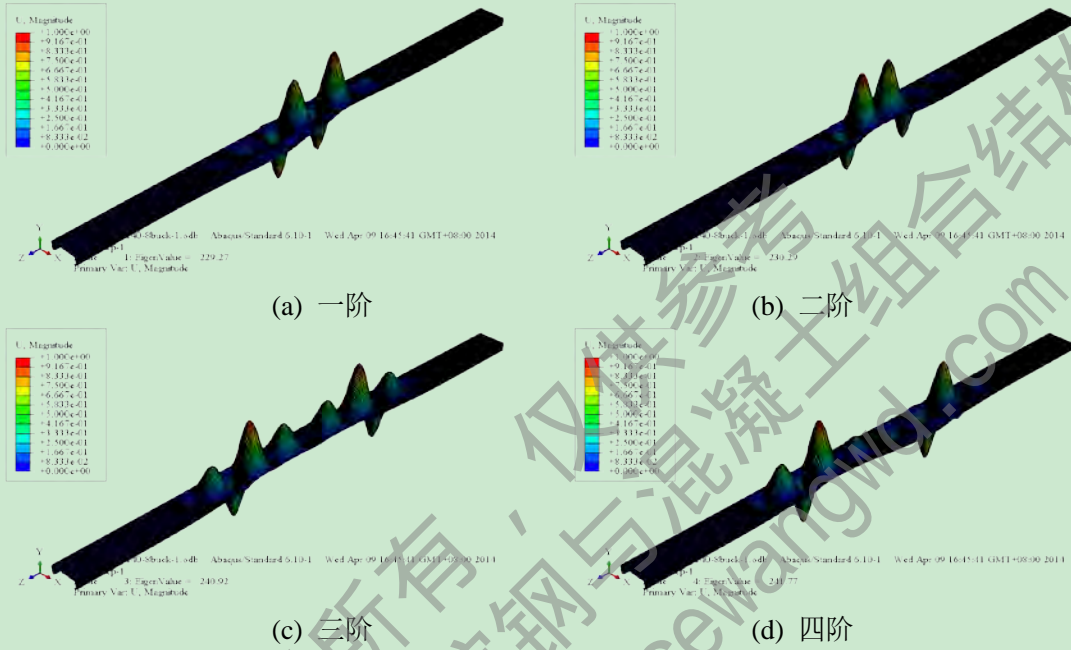


图 4.11 B140-8 模态分析

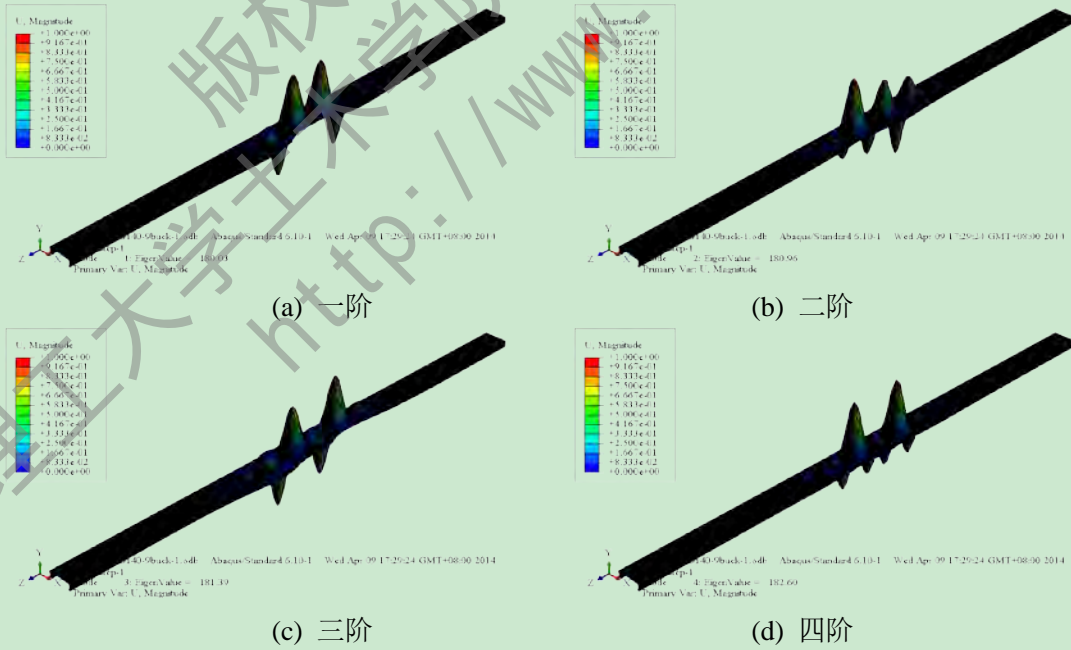


图 4.12 B140-9 模态分析

从图 4.7-4.12 的屈曲模态对比看出，腹板宽度为 140 的构件，屈曲模态的变化趋势与腹板宽度为 89 的构件是相同的，受压上侧的凹凸趋势比受压一侧明显。B140-3、B140-6 和 B140-9 在 1-4 阶，构件跨中凹凸变形加剧，在 5 阶时构件中部局部屈曲变形变弱，逐渐向构件两端扩展。其余四组构件在 3 阶时凹凸变形有跨中部位向两端扩展。

从(1)-(2)的模态分析结果可以得到以下结论：对于高强冷弯薄壁型钢受弯构件，若板件厚度相同，随着构件跨度的增大，板件的局部凹凸趋势更加明显和密集；若构件跨度相同，随着板件厚度的增大，板件的局部凹凸趋势减弱但是不明显。受压上侧的凹凸趋势比受压一侧明显，随着时间的推移，局部凸曲的位置由跨中部逐渐向两端扩展，且屈曲模态形状发展趋势随着腹板宽度的增大而加快。

4.4.2 屈曲临界荷载及参数分析

在 1.1.3 章节中探讨了板件屈曲后强度的计算方法：有效宽度法和直接强度法，在此基础上，本章通过屈曲临界荷载和极限承载力的计算结果来探讨不同参数对屈曲临界荷载的影响。

表 4.1 构件屈曲临界荷载及极限荷载

试件 编号	屈曲临界荷载 (10^3 kN)	极限承载力 (10^3 kN)
B89-1	119.540	636.463
B89-2	92.672	461.593
B89-3	72.668	366.557
B89-4	403.48	1223.320
B89-5	312.204	878.849
B89-6	236.612	694.262
B89-7	1862.080	2335.430
B89-8	1439.560	1671.170
B89-9	1092.320	1336.450
B140-1	84.524	677.861
B140-2	59.82	502.572
B140-3	47.092	341.709
B140-4	250.34	1222.670
B140-5	200.560	906.189
B140-6	157.988	719.890
B140-7	1293.96	2347.930
B140-8	917.08	1729.440
B140-9	720.120	1384.360

在表 4.1 中看出，腹板宽度相同的构件，若板件厚度相同，屈曲临界荷载随着构件

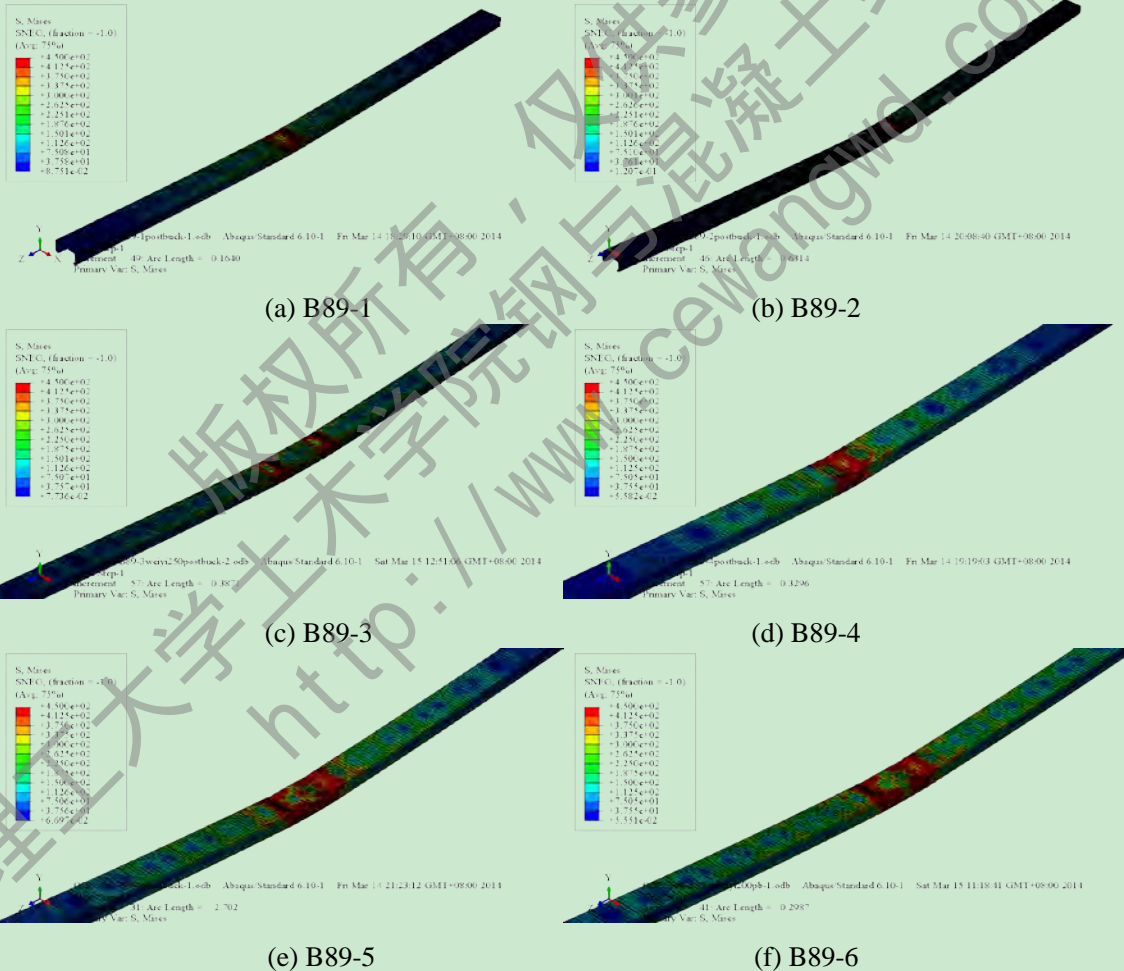
跨度的增大而降低，且降低幅度越来越小；跨度相同的构件，若腹板宽度相同，屈曲临界荷载随着腹板厚度的增大而提高。对腹板宽度相同的构件，随着跨度的增大，厚度的增加对屈曲临界荷载的提升作用越来越小；对跨度相同的构件，随着腹板宽度的增大，厚度的增加对屈曲临界荷载的提升作用也越来越小。由以上两点说明了：板件厚度、构件跨度及腹板宽度均是影响屈曲临界承载力的重要因素，不能其中忽略任何一个。

从表中的结果看到，对高强冷弯薄壁型钢受弯构件，屈曲临界荷载值比极限承载力值小，这一结果与第三章轴压构件刚好相反。导致这一结果产生的原因与后续屈曲分析时选取的缺陷模态及缺陷因子大小有密切关系。同时说明对于受弯构件有较大的屈曲后承载力储备。

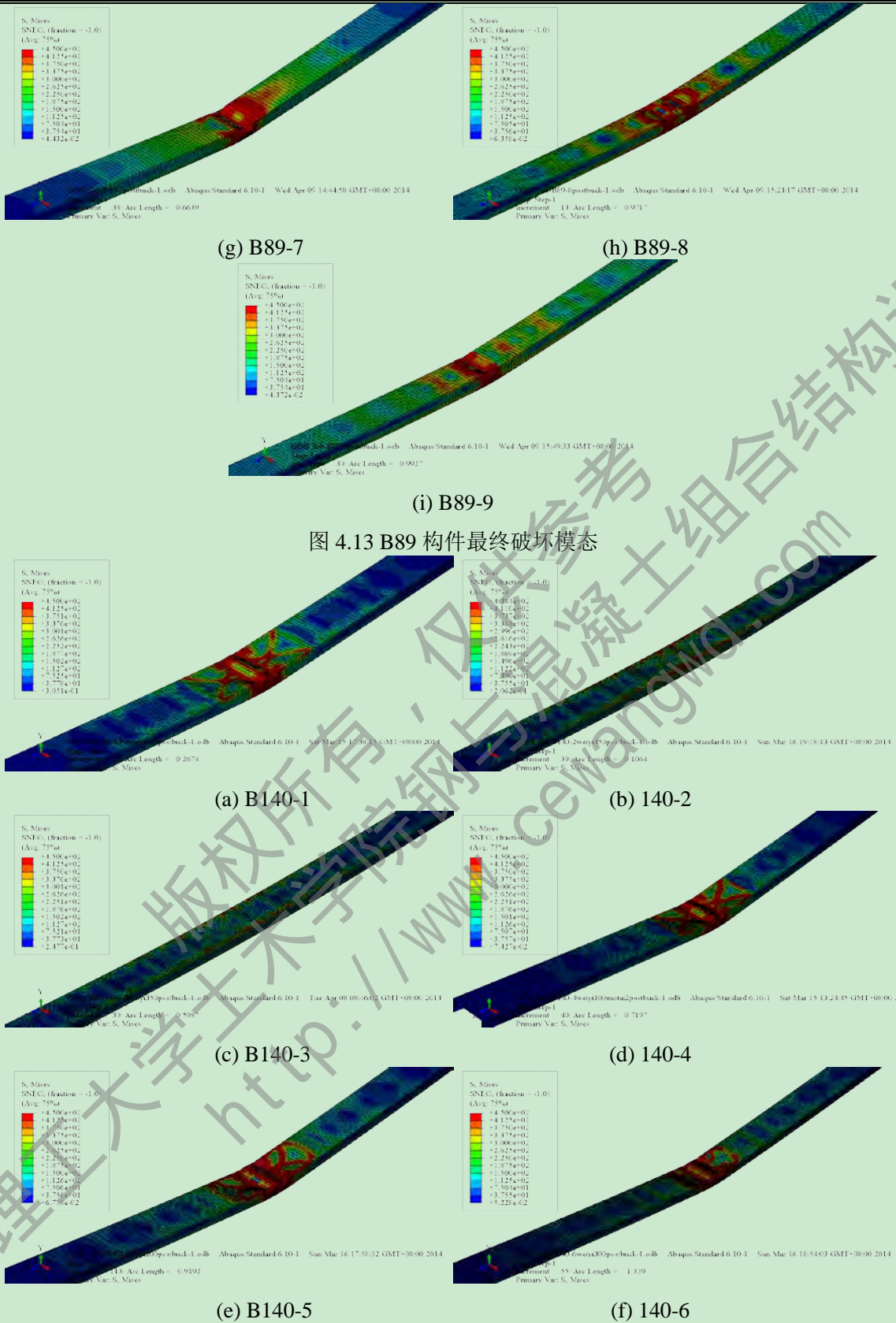
4.5 高强冷弯薄壁型钢受弯构件力学性能研究

4.5.1 构件模拟结果

对 12 组构件进行受弯分析，最终破坏形式如 4.13 和 4.14 所示。



高强冷弯薄壁型钢构件局部屈曲受力性能分析



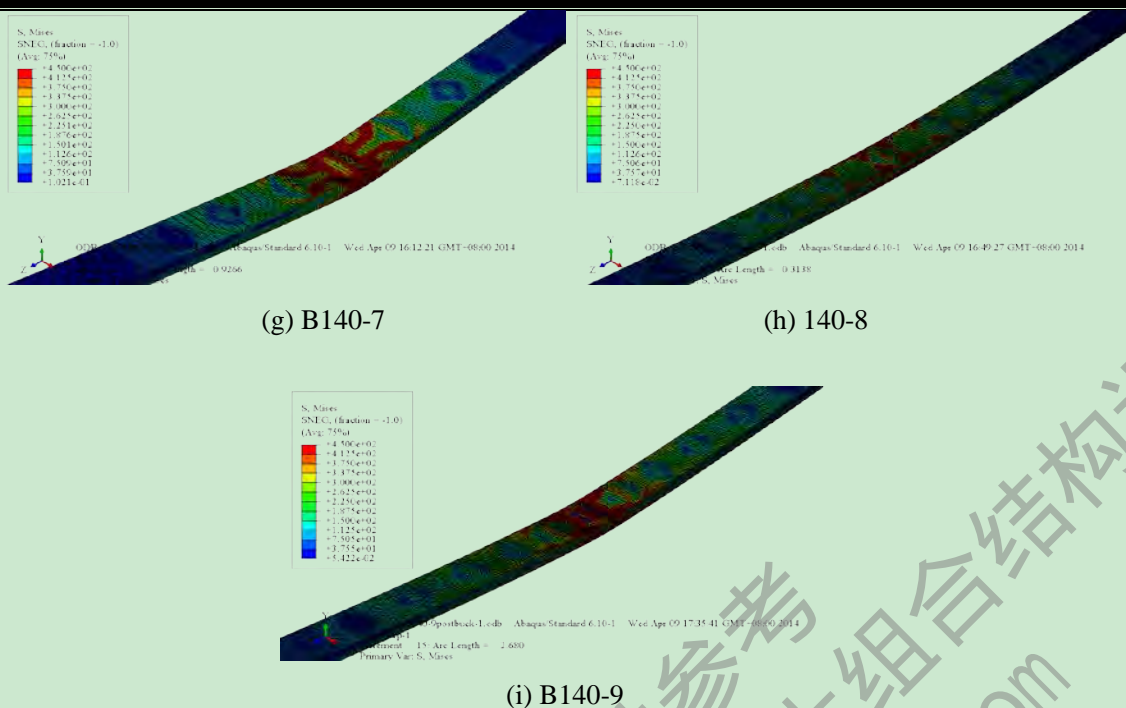


图 4.14 B140 构件最终破坏模态

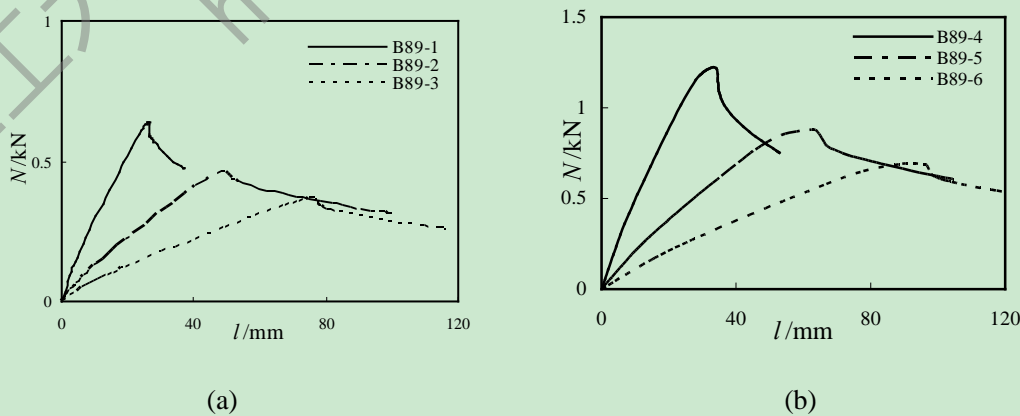
从图 4.13 和 4.14 所示的所有构件最终破坏模态可以看出，高强冷弯薄壁型钢受弯构件最终的破坏位置均发生在纯弯段的跨中或附近部位，板件均发生了不同程度的局部屈曲。十二组简支构件承受均布荷载发生弯曲变形到最后破坏，过程中发生了板件的局部屈曲，最终的破坏形式表现为整体屈曲，说明局部屈曲和整体屈曲具有相关性，发生局部屈曲以后构件并未破坏，继续承载直到破坏。每组构件的破坏位置均在纯弯段内。

4.5.2 计算结果参数分析

本章对高强冷弯薄壁型钢受弯构件的跨度、厚度及腹板宽度进行参数分析，探讨影响此类构件极限承载力的主要因素。参数分析的构件尺寸见表 4.1，算例的选取是在遵照澳洲冷弯薄壁型钢规范^[78]要求的基础上，参照苗二萍(2009)^[35]试验构件尺寸选取的。

(1) 构件跨度的影响

对比腹板宽度和板件厚度相同的情况下，跨度对受弯构件的极限荷载的影响。荷载-挠度曲线如图 4.15 所示。



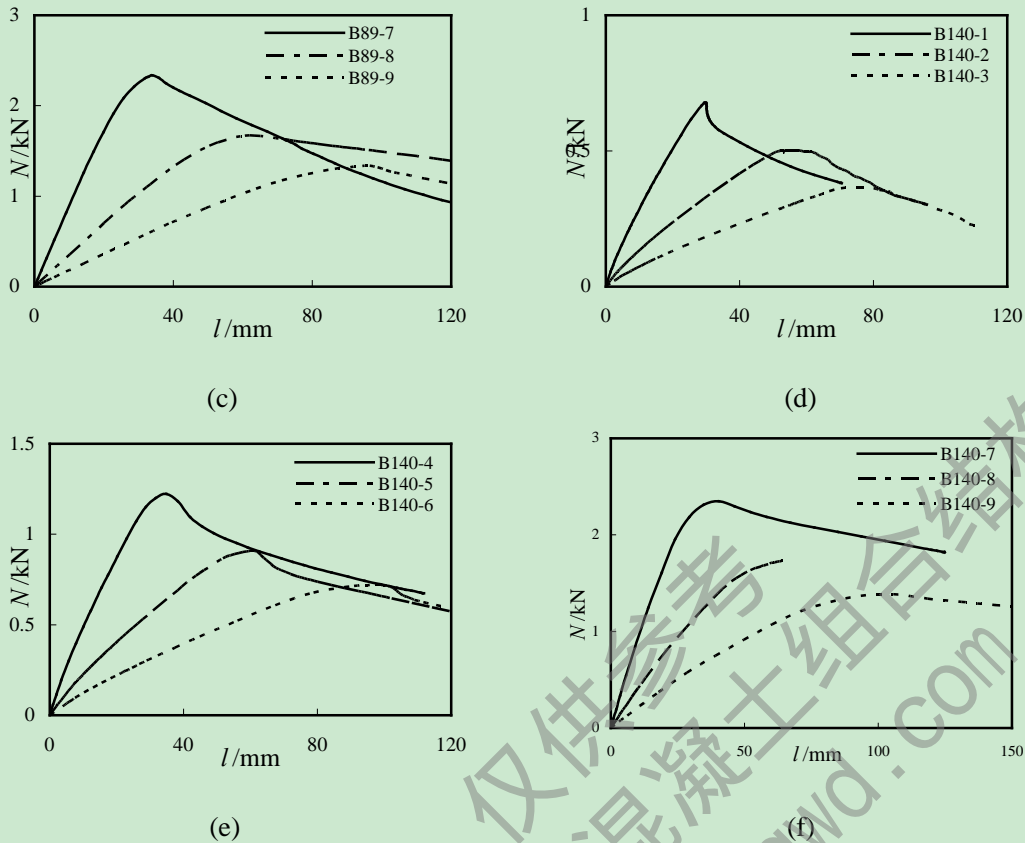


图 4.15 构件跨度影响对比

对比图中曲线结果可知，不管是腹板宽度为 89mm 的构件还是 140mm 的构件，随着构件跨度的均匀增大，构件的刚度和极限承载力都随着跨度的增大而均匀降低。说明腹板宽度、板件厚度和构件跨度三个因素中，构件跨度对极限承载力的影响最大，且对所有构件都影响突出，随着跨度的增大，极限承载力和刚度均呈现出明显的下降趋势。

(2) 板件厚度的影响

对于相同腹板宽度和跨度的构件，对比板件厚度分别为 0.4mm、0.6mm 和 1.0mm 的极限承载力，分析板件厚度这一参数对受弯构件极限承载力的影响。

对比图中曲线可以看出，对三个仅是厚度不同的高强冷弯薄壁型钢受弯构件，厚度的略微提升就能使构件刚度和极限承载力得到很大幅度的提升，提升幅度达到 50% 左右。说明对于任一的高强冷弯薄壁型钢受弯构件，适当的加大板件厚度便能大幅度的提升构件的极限承载力，改善构件的受弯性能。

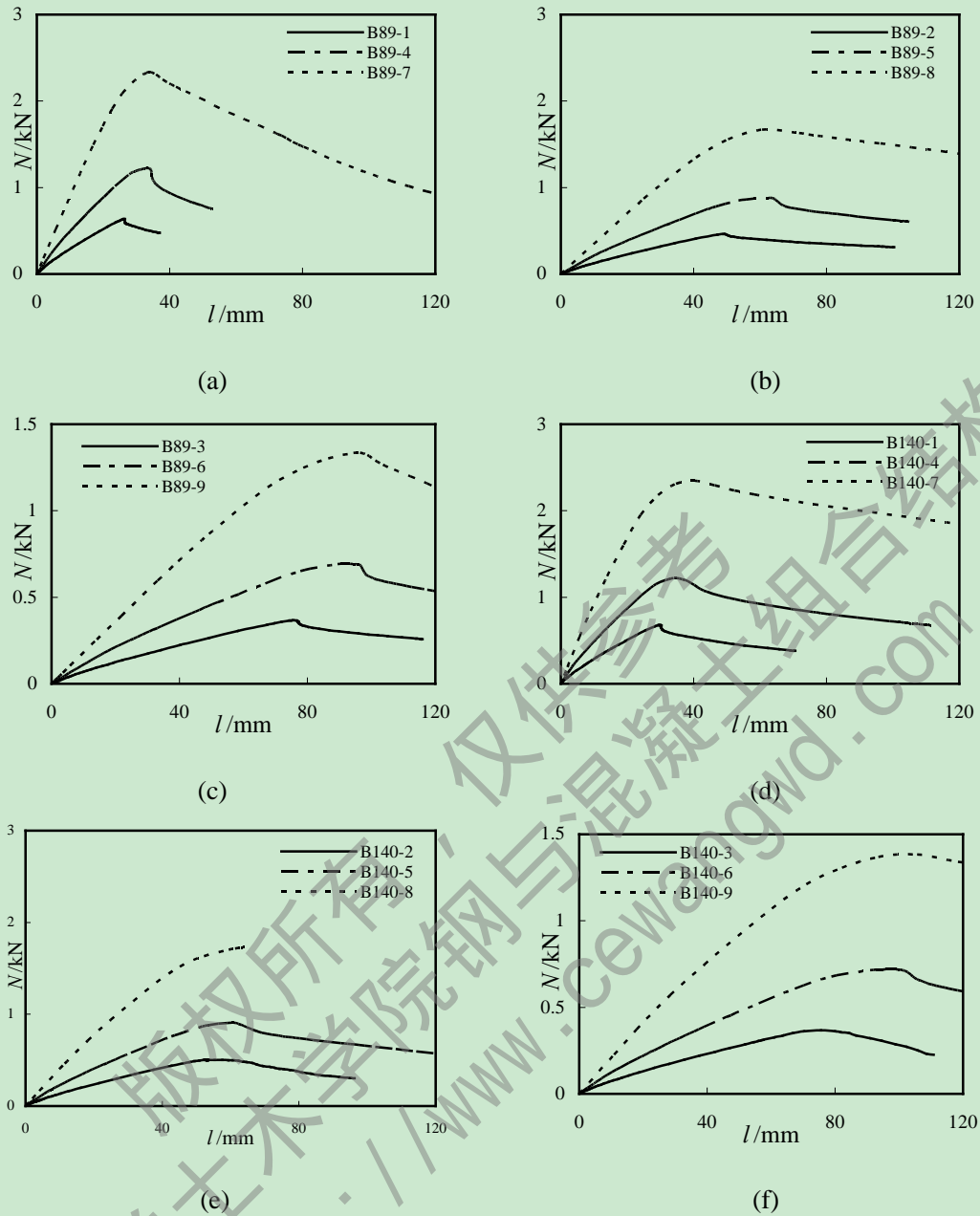
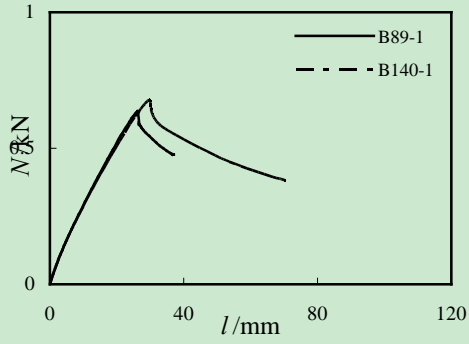


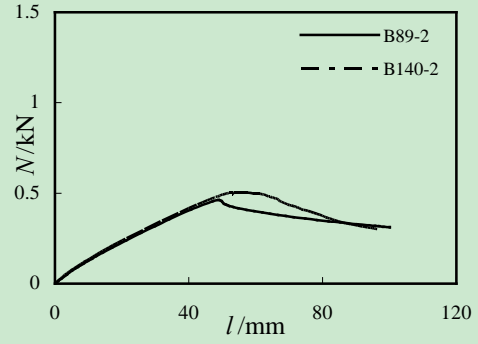
图 4.16 板件厚度影响对比

(3) 腹板宽度的影响

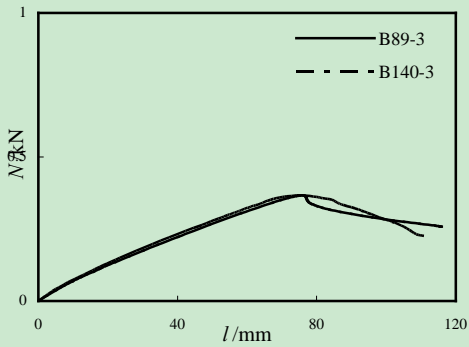
对比相同板件厚度和跨度，腹板宽度分别为 89mm 和 140mm 的构件，通过对比荷载-挠度曲线分析腹板宽度对高强冷弯薄壁型钢受弯构件的受力性能影响。



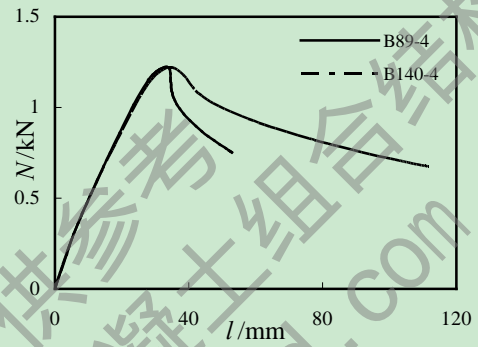
(a)



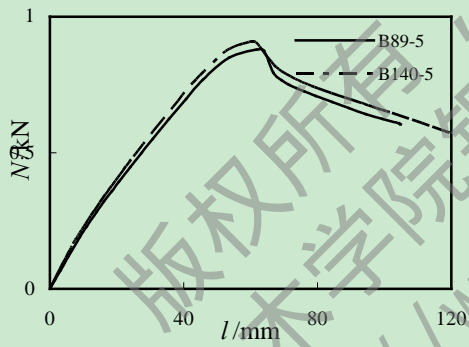
(b)



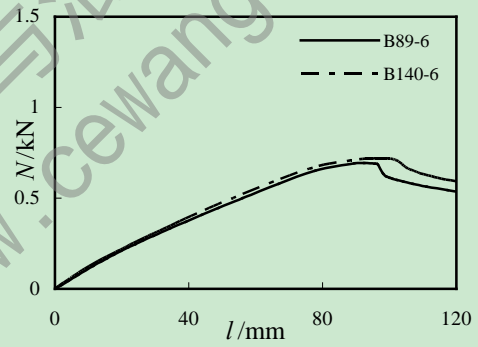
(c)



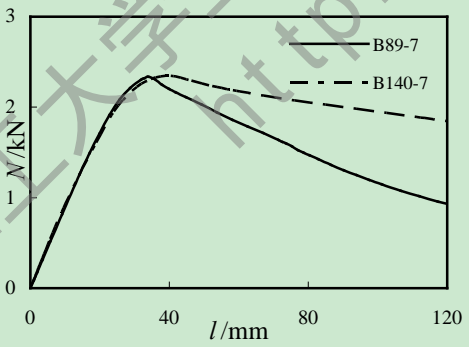
(d)



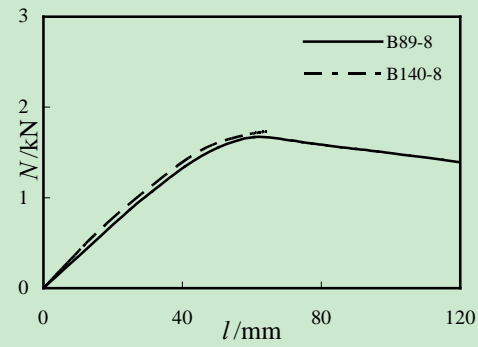
(e)



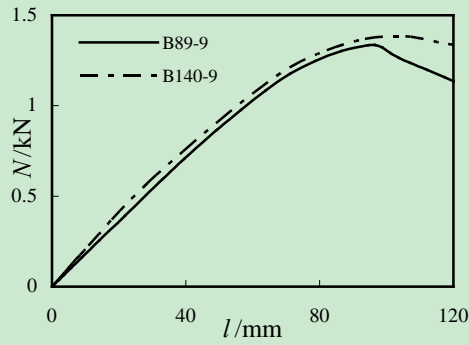
(f)



(g)



(h)



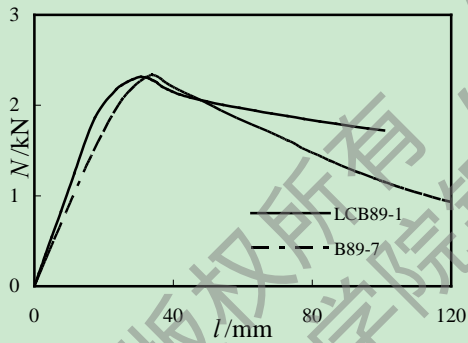
(i)

图 4.17 腹板宽度影响对比

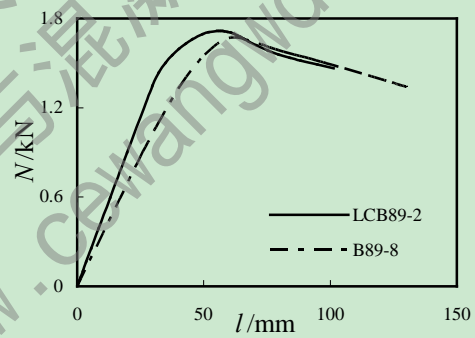
由上图一系列的对比曲线可以看出，若板件厚度与构件跨度相同，则构件的刚度和极限承载力几乎相同。腹板宽度对构件的刚度及极限承载力影响均不大。

(4) 构件强度的影响

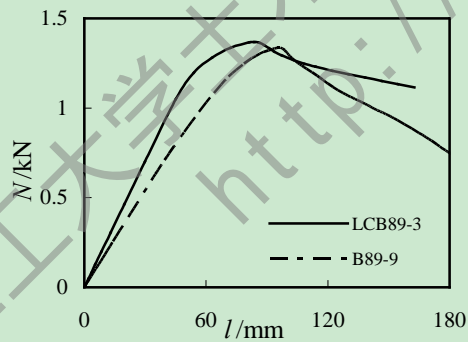
将厚度为 1.0mm 的六组构件与苗二萍试验中厚度为 1.0mm 的 Q235 受弯构件承载力进行对比，构件其余尺寸均相同。通过对比荷载-挠度曲线，分析强度的增加对冷弯薄壁型钢受弯构件的受力性能有何影响。



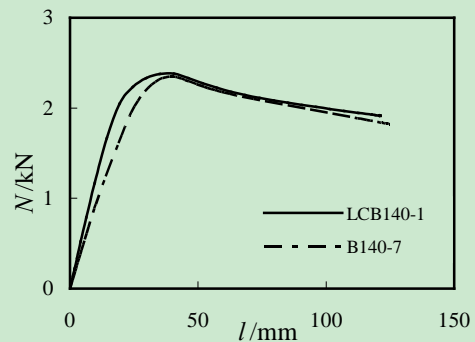
(a)



(b)



(c)



(d)

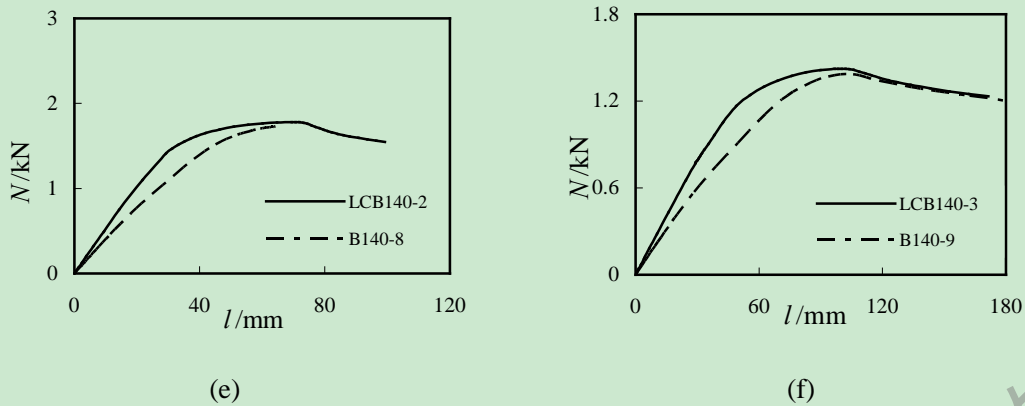


图 4.18 构件强度影响对比

由图 4.18 可知，厚度为 1.0mm，强度分别为 235MPa 和 450MPa 的受弯构件，最终的极限承载力接近，虽然材料强度提高了近一倍，但是承载力却没有得到任何提升。这也说明，对于受弯构件，如果跨度、厚度和截面尺寸一定，提高制作构件的钢材强度，并不能改善构件的受弯受力性能。综上得出，钢材强度的提高对于受弯构件的极限承载力没有提升作用，同样尺寸、跨度和厚度的构件，不论强度高低，极限承载力值一定，也就是说，高强冷弯薄壁型钢在受弯构件的应用方面，高强度并没有太大意义。

4.6 本章小结

本章对高强冷弯薄壁型钢受弯构件的尺寸确定，有限元模型的建立、局部屈曲性进行了详尽的分析说明，并在最后一系列参数分析的基础上得到对构件受弯性能影响最大的因素。初步得出以下结论：

(1) 腹板宽度相同的构件，若板件厚度相同，屈曲临界荷载随着构件跨度的增大而降低，且降低幅度越来越小；跨度相同的构件，若腹板宽度相同，屈曲临界荷载随着腹板厚度的增大而提高。对腹板宽度相同的构件，随着跨度的增大，厚度的增加对屈曲临界荷载的提升作用越来越小；对跨度相同的构件，随着腹板宽度的增大，厚度的增加对屈曲临界荷载的提升作用也越来越小。

(2) 对高强冷弯薄壁型钢受弯构件，随着构件跨度的均匀增大，构件的刚度都和极限承载力都随着跨度的增大而均匀降低。构件跨度对极限承载力的影响最大，且对所有构件都影响突出，随着跨度的增大，极限承载力和刚度均呈现出明显的下降趋势。

(3) 对于任一的高强冷弯薄壁型钢受弯构件，适当的加大板件厚度便能大幅度的提升构件的极限承载力，改善构件的受弯性能。

(4) 腹板宽度对高强冷弯薄壁型钢受弯构件的刚度及极限承载力影响不大。

(5) 对于受弯构件，如果截面尺寸、壁厚和跨度一定，单纯提高构件的强度并没有实用意义。

结论与展望

1 结论

高强冷弯薄壁型钢愈来愈普遍地应用于工业及民用建筑,虽然我国对于钢结构建筑的配套生产还未达到高度统一,但是针对高强钢的研究日渐成熟。把高强冷弯薄壁型钢构件用于主体承重构件在我国还不多,对于此类构件屈曲受力性能的研究也较少。本文在探讨高强冷弯薄壁型钢构件相关屈曲理论的基础上,采用有限元数值模拟方法,参考已有的构件试验,建立有效的有限元模型,对高强冷弯薄壁型钢构件受压和受弯屈曲后受力性能,采用局部板带加固后的构件受压性能进行了探究。本文初步得到如下结论:

(1) 选用合理的材料本构,用网格试验确定适当网格类型和尺寸,基于 ABAQUS 仿真模拟软件,建立高强冷弯薄壁型钢受压和受弯构件模型。与已有的构件试验结果进行对比,发现模拟结果与试验结果均契合度高。说明,采用有限元软件模拟分析高强冷弯薄壁型钢构件的受力性能,得出的结果是可信的。

(2) 对高强冷弯薄壁内卷边 C 型钢拼合柱作轴压有限元模拟,分析不同参数下构件的受力性能,结果表明:高强冷弯薄壁型钢轴压长柱的屈曲临界荷载在宽厚比越小的情况下受长细比的影响越大;轴压构件刚度与承载力随着长细比的增大均出现明显下降,且承载力随着长细比的增大下降趋势渐趋平缓。对进行局部板带加固后的轴压构件进行模拟分析研究,结果表明:二分点加固方式是最经济有效的,且只对长细比较小的构件作用明显;宽厚比 $b/t < 58$,长细比 $\lambda < 80$ 时加固后极限承载力的提升幅度随着长细比的增大而增大,若长细比 $\lambda \geq 80$,加固后极限承载力的提升幅度随着长细比的增大而减小;宽厚比 $b/t \geq 58$,加固后极限承载力的提升幅度随着长细比的增大而增大;采用外部套箍的方法,构件承载力均得到大幅度提升。

(3) 对高强冷弯薄壁内卷边 C 型钢构件作受弯有限元模拟,分析不同参数下构件受弯性能,结果表明:腹板宽度和板件厚度相同的构件,屈曲临界荷载随构件跨度的增大而降低,且降低幅度越来越小;跨度和腹板宽度相同的构件,屈曲临界荷载随着腹板厚度的增大而提高;腹板宽度相同的构件,随着跨度的增大,厚度的增加对屈曲临界荷载的提升作用越来越小;对跨度相同的构件,随着腹板宽度的增大,厚度的增加对屈曲临界荷载的提升作用也越来越小;随着跨度的增大,极限承载力和刚度均呈现出明显的下降趋势;适当的加大板件厚度便能大幅度的提升构件的极限承载力,改善构件的受弯性能,与提高构件强度并无关系;腹板宽度对高强冷弯薄壁型钢受弯构件的刚度及极限承载力影响不大。

2 展望

本文采用有限元分析法,基于 ABAQUS 仿真模拟软件,对高强冷弯薄壁型钢构件

的轴压和受弯性能进行了研究。由于试验条件的不完备，本文所有研究都是基于数值模拟的结果。日后若试验条件成熟，可以在试验中验证和更深一步的探讨高强冷弯薄壁型钢构件的受力性能。本文仅是对轴压和受弯的部分高强冷弯薄壁型钢构件进行了模拟研究，针对此类高强构件的研究还有必要更加深入的分析，本文未分析和深究的工作有：

(1) 在对高强冷弯薄壁型钢内卷边 C 型钢拼合轴压柱进行有限元模拟时，两个钢构件翼缘贴合面以及加固板带与构件的贴合面，均采用的是绑定 Tie 约束，这与实际构件的接触形式仍不是很相符，有必要考虑选取更加有效合理的接触来模拟实际接触，以得到更加精确并贴合实际的求解结果。

(2) 对高强冷弯薄壁型钢轴压和受弯构件进行了大量模拟分析，但是对于偏压，即压弯构件的受力性能，由于时间限制，在本文中并未作探讨。后续工作可以采取有限元模拟结合真实试验的方式，对轴压和受弯构件进行补充，同时对压弯构件展开研究。在对构件受力性能大量研究以后，基于构件研究成果，对高强冷弯薄壁型钢结构体系展开研究。

(3) 缺陷的选取，本文中并未就此作深入探究。基于初始屈曲模态与缺陷因子，可以近似模拟构件的初始几何缺陷，但是对于复杂的残余应力，并未找到有效的等效模拟方法。后续研究中可以就残余应力的选取方式作大量尝试分析，使得构件模拟精度和可靠度更高，对实际工程的参考性更高。

参考文献

- [1] 曲鹏远, 刘永娟, 孙长江, 等. 冷弯薄壁型钢的应用与研究现状[J]. 建筑钢结构, 2008, 12: 39-42.
- [2] 周天华, 周绪红, 何宝康, 等. G550 级高强薄板钢材的材性及应用[J]. 建筑科学与工程学报, 2005, 22(2): 43-46.
- [3] AISI, Specification for the Design of Light-Gage Steel Structural Members[S]. New York, N. Y. 1946.
- [4] 中华人民共和国国家标准, 冷弯薄壁型钢结构技术规范[S], GB50018-2002.
- [5] AS/NZS 4600, Standards Australia/New Zealand, Cold-Formed Steel Structures[S], Sydney: NSW, Australia, 1996.
- [6] American Iron and Steel Institute, 1996 Edition of the Specification for the Design of Cold-Formed steel Structural Members[S], Washington, DC, USA, 1997.
- [7] 李风, 陈琳. 轻型钢结构建筑的应用与发展[J]. 工程建设与设计, 2000(5): 16-18.
- [8] NAS 2004 North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members[S]. AISI, 2004.
- [9] 陈绍蕃, 惠颖. 冷弯型钢局部屈曲的相关性和卷边板件的有效宽度[J]. 西安建筑科技大学学报, 1995, 27(3): 1-7.
- [10] 陈骥. 冷弯薄壁型钢构件的直接强度设计法[J]. 建筑钢结构进展, 2003, 5(4): 5-13.
- [11] 陈绍蕃. 冷弯型钢板件相关屈曲和极限承载力[C]. 陈绍蕃论文集. 北京: 科学出版社, 2004: 382-387.
- [12] 陈绍蕃. 卷边槽钢的局部相关屈曲和畸变屈曲[C]. 陈绍蕃论文集. 北京: 科学出版社, 2004: 374-381.
- [13] 陈绍蕃. 钢结构稳定设计的新进展[J]. 建筑钢结构进展, 2004, 6(2): 1-13.
- [14] 陈绍蕃. 钢结构设计原理[M]. 第二版. 北京: 科学出版社, 2005.
- [15] 郑宏. 钢结构相关屈曲的理论发展[J]. 西北建筑工程学院学报, 1996(2): 1-5.
- [16] 谢文智, 郝际平, 何宝康. 用样条配点加权残值法分析冷弯薄壁型钢截面柱的局部相关屈曲[J]. 钢结构, 2000, 15(3): 34-37.
- [17] 曾锋. 冷弯薄壁矩形钢管板组相关屈曲性能研究[D]. 西安: 西安建筑科技大学硕士学位论文, 2003.
- [18] 郭彦林, 陈绍蕃. 冷弯薄壁槽钢柱局部和整体稳定的相关作用的理论和试验研究[J]. 土木工程学报, 1991, 24(1).
- [19] 郭彦林, 陈绍蕃. 冷弯薄壁槽钢短柱局部屈曲后相关作用的弹塑性分析[C]. 陈绍蕃论文集. 北京: 科学出版社, 2004: 157-168.
- [20] 郭彦林, 潘湧. 变截面工形柱平面内稳定极限承载力研究[J]. 土木工程学报, 2004, 37(1): 13-19.
- [21] 周绪红. 开口薄壁型钢压弯构件中板件屈曲后性能与板组屈曲后相关作用的研究[D]. 长沙: 湖

- 南大学博士学位论文, 1992.
- [22] 周绪红, 贾子文. 冷弯薄壁型钢-混凝土组合楼盖受弯承载力试验研究[J]. 建筑结构学报, 2010, 31(7): 13-22.
- [23] 陶忠. 腹板中间 V 形加劲卷边槽钢柱单波形和多波形相关屈曲性能分析和试验研究[D]. 西安: 西安建筑科技大学博士论文, 2000.
- [24] 周天华, 何宝康, 李鑫全, 等. 帽形冷弯薄壁型钢-混凝土组合梁的试验研究[J]. 建筑结构, 2003, 33(1): 48-50.
- [25] 何宝康, 周天华. 冷弯型钢截面局部屈曲和 AISI 规范有效宽度计算的统一法则[J]. 建筑钢结构进展, 2005, 7(4): 6-10.
- [26] 何宝康, 蒋路. 冷弯薄壁型钢构件的直接强度法[J]. 建筑结构, 2007, 37(1): 20-23.
- [27] 蒋路. 高强冷弯薄壁型钢轴压长柱试验与理论研究[D]. 西安: 西安建筑科技大学硕士学位论文, 2005.
- [28] 蒋路. 卷边槽型冷弯薄壁型钢轴压柱畸变屈曲的试验和理论研究[D]. 西安: 西安建筑科技大学博士学位论文, 2007.
- [29] 巩俊松, 邓长根. 冷弯薄壁型钢受弯构件特有的失稳模式[J]. 河北工程大学学报(自然科学版), 2007, 24(4): 24-27.
- [30] 姚行友. 高强冷弯薄壁型钢卷边槽型截面轴压柱畸变屈曲试验与理论研究[D]. 西安: 西安建筑科技大学硕士学位论文, 2007.
- [31] 姚行友, 李元齐, 沈祖炎. 高强冷弯薄壁型钢卷边槽形截面轴压构件畸变屈曲性能研究[J]. 建筑结构学报, 2010(11): 1-9.
- [32] 史三元, 景晓坤. 冷弯薄壁型钢轴心受压构件局部屈曲后强度分析[J]. 河北工程大学学报, 2008, 25(3): 1-3.
- [33] 聂少锋, 王文可, 周天华, 等. 高强冷弯薄壁型钢帽形截面连续檩条受力性能研究[J]. 工业建筑, 2009, 39(7): 92-94.
- [34] 肖宇, 赵桂平, 何宝康, 等. 冷弯薄壁型钢低层房屋墙板对立柱轴压性能影响的研究[J]. 建筑结构, 2009, 39(6): 68-71.
- [35] 苗二萍. 冷弯薄壁型钢梁弯曲变形分析研究[D]. 西安: 西安建筑科技大学硕士学位论文, 2009.
- [36] 苗二萍, 刘小峰, 彭奕亮. 冷弯薄壁 C 形钢梁弯曲变形分析[J]. 建筑结构, 2010, 40(2): 56-58.
- [37] 李元齐, 沈祖炎, 王磊, 等. 高强冷弯薄壁型钢卷边槽形截面构件设计可靠度分析[J]. 建筑结构学报, 2010, 31(11): 36-44.
- [38] 李元齐, 刘翔, 沈祖炎, 等. 高强冷弯薄壁型钢卷边槽形截面轴压构件畸变屈曲控制试验研究[J]. 建筑结构学报, 2010(11): 10-16.
- [39] 石宇, 周绪红, 苑小丽, 等. 冷弯薄壁卷边槽钢轴心受压构件承载力计算的折减强度法[J]. 建筑结构学报, 2010, 31(9): 78-86.
- [40] 姚行友, 李元齐, 沈祖炎. 冷弯薄壁型钢构件畸变屈曲研究现状[J]. 结构工程师, 2010, 26(5): 148-156.

- [41] 石宇, 周绪红, 于正宁, 等. 冷弯薄壁型钢组合墙体墙架柱的轴压性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2012, 45(2): 60-67.
- [42] Bijlaard P.P., and Fisher G.P. Interaction of column and local buckling in compression members[R]. NACA TN2640, 1953.
- [43] John T. DeWolf, Teoman Peokoz, and George Winter. Local and overall buckling of cold-formed steel members[J]. Journal of the Structural Division. ASCE, 1974: 2017-2036.
- [44] V. Kalyanaraman, Teoman Peokoz, and George Winter. Unstiffened compression elements[J]. Journal of the Structural Division. ASCE, 1977: 1833-1848.
- [45] Hancock, G.J.. Nonlinear analysis of thin sections in compression[J]. Journal of the Structural Division, ASCE, 1981: 455-471.
- [46] Schafer, B.W., Asce M.. Local, distortional, and euler buckling of thin-walled columns[J]. Journal of Structural Engineering, 2002, 128(3): 289-299.
- [47] Rossi B., Jaspart, J.P., Rasmussen, K.J.R.. Combined distortional and over flexural-torsional buckling of cold-formed stainless steel sections: design[J]. Journal of Structural Engineering, 2010, 136(4): 361-369.
- [48] Pham, S.H., Pham, C.H., Hancock, G.J.. Shearing buckling of thin-walled channel sections with complex stiffened webs[R]. Research Report No.R924. Sydney: The University of Sydney, 2012.
- [49] Pham, C.H., Hancock, G.J.. Experimental investigation and direct strength design of high strength complex c-sections in pure bending[R]. Research Report No.R925. Sydney: The University of Sydney, 2012.
- [50] Trahair, N.S.. Trends in the analysis and design of steel framed structures[R]. Research Report No.R926. Sydney: The University of Sydney, 2012.
- [51] 周天华, 何宝康, 周绪红, 等. 高强冷弯薄壁型钢轴压短柱受力性能试验研究[J]. 建筑科学与工程学报, 2005, 22(3): 36-44.
- [52] 周天华, 何宝康, 周绪红, 等. 高强冷弯薄壁型钢轴压长柱受力性能试验研究[J]. 建筑科学与工程学报, 2005, 22(4): 65-71.
- [53] 何宝康, 蒋路, 姚行友, 等. 高强冷弯薄壁型钢卷边槽型截面轴压柱畸变屈曲试验研究[J]. 建筑结构学报, 2006, 27(3): 10-17.
- [54] 李元齐, 沈祖炎, 王磊, 等. 屈服强度 550MPa 高强冷弯薄壁型钢结构轴压构件承载力计算模式研究[J]. 建筑结构学报, 2006, 27(3): 18-25.
- [55] 沈祖炎, 李元齐, 王磊, 等. 屈服强度 550MPa 高强冷弯薄壁型钢结构轴心受压构件可靠度分析[J]. 建筑结构学报, 2006, 27(3): 26-33, 41.
- [56] 刘艳军. 550MPa 高强冷弯薄壁型钢轴压构件试验及非线性有限元分析[D]. 西安: 西安建筑科技大学硕士学位论文, 2007.
- [57] 何宝康, 蒋路, 刘艳军, 等. 高强冷弯薄壁型钢压杆试验及直接强度法计算分析[J]. 工业建筑, 2008, 38(8): 73-77.

- [58] 郭鹏, 何宝康, 杨松岭, 等. 高强冷弯薄壁型钢墙体骨架立柱轴压性能试验及有限元分析[J]. 工业建筑, 2008, 38(2): 86-90.
- [59] 何保康, 孙亚楠, 苏明周, 等. 壁厚 2mm 以下冷弯薄壁型钢受弯构件性能试验研究[J]. 建筑结构, 2009, 39(6): 61-63.
- [60] 廖芳芳, 张伟, 何宝康, 等. 高强冷弯薄壁型钢受弯构件受力性能试验研究[J]. 建筑结构, 2009, 39(6): 64-67.
- [61] 李元齐, 刘翔, 沈祖炎, 等. 高强冷弯薄壁型钢卷边槽形截面偏压构件试验研究及承载力分析[J]. 建筑结构学报, 2010, 31(11): 26-35.
- [62] 李元齐, 王树坤, 沈祖炎, 等. 高强冷弯薄壁型钢卷边槽形截面轴压构件试验研究及承载力分析[J]. 建筑结构学报, 2010, 31(11): 17-25.
- [63] 李元齐, 姚行友, 沈祖炎, 等. 冷弯薄壁型钢中间加劲板件有效面积计算方法[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2011, 39(11): 1563-1568.
- [64] 陈伟, 叶继红. G550 高强度冷成型钢高温力学性能稳态试验研究[J]. 土木工程学报, 2012, 45(6): 33-42.
- [65] Wu, S., YU, w w, and Labouble, R.A. Strength of flexial members using Grade80 of A653(deck panel tests)[R]. Secong Progresses Report, Department of Civil Engineering, University of Missouri-Rolla, 1996.
- [66] Wu, S., YU, w w, and Labouble, R.A. Flexial members using Grade80 of A653 steel(deck panel tests)[A]. 13th International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures[C], 1996, Stlouis: 255-274.
- [67] Yang, D.M., Hancock, G.J.. Compression tests of cold-reduced high strength stub columns[R]. Research Report No.R815. Sydney: The University of Sydney, 2002.
- [68] Yang, D.M., Hancock, G.J.. Compression tests of cold-reduced high strength steel long columns[R]. Research Report No.R816. Sydney: The University of Sydney, 2002.
- [69] Yang, D.M., Hancock, G.J.. Compression tests of cold-reduced high strength steel sections I-Stub columns[J]. Journal of Structural Engineering, 2004, 130(11): 1772-1781.
- [70] Yang, D.M., Hancock, G.J.. Compression tests of cold-reduced high strength steel sections I-Long columns[J]. Journal of Structural Engineering, 2004, 130(11): 1782-1789.
- [71] Yang, D.M., Hancock, G.J.. Compression tests of high strength steel channel columns with interaction between local and distortional buckling[J]. Journal of Structural Engineering, 2004, 130(12): 1954-1963.
- [72] Young B., Asce M., Ellobody E.. Buckling analysis of cold-formed steel lipped angle columns[J]. Journal of Structural Engineering, 2005, 131(10): 1570-1579.
- [73] 黄炳生, 顾彪, 倪红. 冷弯薄壁型钢结构事故特点与处理[J]. 南京建筑工程学院学报, 2001, (3): 76-79.
- [74] Moen Cristoper D., Igusa Takeru, Schafer B W.. Prediction of residual stresses and strains in

- cold-formed steel members[J]. Thin-Walled Structures, 2008, 46(11): 1274-1289.
- [75] 赵峰, 刘华琛. 冷弯薄壁型钢构件残余应力的模拟及其影响下的计算方法[J]. 工程建设与设计, 2004, (8): 35-37.
- [76] 赵峰. 考虑残余应力影响冷弯薄壁型钢轴心压杆整体稳定的计算方法[J]. 工业建筑, 1940, (50): 50-55.
- [77] 赵滇生, 谢军展, 屠明良. 初始缺陷对冷弯薄壁 C 型钢轴心压杆极限承载力影响分析[J]. 浙江建筑, 2008, 25(6): 27-29.
- [78] Australian/New Zealand Standard 4600. Cold-Formed Steel Structures[S]. Sydney: 2005.

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>

致 谢

从 2011 年 9 月踏入研究生学习的大门到现在，转眼三年已经过去，时间在不断摸索课题、学习软件和深入学习的过程中一点点流逝，马上就要和研究生学习阶段告别。从刚开始对于这三年到底要做些什么，要怎样做的迷惑和漫无目的，到现在收获了丰富的知识，建立了浓厚的师生情谊，结交了颇多的良师益友，这些都是我这三年研究生学习生活的成长收获。人的一生没有多少个像这样的三年，有着力争上游的决心，努力做着自己的学业，有导师的谆谆教导，有研友的热心帮助。这三年的学习时光，虽不是一帆风顺，但在每一次的跌倒和爬起中，我不断的发现不足、改正错误和充实自己，历练了自己对待专业严谨认真、一丝不苟的态度。这些收获终会成为日后奋斗的扎实基础和宝贵财富，感谢这三年时光里遇到的每个人、每件事，让我从中学习、收获和成长。相信在未来的日子里，回首这三年的青葱岁月，一定会颌首微笑地告诉自己：“感谢这段时光！”

从步入兰州理工大学的校门到完成研究生学业，从 18 岁到 25 岁，七年时光，最美好的记忆都刻印在这里。一点一滴的成长都是在这里萌芽茁壮，每一次挫败成功都是在这里收获感动，感谢我的母校兰州理工大学，给予我历练成长的平台，给予我最美好最值得纪念的时光！

感谢我的奶奶、爸爸、妈妈、二爸、二妈、小姨和姑姑对我生活学习上无微不至的关心、支持、鼓励和帮助，谢谢弟弟妹妹在我每次遇到挫折时，给我加油打气。正因为家人的呵护和培养，我才会更好得坚强成长、努力克服一个个困难，不断收获、向前，家人是过去、现在、以及未来自己成长路上最坚强的后盾。

感谢我的研究生导师史艳莉副教授和王文达教授，研究生学习的这三年，对老师的谢意不是一两句简单的话就能笼统概括的。在生活上，史老师更像是自己的亲人，关心我的生活近况，会询问弟弟的学业，自己有困难的时候，老师总会第一时间伸出手帮助我。王老师是一位让人敬畏的严师，不断教导我如何做一个有责任心，态度严谨认真的土木从业者。小到文章里的一个标点，大到为人处事，老师总会不厌其烦地纠正和引导我。从刚接触课题到不断深入学习，史老师和王老师不断耐心地引导和帮助，发现我的错误并指导完善、改正。谢谢两位导师给予我的一切，是我未来从业路上宝贵的财富。

感谢刘涛高工提供宝贵的实习机会，给我锻炼的平台。

感谢研究生室友向美玲、马洁璇和肖会霞在生活和学习上对我的帮助。

感谢师兄王景玄、包延红、魏国强、孙占伟和王亚伟，师姐未晓丽、黄秋秋，以及同级的李华伟、杨全全、张海龙、王明涛和肖会霞对我论文撰写的帮助。

感谢师妹张敏、韩祎和师弟宋子龙、车向龙关于专业方面的探讨、学习。

感谢甘肃省科技支撑计划项目（编号：1204FKCA146）对本课题的支持。

杨金娟

2014 年 5 月

附录 A 在学期间发表的学术论文和参加的科研项目

在学期间发表的学术论文：

- [1] 史艳莉, 杨金娟. 高强冷弯薄壁内卷边 C 型钢拼合轴压长柱板带加固性能研究[J]. 工程抗震与加固改造, 2014, 36(3): 72-78.

参加的科研项目：

- [1] 甘肃省科技支撑计划项目(编号: 1204FKCA146)