



同濟大學

TONGJI UNIVERSITY

硕士学位论文

(专业学位)

可检视的全钢装配式屈曲约束支撑
试验研究与数值模拟

资助项目：国家自然科学基金(51478356)

政府间国际科技创新合作重点专项(2016YFE0127600)

姓 名：李林

学 号：1432159

所 在 院 系：土木工程学院

学 科 门 类 或

专 业 学 位：工程

专 业 领 域：建筑与土木工程

指 导 教 师：薛松涛

二〇一七年四月



同濟大學

TONGJI UNIVERSITY

A thesis submitted to
Tongji University in conformity with the requirements for
the degree of Master of Engineering

**Experimental Study and Numerical Simulation of
Inspectable All-Steel Assembled
Buckling-Restrained Brace**

Project Supported by the National Natural Science
Foundation of China (51478356) and Intergovernmental
International Scientific and Technological Innovation
Cooperation Focus Special (2016YFE0127600)

Candidate: Li Lin

Student Number: 1432159

College/Department: College of Civil Engineering

Discipline Category: Engineering

Major: Architecture and Civil Engineering

Supervisor: Xue Songtao

April, 2017

可检视的全钢装配式屈曲约束支撑试验研究与数值模拟

李林

同济大学

学位论文版权使用授权书

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

学位论文作者签名：

年 月 日

同济大学学位论文原创性声明

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

学位论文作者签名：

年 月

摘要

屈曲约束支撑属于一种常用的消能减震构件,可以解决普通支撑在地震往复作用下的受压屈曲问题,利用钢材的拉压塑性变形吸收能量,能够保护主体结构的安全。屈曲约束支撑按约束方式的不同主要有三种类型,即钢与混凝土整体式、全钢整体式和全钢装配式屈曲约束支撑。为了在不拆卸支撑的情况下便能对内核的变形状态进行判断,以利于震后快速评估是否应该更换,提出了一种侧面可检视的全钢装配式屈曲约束支撑,并对加劲肋端部焊缝进行光滑打磨处理以避免其对低周疲劳性能的影响。本文通过理论分析、试验研究和数值模拟,对可检视的全钢装配式屈曲约束支撑进行了系统的研究和评价。本文的主要研究内容如下:

(1) 对装配式屈曲约束支撑的内芯屈曲机理、整体稳定、局部强度、端部扭转稳定性和内芯板的疲劳寿命进行了分析,将格构式缀板双肢柱的稳定理论应用于螺栓连接装配式屈曲约束支撑的整体稳定设计中,在现有的屈曲约束支撑研究理论的基础上建立了适用于该种支撑的完整设计方法。

(2) 通过单向拉伸材性试验对钢材的基本力学参数进行了校准,对 5 种加载制度下的屈曲约束支撑进行了循环往复加载试验,对其失效模式、累积塑性变形能力、低周疲劳性能、受压承载力调整系数、残余变形、变形特性等试验结果进行了分析,对实测的内芯屈曲波数与理论计算结果进行了对比验证。

(3) 基于 Park-Ang 构件损伤模型提出了损伤指数的简化计算方法,初步提出了震后屈曲约束支撑损伤评估的方法和流程,为支撑是否应该更换提供了依据。

(4) 利用有限元分析软件 ABAQUS,对装配式屈曲约束支撑进行了精细的数值模拟,将数值模拟得到的滞回曲线和内芯变形过程与试验结果进行对比分析,以验证有限元分析的合理性。对内芯在不同间厚比下的最大等效塑性压应变进行了有限元分析。

(5) 对装配式屈曲约束支撑的关键参数进行了数值模拟分析,考察了加劲肋伸入长度、约束构件刚度、摩擦系数、限位方式、间隙和螺栓间距等关键参数对支撑力学性能的影响,得出了定性的规律。

(6) 提出了屈曲约束支撑的简化模型,比较了精细化模型和简化模型在单调和往复静力作用下的计算结果,简化模型可以在不损失计算精度的前提下提高计算效率,为包含屈曲约束支撑的结构体系抗震性能的数值模拟奠定了基础。

关键词: 装配式 BRB、可检视、损伤评估、试验研究、参数分析、简化模型

ABSTRACT

Buckling-restrained brace (BRB) belongs to a commonly used energy dissipation device, which can solve the compression buckling problem of common braces under cyclic loading during earthquake. It uses the axial plastic deformation of steel to absorb energy to protect the main structure. There are three main types of BRBs in the form of restraints, namely steel and concrete integral, all-steel integral and all-steel assembled BRB. In order to judge the deformation state of the core without detaching the BRB, to facilitate rapid assessment whether it should be replaced after the earthquake, a kind of inspectable all-steel assembled BRB is proposed, and the toe of stiffener weld is smoothed specially to avoid its impact on low cycle fatigue performance. Based on the theoretical analysis, experimental research and numerical simulation, inspectable all-steel assembled BRB was systematically investigated and evaluated in this paper, meanwhile design suggestions were proposed. The main contents of this paper are as follows:

(1) The buckling mechanism, overall stability, local strength, end torsional stability and fatigue life of inner core were analyzed. The stability theory of the double-limb lattice plate column was applied to the overall stability design of the bolt-connected assembly BRB, a complete design method suitable for this kind of brace was established based on the existing theory.

(2) The basic mechanical parameters of the steel were calibrated according to uniaxial tensile tests. The cyclic loading tests were carried out under five loading patterns. The failure mode, cumulative plastic deformation ability and low cycle fatigue performance, compression bearing capacity adjustment coefficient, residual deformation and deformation characteristics were analyzed. The wave numbers of the core obtained in the experiment were compared with the theoretical calculation results.

(3) Based on the Park-Ang damage model, a simplified calculation method of damage index was proposed, and the method and process of damage assessment after the earthquake was put forward, which provides a basis for BRB whether or not it should be replaced.

(4) The detailed numerical simulation of the assembled BRB was carried out using the finite element analysis software ABAQUS. The hysteresis curve and inner core deformation process were compared with the experimental results to verify the rationality of finite element analysis. The maximum equivalent plastic pressure strain of the inner core under different thickness ratio was carried out.

(5) The key parameters of the assembled BRB were numerically simulated. The influence of the key parameters such as stretch length of stiffener, stiffness of restraint member, friction coefficient, location restriction method, gap size and bolt spacing on the mechanical properties were investigated, the qualitative rules were obtained.

(6) A simplified model of BRB was proposed, results of the refinement model and the simplified model under monotonic and cyclic static load were compared. The simplified model can improve the computational efficiency without loss of calculation accuracy, which lays the foundation for the numerical simulation of the seismic performance of structural systems with BRBs.

Keywords: assembled buckling-restrained braces, side inspectable, damage assessment, experimental study, parameter analysis, simplified mode

目录

摘要	I
ABSTRACT	II
第 1 章 绪论	1
1.1 研究背景	1
1.2 屈曲约束支撑构件的研究进展	2
1.2.1 传统式屈曲约束支撑	2
1.2.2 全钢整体式屈曲约束支撑	5
1.2.3 装配式屈曲约束支撑	8
1.2.4 不同形式屈曲约束支撑的特点	11
1.3 屈曲约束支撑的优缺点	12
1.3.1 屈曲约束支撑的优点	12
1.3.2 屈曲约束支撑的缺点	13
1.4 本文研究内容	14
第 2 章 全钢装配式屈曲约束支撑设计	15
2.1 前言	15
2.2 内芯高阶屈曲机理	16
2.3 内芯受压承载力	17
2.4 支撑整体稳定设计	18
2.4.1 按已有研究方法设计	18
2.4.2 装配式屈曲约束支撑整体稳定设计方法	23
2.4.3 多波屈曲对整体稳定承载力的影响	27
2.5 约束构件局部强度设计	29
2.6 内芯端部扭转稳定设计	31
2.7 内芯板的疲劳寿命	33
2.8 屈曲约束支撑设计构造	35
2.9 本章小结	37
第 3 章 全钢装配式屈曲约束支撑试验研究	39
3.1 引言	39
3.2 材性试验	39
3.2.1 试验目的	39
3.2.2 材性试件及试验方法	39
3.2.3 材性试验结果	40
3.3 IBRB 试验概况	43
3.3.1 试件概况	43

3.3.2	试验加载装置.....	45
3.3.3	试验加载制度.....	45
3.3.4	试验量测方案.....	47
3.4	试验结果及分析.....	49
3.4.1	屈曲约束支撑的主要性能参数.....	49
3.4.2	失效模式.....	49
3.4.3	滞回曲线.....	52
3.4.4	能量耗散系数.....	53
3.4.5	受压承载力调整系数.....	54
3.4.6	残余变形.....	59
3.4.7	支撑变形特性.....	60
3.4.8	约束构件应变测量结果.....	62
3.4.9	内芯屈曲变形过程.....	63
3.5	震后支撑构件损伤评估.....	67
3.5.1	构件损伤模型.....	67
3.5.2	性能化损伤指标.....	69
3.5.3	屈曲约束支撑的损伤演化.....	70
3.5.4	震后损伤评估方法.....	71
3.6	本章小结.....	72
第4章	全钢装配式屈曲约束支撑数值模拟.....	74
4.1	前言.....	74
4.2	有限元分析方法.....	74
4.2.1	有限元模型.....	74
4.2.2	材料模型.....	75
4.2.3	接触性质.....	79
4.2.4	求解方法.....	79
4.3	有限元模拟结果.....	80
4.3.1	滞回曲线.....	80
4.3.2	内芯变形过程.....	81
4.3.3	内芯最大等效塑性压应变.....	83
4.4	关键参数影响分析.....	85
4.4.1	加劲肋长度.....	85
4.4.2	约束构件刚度.....	86
4.4.3	摩擦系数.....	87
4.4.4	约束构件限位方式.....	88
4.4.5	间隙.....	89
4.4.6	螺栓间距.....	90
4.5	支撑简化模型.....	92

4.6 本章小结.....	96
第5章 结论与展望.....	98
5.1 结论.....	98
5.2 展望.....	99
致谢.....	100
参考文献.....	101
个人简历、在读期间发表的学术论文与研究成果.....	105

第1章 绪论

1.1 研究背景

我国地震区域广阔而分散，地震频繁而强烈，其中发生于人烟稠密处者损失惨重。地震是最具危害性的自然灾害之一，给人类造成了巨大的人员伤亡和经济损失。1556年陕西关中地震，被害有名可查者即达83万余人；1920年宁夏海原地震，死亡20余万，伤者不计其数；1976年唐山大地震，死亡达24万余人；2008年汶川地震，造成近7万人死亡，震区内的房屋、工业厂房与设备、城市建设、交通运输、水电设施等都受到极其严重的破坏^[1]。提高结构的抗震性能，保障人民的生命安全并减小经济损失，是我国社会经济发展的迫切需求，也是工程结构抗震领域的重要方向。

抗震设计理念经历了刚性设计理念—柔性设计理念—结构控制设计理念—基于性能的抗震设计理念这样几个阶段^[2]。刚性设计是指尽量加强结构的刚度，使建筑物与地基形成一个相互连接的刚体，严重限制了结构的跨度、高度和复杂程度。柔性设计是尽可能减小结构的刚度，从而减小地震对建筑物的冲击，但对于较大的地震往往会使得结构变形过大。结构控制设计是在建筑结构中设置控制机构，由控制结构和原结构共同抵御地震作用，结构控制成为了地震工程中的研究热点，粘滞阻尼器、黏弹性阻尼器、软钢阻尼器、电（磁）感应阻尼器和摩擦阻尼器等消能减震装置已经广泛应用于建筑结构中，通过消能减震装置的滞回变形来吸收地震输入结构中的能量，以减小主体结构的地震反应，从而保护主体结构。基于性能的抗震设计是对多级抗震设防思想的进一步细化，建筑结构在遭到不同等级的地震作用下应该存在不同的性能水平。三水准性能目标为“小震不坏、中震可修、大震不倒”，为了达到这些目的，建筑物通常设计有足够的侧向刚度以限制在小震和中震下的大变形，并且具有足够的延性以承受大的非弹性变形并且防止在极端地震下的倒塌。

普通钢支撑在往复水平地震作用下容易发生受压屈曲而导致刚度、承载力和耗能能力的急剧下降，显著降低结构的延性。屈曲约束支撑属于一种常用的消能减震构件，利用钢材的轴向拉压塑性变形吸收振动能量，通过在内核的外围设置约束构件抑制其受压屈曲，在受压时也能产生较大的轴向变形，不会发生支撑整体失稳。普通钢支撑和屈曲约束支撑的受力性能对比如图1.1所示。屈曲约束支撑兼备了普通支撑和金属耗能阻尼器的功能，在多遇地震下增加了结构的侧向刚度，相当于中心支撑；而在罕遇地震下可在拉压两个方向屈服，利用塑性变形耗

能，从而保护主体结构，起到损伤控制的作用，震后也可以对屈曲约束支撑构件进行替换，便于震后修复。屈曲约束支撑的滞回曲线饱满，塑性变形能力良好，是一种兼具抗侧承载力与耗能能力的消能减震构件。

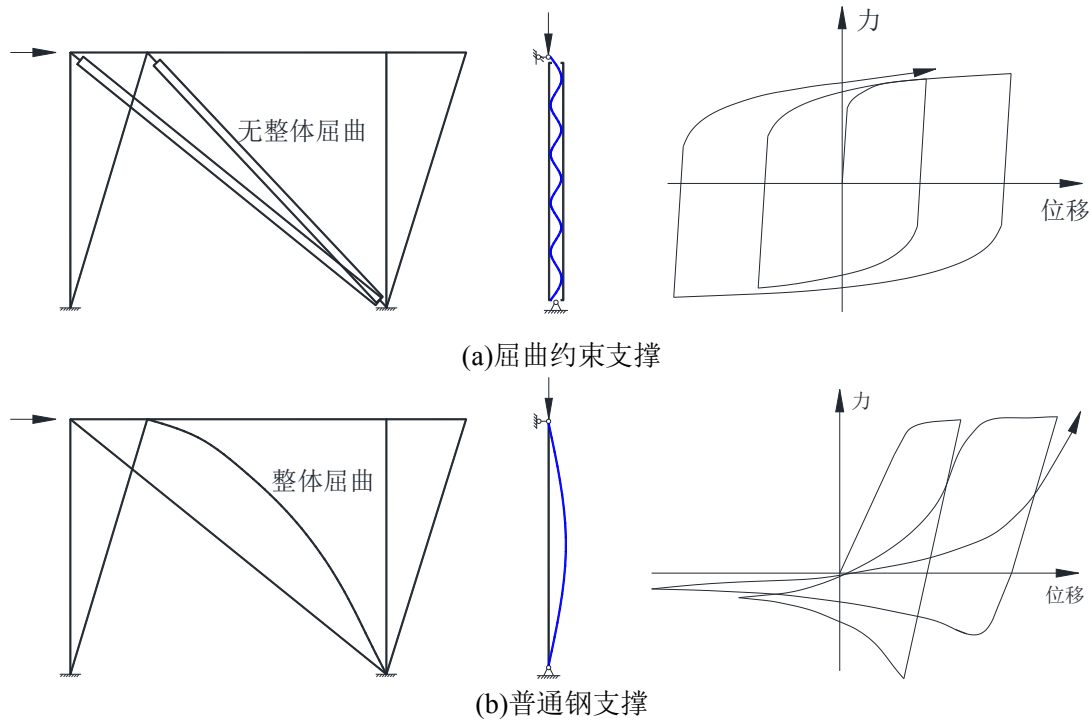


图 1.1 屈曲约束支撑和普通钢支撑受力性能对比

1.2 屈曲约束支撑构件的研究进展

1.2.1 传统式屈曲约束支撑

根据约束构件材料的不同，可将混凝土约束型和钢管混凝土约束型统称为传统式屈曲约束支撑，约束构件一般由钢材和混凝土或砂浆组成。常见的钢与混凝土约束型屈曲约束支撑截面形式如图 1.2 所示。

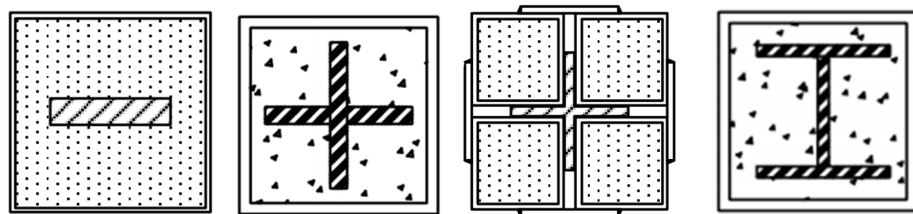


图 1.2 常见的钢与混凝土约束型屈曲约束支撑

1976 年日本学者 Kimura 等^[3]首先将支撑内芯外部的约束混凝土墙换成了内填砂浆的钢管，试验中对支撑进行循环往复加载，得到了较为稳定的滞回曲线，但是在轴向受压位移较大时，砂浆开裂破坏使得该部位的约束作用减小，内核易发生局部屈曲，进而降低了防屈曲支撑的耗能效果。

1980年, Mochizuki 等^[4]将钢筋混凝土作为约束构件, 在接触面上涂抹一种无粘结漆, 来减少内核单元与约束单元之间的摩擦。试验结果表明, 这种支撑也具有较为稳定的滞回特性, 但是在反复荷载作用下混凝土被压碎, 无法对内核产生有效的约束。

1988年, Fujimoto 等^[5]对内核和钢套管间填充砂浆的屈曲约束支撑进行了理论和试验研究, 对各种不同钢套管尺寸进行了试验, 试验结果表明, 防屈曲支撑的滞回曲线饱满, 并且混凝土未发生破坏, 得到了钢套管的刚度和强度设计准则。

1988年, Watanabe 等^[6]针对以钢管混凝土作为约束构件的屈曲约束支撑, 提出了约束钢管所需的弹性屈曲强度与内核屈服强度之间的关系, 建议约束钢管的弹性屈曲强度须大于内核屈服强度的1.5倍。

北岭地震之后, 屈曲约束支撑的研究在美国开展并且得到重视。1999年, Clark 等人^[7]进行了五个足尺钢管混凝土约束型防屈曲支撑的试验, 包括两根一字形支撑和三根十字形内芯的支撑, 试件长度均在3m以上, 除了进行构件的普通加载和模拟振动台试验, 还在轴向应变2%时进行了低周疲劳试验。试验中支撑最大应变达到2.5%, 试验结果表明支撑的滞回性能非常稳定, 耗能效果很好。Black^[8]还对屈曲约束支撑的整体稳定、内核在高阶模态下的屈曲行为以及塑性扭转屈曲问题进行了理论分析。

2000年, Iwata 等^[9]对四种不同截面形式的屈曲约束支撑进行了对比试验, 截面形式如图1.3所示。试验结果表明第一种截面在较大的轴向位移下还能够保持滞回性能的稳定, 比其它三个支撑的性能要好; 第二种截面缺乏内填砂浆或混凝土的约束, 内核中部发生局部屈曲, 耗能性能最差; 第三种截面耗能性能仅次于第一种; 第四种截面内核跨中附近出现局部屈曲。同年, Nakamura 等^[10]对内核采用一字形和十字型截面的屈曲约束支撑进行了试验研究, 结果表明采用一字形内核的支撑低周疲劳性能要比采用十字形内核的好, 内核为十字形时容易发生扭转屈曲破坏。

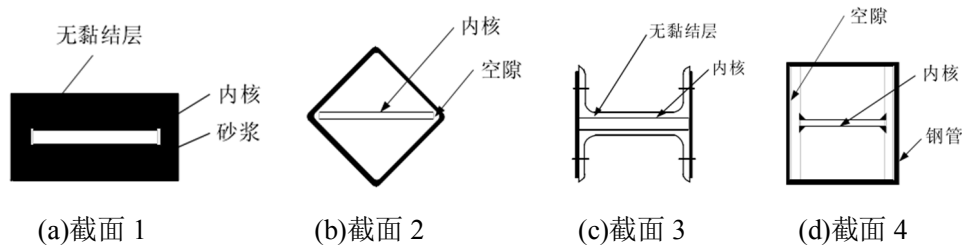


图 1.3 四种不同截面形式

2001年, Koetaka 等^[11]提出用四个填充混凝土的钢管作为约束机构, 钢管之间用钢缀板将约束构件连成一体, 并进行了试验。

2002年, 蔡克铨等^[12]研究了无粘结材料对屈曲约束支撑滞回性能的影响。

为减少节点尺寸并便于现场安装，开发了一种双钢管填充混凝土屈曲约束支撑，并对其进行了反复载重及疲劳试验研究，具有优良的滞回性能与低周疲劳性能。

2006年，Iwata等^[13]对一字形内核，外围由两块内填砂浆槽钢焊接而成的屈曲约束支撑进行了试验研究。试验中采用不同约束比及不同宽厚比，来研究其耗能性能与延性，并且给出其设计方法。试验研究结果表明，试件具有良好的滞回性能，试件的构造图如图1.4所示。

2007-2009年，李国强等^[14-16]对一种内核采用国产160MPa（或225MPa）低屈服点钢材的TJ型屈曲约束构件进行了低周往复加载试验，在此基础上提出了滞回模型和刚度方程。

2009年，Palazzo等^[17]发明了一种低成本易加工的简易屈曲约束支撑。其核心为一钢棒，约束结构为圆钢管混凝土。该种支撑吨位长度较小，可当作阻尼器，试件的构造图如图1.5所示。

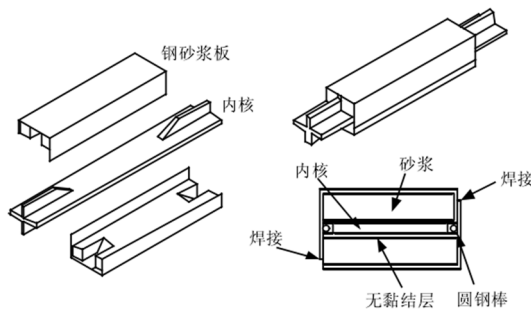


图 1.4 钢砂浆板屈曲约束支撑

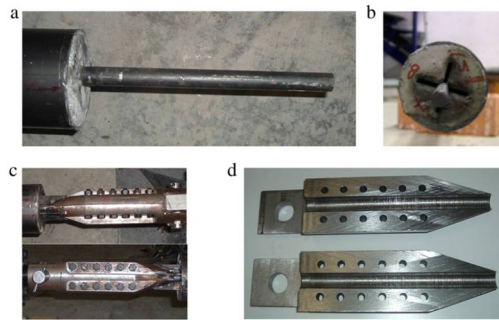


图 1.5 简易屈曲约束支撑构造

2010年，梅洋^[18]提出了新型组合钢管混凝土式防屈曲支撑，该支撑的外包约束构件由两根灌注了混凝土的钢管构成，钢管之间的内芯采用一字型钢板。试件加工过程表明了这种支撑加工简单、施工周期短、质量容易控制等优点，试验结果表明其完全满足工程要求。

2012年，Takeuchi等^[19]对一字型内核和方钢管填充砂浆约束型屈曲约束支撑进行了试验研究，考虑了内核单元局部屈曲对屈曲约束支撑性能的影响，并且提出了一种可以防止约束构件局部屈曲的设计建议。

2012年，蔡克铨等^[20]针对无粘结材料对屈曲约束支撑性能的影响进行了试验研究，无粘结材料包括聚苯乙烯板、氯丁二烯橡胶板、橡胶和硅橡胶板，试验结果表明氯丁二烯橡胶板方便安装并且对减小摩擦作用非常有效。

2014年，王永贵^[21]设计并制作了端部加强型及切削型屈曲约束支撑，芯材截面形式分别为十字形及T形，两个角钢之间沿全长进行浅度焊接而成，如图1.6所示。通过低周拟静力加载试验，对比分析了芯材的不同端部构造方法、不同组合方式及不同截面形式对支撑刚度变化规律、等效粘滞阻尼比、累积塑形延性等力学性能的影响，建立了端部加强型及切削型屈曲约束支撑的恢复力模型。

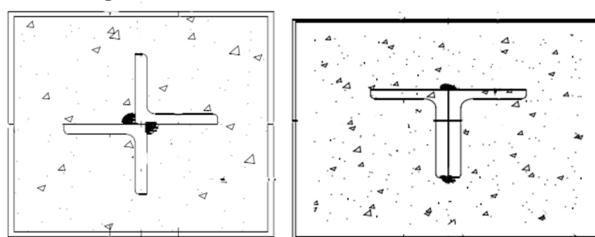


图 1.6 焊接组合截面屈曲约束支撑

2016 年, Lin 等^[22]对一字型内核和方钢管填充砂浆约束型屈曲约束支撑进行了试验研究, 为了研究内核对约束单元的挤压作用, 试件包括 22 组方钢管尺寸参数不同的支撑, 其中有 13 组支撑的约束构件发生了局部挤压鼓曲, 并提出了防止局部挤压破坏的设计方法。

2016 年, 郭立行等^[23]提出了采用铸造工艺直接加工十字形截面核心的屈曲约束支撑, 避免在核心部件上直接施焊, 可以消除焊接残余应力的影响。试验结果表明, 该类型的屈曲约束支撑滞回曲线饱满, 由于铸造用钢材料有缺陷, 导致试件没有获得较好的低周疲劳性能。

1.2.2 全钢整体式屈曲约束支撑

传统式屈曲约束支撑需要浇筑混凝土或砂浆, 自重较大, 不利于运输和安装, 而且混凝土或砂浆在内芯挤压力的作用下容易开裂被压坏, 失去约束作用。全钢整体式屈曲约束构件, 外围为全钢构件, 可以很好地克服上述缺点, 约束效果好, 其重量仅相当于传统式屈曲约束构件的 60%左右。典型的全钢整体式屈曲约束支撑截面形式如图 1.7 所示。

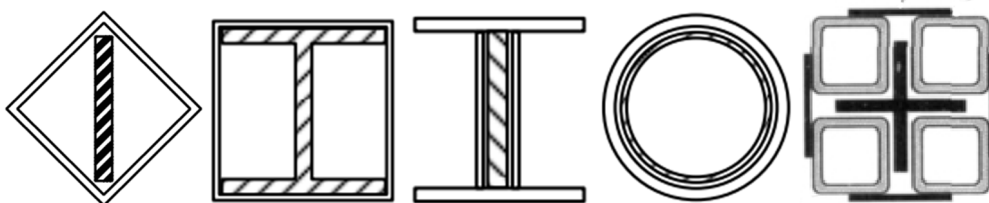


图 1.7 常见的全钢整体式屈曲约束支撑

1990 年, Sridhar 等^[24]提出了一种以实心圆钢为内核, 圆钢管为约束构件的屈曲约束支撑, 在压力作用下, 内核挤压外围套管, 由于有外围套管的约束, 使得内核不仅能达到材料屈服状态, 甚至可以超过材料的屈服强度。

1993 年, Tada 等^[25]提出了与一般防屈曲支撑相反的构造, 以外围钢管作为主要受力单元, 内插钢管作为约束单元, 限制外钢管的受压屈曲。

2004 年, 邓长根等^[26, 27]对屈曲约束支撑的稳定问题做了一定的研究, 并提出了一种新型屈曲约束支撑, 即压力只由内核钢支撑承担, 内核受力构件与侧撑构件之间不填充混凝土而是保留有一定的间隙, 外钢管在端部收缩, 使两者在端

部间隙很小，同时设置一定厚度的挡板并与内钢管焊接，用来限制外钢管的滑移的支撑形式，并对这种新型屈曲约束支撑的稳定问题作了相应的研究。

2005 年，萩野谷学等^[28]提出一种三重钢管屈曲约束支撑，主要由内核钢管和内外约束钢管组成，其中内核钢管采用低屈服点钢材，在轴力作用下屈服耗能，内外约束钢管采用普通钢材，避免内核钢管发生整体或局部屈曲。

2006 年，李妍等^[29]对 7 个一字形内芯外包钢管的防屈曲钢支撑阻尼器进行静力往复试验，通过静力往复试验确定了防屈曲钢支撑阻尼器的合理构造。在试验中观察到钢管端部撕裂、内核高阶失稳和构件整体失稳等三种破坏形态。子结构拟动力试验结果说明防屈曲钢支撑阻尼器显著地降低了结构的地震反应，提高了结构的抗震能力。

2008 年，李国强等^[30]利用国产低碳钢和低屈服点钢研制了一种纯钢型的屈曲约束支撑构件，该支撑芯板为“一”字形，通过加劲钢套筒措施实现了对芯板的约束作用。

2009 年，Ju 等^[31]进行了 7 根 H 型钢内核方钢管约束型屈曲约束支撑的试验，支撑构造如图 1.8 所示。实验结果表明，约束方钢管的厚度和内芯未受约束段长度对 BRB 的耗能性能具有显著影响，当未受约束段长度大于 200mm 时应该采用加强措施。对于构造合理的支撑，在整个循环加载历史中表现稳定，塑性变形能力良好，满足规范的要求。



图 1.8 H 型钢内核方钢管约束型屈曲约束支撑

2010 年，马宁等^[32]以实际工程为依托，对十字形内芯外套方钢管的全钢防屈曲支撑进行支撑构件及子系统足尺试验研究，十字内芯是由三块钢板焊接而成，钢板之间用四条通长焊缝相连，十字形内芯的每条边分别对应方钢管的一个角。内芯在与外套管点焊位置断裂，表明内芯屈服段除必要的板件之间的连接焊缝外，不应出现额外焊缝连接接头。试验结果表明，改进后的十字形内芯全钢防屈曲支撑具有良好的延性及耗能能力。

2011 年，丁婷等^[33]提出一种新型防屈曲支撑，该类支撑采用全钢结构，外围屈曲约束机构采用外套钢管内壁焊接全长范围内的纵向加劲，核心构件采用一字型截面。试验结果表明，纵向加劲防屈曲支撑具有良好的滞回耗能性能，在经历标准加载以及 30 圈循环加载后，支撑没有出现明显的疲劳现象。

2011 年，赵俊贤等^[34]提出一种新型全角钢式屈曲约束支撑，内芯由 4 个等

边角钢相并形成十字形截面，并在支撑内芯两端及中间位置的相邻角钢之间进行适当的点焊固定，约束构件则由两个等边角钢沿纵向焊接组合而成。拟静力试验结果表明，当端部为固接时，延性及耗能发展最为充分，当两端为铰接且支撑端部无转动约束时则较容易发生内芯外伸段的局部压弯破坏。

2015 年，Piedrafita 等^[35]提出了用含排孔的内芯代替常用的实心截面，内芯由两组横向板带和稳定连接段组成，设计中横向板带可以屈服，稳定连接段保持弹性，约束单元由几组 U 型截面钢材焊接而成，约束单元和稳定连接段对横向板带的屈曲起到限制作用，支撑构造如图 1.9 所示。提出了该种全钢整体式屈曲约束支撑的设计方法，并进行了试验研究，试验结果表明支撑具有稳定的滞回性能，累积塑性变形能力较好。

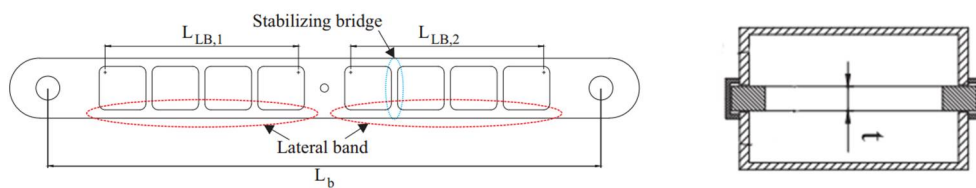


图 1.9 两组横向板带式屈曲约束支撑

2015 年，郭彦林等^[36]提出了一种内核分离式屈曲约束构件，内核分离式屈曲约束构件包括两个分肢，每个分肢为一个一字形内核的屈曲约束构件，分肢外围为约束钢管，两个分肢可通过两侧纵向连续的钢腹板或者若干钢缀板连接，形成整体共同工作，支撑截面如图 1.10 所示。根据分肢连接方式的不同，分别称为实腹型内核分离式屈曲约束构件和缀板型内核分离式屈曲约束构件。

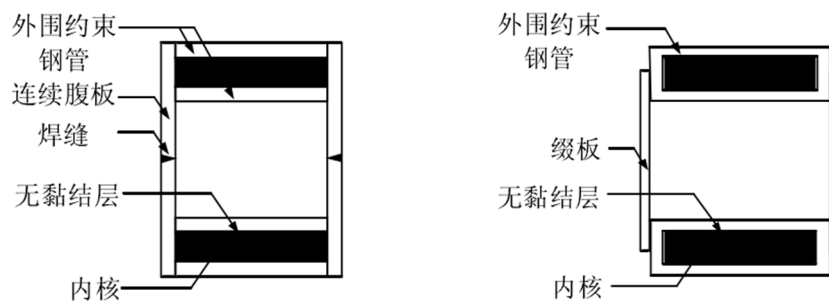


图 1.10 内核分离式屈曲约束支撑

2015 年，王佼佼等^[37]对内核为一字形低屈服点钢，外约束单元为双腹板 H 形普通钢的屈曲约束支撑进行了试验研究，内核与约束构件之间填充橡胶材料，支撑形式如图 1.11 所示。试验结果表明，构造合理的低屈服点钢防屈曲支撑构件可以有效防止内核屈曲，充分发挥低屈服点钢材变形能力强的优势，在往复荷载下具有良好的耗能能力，滞回曲线饱满无退化捏拢现象，且显示出明显的循环强化特征，最终以超低周疲劳为破坏模式。

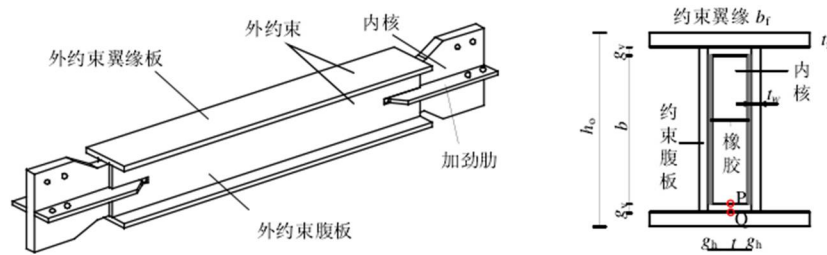


图 1.11 双腹板约束型屈曲约束支撑

2015 年,刘怡等^[38]提出具有检视窗的全钢型屈曲约束支撑,如图 1.12 所示,在不影响其强度的前提下针对检视窗的大小以及位置进行研究,试验结果满足规范要求,所有试件均在合理位置产生破坏,主受力单元破坏情况皆可由检视窗观察得到。

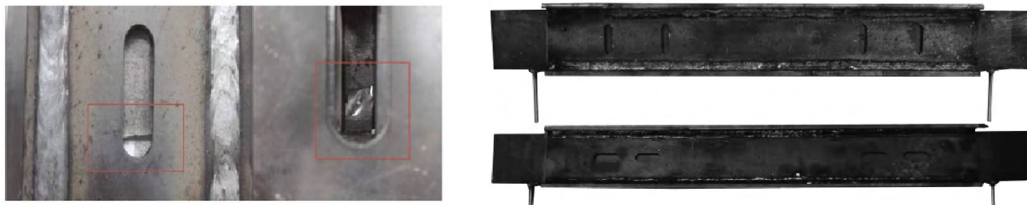


图 1.12 具有检视窗的全钢型屈曲约束支撑

1.2.3 装配式屈曲约束支撑

根据约束构件材料的不同,可将装配式屈曲约束支撑分为钢筋混凝土装配式、钢管混凝土组合装配式和纯钢装配式三类。

1993 年, Inoue 等^[39]提出钢筋混凝土装配式防屈曲支撑其外围约束构件采用两块预制钢筋混凝土板并用长高强螺栓连接的方式构成。钢筋混凝土采用预制更加适应于工业化生产,精度可控,但是仍然无法解决外围混凝土在内核横向挤压力作用下发生开裂的问题。

2006 年, Tremblay 等^[40]提出一字形内核的方钢管约束型装配式全钢屈曲约束构件,外围约束构件由方钢管和连接板组成,两组约束构件之间设置长垫条,螺栓将两组约束构件连接一体,支撑构造如图 1.13 所示。内核和外围之间的空隙尺寸通过垫板和填隙板调整。对 2 根传统的混凝土约束型屈曲约束支撑和 4 根方钢管约束型装配式屈曲约束支撑进行的子结构拟静力与拟动力试验表明支撑的低周疲劳性能良好,方钢管约束型装配式屈曲约束构件的外围约束构件更容易发生局部屈曲。

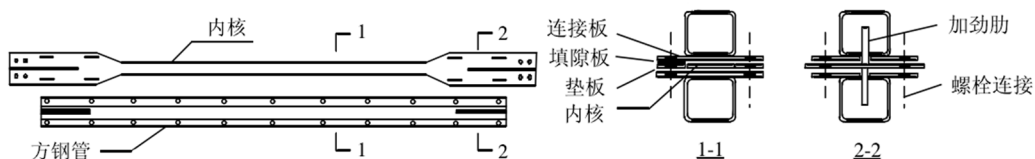


图 1.13 方钢管约束型装配式全钢屈曲约束支撑

2008 年, Usami 等^[41]提出了一种装配式全钢屈曲约束支撑, 采用一字形内核, 内核四周设置无黏结层, 两组约束构件之间设置沿纵向的长垫条, 两个 T 型钢通过螺栓连接为整体形成外围约束构件, 截面形式如图 1.14 所示。考虑了支撑的初始弯曲、间隙、加载偏心, 对支撑的整体稳定性进行了理论推导, 并通过试验进行了验证。

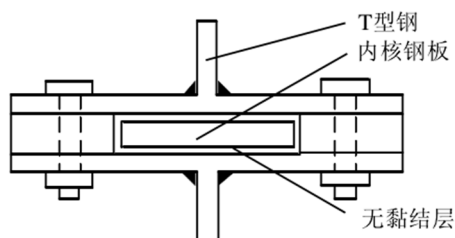


图 1.14 双 T 型钢约束装配式屈曲约束支撑

2010 年, Chou 等^[42]提出了组合式屈曲约束支撑, 采用一字型钢板作为内核单元, 两组填充混凝土的约束钢构件通过螺栓连接, 间隙由填充板条固定。试验结果表明该种屈曲约束支撑具有良好的耗能性能与韧性。

2010 年起, 郭彦林等^[43, 44]对全钢装配式防屈曲支撑展开研究, 并提出了多种新的截面型式, 如图 1.15 所示, 外围约束构件采用热轧型钢或钢板通过螺栓连接, 尽可能避免采用焊接连接, 从而保证最大化的工业化生产和现场安装的便利, 与此同时, 最大程度上避免了由于焊接带来的构件初始缺陷。

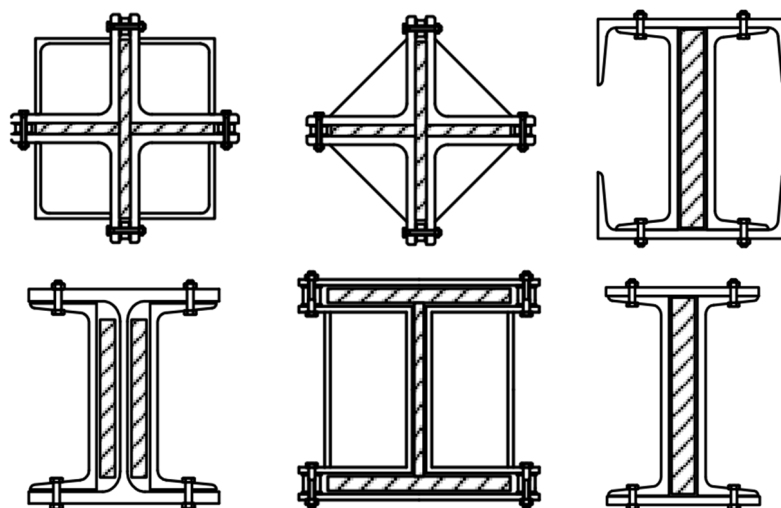


图 1.15 全钢装配式屈曲约束支撑截面形式

2012 年, Genna 等^[45, 46]提出一种一字形内核双槽钢约束型装配式屈曲约束构件, 如图 1.16 所示, 并进行了试验研究。试验测量了螺栓的受力情况, 螺栓拉力对屈曲波数非常敏感, 受内核和外围之间空隙尺寸影响较大, 并且不同加载圈的拉力值存在较大差异, 因此难以给出精确的螺栓拉力计算公式。

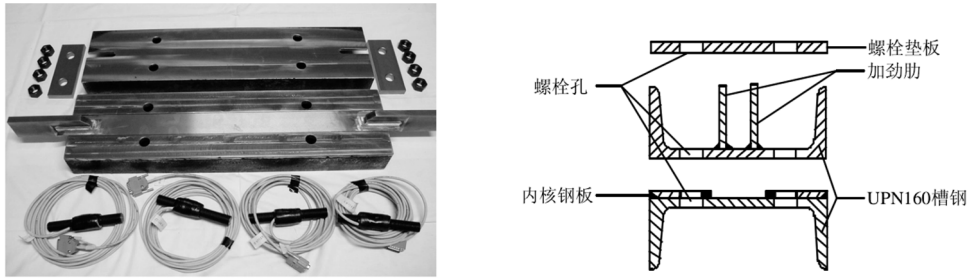


图 1.16 双槽钢约束型装配式屈曲约束支撑

2012 年, Usami 等^[47]为了提高桥梁工程中使用的屈曲约束支撑的耐久性, 提出一种铝合金装配式屈曲约束支撑, 支撑构造如图 1.17 所示。对 18 个试样进行了低周循环疲劳试验, 试验结果表明, 支撑没有发生整体屈曲, 滞回曲线稳定。铝合金 BRB 的失效模式受到端部加劲肋的焊接影响, 因此提出并测试了由 4 个角钢通过螺栓组成十字形连接段的 BRB, 与端部加劲肋焊接的 BRB 相比, 低循环疲劳性能提高了 4 到 5 倍。内芯中部限位栓的点焊对失效模式具有不利影响, 因为引起试样失效的裂纹从限位栓的点焊趾开始。张其林等^[48]采用同样的构造, 利用国产铝合金作为屈曲约束支撑的核芯材料, 并对 3 个支撑试件进行了拟静力试验, 滞回曲线稳定饱满, 有较高的耗能能力。

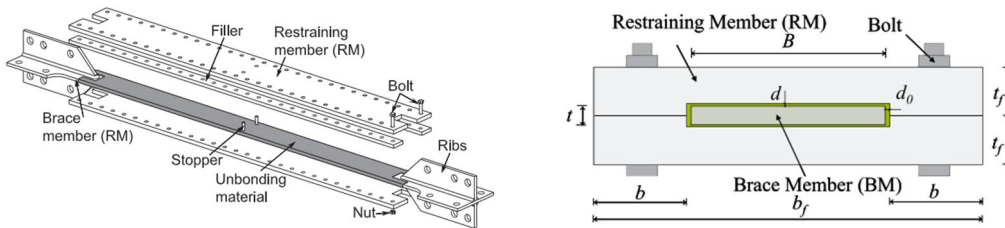


图 1.17 铝合金装配式屈曲约束支撑

2012 年, Hoveidae 等^[49]通过有限元分析研究了全钢屈曲约束支撑, 通过改变屈曲约束支撑的参数, 对其性能进行了分析。分析结果表明, 抗弯刚度可以显著地影响防屈曲支撑的整体稳定性, 也提出了设计中的最小约束比值。

2012 年, Wang 等^[50]针对限位栓对装配式全钢屈曲约束支撑低周疲劳性能的影响进行了试验研究, 两个限位栓点焊于内芯中部, 以防止约束构件的滑动。试验结果表明, 焊有限位栓的屈曲约束支撑的低周疲劳性能比无限位栓的更好。

2013 年, 杨凡等^[51]提出了一种多屈服段免断裂防屈曲支撑, 这种新型防屈曲支撑主要是通过限位装置使得两个具有不同屈服力的工作段先后进入塑性耗能, 由于限位装置限制了耗能段最大塑性变形, 避免了耗能段发生断裂的可能。

2014 年, Tabatabaei 等^[52]提出了一种内芯长度较短的装配式全钢屈曲约束支撑, 当框架产生位移时内芯能够有较大的应变水平, 以充分利用支撑的耗能能力。对支撑进行了拟静力循环加载试验, 最大轴向压应变变为 4%-5%, 滞回曲线稳定, 没有发生整体稳定破坏和局部稳定性破坏。

2014年,姜子钦等^[53]对方矩管装配式防屈曲支撑进行滞回试验研究,考察了各设计参数和端部构造形式对支撑破坏机理及耗能特性的影响。通过试验结果及理论公式的对比验证,明确了理论公式的安全性和适用性。另外,提出的端部加强方案也得到了试验验证,各试件的滞回性能良好,为方矩管装配式防屈曲支撑的工程应用提供了充足可靠的依据。

2014年,周云等^[54]提出一种钢板装配式屈曲约束支撑,在一字形核心单元局部进行了开孔,以实现定点屈服和多点屈服耗能,外约束单元端部采取了局部加强措施,以避免端部局部失稳破坏。结果表明,该种支撑的滞回曲线饱满,耗能性能稳定。

2016年,Chen等^[55]对7组一字型内芯全钢装配式屈曲约束支撑进行了循环加载试验,试件包括在内芯与约束构件之间加有1mm厚丁基橡胶的支撑和不加无粘结材料的支撑,以研究无粘结材料对支撑性能的影响。试验结果表明,所有支撑表现出相当好的能量耗散能力和累积塑性变形能力。加有丁基橡胶的支撑抗压承载力调整系数更小,低周疲劳性能更好。

1.2.4 不同形式屈曲约束支撑的特点

目前,常用的屈曲约束支撑按约束方式的不同主要有三种类型,即钢与混凝土整体式、全钢整体式和全钢装配式屈曲约束支撑。钢与混凝土整体式屈曲约束支撑是通过内填混凝土或砂浆的钢构件对内核进行约束,内核表面需要附加无粘结材料以避免混凝土和内核连成一体。全钢整体式屈曲约束支撑是通过单个钢构件或焊接成整体的钢构件作为内核的约束构件。全钢装配式屈曲约束支撑是通过螺栓将约束单元连接起来,形成内核的约束构件。

钢与混凝土整体式屈曲约束支撑存在以下缺点:(1)需要浇筑混凝土,湿作业工作多,加工精度控制困难,制作周期长,质量不易控制,支撑的自重大;(2)内核表面需要附加无粘结材料,其耐久性较差;(3)内核受压时填充的混凝土或砂浆容易被压坏,从而降低约束效果,影响支撑的性能;(4)由于内核耗能段被约束构件完全包围,地震发生以后很难快速地判断内芯的变形状态,不能及时有效地判断是否需要更换;(5)支撑破坏以后约束构件不能重复使用。

全钢整体式屈曲约束支撑存在以下缺点:(1)由于内核耗能段被约束构件完全包围,约束构件只能破坏性地拆解,地震发生以后很难快速地判断内芯的变形状态,不能及时有效地判断是否需要更换;(2)支撑破坏以后约束构件不能重复使用。(3)整体式全钢约束构件不可避免的存在较多焊接工作,可能会对支撑产生初始残余变形。

因此,全钢装配式屈曲约束支撑具有较多的优点,得到了广泛的研究。相对

而言，全钢装配式屈曲约束支撑的缺点是约束构件由离散分布的螺栓连接而成，约束构件的整体刚度会受到一定影响。普通的全钢装配式屈曲约束支撑为了保证内核与约束构件之间的间隙，需要设置填充板条，内核被约束构件包围，所以震后也需要将螺栓拆卸掉才能判断内核的变形状态。已有学者在约束构件表面开设观察窗，通过观察窗来判断内芯的变形状态，但观察窗并不能沿支撑通长分布，只能观察局部的内核状态。

目前应用较广的支撑内核为一字形，由于支撑端部需要与主体结构相连，内核端部不受约束构件的约束，所以需要在一字形内芯端部垂直焊接加劲肋，以避免内核端部外露段的破坏。众多试验研究结果表明，内核常常在加劲肋端部焊缝处发生断裂，这是由于焊接残余应力的存在和几何突变造成的应力集中的影响，加劲肋焊缝端部容易形成薄弱环节而过早发生低周疲劳断裂，严重降低支撑的耗能能力。加劲肋端部焊缝质量的不确定性给支撑的安全性和可靠性带来了影响。

针对现有屈曲约束支撑的缺点，本文提出了一种加劲肋端部焊缝经过圆滑处理，侧面可检视的全钢型装配式屈曲约束支撑，能够有效的提高支撑的低周疲劳性能，充分利用钢材的塑性变形能力，同时震后在不拆卸的情况下便能对内核的变形状态进行判断，以利于震后快速评估是否应该更换。

1.3 屈曲约束支撑的优缺点

1.3.1 屈曲约束支撑的优点

屈曲约束支撑与普通支撑相比，主要有以下几个优点：

(1)承载力高

抗震设计中，普通支撑的轴向承载力设计值为^[56]：

$$N_{dp} = \frac{\varphi Af}{1+0.35\lambda_n} \quad (1.1)$$

式中： φ 为轴心受压构件的稳定系数； A 为支撑的截面面积； f 为支撑材料强度设计值； λ_n 为支撑的正则化长细比， $\lambda_n = \left(\frac{\lambda}{\pi}\right)\sqrt{\frac{f_w}{E}}$ ； λ 为支撑长细比； f_w 为钢材屈服强度； E 为钢材弹性模量。

抗震设计中，屈曲约束支撑的轴向承载力设计值为^[57]：

$$N_{dp} = Af \quad (1.2)$$

式中： A 为屈曲约束支撑芯材截面面积； f 为屈曲约束支撑芯材强度设计值。

(2)延性与滞回性能好

屈曲约束支撑在弹性阶段工作时,如同普通支撑可为结构提供很大的抗侧刚度,可用于抵抗小震。屈曲约束支撑在弹塑性阶段工作时,变形能力强、滞回性能好,如同一个性能优良的耗能阻尼器,可用于结构抵御大震。

(3)保护主体结构

屈曲约束支撑具有明确的屈服承载力,在大震下可起到“保险丝”的作用,用于保护重要的主体结构在大震下不屈服或不严重破坏,并且震后可以方便地更换受损支撑。

(4)减小相邻构件受力

由于普通支撑受压屈曲,受拉与受压承载力差异可能很大,而普通支撑的截面由受压承载力控制。但支撑受拉时其内力最大可达到受拉承载力,故与支撑相邻构件的内力由支撑受拉承载力控制。如采用屈曲约束支撑,支撑受拉与受压承载力差异很小,故可大大减小与支撑相邻构件内力(包括基础),减小结构截面尺寸,降低结构造价。

(5)方便设计

因为支撑的刚度和强度很容易调整,屈曲约束支撑框架设计灵活。而且,在非弹性分析中可以方便地模拟屈曲约束支撑的滞回曲线。

(6)用于加固

在抗震加固中,屈曲约束支撑框架比传统的支撑系统更有优越性,可减少地基费用。

屈曲约束支撑框架与普通支撑框架的抗震性能比较见表 1.1。

表 1.1 屈曲约束支撑框架与普通支撑框架的抗震性能比较

地震水平	传统支撑框架		屈曲约束支撑框架	
	主体结构	普通支撑	主体结构	屈曲约束支撑
小震	弹性	弹性	弹性	弹性
中震	弹性或塑性	弹性或屈曲	弹性	塑性(耗能)
大震	塑性	屈曲	弹性或塑性	塑性(耗能)
中、大震后	拆除损坏部分,影响建筑使用		检查屈曲约束支撑,更换不影响建筑物使用	

1.3.2 屈曲约束支撑的缺点

屈曲约束支撑的不利之处有:

- (1)屈曲约束支撑技术大都属于专利技术并且不公开。
- (2)如果控制不好,芯材的屈服强度变化范围会很宽,可能会造成节点先破坏。
- (3)现场安装允许公差一般比传统支撑框架小。

(4)强震时支撑的永久变形较大，屈服后不能自动回复到初始位置。

1.4 本文研究内容

本文的研究对象为侧面可检视的装配式全钢屈曲约束支撑，内芯为一字型钢板，内芯端部焊接加劲肋，为避免端部焊缝的残余应力和应力集中，特对端部焊缝进行了光滑打磨处理，两组约束构件通过离散的高强螺栓连接，在螺栓对应的位置设置圆环形垫圈以保证内芯与约束构件之间的间隙，内芯与约束构件之间不设置无粘结材料。该种支撑为全钢装配式，可方便对内芯的变形状态或损伤状态进行判断，制作安装方便，避免了混凝土湿作业。本文的主要内容如下：

(1) 第一章为绪论。主要阐述了本课题的研究背景，介绍了各种形式屈曲约束支撑的研究现状、特点和屈曲约束支撑的优缺点，在已有研究的基础上提出了一种侧面可检视的新型全钢装配式屈曲约束支撑。

(2) 第二章为装配式屈曲约束支撑的设计和 Related 理论介绍。对装配式屈曲约束支撑的内芯屈曲机理、整体稳定、局部强度、端部扭转稳定性和内芯板的疲劳寿命进行了分析，将格构式缀板双肢柱的稳定理论应用于螺栓连接装配式屈曲约束支撑的整体稳定设计中，在现有的屈曲约束支撑研究理论的基础上建立了适用于该种支撑的完整设计方法。

(3) 第三章为装配式屈曲约束支撑性能的试验研究。首先通过单向拉伸材性试验对钢材的基本力学参数进行了校准。采用低周往复拟静力加载试验对 5 种加载制度下的屈曲约束支撑进行了试验研究，对其累积塑性变形能力、低周疲劳性能、失效模式、残余变形、受压承载力调整系数、变形特性和内芯屈曲变形过程等试验结果进行了分析，对设计的合理性进行了验证。基于 Park-Ang 构件损伤模型提出了损伤指数的简化计算方法，初步提出了震后屈曲约束支撑损伤评估的方法和流程，为支撑是否应该更换提供了依据。

(4) 第四章为装配式屈曲约束支撑的有限元分析。利用 ABAQUS 有限元分析软件，采用实体单元进行建模，并考虑内芯和约束构件的相互作用，材料模型采用 Chaboche 混合强化模型，对装配式屈曲约束支撑进行了精细的有限元分析，将有限元分析结果与试验结果进行对比分析，以验证有限元分析的合理性。对内芯的变形过程、接触力和内芯的最大等效塑性应变进行了有限元分析。对装配式屈曲约束支撑的关键参数进行了有限元分析，包括加劲肋长度、约束构件刚度、摩擦系数、限位方式、间隙和螺栓间距等关键参数进行了分析，得出了定性的规律。提出了屈曲约束支撑的简化模拟方法，可以有效地提高计算效率。

(5) 第五章为结论与展望。主要归纳全文的研究成果，指出需要进一步研究的方向。

第2章 全钢装配式屈曲约束支撑设计

2.1 前言

本章对新型侧面可检视的全钢装配式屈曲约束支撑进行试件设计，试件的三维模型如图 2.1 所示，试件由内芯、约束构件、高强螺栓、垫圈、加劲肋和端板组成。内芯中部设置凸起与限位槽相卡合，即约束构件的轴向刚体位移与内芯中部位移一致，内芯由线切割方法加工而成；面板两端进行开槽处理，保证在加载过程中加劲肋端部与面板不发生接触，单个约束构件由面板和槽钢焊接而成；垫圈用于固定内芯与约束构件之间的间隙，中间位置的垫圈用限位槽代替，厚度为内芯厚度与间隙之和；加劲肋焊接在内芯两端用于加强内芯端部的面外刚度，采用高强度螺栓将内芯与两组约束构件连成一体。

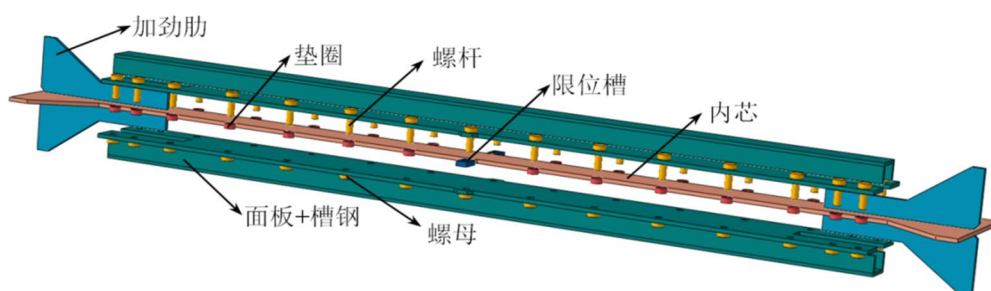


图 2.1 IBRB 三维模型图

以往的试验研究结果表明，屈曲约束支撑的破坏模式主要有六种，即：(1) 整体稳定破坏、(2) 局部稳定破坏、(3) 端部非约束段的扭转失稳破坏、(4) 约束构件抗弯强度破坏、(5) 内芯加劲肋端部低周疲劳破坏、(6) 内芯中部低周疲劳破坏，典型的屈曲约束支撑失效模式见图 2.2。屈曲约束支撑的破坏模式与具体的构造有关，屈曲约束支撑的设计理论应能保证在满足屈曲约束支撑使用要求的情况下，避免(1)~(5)种破坏模式的发生，并尽量提高支撑的低周疲劳性能与延性。



(a) 约束构件端部失效



(b) 内芯端部非约束段扭转失稳破坏

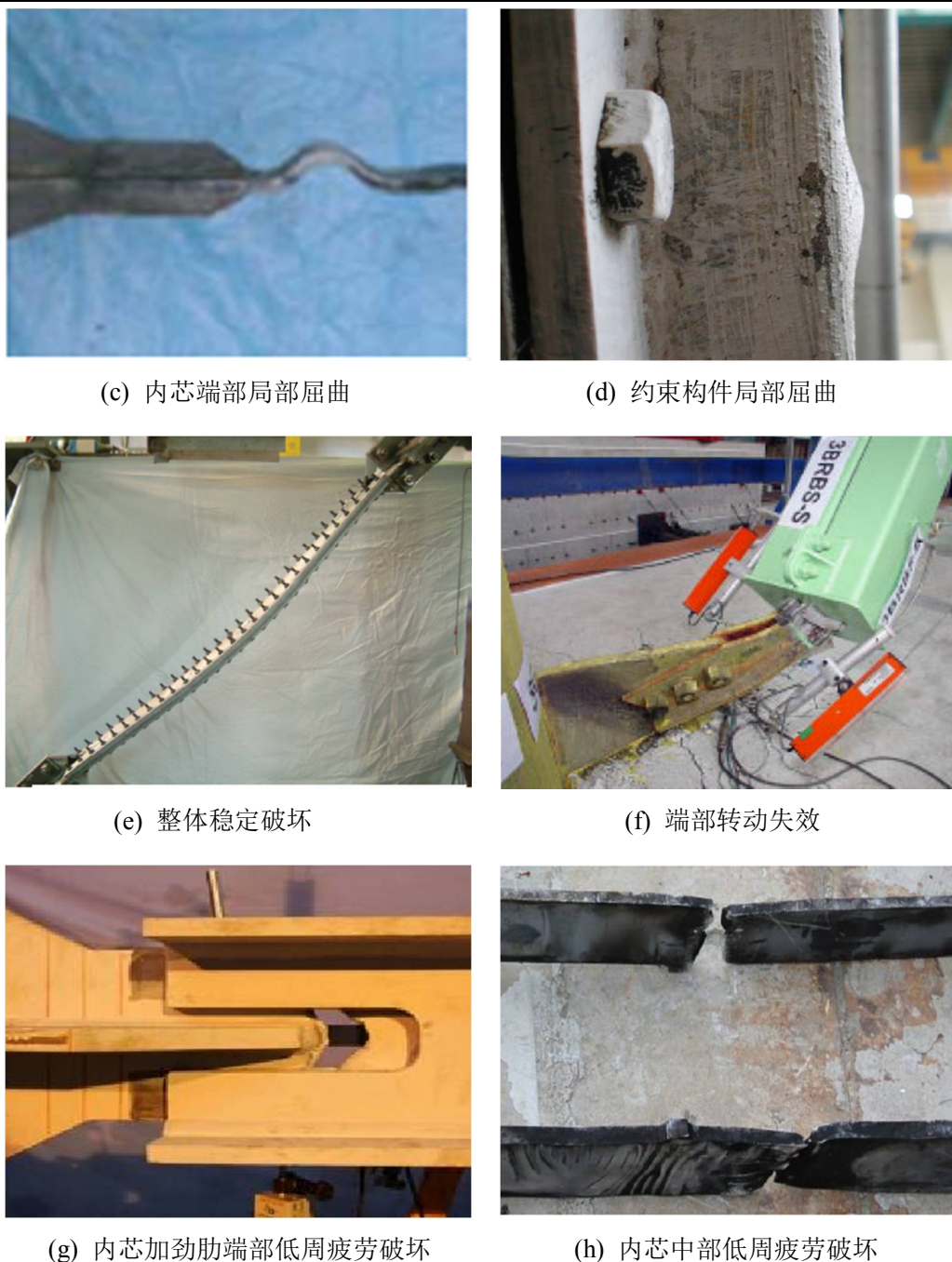


图 2.2 典型的屈曲约束支撑失效模式

2.2 内芯高阶屈曲机理

内芯在受压时会受到约束构件的限制，随着轴向受压位移的增加，内芯将产生高阶的微幅多波屈曲变形，内芯首先与约束构件发生点接触，并随即转变为部分线接触的状态，并不断在点接触和线接触之间转变。对于两端固结的屈曲约束支撑，内芯的变形过程如下：

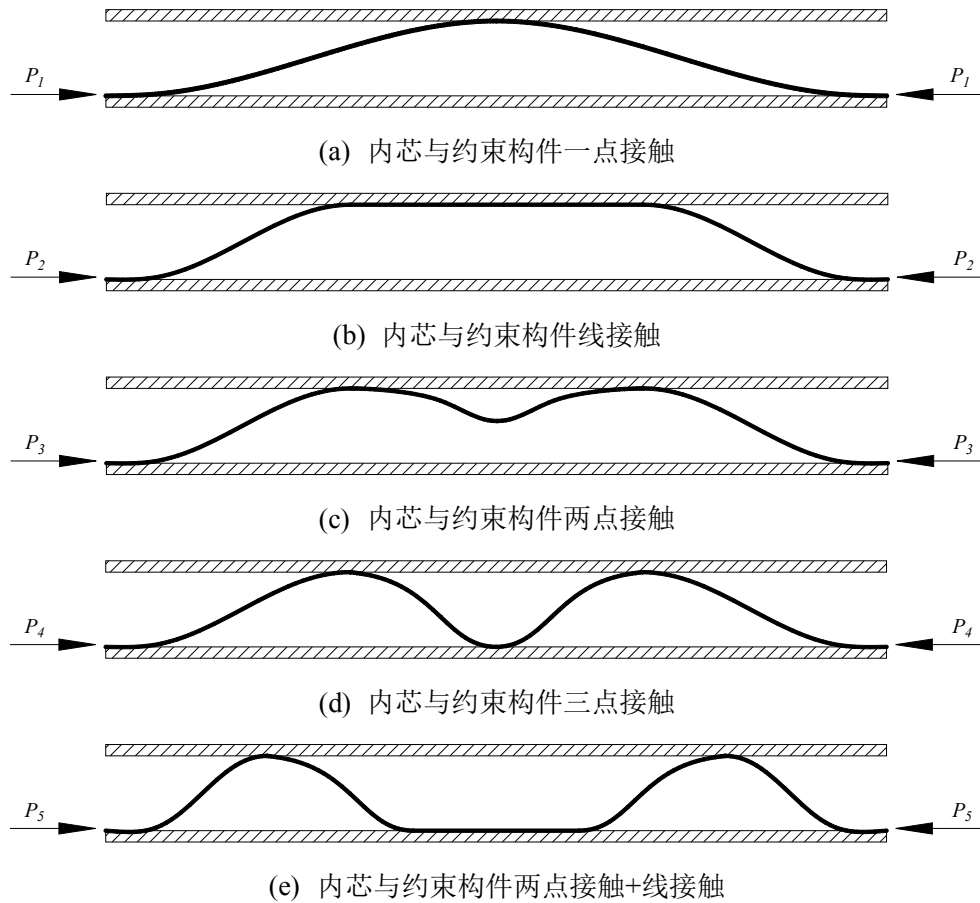


图 2.3 内芯受压变形过程

在屈曲约束支撑内芯波长和接触力的研究上,已经有学者^[46,58]做过大量相关研究,随着轴向压力的增加,内芯处于点接触和线接触的变化过程中,内芯波长沿长度方向分布并不均匀。为简化计算一般均忽略内芯与约束构件之间的摩擦力作用,根据 Genna 等^[46]的研究结果,内芯的屈曲波长可表示为:

$$l_c = 2l_0 = 4\pi \sqrt{\frac{(EI)_{\text{eff}}}{P}} \quad (2.1)$$

同时,临界状态下接触点的法向作用力为:

$$N = \frac{8g_0}{l_c} P \quad (2.2)$$

式中: l_c 为内芯临界状态下的屈曲波长, $(EI)_{\text{eff}}$ 为内芯进入塑性状态的有效弯曲刚度, g_0 为内芯与约束构件之间厚度方向总间隙的一半, P 为轴向压力,在设计中可取为 $\omega\beta F_y$ 。

2.3 内芯受压承载力

屈曲约束支撑内芯的屈服力为:

$$F_y = A_c \sigma_y \quad (2.3)$$

式中： A_c 为内芯横截面积； σ_y 为内芯的屈服强度，见第三章材性试验结果。

屈曲约束支撑内芯的设计极限压力为：

$$F_{\max} = \beta \omega F_y \quad (2.4)$$

式中： ω 为内芯材料的硬化系数，即强屈比，根据材性试验结果可取为1.5； β 为内芯受压承载力调整系数，反映屈曲约束支撑拉压承载能力的差异，由下式确定：

$$\beta = \left| F_{u\max}^- / F_{u\max}^+ \right| \quad (2.5)$$

式中： $F_{u\max}^-$ 与 $F_{u\max}^+$ 分别为某一次循环下支撑最大抗压与抗拉承载能力。由于泊松效应和摩擦力的作用， $F_{u\max}^-$ 一般大于 $F_{u\max}^+$ ，也即 $\beta > 1.0$ ，AISC 2005建议 β 不超过30%，故取为1.3。

本次试验中，内芯截面取为 $100 \times 10 \text{mm}$ ，屈服段长度 $L_y = 1700 \text{mm}$ ，内芯钢材为Q235-B，则内芯的屈服力为：

$$F_y = A_c \sigma_y = 100 \times 10 \times 282 = 282 \text{kN}$$

内芯的设计极限压力为：

$$F_{\max} = \beta \omega F_y = 1.3 \times 1.5 \times 282 = 550 \text{kN}$$

2.4 支撑整体稳定设计

2.4.1 按已有研究方法设计

已有的屈曲约束支撑的整体稳定设计方法主要有两类^[58]，一是利用约束构件的刚度对支撑整体稳定进行设计，即将约束构件看做是一个压杆稳定问题。然而，对于设计和构造合理的屈曲约束支撑，约束构件并不直接承受轴向力作用，因此这种认识的偏差带来的不仅仅计算思路上的问题，而且很多较为关键的因素并不能考虑在内。比如内芯与约束构件之间的间隙、内芯端部的转动以及实际结构中可能传递给支撑的弯矩等。二是整体稳定设计方法，也可称之为基于抗弯承载力的设计方法，这是一种更接近约束构件实际受力情况的方法。

Watanabe等^[6]建议对于钢套管内填混凝土约束型屈曲约束支撑，约束构件的约束比（即临界弹性屈曲承载力与内芯的极限受压承载力的比值）宜大于1.5；Chou等^[42]通过构件试验和参数化数值模拟对约束比的取值进行了研究，建议对于装配式屈曲约束支撑的约束比宜大于2.5。

采用Timoshenko弹性稳定性理论^[59]对支撑进行整体受力分析，假定支撑两

端在轴向（ x 向）压力 P 作用下发生横向（ y 向）屈曲，内芯和约束构件的弹性模量和截面抗弯惯性矩分别为 E_1 、 I_1 和 E_2 、 I_2 ，二者之间有横向分布力 $q(x)$ 的相互作用，取隔离体如图 2.4 所示，建立如下平衡方程。

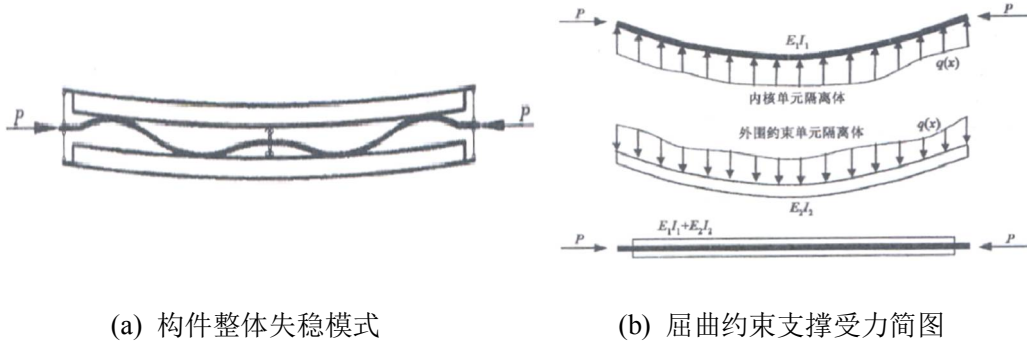


图 2.4 屈曲约束支撑整体失稳模式及屈曲分析模型

内芯的平衡微分方程为：

$$E_1 I_1 \frac{d^4 y}{dx^4} + P \frac{d^2 y}{dx^2} = -q(x) \quad (2.6)$$

约束构件的平衡方程为：

$$E_2 I_2 \frac{d^4 y}{dx^4} = q(x) \quad (2.7)$$

将式(2.7)代入式(2.6)可得：

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + \left(\frac{P}{E_1 I_1 + E_2 I_2} \right) \frac{d^2 y}{dx^2} = -q(x) \quad (2.8)$$

对方程(2.8)引入边界条件进行求解，并近似取内芯和约束构件的长度相等，可得到屈曲约束支撑整体失稳极限承载力：

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 (E_1 I_1 + E_2 I_2)}{(kl)^2} \quad (2.9)$$

其中， k 为考虑两端约束条件的计算长度系数，两端铰接时取 $k=1.0$ ，两端固接时取 $k=0.5$ ，实际情况介于二者之间。Black 等^[8]认为内芯的抗弯刚度远小于约束构件的抗弯刚度（ $E_1 I_1 \ll E_2 I_2$ ），即：

$$P_{cr} \approx \frac{\pi^2 E_2 I_2}{(kl)^2} \quad (2.10)$$

式(2.10)形式上与约束构件受压临界弹性屈曲承载力相同，但从屈曲约束支撑的工作原理可见，约束构件是通过整体抗弯承载力防止支撑发生整体失稳破坏，并不直接承担轴向荷载。若保证 P_{cr} 大于支撑可能承受的最大轴向压力 P ，则屈

曲约束支撑不会发生整体失稳破坏。

上述简化分析方法并未考虑支撑的初始弯曲等的影响，日本学者 Fujimoto 等^[5]针对钢管混凝土约束形式的屈曲约束支撑，考虑了支撑内芯的初始挠度，以约束构件外边缘受弯屈服作为整体失稳的临界状态推导了屈曲约束支撑的整体稳定设计公式，其计算简图如图 2.5 所示。

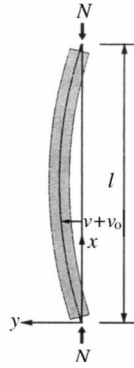


图2.5 整体稳定分析计算简图

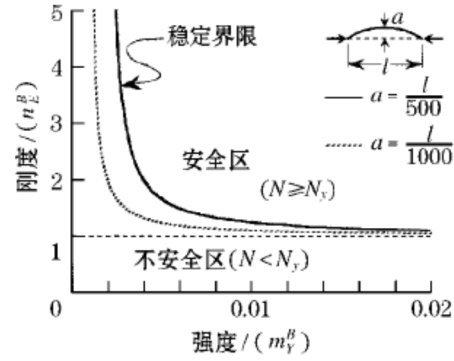


图2.6 强度—刚度相关曲线

当支撑两端为铰接时，其整体稳定平衡微分方程为(不考虑内芯和填充混凝土的刚度贡献，不考虑间隙的影响)：

$$E_2 I_2 \frac{d^2 v}{dx^2} + (v + v_0) N = 0 \quad (2.11)$$

式中： v 为支撑受压后附加弯曲挠度；设支撑内芯初始挠度 v_0 为一正弦半波，即：

$$v_0 = a \sin \frac{\pi x}{l} \quad (2.12)$$

式中： a 为支撑内芯的跨中初始挠度幅值。

代入式(2.12)求解微分方程(2.11)，可得支撑内芯受压力为 N 时，总的弯曲挠度为：

$$v + v_0 = \frac{a}{1 - N/P_{cr}} \sin \frac{\pi x}{l} \quad (2.13)$$

要保证支撑在可能达到的最大压力作用下不发生整体失稳破坏，则支撑跨中最大横向变形处的外弯矩 M_c 应小于约束钢管所能提供的跨中边缘屈服弯矩 M_t ，可得：

$$M_c = N(v + v_0)_{\max} = \frac{Na}{1 - N/P_{cr}} < \sigma_y \frac{I_2}{D/2} = M_t \quad (2.14)$$

式中： σ_y 为外围约束钢管的屈服应力， I_2 为钢管的惯性矩， D 为钢管截面高度。

则式(2.14)可改写为：

$$\frac{P_{cr}}{N} > 1 + \left(\frac{\pi^2 E_2 a}{2 \sigma_y l} \right) / \left(\frac{l}{D} \right) \quad (2.15)$$

日本学者 Inoue 等^[60, 61]认为，屈曲约束支撑整体稳定破坏的原因是约束构件

的刚度或强度不足造成的, 即若约束构件刚度不足, 则无法约束支撑内芯的屈曲变形, 若约束构件强度不足, 即使约束单元的刚度很大也会由于约束构件强度不足使得约束机制失效, 造成支撑的整体失稳破坏。Inoue 等对式(2.15)进行改写, 得到:

$$\left(1 - \frac{1}{n_E^B}\right) m_y^B > \frac{a}{l} \quad (2.16)$$

式中: $n_E^B = P_{cr} / N$, 定义为无量纲的刚度参数指标 (约束比), $m_y^B = M_l / (Nl)$, 定义为无量纲的强度指标参数。式(2.16)即为“强度-刚度”相关公式, 其相关曲线如图 2.6 所示。赵俊贤等^[62]指出:

(1)安全区与危险区界限明确, 相关曲线以上区域为安全区域, 此时支撑满足整体稳定的要求; 相关曲线以下的区域为危险区, 此时支撑会发生整体失稳。

(2)外包约束构件的强度指标越大, 为维持整体稳定所需要的刚度指标越小, 反之亦然。因此, 说明外包约束构件的强度与刚度指标是相关的, 只用刚度指标 (约束比)评价会存在片面性。

(3)初始挠度对支撑构件的整体稳定性影响较大, 初始挠度越大其安全区域便越小。

Chou 等^[42]考虑初始缺陷、间隙和加载偏心的影响对支撑的整体稳定进行了分析, 支撑整体屈曲变形状态如图 2.7 所示, 利用 P- δ 二阶效应可推导平衡方程为:

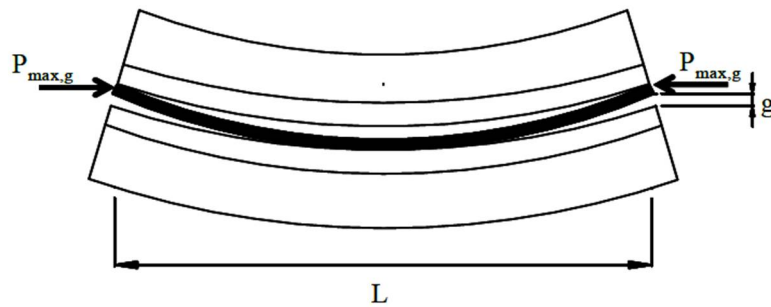


图 2.7 支撑整体屈曲变形状态

$$E_r I_r \frac{d^2(y - y_0)}{dx^2} + P_{\max,g} (y + g + e) = 0 \quad (2.17)$$

式中: E_r 为约束构件的弹性模量, I_r 为约束构件的整体惯性矩, y 为支撑的横向挠度, y_0 为支撑的初始挠度, g 为内芯与约束构件之间的总间隙, e 为端部加载偏心 (取 1mm), $P_{\max,g}$ 为支撑轴向压力。假定初始挠度和间隙为正弦半波:

$$y_0 = i \sin \frac{\pi x}{L} \quad g = 2g_0 \sin \frac{\pi x}{L} \quad (2.18)$$

其中, i 为支撑跨中的初始变形, 取为 $L/1000$; g_0 为内芯与约束构件厚度方向的单侧间距, 取为 1mm 。

将式 (2.18) 代入式 (2.17) 即可求得跨中变形 δ 为:

$$\delta = \frac{(i + g + e)}{1 - \frac{P_{\max, g}}{P_{cr}}} \quad (2.19)$$

故屈曲约束支撑跨中弯矩 M_{mid} 为:

$$M_{\text{mid}} = \frac{P_{\max, g}(i + g + e)}{1 - \frac{P_{\max, g}}{P_{cr}}} \quad (2.20)$$

要保证支撑在最大压力作用下不发生整体失稳破坏, 则支撑跨中最大横向变形处的外弯矩 M_{mid} 应小于约束构件能提供的跨中边缘屈服弯矩 M_t 。

装配式屈曲约束支撑的约束构件可以看作格构式构件, 为了简化计算, 可按实体构件进行计算, 并对约束比进行适当放大以保证支撑的整体稳定。在轴向压力作用下, 考虑二阶效应, 约束构件中部的弯矩最大, 应保证约束构件在整体变形状态下跨中截面边缘不屈服。

取面板尺寸 $178 \times 10\text{mm}$, 槽钢尺寸 $70 \times 42 \times 6\text{mm}$, 约束构件的长度为 1980mm , 截面对中性轴的整体惯性矩为:

$$\begin{aligned} I_r &= 2\left(\frac{178}{12} \times 10^3 + 178 \times 10 \times 11^2 + \frac{12}{12} \times 42^3 + 16 \times 42 \times 37^2 + \frac{54}{12} \times 6^3 + 54 \times 6 \times 55^2\right) \\ &= 4.41 \times 10^6 \text{mm}^4 \end{aligned}$$

采用 Black 等建议的设计方法, 计算长度系数取为 1, 约束构件失稳临界力与设计极限压力的比值为:

$$\frac{P_{cr}}{F_{\max}} = \frac{\pi^2 E_r I_r}{L_r^2 F_{\max}} = \frac{\pi^2 \times 211900 \times 4.41 \times 10^6}{1980^2 \times 550 \times 10^3} = \frac{2.35 \times 10^6}{550 \times 10^3} = 4.27$$

采用 Inoue 等改写的计算公式, 验算如下:

$$M_t = \frac{\sigma_y I_r}{y_{\max}} = \frac{278 \times 4.41 \times 10^6}{58} = 2.11 \times 10^7 \text{N} \cdot \text{mm}$$

$$\left(1 - \frac{1}{n_E^B}\right) m_y^B = \left(1 - \frac{N}{P_{cr}}\right) \frac{M_t}{Nl} = \left(1 - \frac{550 \times 10^3}{2.35 \times 10^6}\right) \times \frac{2.11 \times 10^7}{550 \times 10^3 \times 1980} = 0.015 > \frac{a}{l} = 0.001$$

采用 Chou 等建议的支撑整体设计方法, 验算如下:

$$M_{\text{mid}} = \frac{P_{\text{max},g}(i+2g_0+e)}{1-\frac{P_{\text{max},g}}{P_e}} = \frac{550 \times 10^3 \times (1.98+2+1)}{1-\frac{550 \times 10^3}{2.35 \times 10^6}} = 3.58 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\frac{M_t}{M_{\text{mid}}} = \frac{2.11 \times 10^7}{3.58 \times 10^6} = 5.89$$

由以上几种设计方法的验算结果可知,本文选择的约束构件截面尺寸满足设计要求,能够避免支撑发生整体稳定破坏。

2.4.2 装配式屈曲约束支撑整体稳定设计方法

装配式屈曲约束支撑的约束构件主要通过高强螺栓连接,而螺栓布置呈一定离散性,约束刚度沿纵向不均匀,这将导致各约束单元不能完全参与协同工作,如果采用与普通整体截面相同的设计方法会有一定误差,为此需要对装配式屈曲约束支撑的整体稳定设计方法进行分析。

本文中的屈曲约束支撑的约束构件由两组相同的约束单元通过高强螺栓连接组成,可以将约束构件看作双肢缀板格构式构件。格构式构件绕实轴失稳时计算方法与整体截面相同,绕虚轴失稳时其整体稳定与整体截面不完全相同,构件的稳定性将受到剪切变形的影响,因此绕虚轴的稳定承载力有所降低。

缀板格构式构件绕虚轴失稳的示意图如图 2.8 所示,构件两端铰接,任一点 A 的侧向变形 y 由两部分组成,即弯曲变形 y_1 和剪切变形 y_2 ^[63]。

由弯曲变形关系可得:

$$\frac{d^2 y_1}{dz^2} = -\frac{M}{EI_x} = -\frac{Py}{EI_x} \quad (2.21)$$

由剪切变形关系可得:

$$\frac{dy_2}{dz} = \gamma_1 V = \gamma_1 P \frac{dy}{dz} \quad (2.22)$$

式中: γ_1 为单位剪力作用下的剪切角, EI_x 为格构式构件的抗弯刚度。

由 $y = y_1 + y_2$ 可得:

$$\frac{d^2 y}{dz^2} = \frac{d^2 y_1}{dz^2} + \frac{d^2 y_2}{dz^2} = -\frac{Py}{EI_x} + \gamma_1 P \frac{dy}{dz} \quad (2.23)$$

$$\frac{d^2y}{dz^2} + \frac{Py}{EI_x(1-P\gamma_1)} = 0 \quad (2.24)$$

令 $k^2 = \frac{P}{EI_x(1-P\gamma_1)}$ ，可得：

$$\frac{d^2y}{dz^2} + k^2y = 0 \quad (2.25)$$

假定变形曲线为正弦曲线，即 $y = \Delta \sin(\pi z / l)$ ，可解得 k 的最小值为 π / l 。即可求出双肢缀板式格构式构件绕虚轴的失稳临界力：

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EA}{\lambda_x^2 + \pi^2 EA \gamma_1} = \frac{\pi^2 EA}{\lambda_{0x}^2} \quad (2.26)$$

式中： P_{cr} 为失稳临界力， λ_x 为按整体截面计算的长细比， λ_{0x} 为格构式构件的换算长细比。

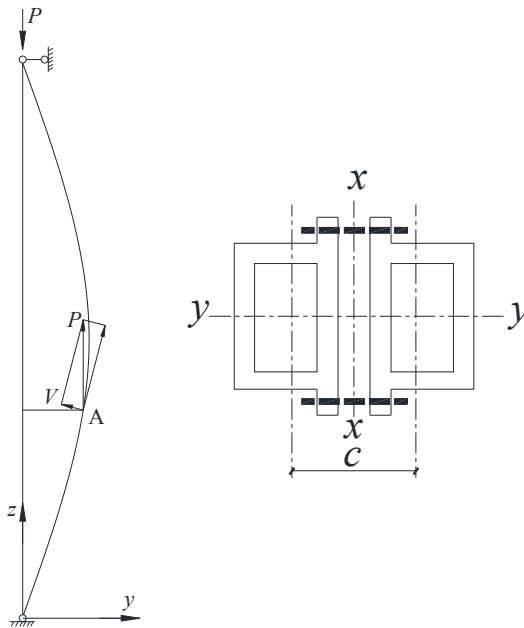


图 2.8 格构式缀板双肢构件屈曲变形

高强螺栓与约束构件之间的连接紧密，连接可先视为刚接，因而分肢和缀板(螺栓)组成一个多层的框架，假定变形时反弯点在每层分肢和每个缀板(螺栓)的中点。双肢缀板构件受压时的整体屈曲变形如图 2.9(a)所示，取多层刚架相邻两组反弯点间的一层，单位剪力作用下该层的变形如图 2.9(b)所示，两个分肢承受的剪力均为 $1/2$ ，单位剪力作用下该层分肢和螺栓的弯矩图如图 2.9(c)所示。

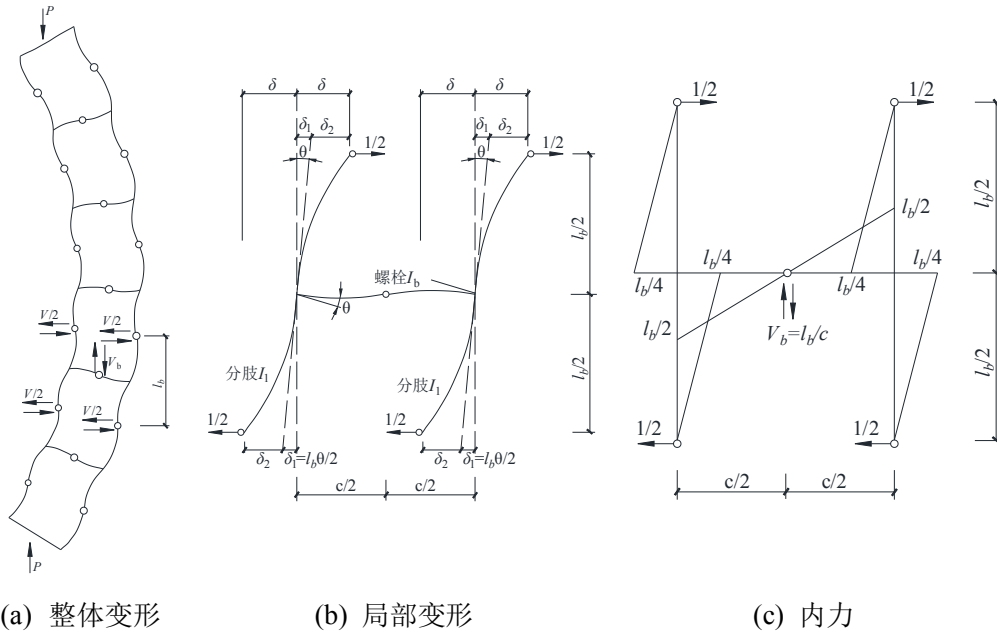


图 2.9 格构式缀板双肢构件变形和内力图

分枝的水平位移 δ 由缀板的弯曲变形引起的 δ_1 和分枝的弯曲变形 δ_2 两部分组成，可以分别进行计算。单位剪力作用下缀板端部弯矩为 $l_b/2$ ，可将缀板看作一端固定，一端简支，跨度为 $c/2$ 的构件，按图 2.10(a)所示的位移法即可计算出缀板端部的转角 θ 和由此引起的分枝水平位移 δ_1 ，即：

$$\theta = \frac{M}{3i} = \frac{l_b/2}{3EI_b/0.5c} = \frac{l_b c}{12EI_b} \quad (2.27)$$

$$\delta_1 = \frac{l_b}{2} \theta = \frac{l_b^2 c}{24EI_b} \quad (2.28)$$

式中： θ 为缀板端部的转角， δ_1 为由缀板的弯曲变形引起分枝水平位移， l_b 为螺栓间距， c 为两组约束单元中性轴的距离， EI_b 为螺栓的抗弯刚度。

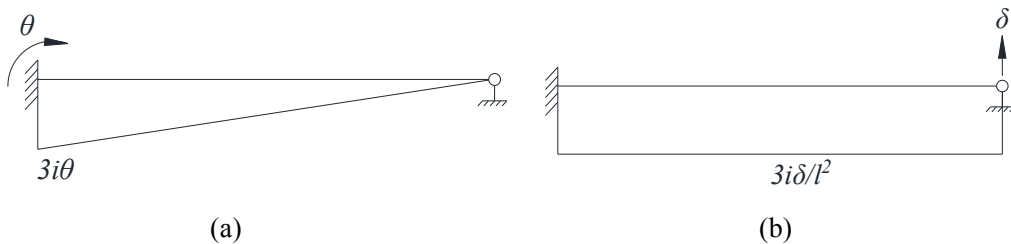


图 2.10 位移法基本弯矩图

分枝自身的弯曲变形 δ_2 可按一端固定，一端简支，跨度为 $l_b/2$ 的构件计算，端部剪力为 $1/2$ ，按图 2.10(b)所示的位移法即可计算出分枝端部的位移 δ_2 ，即：

$$\delta_2 = \frac{V}{3i/l^2} = \frac{1/2}{3EI_b/(0.5l_b)^3} = \frac{l_b^3}{48EI_b} \quad (2.29)$$

式中： δ_2 为由分肢弯曲变形引起的分肢水平位移， EI_1 为分肢绕自身弱轴的抗弯刚度。

因此，分肢的水平位移 δ 为：

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 = \frac{l_b^2 c}{24EI_b} + \frac{l_b^3}{48EI_1} = \frac{l_b^3}{48EI_1} \left(1 + 2 \frac{I_1/l_b}{I_b/c}\right) = \frac{l_b^3}{48EI_1} \left(1 + \frac{2}{k}\right) \quad (2.30)$$

单位剪力作用下，该层框架的剪切角 γ_1 为：

$$\gamma_1 = \frac{\delta}{0.5l_b} = \frac{l_b^2}{24EI_1} \left(1 + \frac{2}{k}\right) = \frac{\lambda_1^2}{12EA} \left(1 + \frac{2}{k}\right) \quad (2.31)$$

由式（2.19）可得，双肢缀板格构式构件的换算长细比 λ_{0x} 为：

$$\lambda_{0x} = \sqrt{\lambda_x^2 + \frac{\pi^2}{12} \left(1 + \frac{2}{k}\right) \lambda_1^2} \quad (2.32)$$

式中： k 为两组螺栓线刚度之和与分肢线刚度的比值， λ_1 为分肢对其自身弱轴的长细比。

所以，在计算类似于本文中的装配式屈曲约束支撑的整体稳定时，约束构件绕虚轴的失稳临界力为：

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EA}{\lambda_x^2 + \frac{\pi^2}{12} \left(1 + \frac{2}{k}\right) \lambda_1^2} \quad (2.33)$$

将上述临界力带入众多学者提出的约束构件整体稳定计算公式中即可对屈曲约束支撑的整体稳定进行设计，由此方法设计的约束构件是偏保守的。同时，按此方法计算的装配式屈曲约束支撑的整体稳定承载力应不低于按分肢绕其自身弱轴惯性矩之和所计算的稳定承载力。

采用 Black 等^[8]建议的设计方法，计算长度系数取为 1，螺杆直径 $d = 16\text{mm}$ ，螺栓纵向间距 $l_b = 160\text{mm}$ ，螺杆的惯性矩 $I_b = 3.2 \times 10^3 \text{mm}^4$ ，两组约束构件中性轴的距离 $c = 43\text{mm}$ ，按整体截面计算的惯性矩 $I = 4.41 \times 10^6 \text{mm}^4$ ，分肢绕其自身弱轴的惯性矩 $I_1 = 7.98 \times 10^5 \text{mm}^4$ ，分肢的截面面积 $A_1 = 2632 \text{mm}^2$ ，约束构件总长 $L = 1980\text{mm}$ ，假定螺栓对约束构件的约束作用足够，根据以上参数可求得约束构件的屈曲临界力与内芯设计极限压力的比值为：

$$\frac{P_{cr}}{F_{\max}} = \frac{\pi^2 E_r A_r}{\lambda_{0x}^2 F_{\max}} = \frac{\pi^2 \times 211900 \times 5264}{97^2 \times 550 \times 10^3} = 2.12 > 1, \text{ 满足要求。}$$

若按分肢绕其自身弱轴惯性矩之和计算整体稳定承载力，可得：

$$\frac{P_{cr}}{F_{max}} = \frac{\pi^2 E_r (2I_1)}{L_r^2 F_{max}} = \frac{\pi^2 \times 211900 \times 2 \times 7.98 \times 10^5}{1980^2 \times 550 \times 10^3} = 1.55 > 1$$

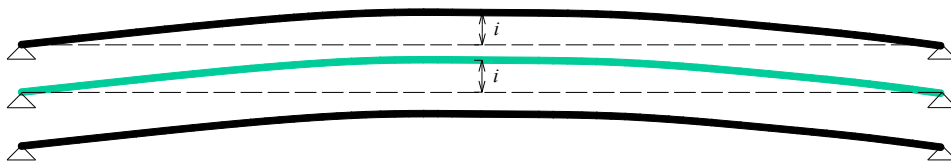
2.4.3 多波屈曲对整体稳定承载力的影响

屈曲约束支撑整体稳定承载力的计算一般是假定其两端简支,采用欧拉公式或者“强度-刚度准则”对其进行验算,如 Chou 等^[42]考虑初始缺陷、间隙和端部偏心所采用的验算公式如下:

$$M_{mid} = \frac{P_{max,g}(i+g+e)}{1 - \frac{P_{max,g}}{P_{cr}}} \leq M_y^R \quad (2.34)$$

式中: $P_{max,g}$ 为支撑轴向压力, P_{cr} 为约束构件的欧拉屈曲荷载, i 为约束构件中部的初始侧向挠度, g 为内芯与约束构件之间的总间隙, e 为端部加载偏心(取 1mm), M_{mid} 为考虑 $P-\Delta$ 效应所引起的约束构件中部弯矩, M_y^R 为约束构件的边缘屈服弯矩, 上式为基于抗弯承载力的设计方法。式(2.34)将屈曲约束构件作为一个整体进行分析, 并且忽略内芯对整体刚度的贡献, 没有考虑内芯多波屈曲对整体稳定承载力的影响, Usami^[41]等对内芯与约束构件之间的相互作用关系进行了分析, 并对整体稳定设计公式进行了改进。

为了更好地了解整体屈曲的条件, 对屈曲约束支撑的整体屈曲机理进行了分析。图 2.11 分别给出了屈曲约束支撑的初始状态, 内芯与约束构件单点接触状态和内芯与约束构件多点接触状态, 并假定约束构件和内芯的初始挠度一致。随着轴向压力的增加, 支撑的侧向变形由初始状态(图 2.11(a))发展到单点接触状态(图 2.11(b)), 此时内芯的变形为一阶屈曲变形。当轴向压力进一步增加, 支撑的侧向变形由单点接触状态(图 2.11(b))发展到多点接触状态(图 2.11(c)), 此时内芯发生多波屈曲变形。然而, 在发生整体屈曲之前, 作用在上下两组约束构件上的总接触力是平衡的, 约束构件的侧向变形非常小。如果约束构件的刚度较低, 当轴向压力逐渐增加, 支撑的整体屈曲变形会引起约束构件更大的侧向变形, 因此接触力仅作用于上部的约束单元, 如图 2.11(c)所示。虽然接触力的大小不容易计算, 理论上可以假定在每个接触点处接触力的大小相同。只要轴向压力逐渐增加, 约束构件的侧向变形就会增加, 约束构件中部截面进入屈服被认为是 BRB 的极限状态。



(a) 初始状态

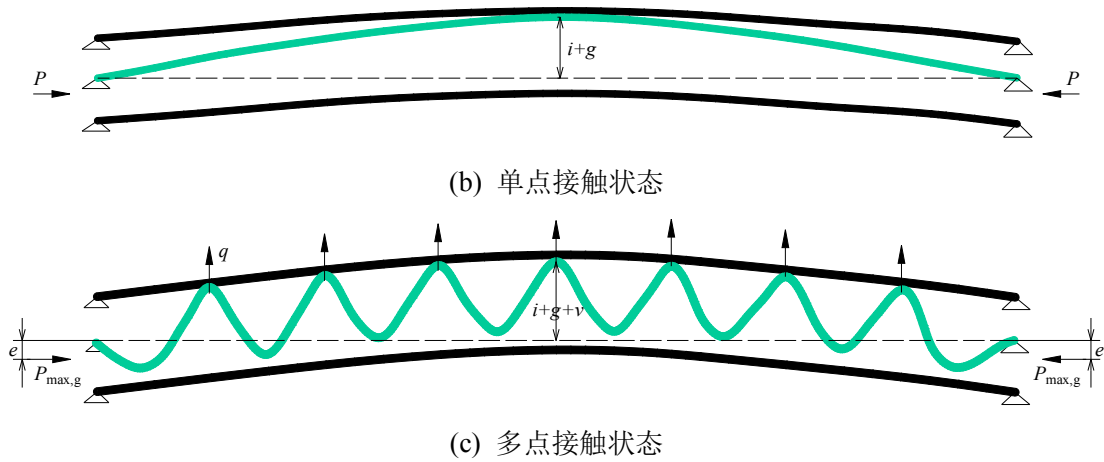


图 2.11 屈曲约束支撑的整体屈曲行为

当支撑发生整体屈曲时，约束构件中部的弯矩可表示为：

$$M_{\text{mid}} = P_{\text{max},g} (i + g + e + v) \quad (2.35)$$

式中： v 为整体屈曲时约束构件中部的侧向变形。当支撑发生整体屈曲时，假定内芯作用于约束构件上的接触力为均匀分布的线荷载，并且如果进一步假设接触分布力 q 和由接触力引起的弯矩 M_{mid} 仅由约束构件承担，则可以得到：

$$v = \frac{5qL^4}{384E_r I_r} = \frac{5L^2}{48E_r I_r} \cdot \frac{1}{8} qL^2 = \frac{5M_{\text{mid}} L^2}{48E_r I_r} \quad (2.36)$$

将式(2.36)代入式(2.35)，可以得到如下方程：

$$M_{\text{mid}} = \frac{P_{\text{max},g} (i + g + e)}{1 - \frac{5P_{\text{max},g} L^2}{48E_r I_r}} \approx \frac{P_{\text{max},g} (i + g + e)}{1 - 1.03 \frac{P_{\text{max},g}}{P_{\text{cr}}}} \quad (2.37)$$

当约束构件的强度和刚度比较大时，上述推导过程是合适的，并且整体屈曲会在内芯形成多波屈曲以后发生。然而，当约束构件的强度和刚度不是很大时，整体屈曲可能在内芯发生多波屈曲变形之前发生。在极端情况下，整体屈曲可能发生在内芯中部与约束构件接触的时刻，如图 2.11(b)所示。此时，接触力沿支撑全长不均匀分布，可将其视为在约束构件的中部施加一个集中载荷。在这种情况下，通过类似于上述的推导，式(2.37)中分母最后部分的系数 1.03 变为 0.82。该结果表明，如果假定接触力均匀分布则其计算公式偏于安全。

可以看出，内芯与约束构件之间的相互作用对支撑的整体稳定承载力有一定的影响，当内芯与约束构件为中部单点接触时，支撑的实际整体稳定承载力大于不考虑相互作用所计算得到的整体稳定承载力；当内芯与约束构件为多点接触时，支撑的实际整体稳定承载力小于不考虑相互作用所计算得到的整体稳定承载力，

但两者差距不大。所以在支撑的整体稳定承载力的计算中可以不考虑内芯和约束构件之间的接触力，可将其作为一个整体进行稳定承载力的计算分析。

2.5 约束构件局部强度设计

在轴向压力作用下，内芯会产生高阶屈曲，如图 2.12 所示，内芯进入明显的塑性弯曲变形状态，因此内芯截面上部分区域处于弹性卸载状态，部分区域处于塑性加载状态，如图 2.13 所示。

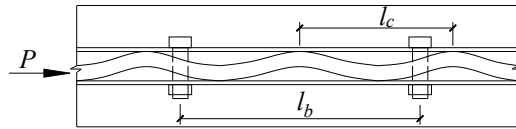


图 2.12 内芯高阶屈曲模态

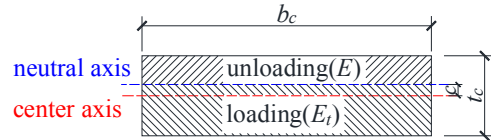


图 2.13 内芯的加卸载区

众多学者取屈服后模量 $E_t=0.02E$ ，并进行相应的计算。Lin^[64]采用双模量理论来考虑截面上同时存在的加载和卸载现象。有效弯曲刚度计算如下：

$$(EI)_{\text{eff}} = E_t \int_0^{t_c/2+c} x^2 b_c dx + E \int_0^{t_c/2-c} x^2 b_c dx \quad (2.38)$$

式中： E_t 为钢材的屈服后模量，取为 $0.02E$ ； c 为截面中心线和中性轴之间的距离。根据 Lin^[64]的研究结果，截面面积的 25%处于弹性卸载状态，由此计算可得内芯的有效弯曲刚度约为弹性刚度的 6%，但真正的弹性卸载区域面积还与间隙等因素有关，并不能准确的确定。本文在计算内芯对约束构件的作用力和内芯的屈曲波长时取 $(EI)_{\text{eff}} = 0.06EI$ 。

本研究中的屈曲约束支撑采用螺栓连接组合而成，而螺栓强度直接影响屈曲约束支撑的强度，因此须提供足够的螺栓强度使屈曲约束支撑发挥良好的滞回耗能性能。当内芯产生高模态屈曲时，螺栓需提供足够的强度以防止内芯将两组独立的约束构件分离，内芯在轴向受压屈服时对单侧约束构件的总侧向力 F_1 为：

$$F_1 = \frac{L_c}{l_c} N = \frac{8g_0 L_c \omega \beta F_y}{l_c^2} = \frac{g_0 L_c (\omega \beta F_y)^2}{2\pi^2 (EI)_{\text{eff}}} = \frac{1 \times 1700 \times (550 \times 1000)^2}{2\pi^2 \times (0.06 \times 187315 \times 100 \times 10^3 / 12)} = 279 \text{ kN}$$

式中： L_c 为内芯屈服段长度， N 为单个接触点的法向作用力，采用 8.8s 级 M16

规格高强度螺栓，因此可求得内芯屈服段对应范围的螺栓数量 N_b 为：

$$N_b = \frac{F_1}{T_b} = \frac{F_1}{A_{\text{eff}} f_t^b} = \frac{279 \times 10^3}{157 \times 400} \approx 5$$

式中： T_b 为螺栓抗拉承载力设计值， A_{eff} 为螺栓的有效截面面积， f_t^b 为螺栓的抗拉强度设计值。

内芯屈服段对应范围的螺栓数量根据计算结果、构造条件和支撑的整体性确定，取 $N_b = 22$ ，螺栓间距 $L_b = 160\text{mm}$ ，端部螺栓间距适当减小。

约束构件在内芯宽度方向上的受力形式如图 2.14 所示，一个螺栓间距范围内约束构件承受的荷载 F_2 为：

$$F_2 = \frac{L_b}{l_c} N = \frac{L_b}{L_c} F_1 = \frac{160}{1700} \times 279 = 26.3\text{kN}$$

式中： L_b 为螺栓沿支撑轴向的间距， l_c 为内芯屈曲波长， N 为单个接触位置的法向作用力。

在 F_2 的作用下，约束构件的弯矩和剪力如图 2.14 所示，其中 $a=30.5\text{mm}$ ， $b=35\text{mm}$ ，其中 A 点为危险点，利用 Von Mises 屈服准则对 A 点进行强度验算：

$$\sigma_x = \frac{My_1}{I_m} = \frac{[0.5F_2a - 0.25F_2a^2 / (a+b)] \times 0.5t}{L_b t^3 / 12} = 260\text{MPa}$$

$$\tau_{xy} = \frac{V}{A} = \frac{0.5F_2 - 0.5F_2a / (a+b)}{L_b t} = 10\text{MPa}$$

$$\sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} = \sqrt{260^2 + 3 \times 10^2} = 261\text{MPa} < \sigma_y = 403\text{MPa}$$

式中： I_m 为一个螺栓间距范围内面板的惯性矩， t 为面板厚度，经验算 A 点的强度满足设计要求，即面板厚度满足要求。

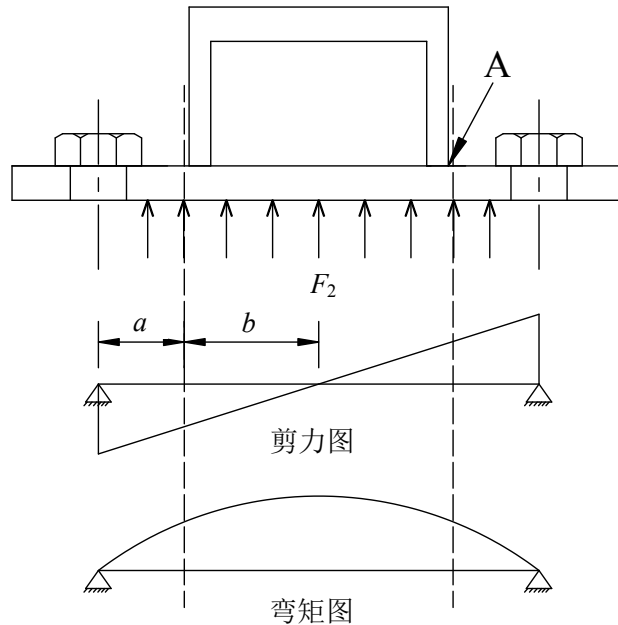


图 2.14 约束构件横向受力形式

当内芯产生高阶屈曲时，约束构件在内芯长度方向上的受力形式如图 2.15 所示。

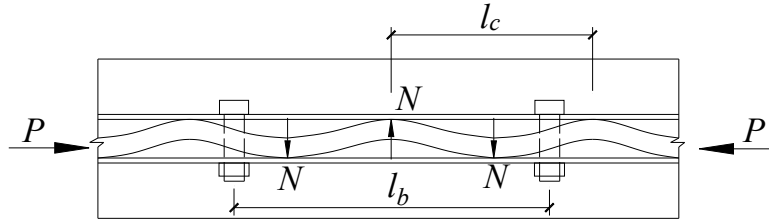


图 2.15 约束构件轴向受力形式

假设内芯发生高阶屈曲时相邻两螺栓间内芯对约束构件的作用力位于中点处，约束构件与螺栓之间的约束视为铰接支座，即可求得约束构件中部的最大弯矩为：

$$M_{mb} = \frac{1}{4} F_2 L_b = \frac{1}{4} \times 26.3 \times 10^3 \times 160 = 1.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

单侧约束构件能承受的最大弯矩 M_{\max} 按边缘纤维屈服准则计算：

$$M_{\max} = \frac{\sigma_y I_1}{y'} = \frac{403 \times 7.98 \times 10^5}{36.2} = 8.88 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

式中： σ_y 为约束构件的屈服强度， I_1 为约束构件绕自身弱轴的惯性矩， y' 为约束构件外侧至其自身弱轴的最大距离，由计算结果可知约束构件弯矩最大截面满足强度设计要求。

螺栓的数量和间距由总的法向接触力和单个螺栓间距范围内约束构件的抗弯强度所决定。

2.6 内芯端部扭转稳定设计

内芯两端无约束区一般为十字形截面，假设 BRB 受压时绕其形心轴发生扭转，则无约束段可以分成两块三边简支、第四边自由的受压板^[65]。在平面内压力的作用下，受压板将发生变形，设其变形函数为 $w(x, y)$ ，则该块板的平衡方程为：

$$D \left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} \right) + \sigma_n t \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0 \quad (2.39)$$

式中： $D = Et^3 / (12(1-\nu^2))$ 为板的抗弯刚度， t 为板的厚度。

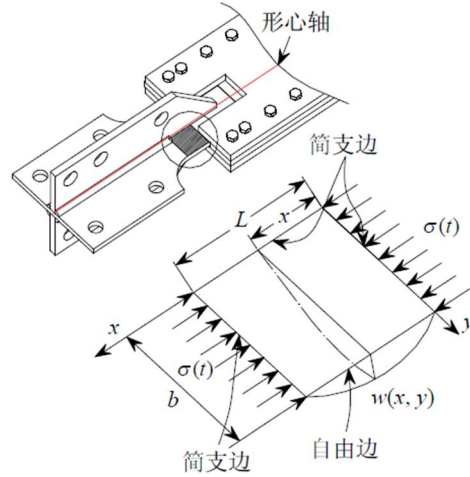


图 2.16 无约束段的变形示意图

当薄板由平衡位置受压变形到新的平衡位置时, 压应力所做的功等于存储在板内的弯曲应变能, 可表示为:

$$\frac{1}{2} \iint \sigma_x t \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 dx dy = \frac{1}{2} D \iint \left[\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)^2 + \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)^2 + 2\nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + 2(1-\nu) \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right)^2 \right] dx dy \quad (2.40)$$

假设板在受压屈曲时的边界条件, 其变形函数假定为半个正弦波, 可设为:

$$w(x, y) = A \frac{y}{b} \sin \frac{\pi x}{l} \quad (2.41)$$

式中: b 为板宽, 即为试件核心板宽度的一半; l 为板长, 为核心板端部无约束段长度与轴向伸长最大值之和。

将式(2.41)代入式(2.40)可求解出板弹性屈曲临界应力为:

$$\sigma_{cr} = \left[\frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \frac{b^2}{l^2} + G \right] \frac{t^2}{b^2} \quad (2.42)$$

上述求解过程假定板处于弹性阶段。当板进入塑性时, 计算公式应采用板的切线模量(E_t)代替弹性模量(E)^[66], 相应的板进入塑性以后剪切模量也将发生改变。定义板的割线模量为: $E_s = \sigma_{11} / \varepsilon_{11}$, 割线剪切模量为: $G_s = \tau_{12} / 2\varepsilon_{12}$, 根据塑性力学中全量理论, 可以得出关于割线剪切模量, 割线模量与弹性模量之间的一个相互关系为:

$$G_s = \frac{E_s}{3 - (1-2\nu) \frac{E_s}{E}} \quad (2.43)$$

将式(2.38)代入式(2.37), 并且取屈服后泊松比为 $\nu=0.5$, 从而可得板塑性屈曲临界应力为:

$$\sigma_{cr} = \frac{E_t}{3} \left[\frac{\pi^2 b^2}{3 l^2} + \frac{E_s}{E_t} \right] \frac{t^2}{b^2} \quad (2.44)$$

在此问题中，为了便于计算，可近似取值： $E_s = \sqrt{EE_t}$ ，因此板发生塑性屈曲的临界应力为：

$$\sigma_{cr} = \frac{E_t}{3} \left[\frac{\pi^2 b^2}{3 l^2} + \sqrt{\frac{E}{E_t}} \right] \frac{t^2}{b^2} \quad (2.45)$$

为防止无约束区段发生扭转屈曲，只需保证 $\sigma_{cr} > \sigma_y$ ， σ_y 为内芯的屈服强度。本文设计的屈曲约束支撑能够满足端部稳定性的要求。

2.7 内芯板的疲劳寿命

屈曲约束支撑是通过内芯的往复塑性变形来耗散能量，当应变幅值较大时内芯在很小的循环次数下便发生破坏，表现出一定的低周疲劳性能。描述循环次数 N_f 与应变幅 $\Delta\varepsilon$ 关系的 Manson-Coffin 方程常用于低周疲劳问题的评价，表达形式如下^[67, 68]：

$$\Delta\varepsilon_e = C_e \cdot (N_f)^{k_e} \quad (2.46)$$

$$\Delta\varepsilon_p = C_p \cdot (N_f)^{k_p} \quad (2.47)$$

式中： $\Delta\varepsilon_e$ 为弹性应变幅， $\Delta\varepsilon_p$ 为塑性应变幅， N_f 为破坏循环次数， C_e, C_p, k_e, k_p 为材料参数。采用总应变幅可表示为：

$$\Delta\varepsilon = C_e \cdot (N_f)^{k_e} + C_p \cdot (N_f)^{k_p} \quad (2.48)$$

式中： $\Delta\varepsilon$ 为总应变幅。弹性应变幅、塑性应变幅和总应变幅如图 2.17 所示。

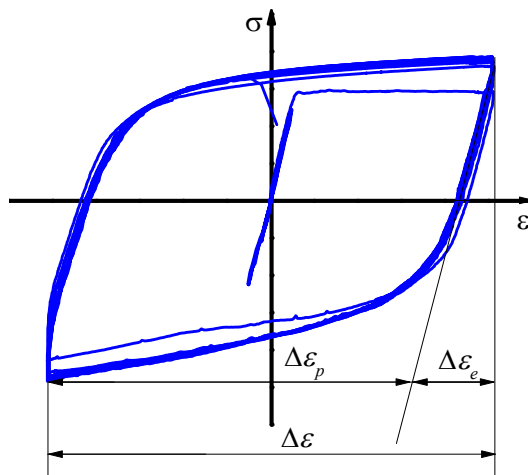


图 2.17 滞回环中的应变幅

因为弹性应变相对于塑性应变相对较小，并且直接得到的为总应变幅，所以总应变幅-疲劳寿命方程可近似由下式给出：

$$\Delta\varepsilon = C \cdot (N_f)^k \quad (2.49)$$

式中， C 和 k 为材料参数。当应变幅一定时可根据材料参数按上式计算疲劳寿命，通常结构承受的应变幅并不固定，不能直接按上式进行计算。在变幅荷载作用下，可以按 Miner 线性损伤累积准则计算，当损伤因子达到 1 时结构发生破坏，即：

$$D = \sum_{i=1}^n \frac{n_i}{N_{fi}} = 1.0 \quad (2.50)$$

式中： n_i 为应变幅等于 $\Delta\varepsilon_i$ 时的循环次数， N_{fi} 为应变幅等于 $\Delta\varepsilon_i$ 时疲劳寿命， D 为损伤因子。

防屈曲支撑虽然宏观上表现为拉压，但内芯在轴向压力作用下会发生微幅高阶屈曲变形，内芯的应变沿轴向分布不均匀，因此应找出最不利点即应变最大点，对此点应用 Manson-Coffin 公式。在受拉过程中内芯各点拉应变相同，但是在受压过程中由于内芯产生屈曲，不仅有轴向压缩，还有弯曲变形，压应变最大点出现在波峰或波谷的内侧，如图 2.18 中的 A 点。

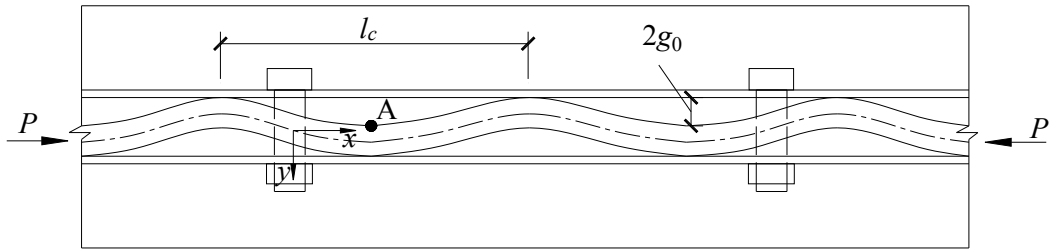


图 2.18 内芯压应变最大点

内芯在受压时会在强轴和弱轴两个方向发生屈曲变形，可只考虑内芯绕弱轴的屈曲变形，并忽略内芯的泊松效应，假定在一个半波长范围内内芯的变形为正弦曲线，坐标轴如图 2.18 所示，则：

$$y = g_0 \sin\left(\frac{2\pi x}{l_c}\right) \quad (2.51)$$

式中： g_0 为内芯厚度方向单侧间隙， l_c 为内芯屈曲波长。

根据受弯构件正应变与变形曲线的关系和内芯的屈曲波长可知 A 点截面边缘的弯曲正应变为：

$$\varepsilon_w = -\frac{t_c}{2\rho} = -\frac{t_c}{2} y'' = \frac{2\pi^2 g_0 t_c}{l_c^2} = \frac{g_0 t_c P}{2E_t I} = \frac{6g_0 \omega \sigma_y}{E_t t_c} \quad (2.52)$$

故在某个循环作用下 A 点的应变幅可近似表示为：

$$\Delta\varepsilon_A = \Delta\varepsilon_A^+ + \Delta\varepsilon_A^- + 6 \frac{g_0 \omega \sigma_y}{E_t t_c} \quad (2.53)$$

式中： $\Delta\varepsilon_A$ 为A点的应变幅， $\Delta\varepsilon_A^+$ 为A点的名义加载拉应变， $\Delta\varepsilon_A^-$ 为A点的名义加载压应变绝对值， g_0 为内芯厚度方向的单侧间隙， σ_y 为屈服强度， t_c 为内芯厚度， E_t 为内芯屈服后的模量， ω 为内芯材料的硬化系数。可见关键点的应变幅不只与平均应变有关还与支撑的间厚比有关，弯曲应变与间厚比呈线性关系。

如果A点也同时位于内芯绕强轴屈曲的波峰或波谷内侧，并考虑内芯的泊松效应，则A点的应变幅可表示为：

$$\Delta\varepsilon_A = \Delta\varepsilon_A^+ + \Delta\varepsilon_A^- + 6 \frac{\omega \sigma_y}{E_t t_c} (g_0 - 0.5\nu \Delta\varepsilon_A^- t_c) + 6 \frac{\omega \sigma_y}{E_t b_c} (g_1 - 0.5\nu \Delta\varepsilon_A^- b_c) \quad (2.54)$$

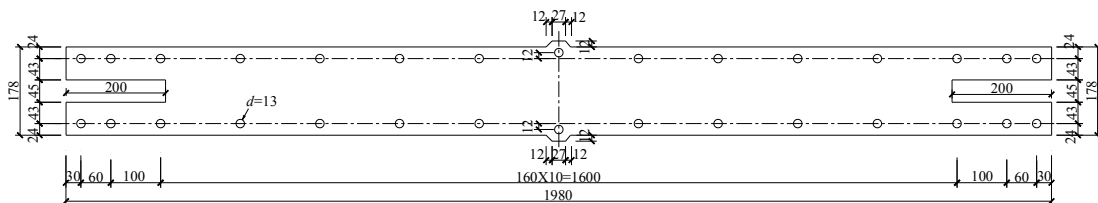
如果要得到屈曲约束支撑的疲劳寿命，需要进行不同应变幅值下内芯材料的疲劳试验，以确定内芯的材料参数C和k。

2.8 屈曲约束支撑设计构造

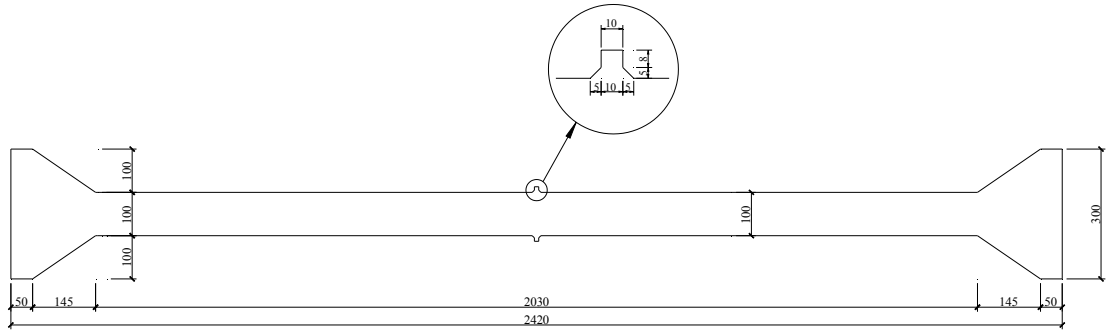
约束构件在加载过程中所受的力为接触点法向作用力和切向摩擦力，为了避免约束构件在摩擦力的作用下滑向一侧，在内芯中部设置凸起，与约束构件中部通过限位槽相连。加劲肋端部焊缝处常常因为焊接残余应力和几何突变而过早发生破坏，此时内芯其他部位并没有充分利用，严重降低屈曲约束支撑的疲劳性能和滞回耗能性能，所以对焊缝端部进行特殊的光滑处理，以减小焊接残余应力和几何突变造成的应力集中。

内芯端部加劲肋伸入约束构件的长度对屈曲约束支撑的性能有重要影响，应保证在加载过程中加劲肋始终在约束构件内部，本文加劲肋伸入约束构件内部的长度取为140mm。

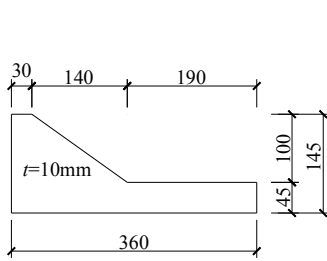
支撑设计详图如图2.19所示，其中内芯尺寸为 $b_c \times t_c = 100 \times 10\text{mm}$ ，内芯与约束构件之间的单侧间隙厚度方向 $g_0 = 1\text{mm}$ ，宽度方向 $g_1 = 2\text{mm}$ ，垫圈和限位槽厚度12mm。



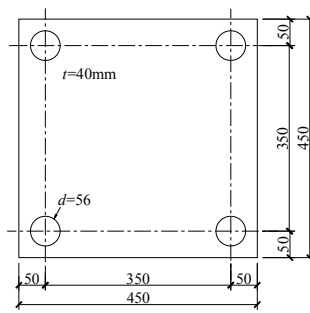
(a) 面板平面图



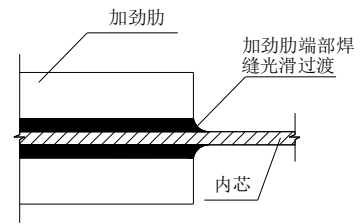
(b) 内芯平面图



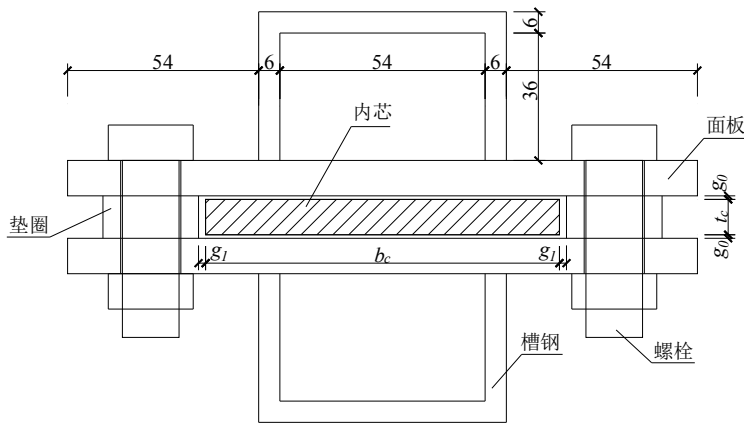
(c) 加劲肋平面图



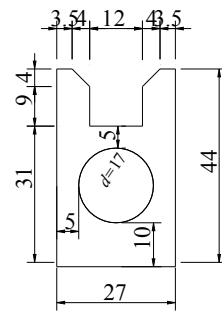
(d) 端板平面图



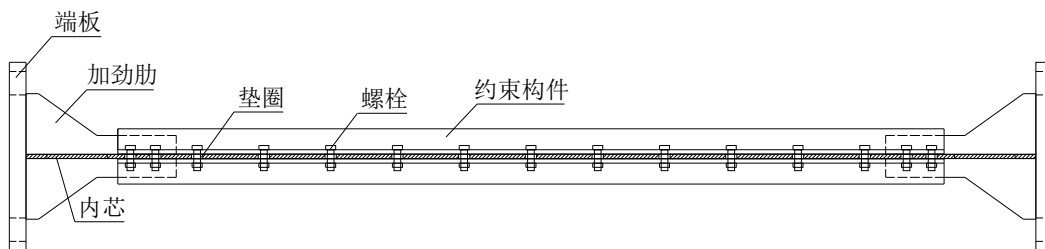
(e) 加劲肋端部焊缝圆滑处理



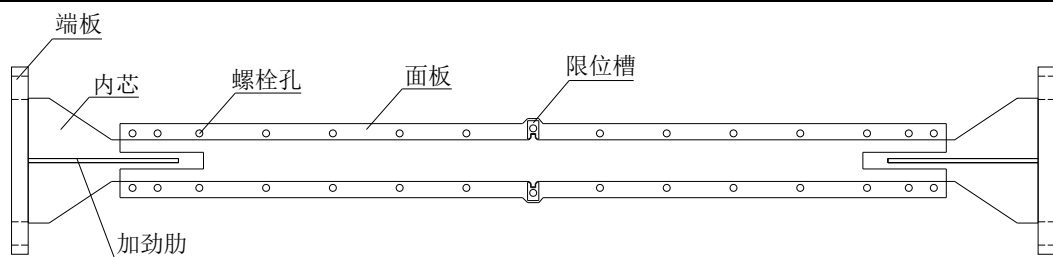
(f) 支撑横截面图



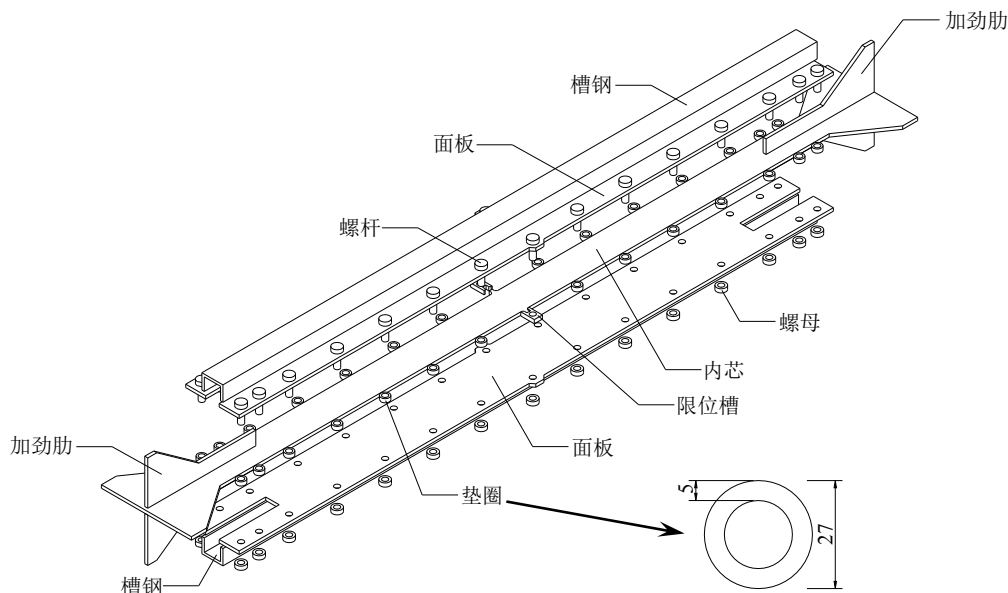
(g) 限位槽



(h) 屈曲约束支撑侧面图



(i) 屈曲约束支撑平面图



(j) 屈曲约束支撑整体轴侧分解图

图 2.19 侧面可检视全钢型装配式屈曲约束支撑设计详图

2.9 本章小结

本章对全钢装配式屈曲约束支撑进行了理论分析,探讨了内芯高阶屈曲机理、支撑整体稳定、约束构件局部强度、内芯端部扭转稳定和内芯板的疲劳寿命,在现有的屈曲约束支撑研究理论的基础上建立了适用于该种支撑的完整设计方法,得到如下结论:

(1) 首先根据以往的研究给出了全钢装配式屈曲约束支撑的整体稳定设计公式,可以作为该支撑整体稳定性的设计依据。将格构式缀板双肢柱的稳定理论应用于螺栓连接装配式屈曲约束支撑的整体稳定设计中,该设计方法偏保守。

(2) 推导了单个螺栓间距范围内约束构件沿内芯长度方向和宽度方向的强度设计公式,约束构件的局部强度控制点为槽钢与面板的交接点,在约束构件的设计中应保证面板具有足够的厚度。

(3) 应用 Manson-Coffin 方程并引入内芯沿强轴和弱轴方向的弯曲变形,推导出了内芯的最大应变幅和屈曲约束支撑的疲劳寿命表达式,指出了间厚比是影

响支撑疲劳性能的重要因素。

第3章 全钢装配式屈曲约束支撑试验研究

3.1 引言

第二章对全钢型装配式屈曲约束支撑的设计方法进行了阐述,并对本文所研究的构件进行了验算,设计出了构造合理的屈曲约束支撑。本章首先进行了内芯钢材 Q235-B 和约束构件钢材 Q345-B 的材性试验,对钢材的强度和延伸率进行了验证,然后设计了 5 组尺寸和构造均相同的全钢型装配式屈曲约束支撑,采用不同的加载制度对支撑进行轴向循环往复加载试验,对支撑的滞回耗能性能、低周疲劳性能、拉压不对称特性、构造合理性和破坏模式等进行研究,为其在工程中的应用提供参考。

3.2 材性试验

3.2.1 试验目的

屈曲约束支撑的内芯采用国产 Q235-B 钢材,加劲肋和约束构件等采用国产 Q345-B 钢材,对两种钢材进行单轴拉伸试验,以获得钢材的弹性模量、真实应力应变关系和延伸率等参数。

3.2.2 材性试件及试验方法

依据我国《金属材料-室温拉伸试验方法》(GB/T228-2010)及《钢及钢产品力学性能试验取样位置及试样制备》(GB/T2975-1998)的要求制作试件。材性试件与屈曲约束支撑构件取自同一块大钢板,沿着钢板的轧制方向切割。每种钢材试件各 3 个,试件设计尺寸如图 3.1 所示。

材性试验在同济大学材料力学试验室电子万能试验机上进行,试验设备为 10t 的双立柱电子试验机。试件根据《金属材料-室温拉伸试验方法》(GB/T228-2010)所规定的试验方法进行拉伸测试,采用的引伸计标距为 50mm,试件的加载速率为 2mm/min,微机全程自动加载及记录试验数据,材性试验加载过程见图 3.2。

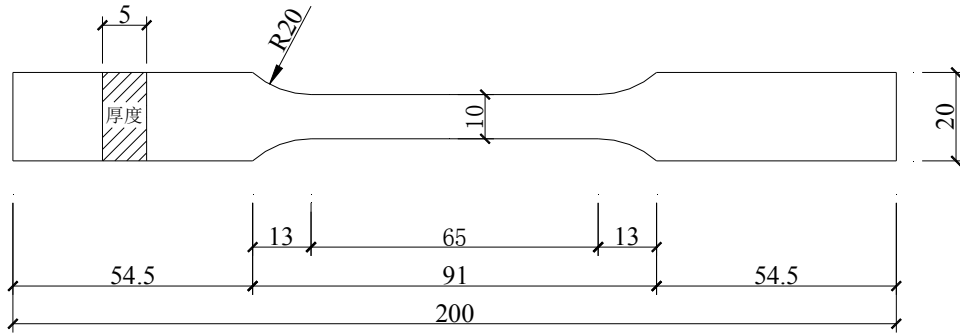


图 3.1 材性试件及尺寸 (单位: mm)

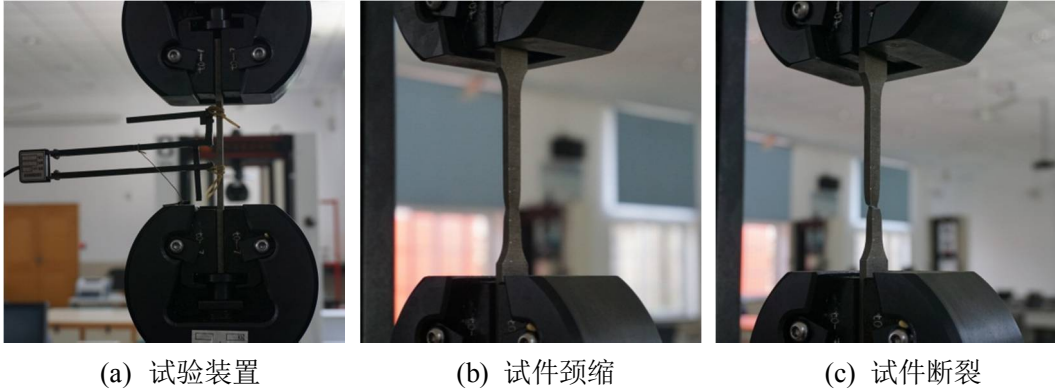


图 3.2 材性试验加载过程

3.2.3 材性试验结果

试验结果表明, 钢材破坏时均有明显的颈缩现象, 说明钢材变形能力良好, 最终破坏模式见图 3.3。

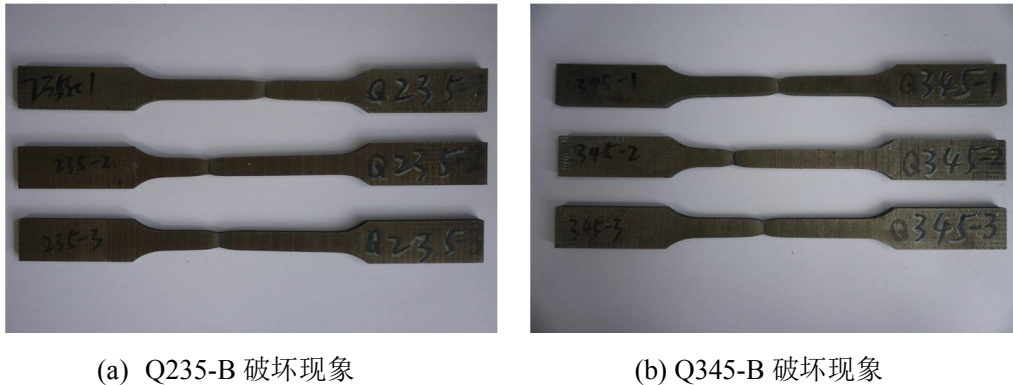


图 3.3 材性试件破坏现象

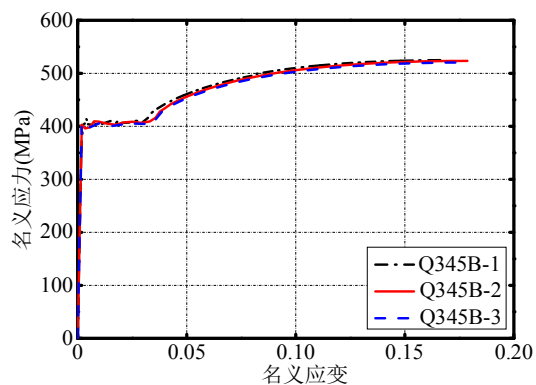
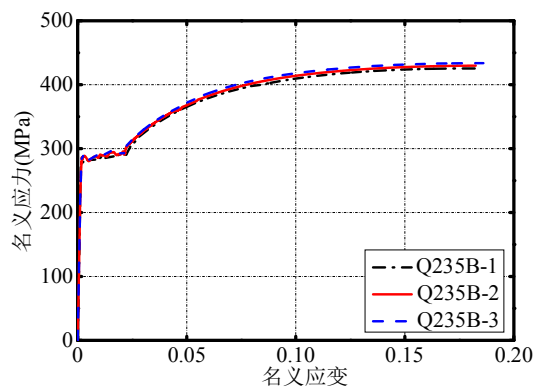
单轴拉伸试验得到的数据是以名义应变 ε_{nom} 和名义应力 σ_{nom} 表示的, 其计算公式为:

$$\varepsilon_{\text{nom}} = \frac{\Delta l}{l_0} \quad \sigma_{\text{nom}} = \frac{F}{A_0} \quad (3.1)$$

式中: Δl 是试件标距段的长度变化量, l_0 是试样标距段的长度, F 是轴向力, A_0

是试样标距段的初始截面面积。

为了避免损坏位移计,在试验过程中当试件开始颈缩时(承载力开始下降时)摘掉位移计。Q235-B 和 Q345-B 钢材的名义应力应变关系曲线如图 3.4 所示,试件钢材的屈服强度、极限强度、弹性模量和伸长率见表 3.1。



(a) Q235-B 名义应力应变曲线

(b) Q345-B 名义应力应变曲线

图 3.4 材性试样名义应力-应变曲线

表 3.1 单轴拉伸材性试验结果

材料	编号	σ_y (MPa)	σ_u (MPa)	屈强比	E (MPa)	标距段 伸长率
Q235-B	1	284	430	0.660	188398	30.0%
	2	287	434	0.661	184316	29.5%
	3	274	426	0.643	189232	28.9%
	平均值	282	430	0.656	187315	29.5%
Q345-B	1	406	525	0.773	215545	32.4%
	2	403	524	0.769	211620	31.2%
	3	400	520	0.769	208540	30.0%
	平均值	403	523	0.771	211900	31.2%

由图 3.4 及表 2.1 可知：1) 钢材变形性能较好，延伸率较高，具有较为稳定的屈服强度及极限抗拉强度。2) 试件屈强比均小于 0.8，具有明显的屈服平台，且伸长率均大于 25%，满足《建筑消能阻尼器》(JG/T 209-2012)^[69]对屈曲约束支撑构件内核材料力学性能的规定。

试验中得到的是名义应力应变曲线，为了准确地描述大变形过程中截面面积的改变，需要使用真实应变 $\varepsilon_{\text{true}}$ 和真实应力 σ_{true} 。试件在发生颈缩前变形均匀，由于塑性变形的不可压缩性，真实应力应变与名义应力应变之间可进行换算：

$$\varepsilon_{\text{true}} = \int_{l_0}^l \frac{dl}{l} = \ln(1 + \varepsilon_{\text{nom}}) \quad (3.2)$$

$$\sigma_{\text{true}} = \frac{F}{A} = \frac{F}{A_0 \frac{l_0}{l}} = \sigma_{\text{nom}} (1 + \varepsilon_{\text{nom}}) \quad (3.3)$$

式中： l 为试件标距的当前长度， A 为试件标距段的当前截面面积。

上述两种材料的名义应力应变曲线均只根据试验数据画到摘引伸计前，实际上材料在摘引伸计后到断裂前还能发生很大的变形，在 ABAQUS 有限元模型中用到的材料真实应力-塑性应变曲线应延伸到断裂时刻。为此，需要测量单轴拉伸试件断裂后的截面面积和断裂时所能承受的力，按下式 (3.4)、(3.5) 计算断裂时刻的真实应力和真实应变，计算结果见表 3.2。

$$\sigma_{\text{true}}^f = \frac{F_f}{A_f} = \frac{F_f}{b_f t_f} \quad (3.4)$$

由钢材材料体积守恒，即 $A_0 l_0 = A l$ 可得：

$$\varepsilon_{\text{true}}^f = \ln(1 + \varepsilon_{\text{nom}}^f) = \ln\left(1 + \frac{l - l_0}{l_0}\right) = \ln \frac{l}{l_0} = \ln \frac{A_0}{A} = \ln \frac{b_0 t_0}{b_f t_f} \quad (3.5)$$

式中： b_0 、 t_0 为试件标距段的初始宽度及厚度， b_f 、 t_f 为试件标距段的断裂宽度及厚度。

真实应变 $\varepsilon_{\text{true}}$ 是由塑性应变 ε_{pl} 和弹性应变 ε_{el} 两部分构成的。在 ABAQUS 中定义塑性材料材性参数时，需使用塑性应变 ε_{pl} ，其表达式为：

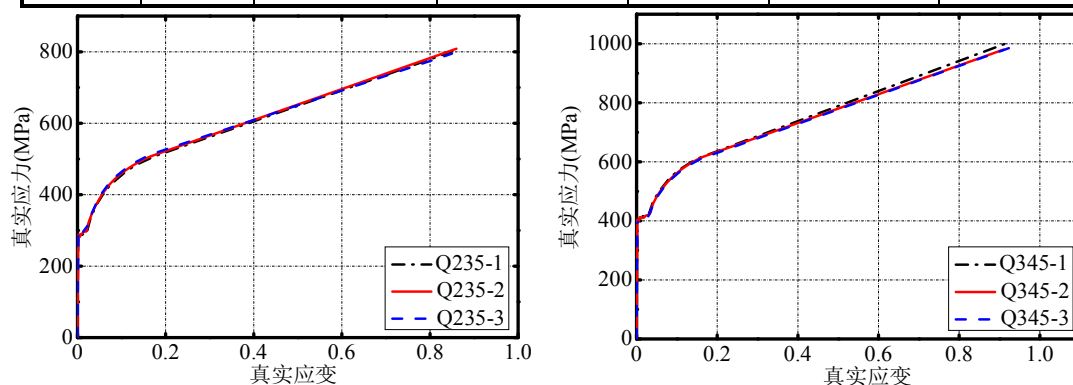
$$\varepsilon_{\text{pl}} = |\varepsilon_{\text{true}}| - |\varepsilon_{\text{el}}| = |\varepsilon_{\text{true}}| - \frac{|\sigma_{\text{true}}|}{E} \quad (3.6)$$

两种材料的真实应力-塑性应变曲线应由摘引伸计前的试验曲线延伸到断裂点，试件的真实应力-塑性应变曲线如图 3.5 所示，在后续的试验模拟的 ABAQUS 有限元分析中，材料属性均按图 3.5 中的曲线输入关键点。

表 3.2 单轴拉伸试件断裂时的真实应力和应变

材料	编号	初始截面	断裂截面	断裂力	断裂应力	断裂应变
----	----	------	------	-----	------	------

		$b_0 \times t_0$ (mm)	$b_f \times t_f$ (mm)	F_f (kN)	σ_{true}^f (MPa)	$\varepsilon_{\text{true}}^f$
Q235-B	1	10x5	6.9x3.1	17.13	800.8	0.85
	2	10x5	6.8x3.1	17.05	808.8	0.86
	3	10x5	6.9x3.1	17.00	794.8	0.85
	平均值	-	-	-	798.8	0.85
Q345-B	1	10x5	6.4x3.1	19.90	1003.0	0.92
	2	10x5	6.5x3.1	19.75	980.1	0.91
	3	10x5	6.3x3.1	19.40	993.3	0.94
	平均值	-	-	-	992.1	0.92



(a) Q235-B 真实应力应变曲线

(b) Q345-B 真实应力应变曲线

图 3.5 试样真实应力-应变曲线

3.3 IBRB 试验概况

3.3.1 试件概况

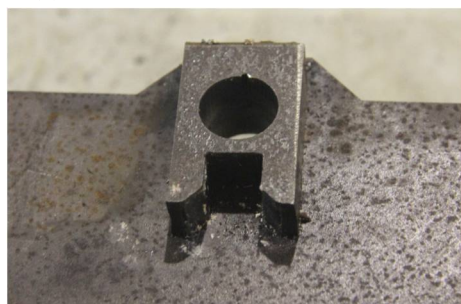
试件为全钢型侧面可检视的装配式屈曲约束支撑，一共五组，各组支撑尺寸和材料完全相同，内芯屈服段为一字形，在端部进行放大，并在垂直方向设置加劲肋，两组约束构件通过高强度螺栓连接而成，在螺栓所对应的位置设置垫圈以保证内芯与约束构件之间的间隙，内芯与约束构件之间不设置无粘结材料。支撑加工由上海彭赫机械有限公司完成，为减少试验材料的离散性，提高试验精度，所有支撑试件与前述材性试件均采自同一块钢板，加工方式采用慢走丝线切割，加工精度为 $\pm 0.1\text{mm}$ 。支撑包括端板在内的总长为 2.5m，内芯屈服段长度为 1.7m，具体的设计参数见图 2.18，支撑实物见图 3.6。



(a) 加劲肋端部焊缝光滑处理



(b) 加劲肋端部焊缝光滑处理



(c) 限位槽



(d) 支撑侧面图



(e) 支撑整体图



(f) 支撑整体图

图 3.6 屈曲约束支撑实物图

3.3.2 试验加载装置

侧面可检视的全钢型装配式屈曲约束支撑拟静力试验在同济大学工程结构抗火实验室进行，加载装置由 MTS 液压作动器、固定支座、加载支座和数据采集系统组成，液压作动器的最大加载力为 200t，力传感器位于作动器上，液压作动器出力与位移自动被控制电脑采集，加载装置示意图如图 3.6(f)所示。

3.3.3 试验加载制度

美国钢结构建筑抗震规定^[70] (ANSI/AISC 341-05) 附录 T 对屈曲约束支撑循环往复加载试验作出了规定，定义 Δ_{by} 为第一个屈服点的内芯轴向变形值， Δ_{bm} 为相应于设计层间位移时的变形值，AISC 规定的标准加载过程为：

- (1) 2 次加载循环，在对应于 $\Delta_b = \Delta_{by}$ 的变形处
- (2) 2 次加载循环，在对应于 $\Delta_b = 0.5\Delta_{bm}$ 的变形处
- (3) 2 次加载循环，在对应于 $\Delta_b = 1.0\Delta_{bm}$ 的变形处
- (4) 2 次加载循环，在对应于 $\Delta_b = 1.5\Delta_{bm}$ 的变形处
- (5) 2 次加载循环，在对应于 $\Delta_b = 2.0\Delta_{bm}$ 的变形处

(6) 根据需要，在对应于 $\Delta_b = 1.5\Delta_{bm}$ 的变形处对试件进行额外的加载循环，以获得至少为屈服变形 200 倍的累积的非弹性轴向变形。计算 Δ_{bm} 时，设计层间位移不应小于 0.01 层高。

AISC 规定的加载制度需要预先确定设计层间位移，然后再确定对应于设计层间位移的支撑轴向变形。支撑的轴向变形和层间位移满足关系：

$$\delta = \Delta_b \cos \alpha \quad (3.7)$$

$$\varphi = \frac{\Delta_b \sin \alpha}{L} \quad (3.8)$$

式中： δ 为支撑轴向变形值， φ 为支撑的转角， Δ_b 为层间位移， α 为支撑与水平面夹角， L 为支撑长度，如图 3.7 所示。

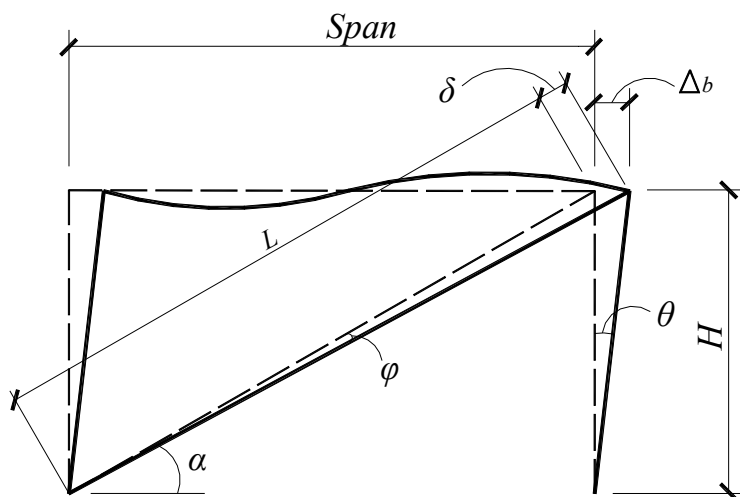
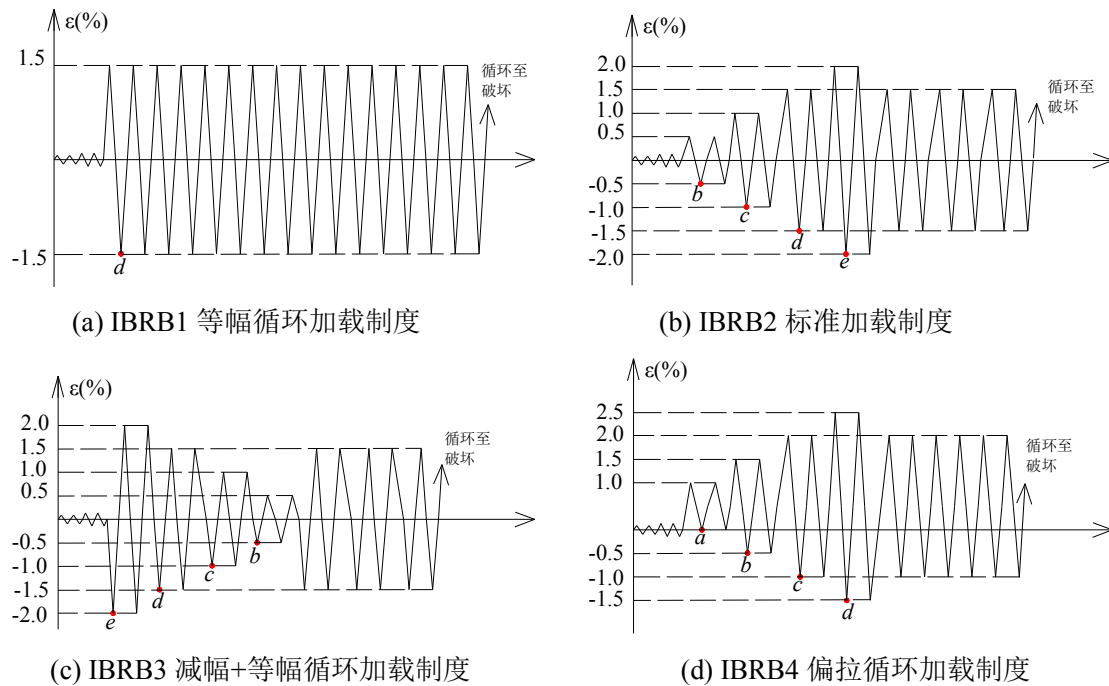


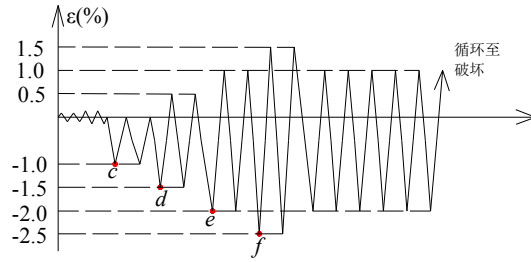
图 3.7 支撑变形与层间位移的关系

Tremblay 等^[40]的研究结果表明，对应于设计层间位移的支撑变形与支撑的安装角度、支撑屈服段长度与总长之比和周边框架构件对侧向刚度的贡献等有关。参数研究结果表明内芯屈服段的应变需求通常在 1%-2%，除非支撑的内芯屈服段长度非常短，此时内芯的应变可达到 3%-5%。在本文的研究中，对应于设计层间位移的内芯轴向变形需求取为 0.01 倍的内芯屈服段长度，即对应于设计层间位移的应变需求为 1%。

试验的加载制度分为预加载阶段和正式加载阶段。预加载的目的：①使试件的支承约束部位和加载部位接触良好，进入正常工作状态；②检查全部试验装置的可靠性；③检查全部测量仪器工作是否正常。预加载采用力控制，±150kN 循环 4 次。正式加载阶段采用位移控制加载，对 5 组试件分别进行等幅循环加载、标准循环加载、减幅循环加载、偏拉循环加载和偏压循环加载。内芯屈服段长度为 1700mm，钢材的屈服强度和弹性模量可根据材性试验结果计算得到，屈服位移为 $\delta_y = \sigma_y L / E = 282 \times 1700 / 187315 = 2.5\text{mm}$ ，其他每个循环下内芯的加载位移可根据相应的加载应变计算得到。

每组试件的加载制度如图 3.8 所示，试验过程中，在第一个相应的峰值压应变下保持作动器静止以测量内芯的高阶变形形状，监测点为 a-f，每个点对应于不同的峰值压应变，a-f 点对应的峰值压应变分别为 0.0%，0.5%，1.0%，1.5%，2.0%，2.5%。





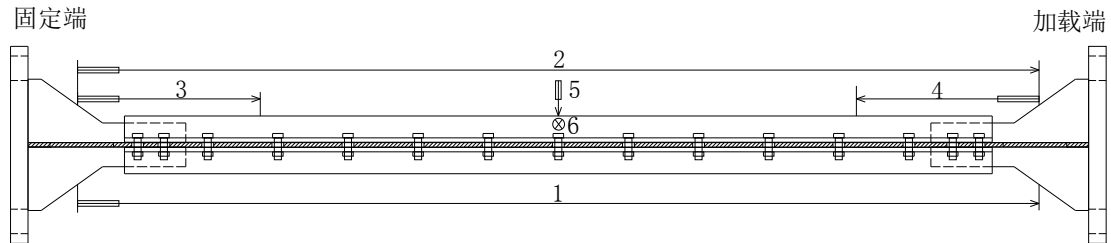
(e) IBRB5 偏压循环加载制度

图 3.8 试件加载制度

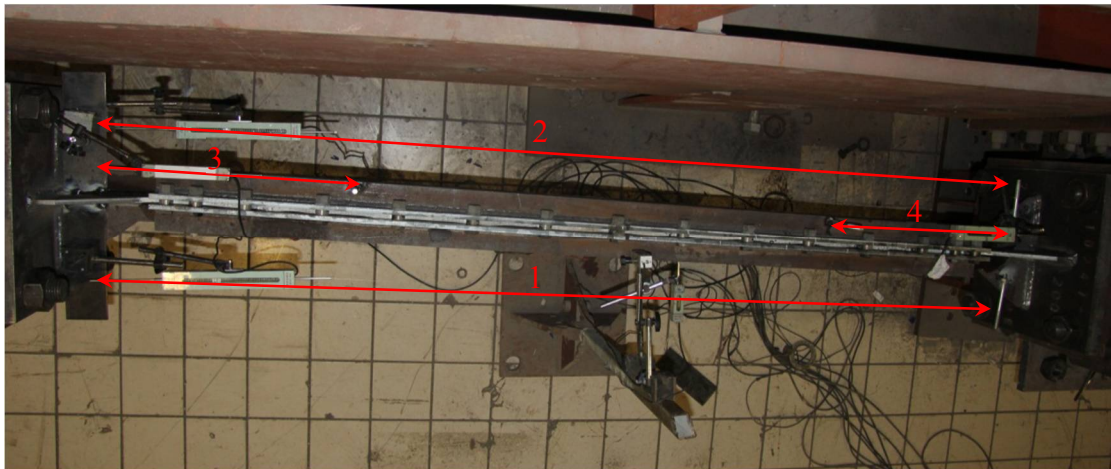
3.3.4 试验量测方案

(1) 位移测量

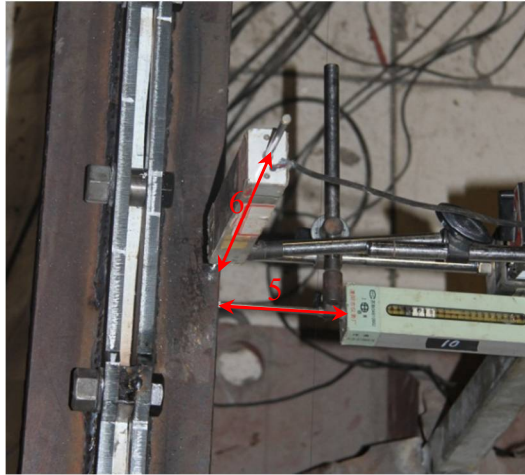
试验过程中一共布置 6 个拉线位移计，位移计 1 和 2 布置在屈曲约束支撑内芯两端截面放大处，用以测量支撑的总轴向变形量，通过位移计 1 和位移计 2 的平均值来控制支撑的总轴向位移；位移计 3 布置在内芯左端截面放大处与约束构件之间，用以测量屈曲约束支撑左端与约束构件的轴向相对位移，约束构件的轴向位移与内芯中部凸起的轴向位移保持一致；位移计 4 布置在内芯右端截面放大处与约束构件之间，用以测量屈曲约束支撑右端与约束构件的轴向相对位移；位移计 5 用于测量屈曲约束支撑中部绕内芯弱轴的面外位移；位移计 6 用于测量屈曲约束支撑中部绕内芯强轴的面外位移。位移计的布置方式如图 3.9 所示。



(a) 位移计布置简图



(b) 1-4 号位移计布置图



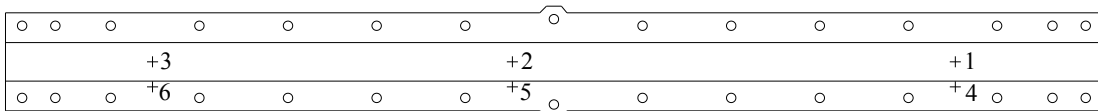
(c) 5-6 号位移计布置图

图 3.9 试验位移量测方案

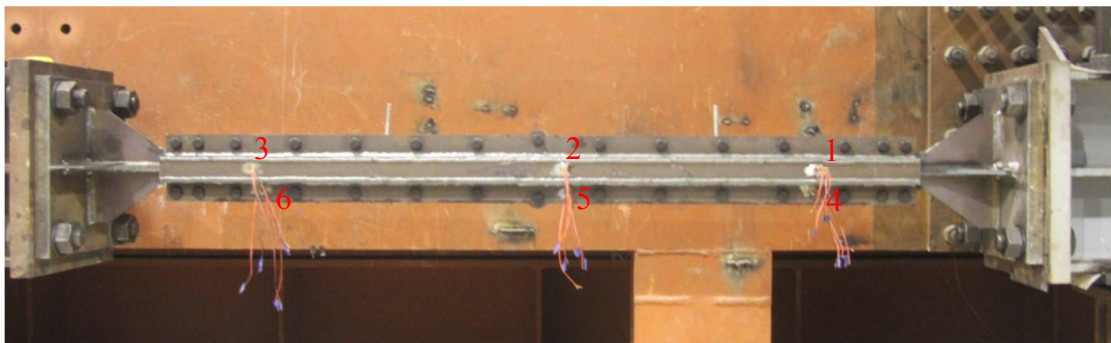
理论上，如果不考虑测量误差，位移计 3 和位移计 4 之和应等于位移计 1 和 2 的平均值，如果不考虑内芯与约束构件之间的摩擦力，内芯在颈缩前沿轴向均匀变形，位移计 3 和位移计 4 的读数应相等。

(2) 应变测量

为了测量在试验过程中约束构件的变形状态，在约束构件上布置 6 个应变测点，1-3 号测点位于槽钢腹板中部，4-6 号测点位于槽钢与面板的交接部位（即危险点 A），每个应变测点布置两个应变片，分别测量沿支撑纵向和横向的应变，应变测点布置如图 3.10 所示。



(a) 应变测点布置简图



(b) 应变测点布置图

图 3.10 试验应变变量测方案

3.4 试验结果及分析

3.4.1 屈曲约束支撑的主要性能参数

对于屈曲约束支撑,通常采用一些重要的指标,如累积塑性变形能力(CPD)、应变强化系数 ω 和拉压不对称系数 β 等来评价屈曲约束支撑的性能。

在宏观表现上,累积塑性变形能力(CPD)用于评价屈曲约束支撑的滞回耗能性能和低周疲劳性能,由下式确定:

$$CPD = \sum_i \frac{|u_{p_i}^{\max} - u_{p_i}^{\min}|}{u_y} \quad (3.9)$$

式中: $u_{p_i}^{\max}$ 与 $u_{p_i}^{\min}$ 分别表示第*i*次加载循环中支撑的最大拉、压塑性变形, u_y 为支撑的初始轴向屈服变形。

应变强化系数 ω 为支撑的极限承载力与其初始屈服力的比值,这里不包含拉压不对称影响,即不考虑摩擦引起的受压承载力的提高,一般不希望 ω 较大,其会对支撑连接以及支撑相连梁、柱的设计产生较大影响,其由下式确定:

$$\omega = \frac{F_u}{F_y} \quad (3.10)$$

式中: F_u 为支撑的极限承载力,取为受拉极限承载力; F_y 为支撑的初始屈服力。

拉压不对称系数 β 反映了屈曲约束支撑拉压承载能力的差异,由下式确定:

$$\beta = \left| F_{u_{\max}}^- / F_{u_{\max}}^+ \right| \quad (3.11)$$

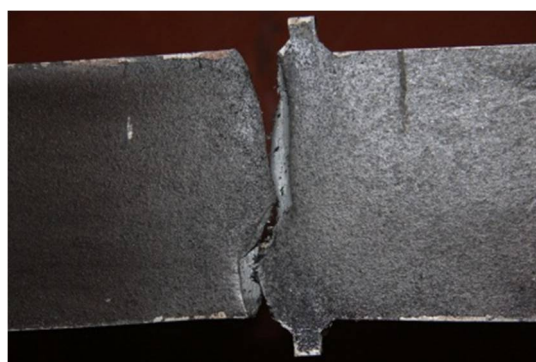
式中: $F_{u_{\max}}^-$ 与 $F_{u_{\max}}^+$ 分别为某一循环下支撑最大的抗压与抗拉承载能力。

3.4.2 失效模式

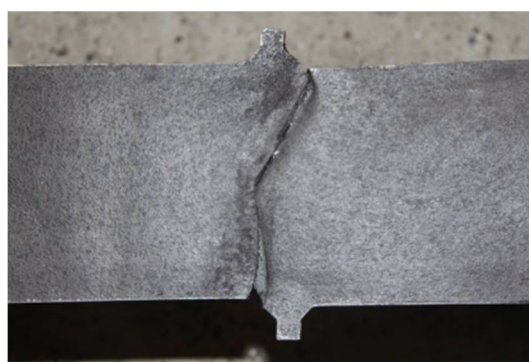
试验过程中,当内芯受压时会逐渐形成小幅多波屈曲变形,内芯与约束构件发生接触并产生法向作用力和切向摩擦力,所以在受压加载过程中会发出“砰砰砰”的响声。当内芯达到最大受压加载位移时,支撑仍然没有明显的整体面外变形,约束构件也没有发生局部屈曲,螺栓也没有发生松动,说明支撑的整体稳定和局部稳定设计合理。五组试件的试验结果表明,屈曲约束支撑均是在内芯中部凸起的边缘位置发生断裂,如图 3.11 所示,内芯发生断裂以后可以比较容易地从支撑侧面观察到内芯的断裂位置,如图 3.11(f)所示,将高强度螺栓松掉即可拆解开装配式全钢型屈曲约束支撑,拆解以后的内芯如图 3.11(g)所示。

加劲肋端部焊缝位置和内芯其余位置均没有出现裂缝等损伤,说明在制作屈曲约束支撑时对加劲肋端部的焊缝进行圆滑处理减小了焊缝的残余应力和几何突变引起的应力集中,有效地避免了加劲肋端部焊缝处的过早破坏,使内芯材料

得到了充分利用，保证了屈曲约束支撑的滞回耗能性能和低周疲劳性能。



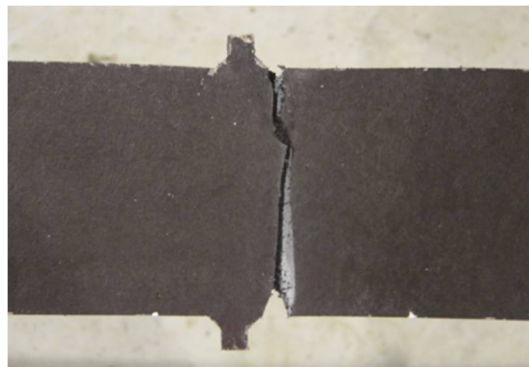
(a) IBRB1 内芯中部断裂



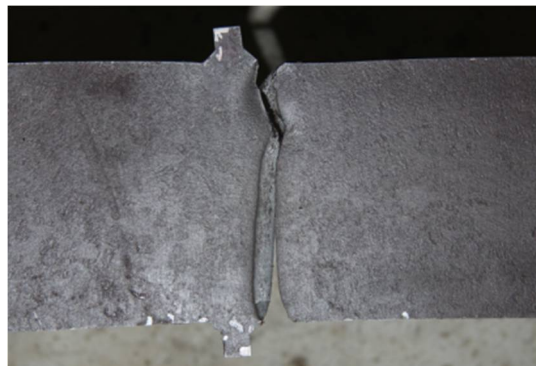
(b) IBRB2 内芯中部断裂



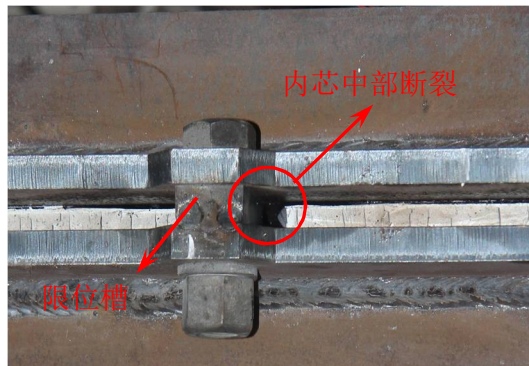
(c) IBRB3 内芯中部断裂



(d) IBRB4 内芯中部断裂



(e) IBRB5 内芯中部断裂



(f) 内芯中部断裂位置

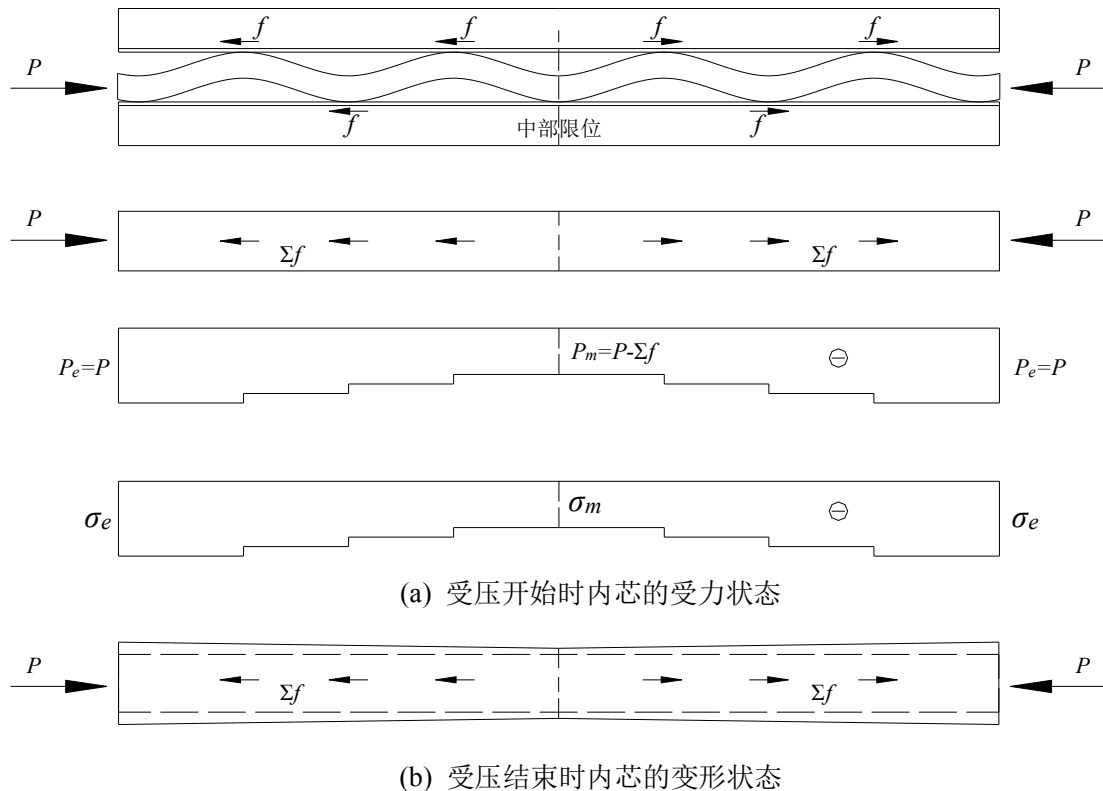


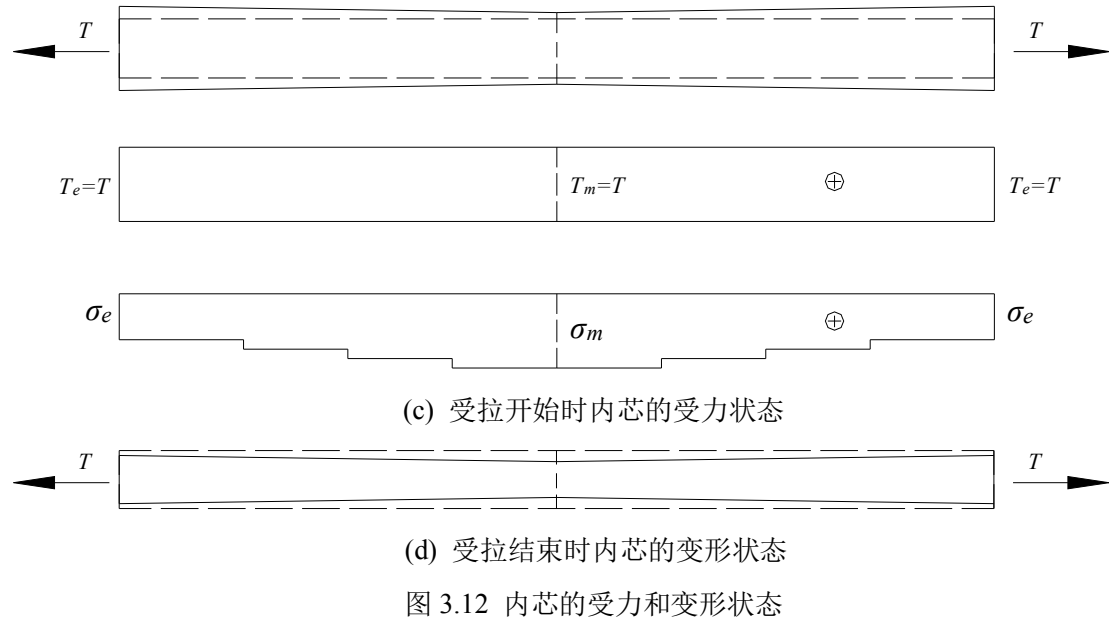
(g) IBRB 内芯中部断裂

图 3.11 试件 1-5 的失效模式

内芯中部凸起与约束构件的卡槽相扣，约束构件的轴向刚体位移与内芯中部凸起的轴向位移一致，在受压阶段内芯会在接触点受到约束构件的法向作用力和切向摩擦力，内芯表面的摩擦力分布如图 3.12(a)所示，内芯与约束构件的接触点沿轴向为非连续性分布，所以内芯表面的摩擦力为离散分布，摩擦力的方向从内芯中部指向两端，因此内芯端部的轴向压力 P_e 大于内芯中部的轴向压力 P_m 。在受压开始阶段，内芯屈服段的横截面面积相等，因此截面上的轴向压应力分布与轴向压力的分布一致，即 $\sigma_e > \sigma_m$ 。在受压阶段内芯端部压应力大于中部压应力，由于泊松效应的存在，内芯端部比中部膨胀得多，如图 3.12(b)所示。

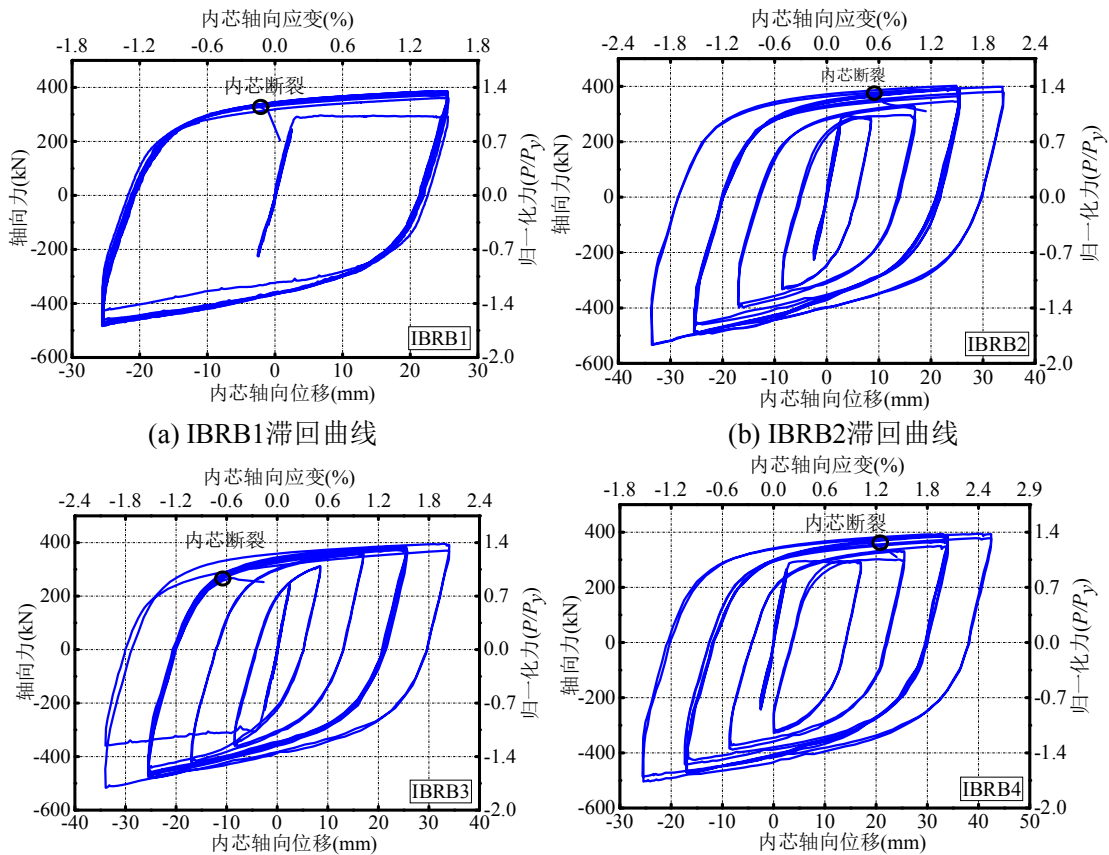
当内芯受压结束转为受拉时，内芯表面的摩擦力会很快卸载，受拉开始时内芯的受力状态如图 3.12(c)所示，当内芯受拉时各截面的轴向拉力相等，此时内芯中部截面小于内芯端部截面，所以在受拉阶段内芯中部拉应力大于端部拉应力，因此内芯中部截面减小得比端部截面多。因此，在受压和受拉的往复加载过程中，摩擦力的存在使得内芯截面上的轴向应力分布不均匀，内芯中部截面面积相对端部截面面积逐渐减小，当其他构造条件合理的话，内芯中部截面比较容易发生损伤累积破坏。





3.4.3 滞回曲线

滞回曲线是支撑消能减震性能最直观的反应，能够反映屈曲约束支撑的滞回耗能 and 低周疲劳性能，对试验数据进行处理，采用拉线位移计1和2记录的位移数据的平均值 ($\frac{L_1+L_2}{2}$) 与试验仪器自动记录的荷载数据绘制荷载-位移曲线。试件1-试件5的滞回曲线如图3.13所示。



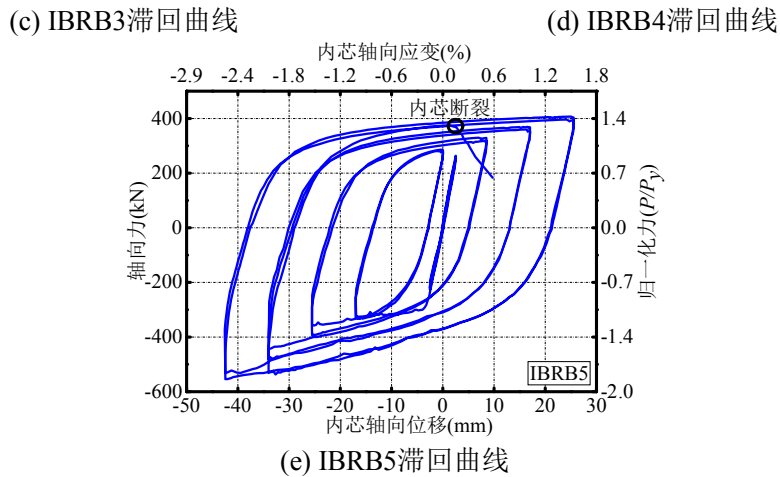


图3.13 五组试件的滞回曲线

由试件1-试件5的滞回曲线可以看出，五组试件的滞回曲线饱满，具有稳定的耗能能力。在试件失效前，没有发生整体稳定破坏和局部稳定破坏，承载力没有明显的退化，试件失效的点在图中用圆圈表示。五组试件经历了不同的加载历史，各自的破坏点和累积塑性变形能力(CPD)分别为：

(1) 试件 1：对应于应变为 $\pm 1.5\%$ 的等幅循环加载，在第 14 个循环接近结束时发生破坏，累积塑性变形(CPD)为 571；

(2) 试件 2：对应于 AISC 规定的标准加载，首先经历一个增幅加载过程，然后经历一个等幅加载过程，在等幅加载的第 6 个循环接近开始时发生破坏，累积塑性变形(CPD)为 476；

(3) 试件 3：首先经历一个减幅加载过程，然后经历一个等幅加载过程（开始为压），在等幅加载的第 7 个循环时发生破坏，累积塑性变形(CPD)为 533；

(4) 试件 4：在 AISC 规定的标准加载制度的基础上，加载应变向受拉侧偏移 0.5%，即为偏拉加载，在等幅循环的第 4 个循环接近开始时发生破坏，累积塑性变形(CPD)为 402；

(5) 试件 5：在 AISC 规定的标准加载制度的基础上，加载应变向受压侧偏移 0.5%，即为偏压加载，在等幅循环的第 1 个循环发生破坏，累积塑性变形(CPD)为 300；

AISC^[70]规定屈曲约束支撑在循环加载过程中应获得至少为屈服变形200倍的累积非弹性轴向变形。由试验结果可知，5组试件的累积非弹性轴向变形均大于200倍的屈服变形，满足规定的要求。

3.4.4 能量耗散系数

目前，对于阻尼器耗能性能的评价尚未形成统一的标准。仅对阻尼器的滞回曲线和骨架曲线进行分析，只能定性的判断阻尼器耗能性能的好坏。为了更好的反映阻尼器的耗能性能，还需要进行定量分析。本节主要通过能量耗散系数

来定量的分析阻尼器的性能，其可按建筑抗震试验方法规程(JGJ101-96)^[71]的规定进行计算，能量耗散系数也是滞回曲线饱满程度的评价指标。

若针对单个支撑试件而言，其能量耗散系数可以按照下式计算：

$$\xi = \frac{S_{ABCD} + S_{AFED}}{2\pi(S_{FHO} + S_{CGO})} \quad (3.12)$$

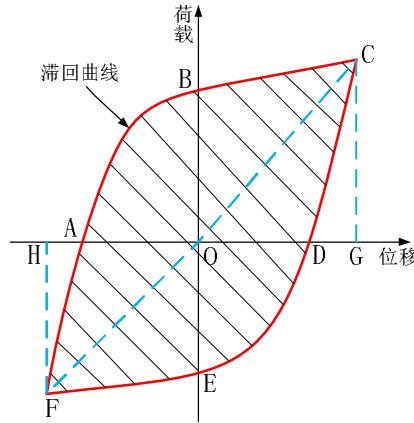


图 3.14 附加阻尼比求解示意图

用上述求解方法得到的五组试件在不同循环应变幅值下的能量耗散系数如表 3.3 所示，应变幅为某一循环的最大拉应变与最大压应变绝对值之和。从表中可以看出，试件能量耗散系数将随着滞回环位移幅值的变化呈逐渐增大趋势，且试件的能量耗散系数在内芯应变幅值为 1.0%时就已均大于 0.40。

表 3.3 五组试件的能量耗散系数

试件编号	应变幅 $\Delta\varepsilon = \Delta\varepsilon^+ + \Delta\varepsilon^- $			
	1.0%	2.0%	3.0%	4.0%
IBRB1	-	-	0.475	-
IBRB2	0.435	0.471	0.473	0.475
IBRB3	0.421	0.463	0.465	0.468
IBRB4	0.428	0.465	0.467	0.470
IBRB5	0.437	0.469	0.475	0.477

3.4.5 受压承载力调整系数

从图 3.13 可以看出，五组试件均表现出了拉压不对称性，由于泊松效应和内芯与约束构件之间的摩擦力的原因，在某一循环下最大受压承载力大于最大受拉承载力。过大的受压承载力调整系数会对支撑周边的梁柱构件产生不利影响，同时过大的拉压不对称会引起内芯的变形不均匀性，对支撑的低周疲劳性能也会有不利影响。蔡克铨等^[20]提出了一种估算受压承载力调整系数 β 的方法，将 β

分为泊松效应和摩擦力效应。

(1) 泊松效应

假定内芯屈服段进入塑性后体积保持不变，钢材的泊松比为 0.5，则可得：

$$A_0 L_0 = AL \quad (3.13)$$

式中： A_0 与 L_0 分别为内芯屈服段的原始截面面积和长度， A 与 L 分别为内芯屈服段变形后的截面面积和长度。

在受拉应变 $\Delta\varepsilon$ 作用下，内芯屈服段截面面积为：

$$A_t = (1 - 0.5\Delta\varepsilon)^2 A_0 \approx (1 - \Delta\varepsilon)A_0 \quad (3.14)$$

在受压应变 $\Delta\varepsilon$ 作用下，内芯屈服段截面面积为：

$$A_p = (1 + 0.5\Delta\varepsilon)^2 A_0 \approx (1 + \Delta\varepsilon)A_0 \quad (3.15)$$

若假定内芯钢材在受拉与受压时应力与应变关系完全相同，则在泊松效应作用下，受压承载力调整系数 β_1 计算如下：

$$\beta_1 = \frac{A_p}{A_t} = \frac{1 + \Delta\varepsilon}{1 - \Delta\varepsilon} \quad (3.16)$$

式中： A_p 和 A_t 分别为内芯屈服段在受压和受拉作用下的横截面积。

(2) 摩擦力效应

内芯在轴向压力作用下会产生高阶屈曲，此时会在接触点位置产生法向作用力 N 和切向摩擦力 f ，如图 3.15 所示。临界状态下内芯弱轴屈曲波长按式(2.1)

计算，即 $l_c = 2\pi\sqrt{\frac{(EI)_{\text{eff}}}{P}}$ ，接触点的法向作用力按式(2.2)计算，即 $N = \frac{4g_0}{l_c} P$ 。

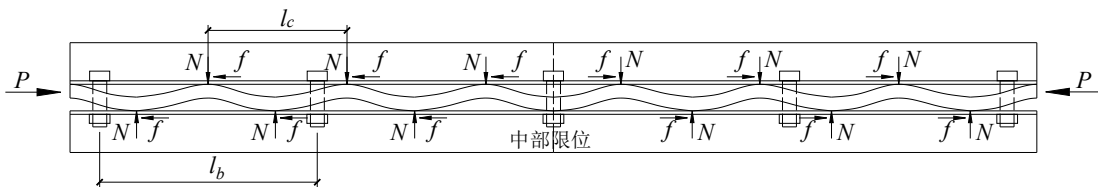


图 3.15 内芯高阶屈曲接触力

因此，在摩擦力效应作用下，受压承载力调整系数 β_2 计算如下：

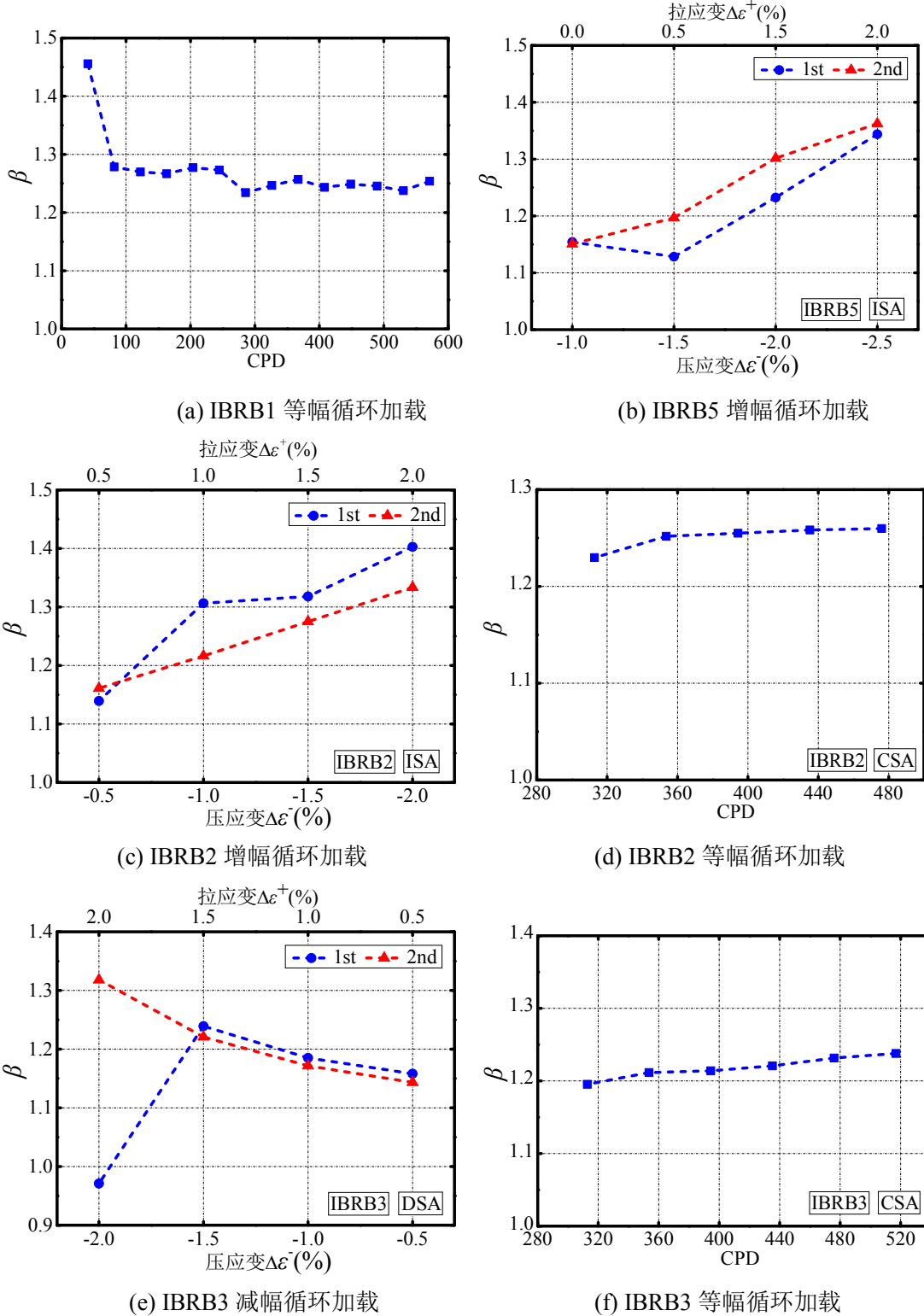
$$\beta_2 = \frac{T + n\mu N}{T} = 1 + n\mu \frac{2g_0}{l_c} \quad (3.17)$$

式中： n 为接触点的数目，对于中间限位 $n = L_y / l_c$ ，其可近似代表约束构件与半长内芯之间的接触点总数，如果采用一端限位，则 $n = 2L_y / l_c$ ，其可近似代表约束构件与整个内芯之间的接触点总数； μ 为内芯与约束构件之间的摩擦系数。

考虑泊松效应和摩擦力效应这两种因素，受压承载力调整系数 β 计算如下：

$$\beta = \beta_1\beta_2 = \frac{1+\Delta\varepsilon}{1-\Delta\varepsilon} \left(1+n\mu \frac{2g_0}{l_c}\right) = \frac{1+\Delta\varepsilon}{1-\Delta\varepsilon} \left(1+\mu L_y \frac{2g_0}{l_c^2}\right) \quad (3.18)$$

本文所研究试件为全钢型装配式屈曲约束支撑，没有设置专门的无粘结材料，五组试件在不同 CPD 或者应变幅下的受压承载力调整系数如图 3.16 所示。



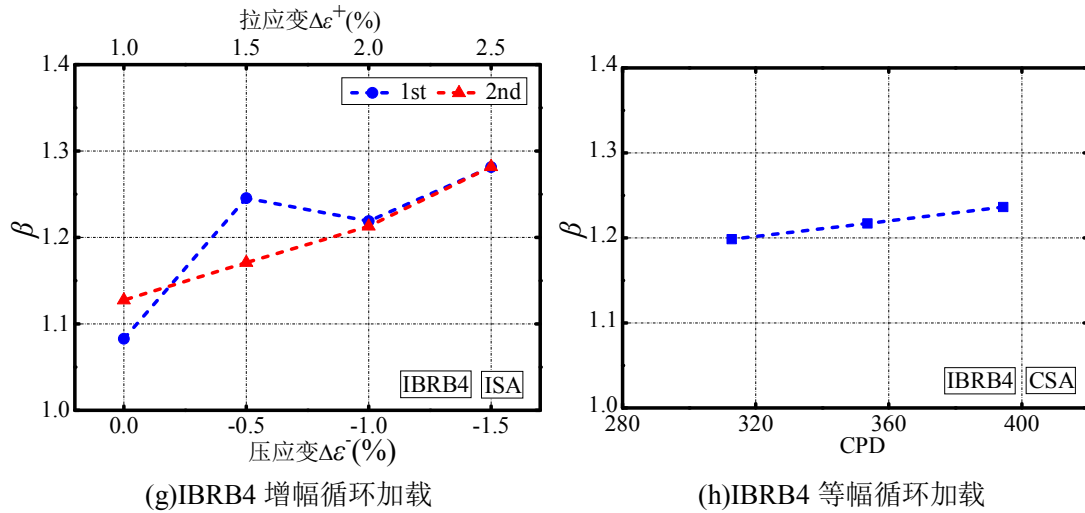


图 3.16 五组试件的受压承载力调整系数

试件 1 为应变幅 $\Delta\varepsilon = \pm 1.5\%$ 的等幅循环 CSA (constant strain amplitude) 加载, 以受拉为开始进行加载, 受压承载力调整系数的最大值为 1.46, 但此时对应的是第一个循环, 而且应变幅值较大, 故材料强化效应比较明显, 滞回曲线还没有趋于稳定, 所以第一个循环对应的受压承载力调整系数并不完全是由泊松效应和摩擦力效应引起的, 不能代表真正意义上的受压承载力调整系数。当滞回曲线稳定以后, 受压承载力调整系数的最大值 $\beta_{\max} = 1.28$, 受压承载力调整系数的最小值 $\beta_{\min} = 1.23$, 均小于 AISC^[70]规定的限值 1.3, 滞回曲线稳定后整个加载过程中受压承载力调整系数并没有较大的波动。

试件 2 为标准循环加载, 首先是增幅段 ISA (increment strain amplitude) 的加载, 每个位移幅值下循环两圈, 然后是应变幅 $\Delta\varepsilon = \pm 1.5\%$ 的等幅循环 (CSA) 加载, 以受拉为开始进行加载。相比于试件 1 来说, 试件 2 的第一个循环对应的受压承载力调整系数较小, 其值为 1.13, 是因为此时为小应变幅 $\Delta\varepsilon = \pm 0.5\%$, 材料的强化作用还不明显。对于增幅段同一应变幅值下的两次加载, 受压承载力调整系数并不相同, 除了 $\Delta\varepsilon = \pm 0.5\%$ 的循环以外, 其余应变幅值循环下第二次加载所得受压承载力调整系数小于第一次加载所得受压承载力调整系数, 可能是在受压加载过程中由于摩擦导致接触位置的内芯表面发生了变化, 如图 3.17 所示。对于应变幅 $\Delta\varepsilon \geq \pm 1.0\%$ 的第一次加载和应变幅 $\Delta\varepsilon = \pm 2.0\%$ 的第二次加载, 受压承载力调整系数大于 1.3, 整个增幅段的最大受压承载力调整系数为 1.40, 大于 AISC^[70]规定的限值 1.3。对于应变幅 $\Delta\varepsilon = \pm 1.5\%$ 的等幅循环加载阶段, 受压承载力调整系数比较稳定, 呈小幅上升的趋势, 等幅循环加载阶段最大受压承载力调整系数为 1.26。

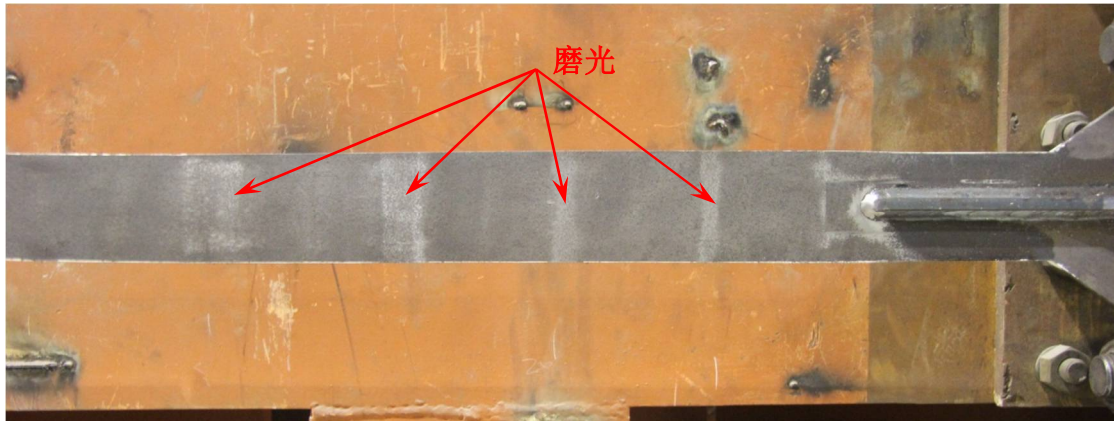


图 3.17 内芯表面磨光

试件 3 为减幅+等幅循环加载,首先是减幅段 DSA(decrease strain amplitude)的加载,每个位移幅值下循环两圈,然后是应变幅 $\Delta\varepsilon = \pm 1.5\%$ 的等幅循环(CSA)加载,以受压为开始进行加载。第一个循环的应变幅 $\Delta\varepsilon = \pm 2.0\%$,所以材料的强化作用比较明显,滞回曲线还没有趋于稳定,但加载开始为受压,所以第一个循环的受压承载力小于受拉承载力,受压承载力调整系数为 0.97,对于相同应变幅值下的第二次循环,滞回曲线已经趋于稳定,受压承载力调整系数为整个加载过程的最大值 1.32,大于 AISC^[70]规定的限值 1.3。对于减幅段同一应变幅值下的两次加载,受压承载力调整系数并不相同,除了 $\Delta\varepsilon = \pm 2.0\%$ 的循环以外,其余应变幅值循环下第二次加载所得受压承载力调整系数小于第一次加载所得受压承载力调整系数,可能是在受压加载过程中由于摩擦导致界面发生了变化。对于应变幅 $\Delta\varepsilon = \pm 1.5\%$ 的等幅循环加载阶段,受压承载力调整系数比较稳定,呈小幅上升的趋势,等幅循环加载阶段最大受压承载力调整系数为 1.24。

试件 4 为在标准加载的基础上向受拉侧偏移 0.5%的应变,即偏拉加载,也分为增幅加载 (ISA) 和等幅加载 (CSA) 两个阶段,以受拉为开始进行加载。由于试件 4 为偏拉加载,某一循环下最大拉应变大于最大压应变,所以某一循环下最大受压承载力与最大受拉承载力的比值偏小,为方便计算和分析此处仍将其作为受压承载力调整系数来考虑。对于增幅段同一应变幅值下的两次加载,当应变幅 $\Delta\varepsilon = [-0.0\%, +1.0\%]$ 时,由于材料的强化效应,第一次循环加载时的受压承载力调整系数小于第二次循环加载时的值;当应变幅 $\Delta\varepsilon = [-0.5\%, +1.5\%]$ 时,第二次循环加载时的受压承载力调整系数小于第一次循环加载时的值;当应变幅 $\Delta\varepsilon = [-1.0\%, +2.0\%]$ 和 $[-1.5\%, +2.5\%]$ 时,前后两次的受压承载力调整系数差异不大,第二次循环加载时的受压承载力调整系数略小于第一次循环加载时。增幅循环加载阶段最大受压承载力调整系数为 1.28。对于应变幅 $\Delta\varepsilon = [-1.0\%, +2.0\%]$ 的等幅循环加载阶段,受压承载力调整系数比较稳定,呈小幅上升的趋势,等幅循环加载阶段最大受压承载力调整系数为 1.23。整个循环下受压承载力调整系数

的最大值为 1.28，小于 AISC^[70]规定的限值 1.3。

试件 5 为在标准加载的基础上向受压侧偏移 0.5% 的应变，即偏压加载，也分为增幅加载（ISA）和等幅加载（CSA）两个阶段，以受压为开始进行加载。由于试件 5 为偏压加载，某一循环下最大拉应变小于最大压应变，所以某一循环下最大受压承载力与最大受拉承载力的比值偏大，为方便计算和分析此处仍将其作为受压承载力调整系数来考虑。试件 5 在等幅循环的第一圈发生破坏，所以只有增幅加载阶段的试验结果。对于增幅段同一应变幅值下的两次加载，当应变幅 $\Delta\varepsilon = [-1.0\%, +0.0\%]$ 时，前后两次的受压承载力调整系数接近；在其他应变幅下，第二次循环加载时的受压承载力调整系数大于第一次循环加载时的值。整个循环下受压承载力调整系数的最大值为 1.36，大于 AISC^[70]规定的限值 1.3。

当试件的滞回环稳定以后，试件 2、试件 3 和试件 5 的最大受压承载力调整系数大于 AISC^[70]规定的限值 1.3，滞回环稳定以后 5 组试件的最大受压承载力调整系数分别为 1.28、1.40、1.32、1.28 和 1.36。某一循环下的最大受压承载力与最大受拉承载力的比值不仅与加载应变幅值、接触摩擦系数、内芯屈曲波长、内芯屈服段长度和内芯与约束构件之间的间隙有关，还与材料强化效应有关，而且在加载过程中随着表面粗糙度的变化摩擦系数也会发生变化。虽然有三组试件的受压承载力调整系数最大值超过了 AISC^[70]规定的限值，但试件的累积非弹性轴向变形能力大于 AISC 规定的 200 倍屈服变形的要求，支撑的变形能力仍满足规范要求。

3.4.6 残余变形

试验结束后将螺栓拆解开并对内芯屈服段的宽度进行了测量，测点（A-S）布置如图 3.18 所示，测点 J 为断裂截面位置。五组试件的内芯宽度方向残余变形测量结果如图 3.19 所示，由图可见，内芯屈服段中部截面收缩，端部截面膨胀。

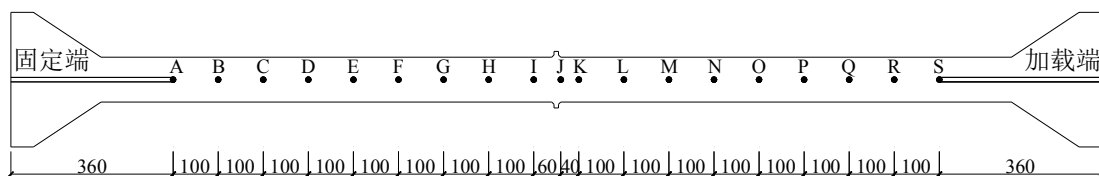


图 3.18 内芯残余变形测点布置图

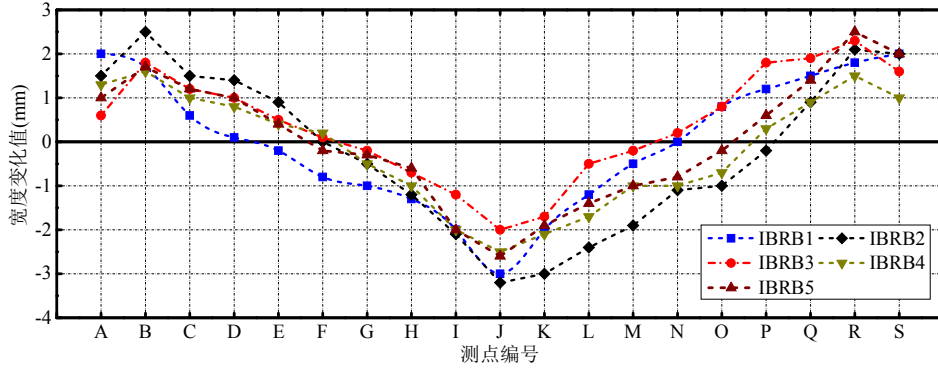
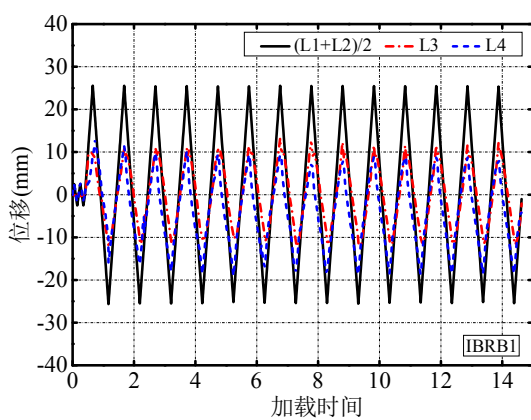


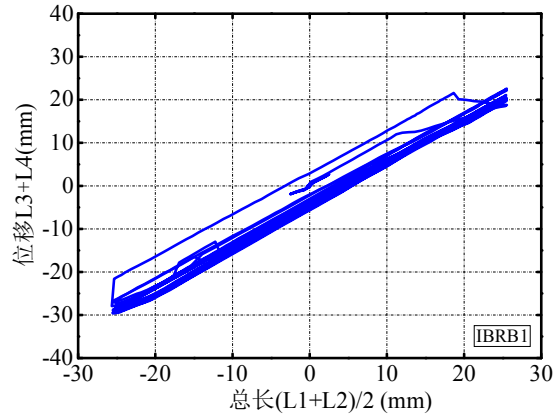
图 3.19 五组试件内芯宽度残余变形

3.4.7 支撑变形特性

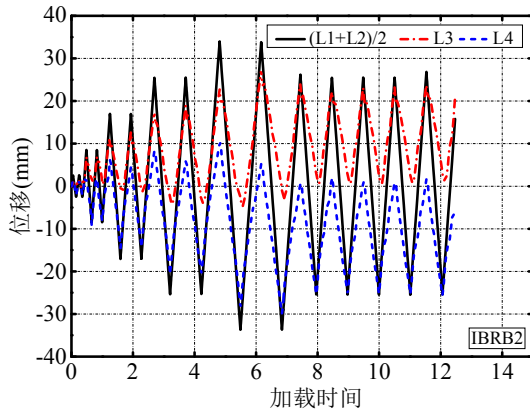
试验过程中一共布置了 6 个位移计，位移计 1 和 2 用于测量支撑两端总的轴向变形，位移计 3 用于测量支撑左边固定端与约束构件之间的轴向相对位移，位移计 4 用于测量支撑右边加载端与约束构件之间的轴向相对位移，位移计 5 用于测量屈曲约束支撑中部绕内芯弱轴的面外位移，位移计 6 用于测量屈曲约束支撑中部绕内芯强轴的面外位移。加载过程中左端位移 (L3)、右端位移 (L4) 及左右端位移之和 (L3+L4) 与总位移 (L1+L2)/2 的关系如图 3.20 所示。



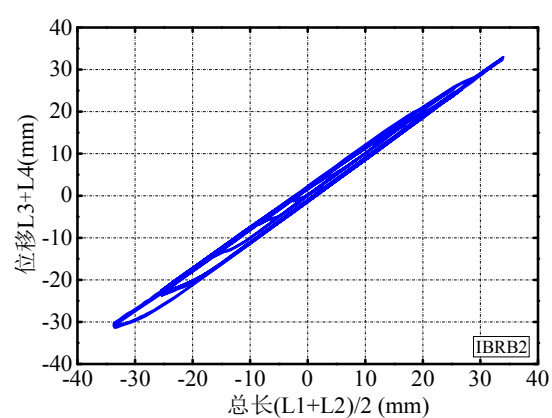
(a) IBRB1 左端位移与右端位移



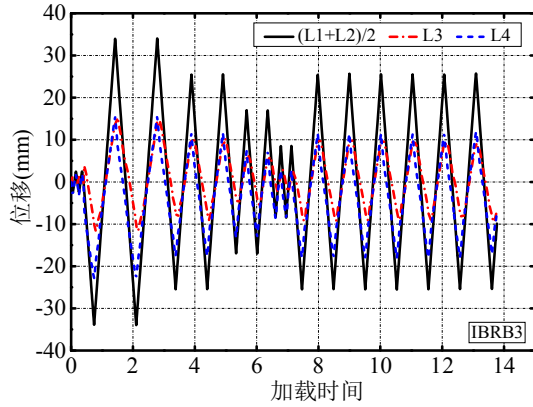
(b) IBRB1 左右端位移之和与总位移的关系



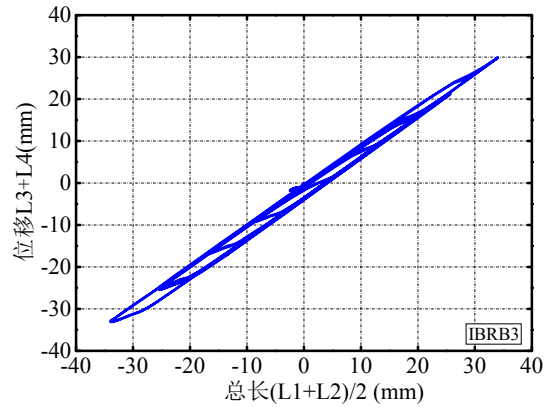
(c) IBRB2 左端位移与右端位移



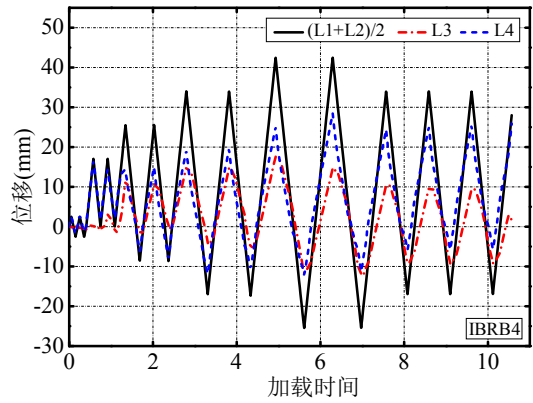
(d) IBRB2 左右端位移之和与总位移的关系



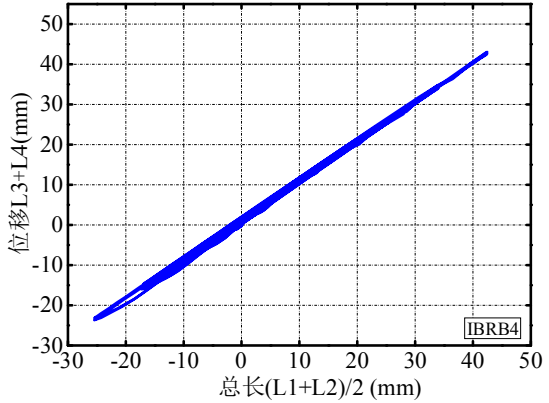
(e) IBRB3 左端位移与右端位移



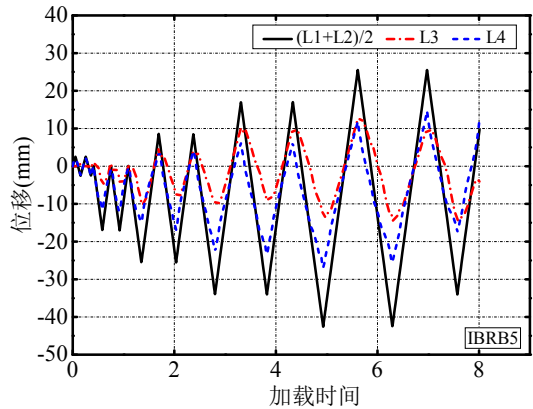
(f) IBRB3 左右端位移之和与总位移的关系



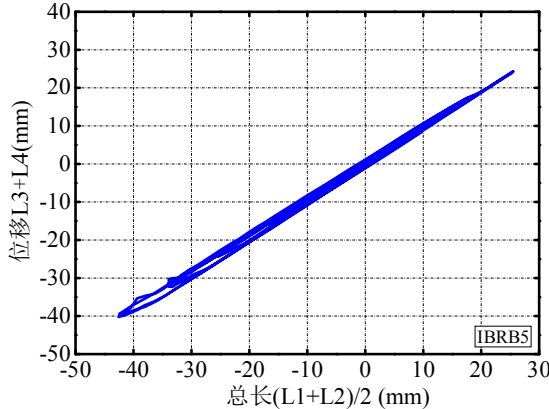
(g) IBRB4 左端位移与右端位移



(h) IBRB4 左右端位移之和与总位移的关系



(i) IBRB5 左端位移与右端位移



(j) IBRB5 左右端位移之和与总位移的关系

图 3.20 左端位移、右端位移及左右端位移之和与总位移的关系

理论上讲,对于中间限位的屈曲约束支撑,如果内芯沿长度方向变形均匀,则左端位移与右端位移应相等。由图 3.20 可知,左端位移与右端位移并不相等,对于试件 1、试件 3 和试件 5,当支撑受拉时左端位移与右端位移比较接近,当支撑受压时左端位移与右端位移差距较大;对于试件 2,支撑受拉和受压时左端位移和右端位移均有较大差异,说明内芯变形不均匀;对于试件 4,当支撑受拉时左端位移与右端位移差距较大,当支撑受压时左端位移与右端位移比较接近。

由于测量误差的原因，试件 1 的左右端位移之和与两端总位移有一定差距，其余试件的左右端位移之和与两端总位移基本相等，大致位于 $y = x$ 的直线附近。所以，由于内芯与约束构件之间摩擦力的存在，内芯沿轴向变形不均匀。

试验过程中五组试件都没有发生整体性失稳，支撑中点的侧向位移较小，试件 1-3 由于在试验过程中位移计 5 和位移计 6 发生掉落，记录的数据不完全，所以这里仅给出试件 4 和试件 5 的侧向位移结果，如图 3.21 所示。在绕内芯弱轴方向内芯与约束构件面板之间的总间隙为 2mm，在绕内芯强轴方向内芯与约束构件垫圈之间的总间隙为 4mm，所以支撑中点约束构件的侧向变形应减去相应的刚体位移，从图 3.21 可知支撑的侧向变形很小，约束构件的刚度满足设计要求。

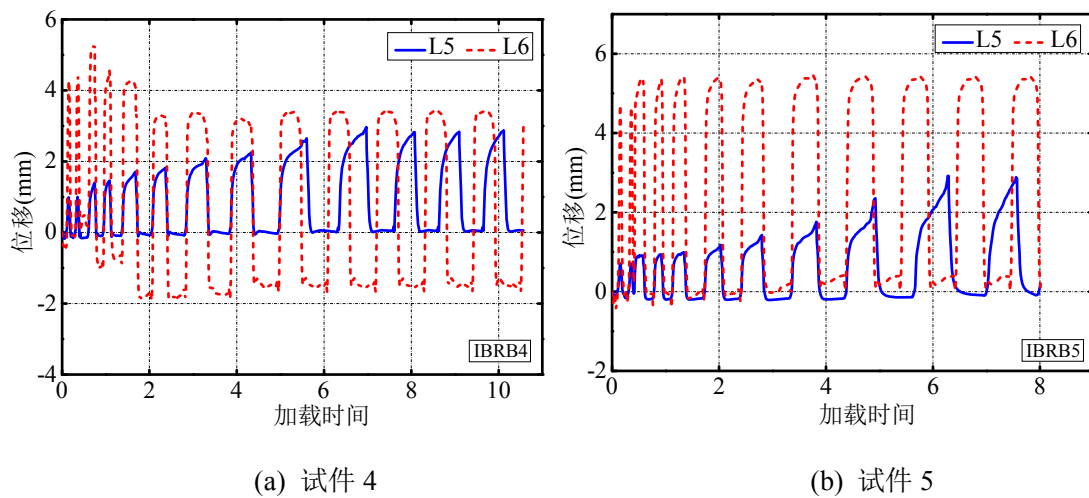


图 3.21 试件 4 和 5 的面外位移 L5、L6

3.4.8 约束构件应变测量结果

在约束构件上布置 6 个应变测点，1-3 号测点位于槽钢腹板中部，4-6 号测点位于槽钢与面板交接处，如图 3.22 所示，每个测点分别沿支撑纵向和横向布置两个应变片，试验过程中五组试件每个测点沿纵向和横向的最大应变如图 3.23 所示。

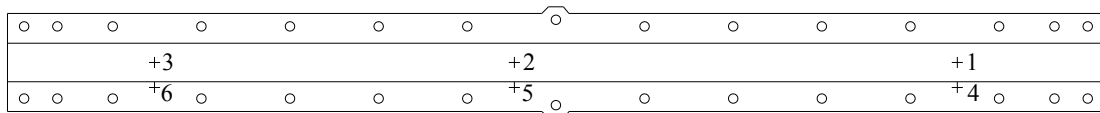


图 3.22 应变测点布置简图

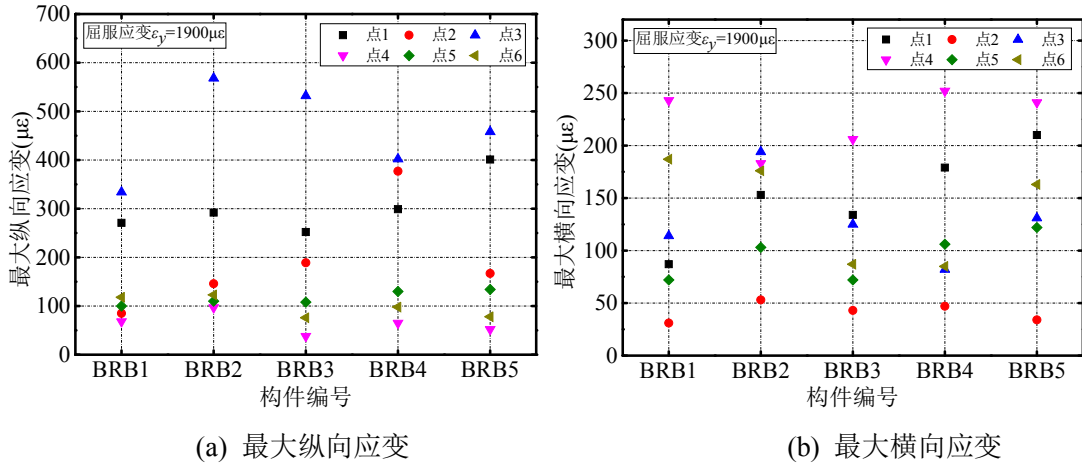


图 3.23 最大纵向应变和横向应变

根据材性试验结果可以计算出约束构件 Q345-B 钢材的屈服应变 $\varepsilon_y = 1900\mu\varepsilon$ ，所有测点的最大应变值均小于屈服应变，说明约束构件仍处于弹性阶段，支撑的设计构造是合理的。

3.4.9 内芯屈曲变形过程

内芯在压力作用下会产生微幅高阶屈曲变形，试验过程中对五组试件在各峰值压应变下内芯的变形进行了监测，监测点详见图 3.8 加载制度中的 a-f 点。在监测点的位置将作动器保持静止，如果内芯与约束构件紧密贴合则认为相互接触，可能是单点接触，也可能是直线接触，用粉笔在面板侧边画出内芯与约束构件接触的位置，则可对内芯的变形形状进行测量。为了方便观察，对内芯的高阶屈曲变形进行了放大处理，内芯两端长度为 360mm 的平直段为端部加强段。五组试件的内芯变形过程如表 3.4~3.8 所示，典型变形形状如图 3.24 所示。

表 3.4 试件 1 内芯受压过程

测点	试件 1-内芯的变形过程(等幅循环)
	d 点的压应变为 1.5%
d	

表 3.5 试件 2 内芯受压过程

测点	试件 2-内芯的变形过程(标准循环)
	b-d1 点的压应变分别为 0.5%, 1.0%, 1.5%, 1.5%, 2.0%, 1.5%
b	

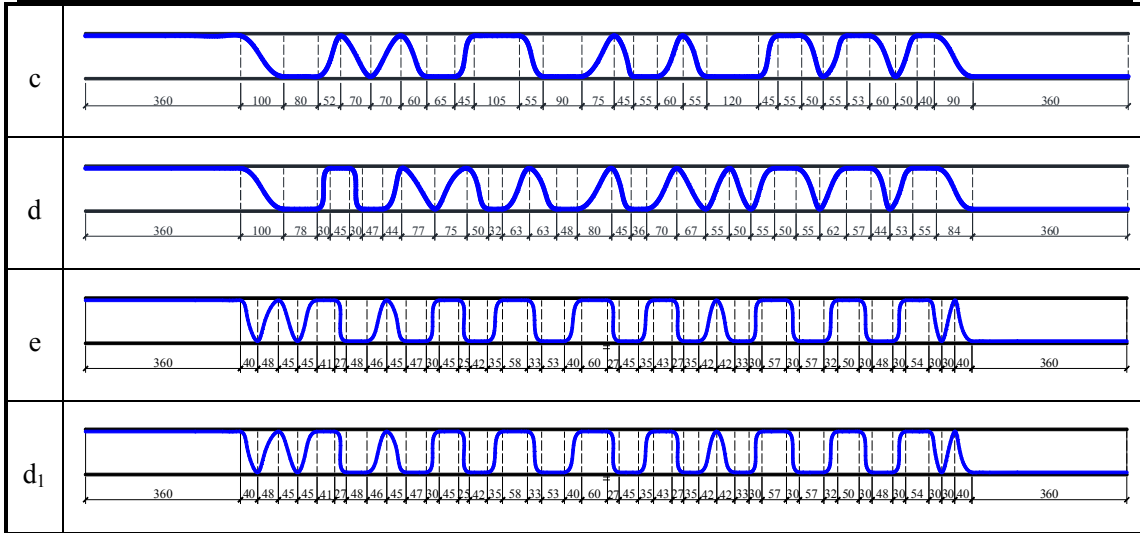


表 3.6 试件 3 内芯受压过程

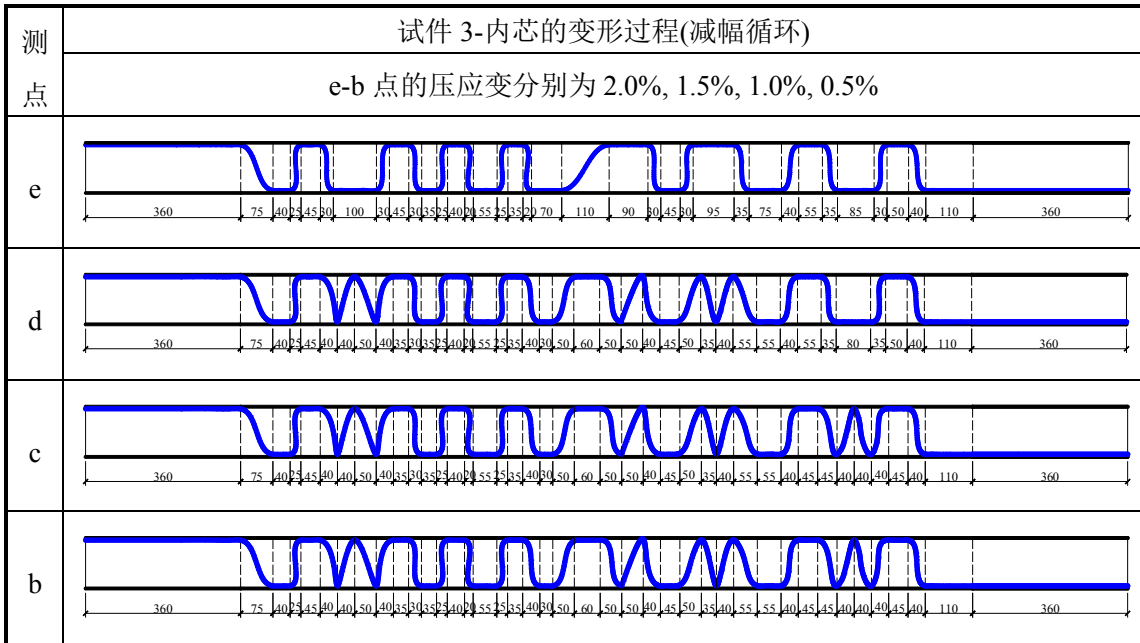
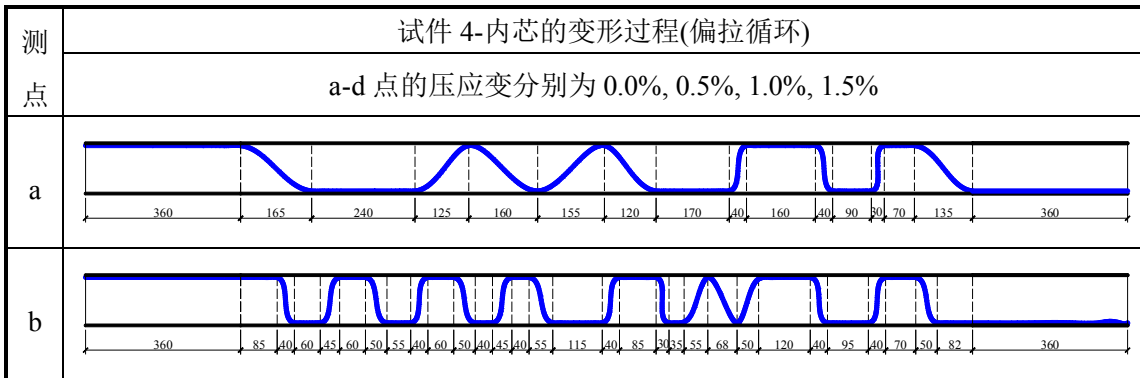


表 3.7 试件 4 内芯受压过程



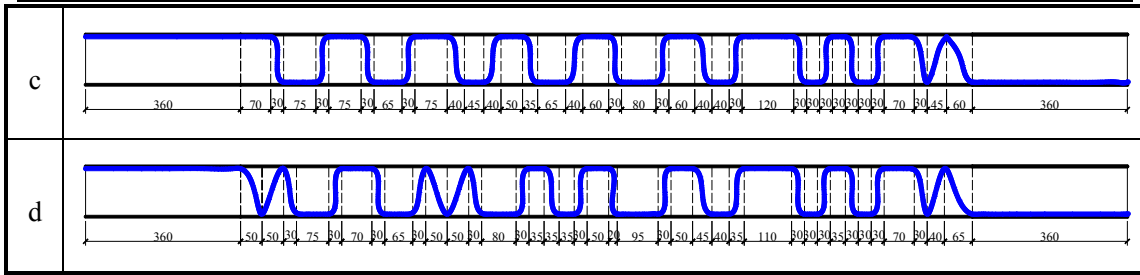


表 3.8 试件 5 内芯受压过程

测点	试件 5-内芯的变形过程(偏压循环)	
	c-f 点的压应变分别为 1.0%, 1.5%, 2.0%, 2.5%	
c		
d		
e		
f		



图 3.24 内芯典型变形形状

由表 3.4~3.8 和图 3.24 可知，内芯变形沿轴向分布不均匀，内芯并不是纯粹的周期性正弦曲线或余弦曲线，内芯与约束构件的接触不仅包括点接触还有线接触，处于交替变化过程中。随着轴向压力的增加，线接触的平直段会逐渐发生屈曲变形，从而产生新的屈曲波形。对于峰值压应变逐渐增加的试件，随着压应变的增加内芯的屈曲波数不断增加，波长变短，分布也变得更加均匀。对于试件 3，当内芯首先经历一个较大的压应变，然后再经历逐渐减小的压应变时，由于残余变形不能恢复，波形会在较大的应变基础上进行变换。内芯的最小屈曲波长与内

芯所经历的最大压力有关，与加载历史无关。

内芯在轴向压力作用下的屈曲波数对约束构件的性能有较大影响，如果不能准确的计算出内芯与约束构件的接触点数，则无法合理地对约束构件进行设计。因此本对试验过程中实测的内芯波数与理论计算公式进行对比，在轴向压力 P 的作用下，内芯的计算平均波长可按如下计算：

$$l_{cc} = 2l_0 = 4\pi \sqrt{\frac{0.06E_c I_c}{P}} \quad (3.19)$$

式中： l_{cc} 为内芯的平均屈曲波长， $E_c I_c$ 为内芯的弹性抗弯刚度， P 为轴向压力。上式采用了双模量理论来考虑内芯进入多波状态以后的抗弯刚度。计算波数可采用内芯屈服段长度除以计算平均波长得到。在试验过程中，内芯的变形状态并不均匀，波数可以直接通过观察得到，实测平均波长可按内芯屈服段长度除以实测波数得到。由于内芯与约束构件之间存在线接触段，波数并不能准确的确定，在进行计算时假定线接触段仍为一个接触点。

表 3.9 给出了 5 组支撑在各峰值压应变下的实测变形状态与计算变形状态的比较结果。

表 3.9 五组试件实测变形状态与计算变形状态对比

试件编号	测点	压应变	轴向压力 $P(\text{kN})$	实测波数 n_t	计算波数 n_c	实测平均波长 $l_{ct}(\text{mm})$	计算平均波长 $l_{cc}(\text{mm})$
IBRB1	d	1.5%	426	9.5	9.1	179	186
IBRB2	b	0.5%	331	6.5	8.0	262	211
	c	1.0%	387	8.5	8.7	200	195
	d	1.5%	456	10.5	9.4	162	180
	e	2.0%	543	12.5	10.3	136	165
IBRB3	b	0.5%	360	12.5	8.4	136	203
	c	1.0%	428	12.5	9.1	136	186
	d	1.5%	465	11.5	9.5	148	178
	e	2.0%	354	8.5	8.3	200	204
IBRB4	a	0%	315	4.5	7.8	378	217
	b	0.5%	373	7.5	8.5	227	199
	c	1.0%	426	9.5	9.1	179	186
	d	1.5%	515	11.5	10.0	148	169
IBRB5	c	1.0%	329	6.5	8.0	262	212
	d	1.5%	360	9.5	8.4	179	203
	e	2.0%	442	11.5	9.3	148	183
	f	2.5%	532	12.5	10.2	136	167

试件 1 的实测结果与计算结果基本接近；试件 2、试件 4 和试件 5 的实测结果与计算结果有一定的差距，但经历多次循环以后，在较大的峰值压应变下两者

差距并不大；试件 3 为减幅加载，首先经历一个较大的应变再承受逐渐减小的应变，如果仍按式(3.19)计算内芯平均波长，则理论计算波数会逐渐减小，实际上，即使加载应变逐渐减小，内芯的屈曲波数也会逐渐增加或者保持不变，这是由于内芯所经历的变形历史不能恢复。结果表明，理论计算得到的波数和平均波长与试验结果大致吻合，能够较好地反映内芯的变形状态。

对于不同加载制度的试件，相同压应变幅值下的屈曲波数并不相同，由波长计算公式可知，波长只与压力有关，压力与循环加载历史有关，即使压应变相同的时候，对应的压力也有所不同。因此，内芯的变形历史对其波形有不可忽略的影响。实际上，内芯的变形过程受摩擦力的影响，所以理论计算得到的屈曲波数与实际的屈曲波数会有一定差别。同时，随着轴向压力的增加内芯的变形处于动态变化的过程中，在某些特定的轴向压力作用下，内芯处于产生新波形的临界状态，所以试验波数与计算波数相差一个左右是可以接受的。

在约束构件的局部强度设计和螺栓的设计中，可按式(3.19)计算内芯的平均屈曲波长，从而得到内芯与约束构件的接触点数，实际地震中屈曲约束支撑所经历的变形历史复杂，式中的轴向压力可保守地取内芯的设计极限压力，此时内芯的变形较为均匀。

3.5 震后支撑构件损伤评估

众多试验结果表明，BRB 具有较高的延性，但尚未有普遍接受的方法来预测 BRB 的累积塑性变形能力。震后对 BRB 的损伤状态进行准确评估比较困难，因为内芯的损伤状态受加载历史的影响，也尚无准确的损伤模型。震后对于内芯断裂的支撑可以直接从侧面的间隙进行观察得到，从而对其进行更换。对于内芯未发生断裂的支撑，在循环荷载作用下内芯会发生塑性变形，损伤会不断累积，仍需对其损伤状态进行定性的评价，为震后加固、支撑是否更换提供依据。

3.5.1 构件损伤模型

国内外许多学者提出了各种损伤模型，最终可归结为两类：单参数破坏准则和双参数破坏准则。其中常用的破坏参数主要有：强度、刚度、变形、延性、破坏比以及累积滞回耗能和累积塑性变形等。

(1) 单参数破坏准则

单参数破坏准则中破坏被定义为某一破坏参数对其极值的首次超越，因此，破坏指数应表示为单一的破坏参数和其相应极限容许能力的函数，即：

$$D = f(C, U) \quad (3.20)$$

式中： C 和 U 分别为破坏参数的计算值和容许值。当某一反应量超过阈值 T 时

才会产生损伤，则单参数破坏模型的通用表达式为：

$$D = \left(\frac{C - T}{U - T} \right)^m \quad (3.21)$$

式中：指数 $m \geq 1$ ，实际中常取为 1。对于屈曲约束支撑，如果采用变形作为破坏参数，则 C 为最大拉压变形差， U 为内芯单向受拉破坏变形（可根据内芯钢材的延伸率和屈服段长度计算得到）， T 为屈服变形。

(2) 双参数破坏准则

单一的首超破坏量来描述损伤程度的效果不是很理想。比如，仅仅从最大变形和累积耗能单方面来考虑构件的损伤，难以真实反应构件的破坏机理，因为构件的最大变形和累积损伤是相互影响的，随着累积损伤的增加，最大变形的位移界限不断降低；相应的，随着最大变形的增加，累积损伤的控制界限也在下降。因此更合理的模型应该包含最大变形和滞回耗能两个指标。总而言之，一种合理的破坏评估模型，应能同时反映大的非弹性变形引起的破坏和大量的非线性循环引起的累积破坏这两种不同的破坏形式。

Park 和 Ang^[72]于 1985 年根据大量梁柱破坏实验资料，提出了以后广为地震工程界引用的最大变形—累积耗能的线性组合的破坏模型，具体表达式为：

$$D = \frac{\Delta_m}{\Delta_u} + \frac{\beta}{F_y \Delta_u} \int dE_h \quad (3.22)$$

式中： D 为损伤因子，表征构件的损伤程度， Δ_m 为构件在实际地震作用下的最大变形， Δ_u 为构件在单调荷载作用下的极限变形， F_y 为构件的屈服荷载， $\int dE_h$ 为构件在循环荷载作用下的累积滞回耗能， β 为滞回耗能影响系数，为非负系统参量，可通过往复循环加载试验获得。Park-Ang 损伤模型忽略了同一耗能水平下大幅值位移循环比小幅值位移循环破坏严重这一事实，也即忽略了结构地震反应滞回环累积幅值对累积损伤的影响。

为了克服 Park-Ang 模型的上述缺点，Usami^[73]提以下改进的双参数模型：

$$D = (1 - \beta) \left(\frac{\Delta_m - \Delta_y}{\Delta_u - \Delta_y} \right)^c + \beta \sum_{i=1}^n \left(\frac{E_i}{E_{\text{mon}}} \right)^c \quad (3.23)$$

式中： β 为权值， E_i 为第 i 个循环的累积滞回耗能， E_{mon} 为单调加载极限滞回能， c 为模型参数，其余参数符号意义同前述。 β 与 c 可通过拟静力加载试验确定。

Usami 模型既考虑了最大位移的影响，又考虑了累积滞回耗能的影响。对比 Park-Ang 模型，由于 Usami 模型位移与能量项采用非线性组合，能够反应大塑性变形较小塑性变形对结构损伤影响更大的试验结果，对于描述钢结构损伤具有较强的适应性。

(3) Park-Ang 简化计算模型

双参数破坏准则有众多的改进表达式，绝大多数模型都是由 Park-Ang 的最大变形—累积耗能模型演化而来，只是在组合形式上各不相同。本文主要介绍震后损伤评估的方法，对于损伤模型的选取可根据实际情况选择合适的模型，本文选择经典的 Park-Ang 双参数损伤模型对屈曲约束支撑进行评估。

为了简化计算，本文假定屈曲约束支撑的滞回曲线为理想弹塑性，如图 3.26 所示，则 Park-Ang 双参数损伤模型可以作如下简化：

$$D = \frac{1}{\mu_{ult}} (\mu_{max} + \beta \cdot CPD) \quad (3.24)$$

式中： μ_{ult} 是内芯的极限延性变形能力， $\mu_{ult} = \varepsilon_{ult} / \varepsilon_y$ ，其中 ε_{ult} 是内芯的极限拉伸应变（即延伸率），可根据材性试验获得，本文中内芯的延伸率为 29.5%； ε_y 为内芯的屈服应变，可根据屈服强度和弹性模量计算得到； μ_{max} 是至损伤计算点变形历史过程中内芯经历的最大拉压变形差与屈服变形的比值； CPD 是至损伤计算点变形历史过程中内芯的累积塑性变形； β 是损伤模型系数，其控制最大变形与累积变形对损伤的贡献比例。

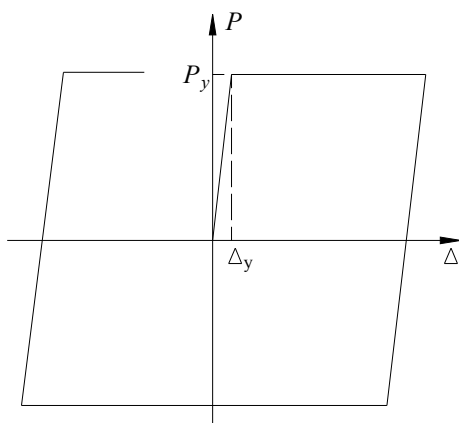


图 3.26 理想弹塑性滞回曲线

3.5.2 性能化损伤指标

文献[74]指出，应急检查在地震、风、火灾、洪水等灾害发生后立即实施，并确认对阻尼器的性能有无影响。检查项目为变形和损伤，主要采用目测和测定的检查方法，保证连接部分和阻尼器部分不出现破损，阻尼器部分不产生导致性能恶化的累积损伤。国内外学者对损伤程度与损伤因子的对应关系进行了划分，根据钢结构的特点，本文采用文献[75]中所提的划分方法，如表 3.10 所示。

表 3.10 不同性能水准下的损伤因子

保持完好	轻微破坏	中等破坏	较重破坏	严重破坏	完全破坏
0~0.1	0.1~0.25	0.25~0.45	0.45~0.65	0.65~0.9	>0.9

3.5.3 屈曲约束支撑的损伤演化

通过对五组试件的循环加载试验结果进行统计可以得到直至破坏的整个加载过程中各组试件的最大拉压变形差及最大累积塑性变形，如表 3.11 所示。

损伤因子 $D=1$ 表示阻尼器试件破坏，在式 3.24 中，令等式左边 $D=1$ ，可以得到滞回耗能影响系数：

$$\beta = \frac{\mu_{ult} - \mu_{max}}{CPD} \quad (3.25)$$

对五组试件的损伤模型系数 β 进行计算，结果见表 3.11。

表 3.11 各组试件的损伤模型系数

试件编号	最大拉压变形差 (mm)	μ_{max}	CPD 最大值	β	
Specimen 1	51	20.4	571	0.309	
Specimen 2	68	27.2	476	0.357	
Specimen 3	68	27.2	533	0.319	
Specimen 4	68	27.2	402	0.422	
Specimen 5	68	27.2	300	0.566	
注：屈服位移 $\Delta_y=2.5\text{mm}$ ，内芯的极限延性变形能力 $\mu_{ult} = 197$				平均值	0.395
				变异系数	0.239

各组试件的损伤模型系数数据较为离散，这是由于损伤模型中虽然给予了最大幅值特殊的权重，但是如试件 1 采用的是常幅循环加载，每个循环都对应于最大幅值加载，但仅有一次最大幅值循环给予特殊的权重，其余最大幅值循环权重系数为 β ，这导致低估了其余循环的位移损伤。损伤模型系数受加载历史的影响，不同加载制度下该值有所差异。

按照表 3.11 中的损伤模型系数，对五组试件的损伤演化过程进行计算分析，每个循环结束的时刻为一个损伤计算点，损伤演化过程如图 3.27 所示，图中每个点对应一个循环。

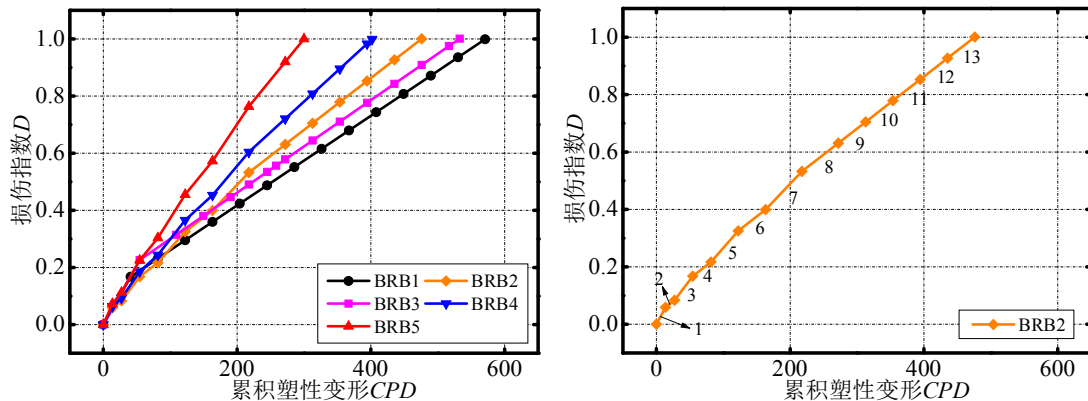


图 3.27 损伤演化过程

基于 Park-Ang 双参数损伤模型的屈曲约束支撑损伤演化路径近似为直线，不存在较大的阶跃现象。对于标准加载的试件 2，每个位移幅值下循环两次，由上图可知当位移幅值一定时前一次循环的损伤增量大于后一次循环的损伤增量（即 $1 > 2, 3 > 4, 5 > 6, 7 > 8$ ），这是由于该模型对最大变形幅值引起的损伤只考虑了一次。9-13 阶段为等幅循环加载，此阶段以前的最大变形幅值相同，损伤贡献只考虑为累积滞回耗能的贡献，所以等幅循环阶段每个循环引起的损伤增量相等。

当支撑首先经历一个累积塑性变形过程后，其剩余耗能能力会逐渐降低，假定支撑的滞回曲线为理想弹塑性类型，则可用剩余累积塑性变形能力来衡量剩余耗能能力，对五组试件的剩余累积塑性变形能力进行了分析，以损伤指数为横坐标，剩余累积塑性变形能力与总的累积塑性变形能力的比值为纵坐标，如图 3.28 所示。

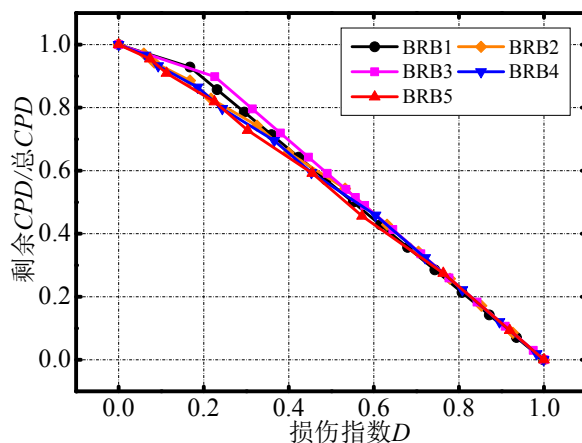


图 3.28 剩余累积塑性变形能力

由上图可知，随着损伤指数的增加支撑的剩余耗能能力逐渐减小，由 Park-Ang 双参数损伤模型计算得到的损伤指数，剩余累积塑性变形能力与损伤指数大致呈线性关系，所以震后可采用线性方法对支撑的剩余耗能能力进行计算。

3.5.4 震后损伤评估方法

本文初步提出了屈曲约束支撑的震后损伤评估方法，具体如下：

(1) 震后对屈曲约束支撑进行调查，获得屈曲约束支撑的相关损伤信息，如果屈曲约束支撑的内芯发生断裂或者很大的塑性变形，以及整体稳定破坏、节点破坏等明显的破坏模式，则需直接对其进行更换。

(2) 如果从外观不能对屈曲约束支撑的状态进行判断，则需根据安装于支撑上的变形记录仪获得支撑的变形历史，然后对其损伤指数进行计算，并根据表 3.10 对计算得到的损伤指数所对应的性能水准进行判断，建议损伤程度达到中等破坏及其以上时，应及时更换屈曲约束支撑，损伤程度为保持完好和轻微破坏则

建议保留。一般而言，安装于结构中的屈曲约束支撑会预先进行试验验证，所以建议对其试验数据进行保留，以获得其屈服强度、弹性模量、延伸率，损伤模型系数也可通过支撑的循环加载验证试验获得。

(3) 如果不能获得屈曲约束支撑的变形历史，则可以根据内芯与约束构件的摩擦痕迹测量出支撑的最大变形，从而采用单参数损伤模型进行损伤状态评估。

(4) 对于不用更换支撑的结构，获得屈曲约束支撑的损伤指数后，应对屈曲约束支撑的刚度和剩余耗能能力等设计参数进行修正，重新评估结构的抗震承载能力。

需要指出的是该震后屈曲约束支撑损伤评估分析流程较为初步，应用于精细的损伤分析中尚显不足，但作为震后快速评估尚且可行，可为消能减震结构是否能够抵抗余震提供一定依据。

3.6 本章小结

本章对可检视的全钢装配式屈曲约束支撑进行了试验研究，试验包括五组不同加载制度的试件，通过拟静力拉压往复加载试验得到了屈曲约束支撑的滞回曲线，并对试验结果进行了分析，可得出以下结论：

(1) 屈曲约束支撑的失效模式为内芯中部凸起的边缘位置发生断裂，支撑没有发生整体屈曲、局部屈曲和螺栓松动等，内芯发生断裂以后可以从支撑侧面观察到内芯的断裂位置，试验过程中能够观察到内芯的变形形状。加劲肋端部焊缝位置没有出现裂缝等损伤，说明对其进行圆滑处理能够避免加劲肋端部焊缝处的过早破坏，保证了屈曲约束支撑的低周疲劳性能；

(2) 屈曲约束支撑滞回曲线饱满，具有稳定的耗能能力，累积塑性变形能力(CPD)均大于AISC规定的200倍的屈服变形；

(3) 试件等效阻尼比随着滞回环位移幅值的变化呈逐渐增大趋势，且试件的等效阻尼比在内芯应变幅值为1.0%时就已均大于0.40；

(4) 滞回曲线稳定以后，试件1和试件4的受压承载力调整系数小于1.3，其余试件的受压承载力调整系数大于1.3，超过了AISC建议的1.3，对于全钢型屈曲约束支撑也宜设置无粘结材料；

(5) 内芯断裂以后，靠近两端的区段截面比原始截面尺寸大，中部区段的截面尺寸减小；

(6) 对于中部限位的屈曲约束支撑，左右两端与内芯中部的相对位移并不相等，说明内芯沿轴向的变形不均匀，支撑中部的平面外位移很小，没有发生面外屈曲变形。

(7) 试验过程中约束构件的最大应变值均小于钢材的屈服应变，说明约束

构件仍处于弹性阶段，受力性能良好；

(8) 内芯与约束构件的接触不仅包括点接触还有线接触，处于交替变化过程中。随着轴向压力的增加内芯的屈曲波数不断增加，波长变短，分布也变得更加均匀，由于残余变形不能恢复，波形会在较大的应变基础上进行变换。试验过程中实测的内芯波数与理论计算得到的波数基本一致，能够通过理论计算的接触点数对约束构件的局部强度进行设计。

(9) 基于 Park-Ang 构件损伤模型提出了损伤因子的简化计算方法，初步提出了震后屈曲约束支撑损伤评估分析的方法和流程，为支撑是否应该更换提供了依据。

第4章 全钢装配式屈曲约束支撑数值模拟

4.1 前言

本章采用有限元分析方法对可检视的全钢装配式屈曲约束支撑进行数值模拟，钢材本构模型采用 Chaboche 混合强化模型，并考虑内芯与约束构件之间的摩擦系数，对不同加载制度下的屈曲约束支撑的滞回曲线和变形过程进行模拟，并与试验结果进行对比分析，对内芯与约束构件之间的接触力变化过程和内芯最大等效塑性压应变进行模拟，进而探讨应用数值分析方法研究屈曲约束支撑性能的可行性。

4.2 有限元分析方法

4.2.1 有限元模型

ABAQUS 是一款功能强大的有限元分析软件，其不仅能够进行简单的线性分析，还能够模拟十分复杂的非线性问题。ABAQUS 具备十分丰富的单元库与材料模型库，可以模拟任何形状的部件以及各种工程材料包括金属、橡胶、钢筋混凝土、复合材料等。作为通用的有限元模拟软件，ABAQUS 不仅能够解决结构的静力动力分析问题，而且能够模拟热力耦合、质量扩散、压电等广阔领域中的问题。故本文采用通用有限元分析软件 ABAQUS 对本文中的装配式全钢型屈曲约束支撑进行数值模拟。

所有部件均采用三维实体(Solid)单元进行建模，单元类型均为 8 节点缩减积分单元 C3D8R，此种单元类型能够较好地对接触进行模拟。内芯在厚度方向划分两个网格，在宽度方向划分 7 个网格；面板、槽钢和加劲肋在板件厚度方向划分两个网格，总体单元尺寸为 20mm。

在实际的 IBRB 中采用高强螺栓将两组约束构件连成一体，并通过垫圈固定内芯与约束构件之间的间隙，在数值模拟中，为了简化分析，不考虑面板上的螺栓孔，将高强螺栓和垫圈简化为一个直径等于螺杆直径，高度等于垫圈高度的圆柱，在试验过程中螺栓没有发生松动，故可将圆柱上下底面与两组约束构件的面板采用 Tie 约束进行连接。面板与槽钢、加劲肋与内芯之间也通过 Tie 约束进行连接。在模型的左右两端分别建立参考点 RP1 和 RP2，并将参考点与对应的端部截面耦合，加载过程中将参考点 RP1 固定，对于 RP2 只允许有内芯轴向的位移，加载制度与试验过程中的加载制度相同。有限元分析模型如图 4.1 所示。

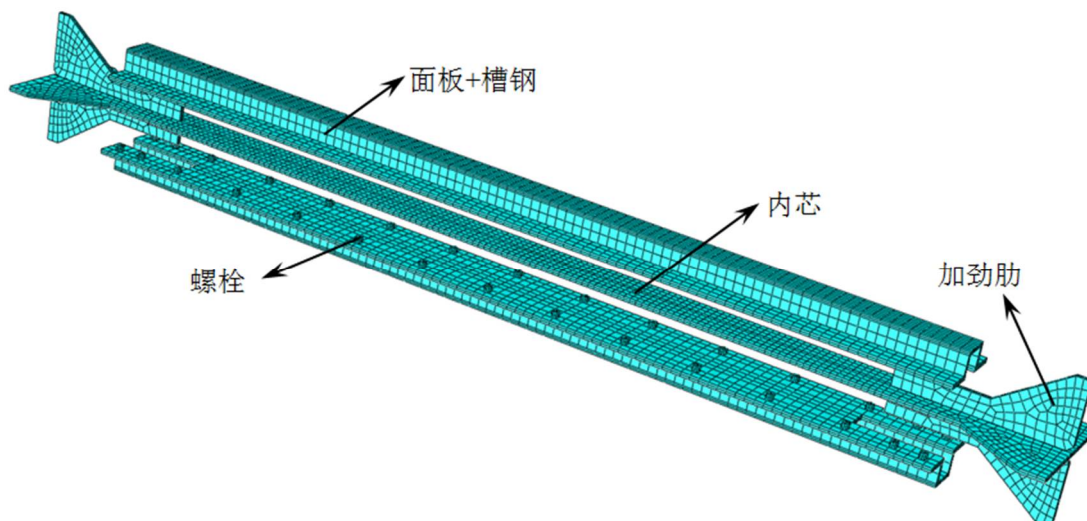


图 4.1 试件的有限元分析模型

4.2.2 材料模型

内芯承受往复循环荷载的作用，故对于 Q235-B 钢材应考虑循环硬化效应；约束构件为 Q345-B 钢材，采用各向同性强化模型，根据材性试验结果输入真实应力应变关系；螺栓按弹性材料输入，弹性模量为 203GPa，泊松比为 0.3。本文对于 Q235-B 钢材采用 Chaboche^[76]混合强化模型来模拟钢材的循环塑性流动，它包括等向强化部分和随动强化部分，Chaboche 混合强化模型需要考虑三个条件：(1)屈服函数；(2)流动法则；(3)强化准则。

对于钢材采用 Mises 屈服准则，屈服函数如下：

$$f = \sqrt{\frac{3}{2}(\mathbf{S} - \boldsymbol{\alpha}) : (\mathbf{S} - \boldsymbol{\alpha})} - (\sigma_{y0} + R) = 0 \quad (4.1)$$

式中： \mathbf{S} 和 $\boldsymbol{\alpha}$ 分别为偏应力和总的背应力， σ_{y0} 为初始屈服应力， R 为等向强化分量， $\sigma_{y0} + R$ 为后继屈服面大小， $:$ 为张量双点积运算符。

为描述弹塑性变形的应力-应变关系，必须定义出塑性应变增量矢量的大小和方向，如果塑性势能面与屈服面有相同的形状，那么流动法则是与屈服条件相关联的，用下式表示：

$$d\boldsymbol{\varepsilon}_p = d\lambda \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \quad (4.2)$$

式中： $d\boldsymbol{\varepsilon}_p$ 为塑性应变增量， $d\lambda$ 为贯穿于整个加载历史的非负标量函数。

混合强化模型中的强化准则包括等向强化准则和随动强化准则，等向强化假设加载过程中的屈服面均匀膨胀，没有畸变和移动，等向强化模型示意图如图

4.2 所示。

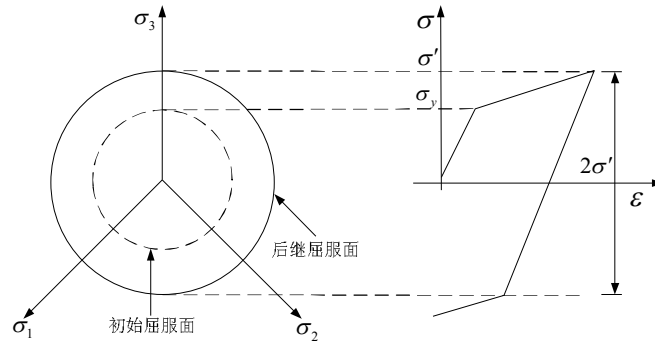


图 4.2 等向强化模型示意图

等向强化分量可以表示为：

$$dR = b(Q_\infty - R)d\varepsilon_{eq} \quad (4.3)$$

式中： R 和 dR 分别为屈服面大小的变化值和增量变化值， b 为屈服面大小随塑性应变变化的速率， Q_∞ 为屈服面变化的最大值， $d\varepsilon_{eq}$ 为等效塑性应变的增量。 R 的初值为零。

对式(4.3)积分可以得到屈服面的大小为：

$$\sigma_y = \sigma_{y0} + R = \sigma_{y0} + Q_\infty (1 - e^{-b\varepsilon_{eq}}) \quad (4.4)$$

式中： σ_y 为屈服面的大小， σ_{y0} 为等效塑性应变为 0 时的应力（即初始屈服面的大小）。

随动强化准则假设在塑性变形过程中，加载面在应力空间作刚体移动而没有转动，因此屈服面的大小、形状和方向仍然保持不变，随动强化模型示意图如图 4.3 所示。

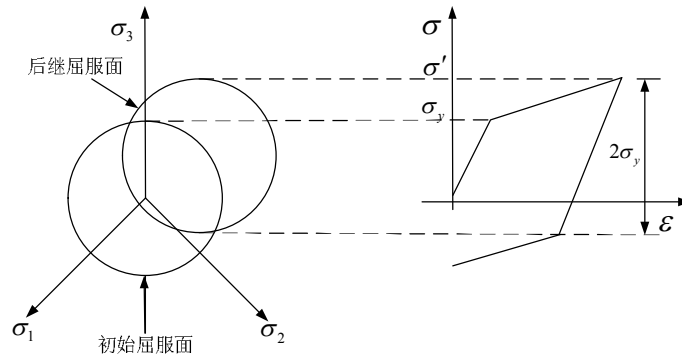


图 4.3 随动强化模型示意图

随动强化模型主要采用背应力的组合来进行描述，每个背应力对应不同的演

化规律，背应力的表示如下：

$$\boldsymbol{\alpha} = \sum_i^n \boldsymbol{\alpha}_i; \quad d\boldsymbol{\alpha}_i = \frac{2}{3} C_i d\boldsymbol{\varepsilon}_p - \gamma_i \boldsymbol{\alpha}_i d\boldsymbol{\varepsilon}_{eq} \quad (4.5)$$

式中： $\boldsymbol{\alpha}_i$ 为第*i*个背应力，*n*为背应力的总数， C_i 和 γ_i 分别为用于定义第*i*个背应力曲线形状的参数， $\boldsymbol{\alpha}$ 为总的背应力， $d\boldsymbol{\varepsilon}_p$ 为塑性应变的增量， $d\boldsymbol{\varepsilon}_{eq}$ 为等效塑性应变的增量。所有背应力的初值均为零。

单轴应力状态下的 Chaboche 混合强化模型如图 4.4 所示，图中的模型包含三个背应力，第一个背应力 α_1 的演化规律是线性的，另外两个背应力的演化规律是非线性的。该图也反映了等向强化分量 R 和随动强化分量 α 对屈服应力的影响。

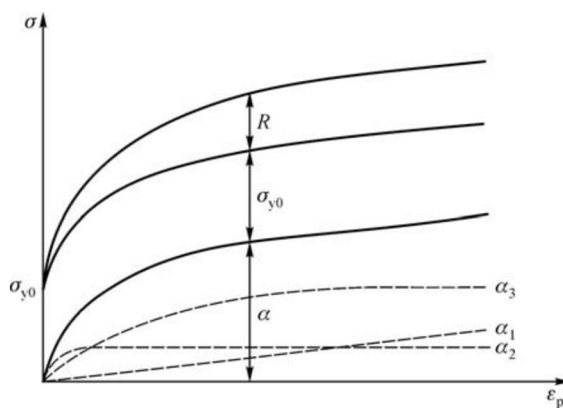


图 4.4 Chaboche 模型示意图

一般来说，为了获得 Chaboche 混合强化模型的材料参数 C_i 、 γ_i 、 Q_∞ 和 b ，需要进行各种加载制度下的材性试验，石永久等^[77, 78]对低屈服点钢材 LYP225、Q235B 和 Q345B 进行了循环荷载作用下钢材本构关系试验研究，并且标定了相应的等向强化参数和随动强化参数。这种方法需要进行大量的材性试验，而且当试件受压时容易发生失稳，所以要获得材料参数所做的工作比较繁琐。

在结构工程中，通常只能获得单向拉伸试验结果，JIA 等^[79]提出了仅使用单向拉伸材性试验数据来标定 Chaboche 混合强化模型参数的方法，发现每个循环受压时的屈服应力与初始屈服应力比较接近，如图 4.5 所示。此时屈服面大小的改变值为 R ，所以可得：

$$\sigma_{\text{mono}} = \sigma_{y0} + 2R \quad (4.6)$$

式中： σ_{mono} 为单调加载的真实应力。由式（4.1）可知，对于单轴加载状态，下式成立：

$$\sigma_{\text{mono}} - \alpha = \sigma_{y0} + R \quad (4.7)$$

式中： α 为单轴背应力。由式(4.6)和式(4.7)可知，根据单轴拉伸材性试验得到的真实应力应变中的等向强化分量和随动强化分量相等。

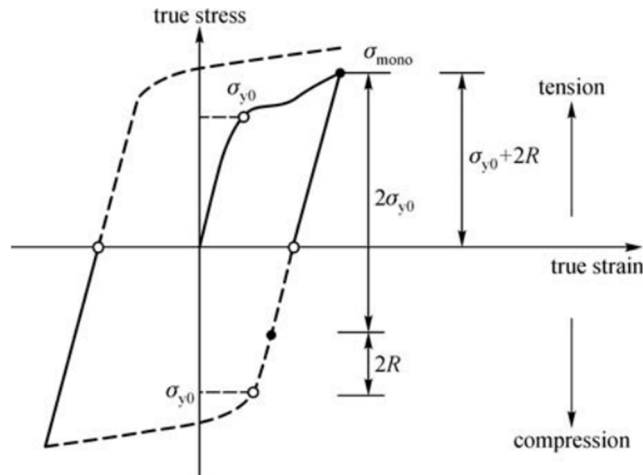


图 4.5 单调和循环真实应力应变关系

Chaboche 混合强化模型包括等向强化和随动强化分量，采用有限元软件 ABAQUS 对模型参数进行校准。随动强化模型参数 C_i 和 γ_i 由图 3.5 所示真实应力应变曲线确定，以表格的形式将真实应力应变数据点 (yield stress, equivalent plastic strain) 输入到 ABAQUS 中即可自动校准 C_i 和 γ_i 。等向强化分量 R 可以根据式(4.6)和单轴拉伸材性试验的真实应力应变曲线得到，等向强化参数 Q_∞ 和 b 可通过在 ABAQUS 子选项中以表格形式输入等效塑性应变和屈服面大小的数据 (post-yield stress, equivalent plastic strain) 获得。采用含 3 组背应力的混合强化模型，经过 ABAQUS 的校准可得 Q235-B 钢材的模型参数如表 4.1 所示。

表 4.1 ABAQUS 中 Q235-B 钢材混合强化模型参数

材料	σ_{y0} (MPa)	C_1 (MPa)	γ_1	C_2 (MPa)	γ_2	C_3 (MPa)	γ_3	Q_∞	b
Q235-B	282	295	0	327	14	1270	15	110	8

从材性试验获得的应力-应变关系和使用上表中给出的参数通过数值模拟计算获得的应力-应变关系曲线如图 4.6 所示。可以观察到，材性试验和数值模拟的结果比较吻合，证明了材料模型的有效性和参数的正确性。

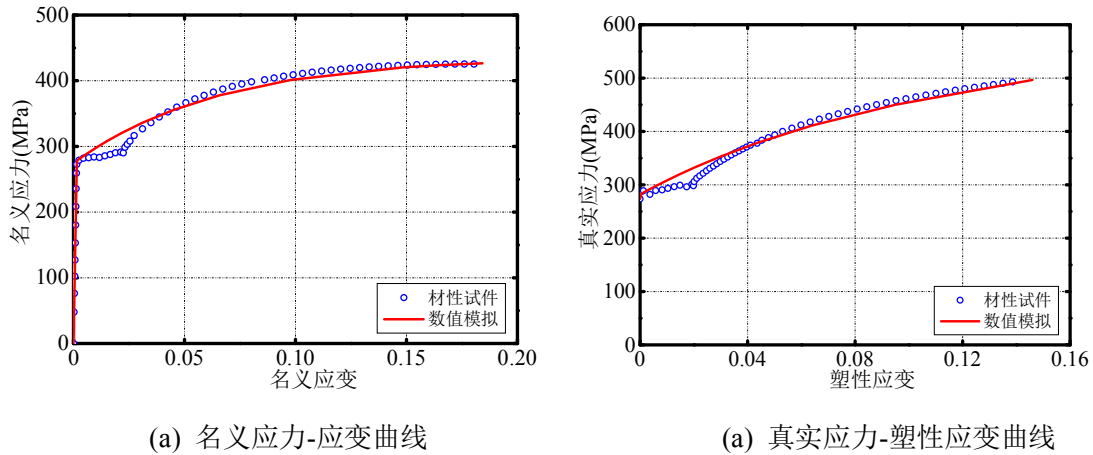


图 4.6 材性试验与数值模拟的材料模型

4.2.3 接触性质

当内芯受压时会产生微幅高阶屈曲，内芯屈曲以后会与约束构件产生相互作用，包括法向作用力和切向摩擦力，所以需要在 ABAQUS 中定义内芯与约束构件之间的相互作用关系。法向作用采用硬接触（Hard Contact），硬接触可以通过经典的拉格朗日乘子方法实施，接触面之间能够传递的接触压力大小不受限制，当接触面的压力变为负值或者零就表示两个接触面发生分离。切向作用采用库伦摩擦模型，切向摩擦力取决于法向接触压力，即：

$$\tau = \mu p \quad (4.8)$$

式中： μ 为内芯与约束构件之间的摩擦系数， p 为法向接触压力。摩擦会引起高度的非线性效应，在 ABAQUS/Standard 中将导致系统方程的不对称，从五组试件的试验结果可知每组试件的受压承载力调整系数并不相同，摩擦力的机制比较复杂，即使材料种类相同摩擦系数也并不完全相同，所以在有限元数值模拟过程中，每组的试件的摩擦系数通过几次试算确定。

在 ABAQUS 中，有两种滑动距离选项：有限滑移和小滑移。由于内芯的变形比较大，一般会超过一个单元的位移，因此选用有限滑移。在定义接触面的过程中，将约束构件的面板和垫圈表面作为主面，内芯表面作为从面。

4.2.4 求解方法

对于理想的构件，在受压作用下并不会发生屈曲失稳，但实际的支撑试件中内芯会存在初弯曲，所以首先需要进行内芯的一阶屈曲模态分析，然后将一阶变形状态加入到试件的整体有限元模型中，内芯中部的最大初始横向变形设为 1mm，引入初弯曲以后再进行支撑整体力学行为的模拟。

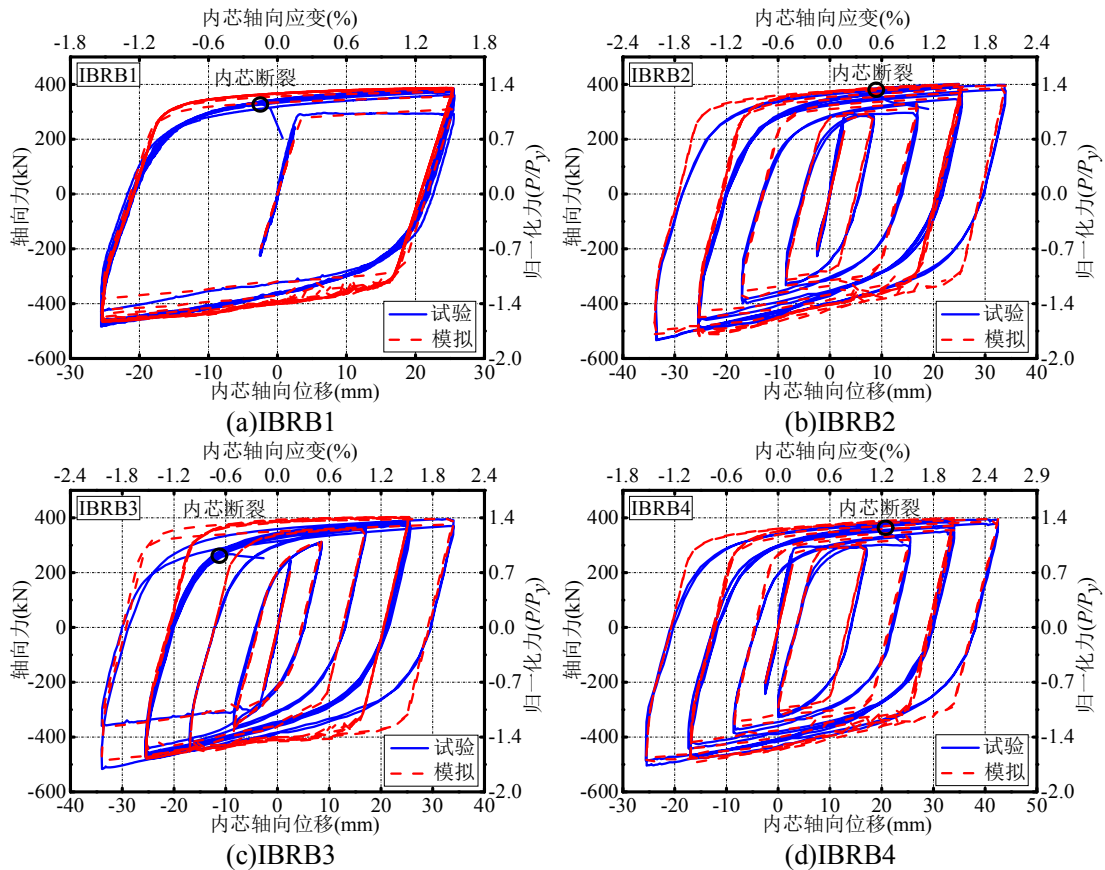
在轴向压力作用下内芯会发生微幅屈曲失稳，随着轴向压力的增加，内芯的波形会逐渐改变，波形的变化导致接触状态也随之发生剧烈变化，严重的状态非

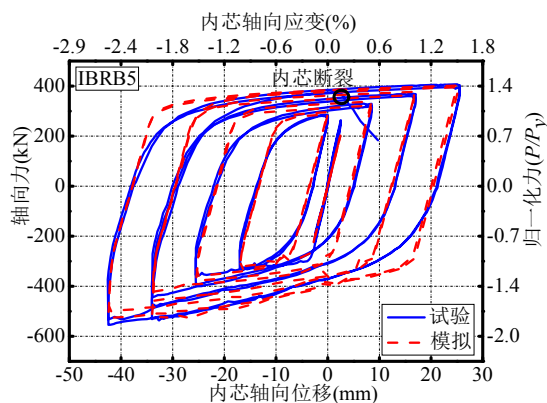
线性使求解发散。另外，因接触状态的快速变化，内芯发生微幅多波失稳时使其累积的应变能在局部传递或部分释放并转化为动能，使微幅失稳过程具有动力特性，导致计算收敛困难。为了解决这一问题，在计算中使用了微量的粘滞性阻尼来平衡接触状态突变过程的响应，从而进行静力求解。阻尼的选用应以不影响计算结果和获得收敛解答为准，需要不断调整试算，经试算合理的阻尼系数为 $2e-4$ 。

4.3 有限元模拟结果

4.3.1 滞回曲线

根据 4.2 节所述有限元分析方法对五组试件进行了有限元模拟，有限元模拟得到的滞回曲线与试验滞回曲线对比如图 4.7 所示。结果表明有限元模拟获得的弹性刚度和滞回反应与试验结果比较一致，有限元模拟也能反映出受压时承载力增加的特性。摩擦力的机制比较复杂，受材料的性质、温度、荷载条件、光洁度等多种因素的影响，即使材料种类相同摩擦系数也并不完全相同。对于屈曲约束支撑，内芯和约束构件的接触处于动态变化的过程中，摩擦力的影响复杂。对试件 1-5，经过多次试算，有限元模拟最终确定比较吻合的摩擦系数分别为 0.12, 0.18, 0.15, 0.15 和 0.22，试件 2 和试件 5 的受压承载力调整系数较大，摩擦系数也较大。





(e)IBRB5

图4.7 试验与模拟滞回曲线对比

4.3.2 内芯变形过程

随着轴向压力的增加，内芯的波形也会发生改变，对标准加载的试件 2 进行变形过程分析，b-e 点对应的加载位置如图 3.8(b)所示。当内芯达到第一个+8.5mm 的加载位移然后进行反向加载时，内芯轴力迅速卸载然后转为压力，随着受压位移的增加轴向压力急剧增加，内芯的波形也在短时间内快速变化，b-e-d1 点对应的内芯形状如图 4.8 所示。可以看出随着轴向压力的增加内芯的波数越多，由 d1 点的变形形状可知，由于受拉并不会使内芯的屈曲变形完全恢复，所以当内芯首先经历一个较大的轴向压力再经历一个较小的轴向压力时，内芯的波形会在之前较大压应变下的基础上进行变换。试件 2 的摩擦系数设置的为 0.18，从变形图中可以看出对于中间限位的屈曲约束支撑，在轴向压力作用下内芯两端的厚度比中部的厚度大，同样内芯两端的宽度也比中部的宽度大，所以当其他构造合理的话内芯中部比较容易发生破坏。b-e-d1 点对应的内芯波长如图 4.9 所示，由于摩擦力的存在，波长沿内芯轴向并不均匀分布。



(a) b 点内芯的形状



(b) c 点内芯的形状



(c) d 点内芯的形状

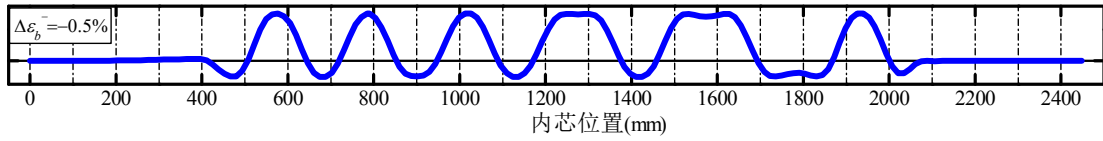


(d) e 点内芯的形状

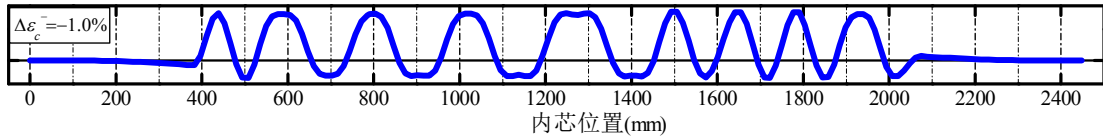


(e) d1 点内芯的形状

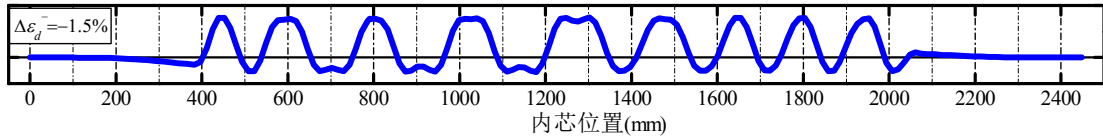
图4.8 试件2 内芯b-e-d1点变形过程(横向放大20倍)



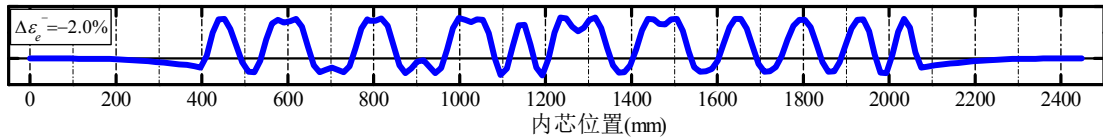
(a) b 点内芯的波形



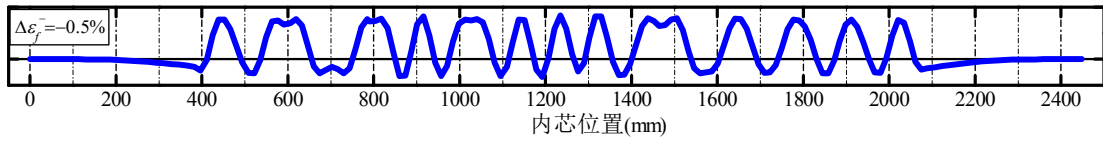
(b) c 点内芯的波形



(c) d 点内芯的波形



(d) e 点内芯的波形



(e) d1 点内芯的波形

图4.9 试件2内芯b-e-d1点内芯波形

试验和数值模拟得到的各峰值压应变下内芯的屈曲波数对比见表 4.2，结果表明有限元分析可以较好地预测内芯的屈曲波数，有限元分析结果与试验结果大致接近。

表 4.2 试验和数值模拟的屈曲波数对比

试件	计算方法	a 点	b 点	c 点	d 点	e 点	f 点
		0.0%	0.5%	1.0%	1.5%	2.0%	2.5%
IBRB1	试验	-	-	-	9.5	-	-
	有限元	-	-	-	10.5	-	-
IBRB2	试验	-	6.5	8.5	10.5	12.5	-
	有限元	-	6.5	9.5	9.5	11.5	-
IBRB3	试验	-	12.5	12.5	11.5	8.5	-
	有限元	-	12.5	12.5	11.5	8.5	-
IBRB4	试验	4.5	7.5	9.5	11.5	-	-
	有限元	5.5	9.5	12.5	12.5	-	-
IBRB5	试验	-	-	6.5	9.5	11.5	12.5
	有限元	-	-	7.5	9.5	10.5	11.5

4.3.3 内芯最大等效塑性压应变

内芯在轴向压力作用下会发生微幅高阶屈曲变形,所以内芯屈服段在受压时的最大等效塑性应变大于名义压应变。改变内芯沿厚度和宽度方向的总间隙,当厚度方向总间隙 $2g_0$ 为变量时控制宽度方向总间隙 $2g_1 = 4\text{mm}$, 当宽度方向总间隙 $2g_1$ 为变量时控制厚度方向总间隙 $2g_0 = 2\text{mm}$, 对内芯进行最大名义压应变为 2% 的单向受压加载。不同间隙情况下内芯屈服段的最大等效塑性应变如图 4.10 所示。

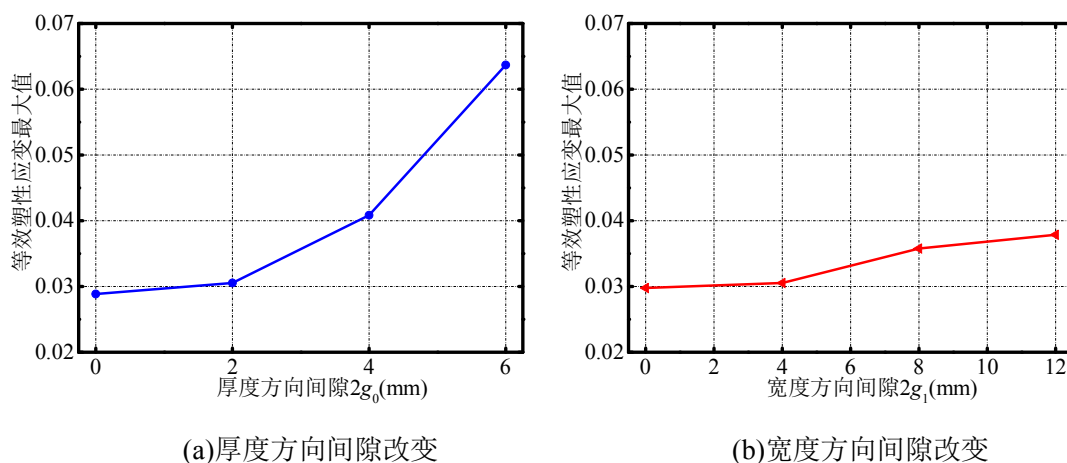


图 4.10 不同间隙下内芯 PEEQ 最大值

由图 4.10(a)可知,当厚度方向总间隙为 0 和 2mm 时最大等效塑性应变均接近于 0.03,厚度方向总间隙为 0 时最大等效塑性应变并不等于名义加载应变,这是因为沿内芯宽度方向仍有间隙,内芯会在强轴方向发生屈曲。当厚度方向总间隙为 4mm 和 6mm 时最大等效塑性应变快速增加,分别达到 0.041 和 0.063。

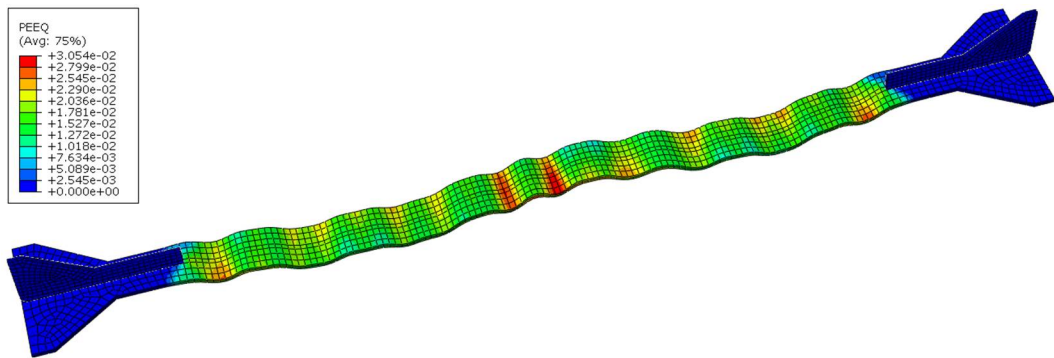
由图 4.10(b)可知,当宽度方向总间隙为 0 和 4mm 时最大等效塑性应变均接

近于 0.03，宽度方向总间隙为 0 时最大等效塑性应变并不等于名义加载应变，这是因为沿内芯厚度方向仍有间隙，内芯会在弱轴方向发生屈曲，同时内芯在强轴方向并不是连续性约束，在强轴方向也会发生屈曲。当宽度方向总间隙为 8mm 和 12mm 时最大等效塑性应变快速增加，分别达到 0.036 和 0.038。

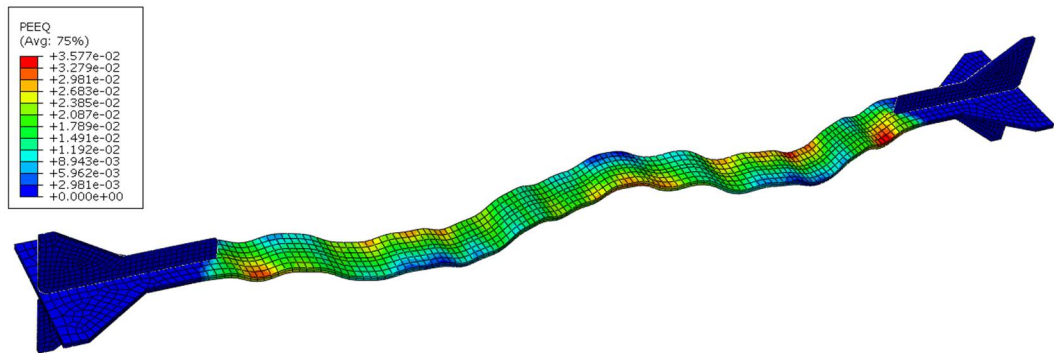
由计算结果可知，内芯的最大等效塑性压应变与相应方向的间宽比紧密相关，因为内芯的厚度比宽度小很多，所以内芯的最大等效塑性压应变与厚度方向的间隙关系更大。

当 $2g_0 = 2\text{mm}$, $2g_1 = 4\text{mm}$ 时，名义压应变为 2% 下内芯变形形状和等效塑性应变如图 4.11(a) 所示；当 $2g_0 = 2\text{mm}$, $2g_1 = 8\text{mm}$ 时，名义压应变为 2% 下内芯变形形状和等效塑性应变如图 4.11(b) 所示。内芯各点的等效塑性压应变是由内芯两个方向的屈曲变形共同决定的，两个方向均为波峰或波谷内侧的点等效塑性压应变较大。

名义压应变为 2% 下内芯在强轴方向的屈曲变形如图 4.12 所示，相应的波数为 2，与弱轴方向的屈曲变形相比，两者多波波长之比与内核构件宽厚比相关，故内核构件绕其强轴方向平均波长较大，不易出现多波屈曲变形。

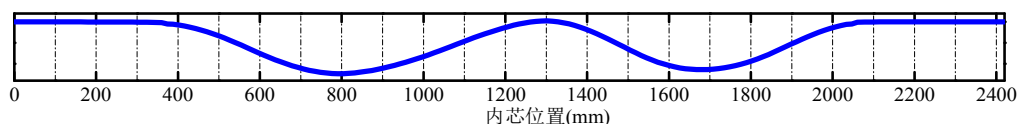


(a) $2g_0 = 2\text{mm}$, $2g_1 = 4\text{mm}$



(b) $2g_0 = 2\text{mm}$, $2g_1 = 8\text{mm}$

图 4.11 内芯变形图和等效塑性压应变分布

图4.12 内芯强轴方向变形图($\Delta\varepsilon^- = 2\%$)

4.4 关键参数影响分析

4.4.1 加劲肋长度

内芯端部加劲肋长度对屈曲约束支撑的整体性能有影响,特别是对于端部可以转动的铰接支撑更为重要。本文对端部固接和铰接的中部限位支撑在单向受压加载状态下的性能进行了有限元分析,摩擦系数取为零。为了保证在受压时加劲肋能够沿轴向自由发生移动,往往需要对约束构件端部进行开槽处理,所以应保证约束构件端部的刚度不至于下降太多。

对于端部固接的支撑,当加劲肋伸入约束构件的长度为零时的性能与本文试验中伸入长度为 140mm 时的性能基本一致,如图 4.14(a)所示,说明对于两端固接的屈曲约束支撑,保证在最大受拉位移加载过程中内芯屈服段不露出约束构件即可,如果内芯屈服段露出约束构件,则可能发生图 2.2(c)所示的内芯屈服段端部局部屈曲破坏。

对于端部铰接的支撑,不同加劲肋伸入长度情况下支撑力位移曲线如图 4.14(b)所示,当加劲肋伸入长度不大于 60mm,内芯还未达到屈服或刚刚接近屈服时承载力便大幅下降,此时支撑端部发生塑性转动,如图 4.15 所示。说明对于两端铰接的屈曲约束支撑,应保证加劲肋始终有一定的长度在约束构件内部,具体的伸入长度可以通过有限元进行单向受压加载分析得到。

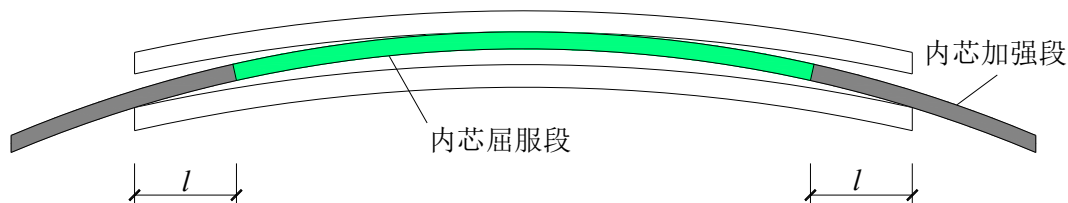


图 4.13 内芯端部加劲肋伸入长度

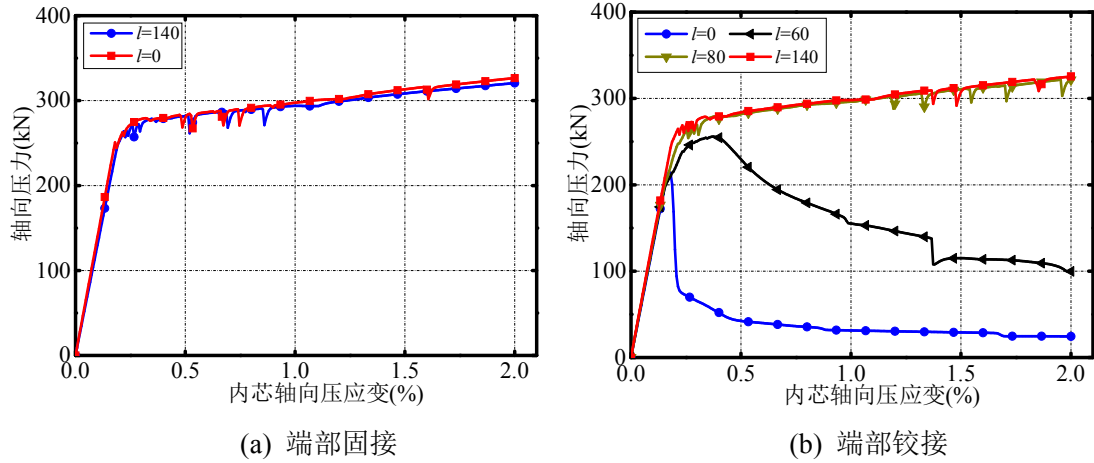


图 4.14 不同加劲肋伸入长度的力-位移曲线

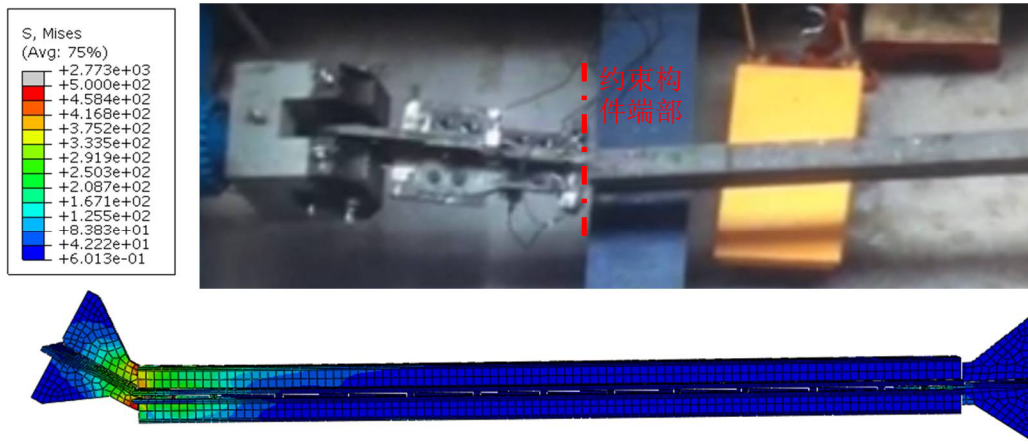


图 4.15 铰接支撑端部塑性转动破坏

4.4.2 约束构件刚度

约束构件的刚度对支撑的性能有重要影响，约束构件的尺寸主要由支撑的整体稳定性、局部稳定性和螺栓间约束构件的强度决定，为了研究约束构件对支撑性能的影响，采用有限元方法对单向受压加载的无摩擦支撑进行了分析。有限元分析中为了简化分析不考虑槽钢的作用，通过面板的厚度来调整约束构件的刚度，支撑中部的初始弯曲变形设为 1mm，对支撑进行应变为 2% 的单向受压加载，面板厚度取值为[9:14mm]。将约束构件设为刚体时内芯在 2% 的单向压应变下的轴力为 327kN，以此为参考计算约束构件的约束比。

六组模型的力位移曲线如图 4.16 所示，可知当面板厚度为 9mm 时支撑在轴向压应变等于 0.5% 左右时承载力下降，支撑出现整体失稳，如图 4.18 (a) 所示。其余几组构件在 2% 的应变范围内承载力没有出现明显下降，但这并不意味着面板的厚度合理，如果轴向压应变继续增加承载力也可能出现下降，约束构件的选择应考虑可能达到的最大压应变。不同面板厚度情况下约束构件中点的相对横向

位移如图 4.17 所示, 面板厚度为 9mm 时横向位移达到 142.2mm。不同面板厚度情况下约束构件的屈曲荷载、约束比和支撑中点横向位移见表 4.3, 约束比小于 1 时在 2% 压应变下支撑的横向变形较大。

对于本文提出的屈曲约束支撑, 在面板上设置加劲构件能够有效地提高屈曲约束支撑的整体稳定承载力, 加劲构件可以采用本文中的槽钢或者一字形钢和方钢管等。同时, 对于设置加劲构件的约束构件, 即使约束构件满足整体稳定承载力的要求, 面板也应保证一定的厚度以避免约束构件危险点发生强度破坏。

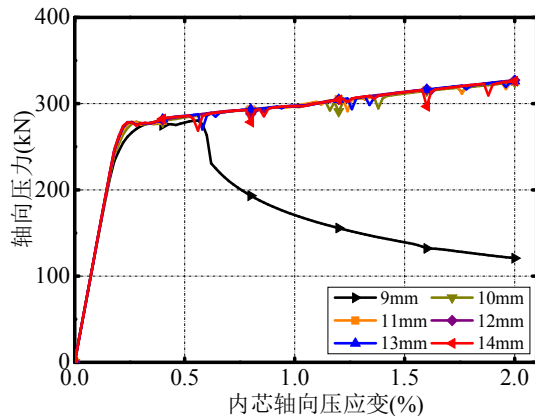


图 4.16 不同面板厚度力-位移曲线

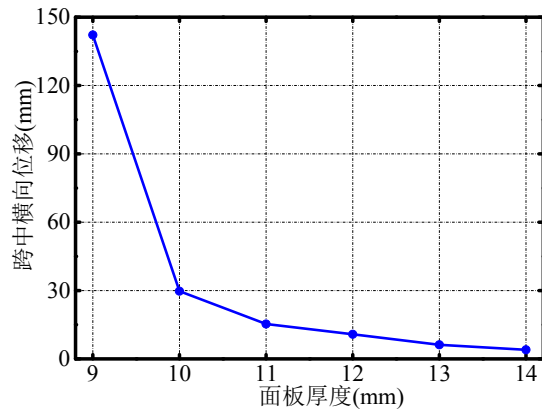
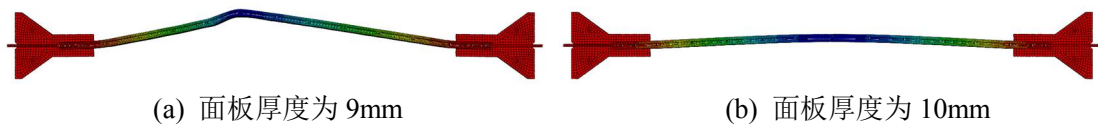


图 4.17 不同面板厚度中点横向位移



(a) 面板厚度为 9mm

(b) 面板厚度为 10mm

图 4.18 支撑整体失稳变形

表 4.3 不同面板厚度下支撑的性能

面板厚度(mm)	9	10	11	12	13	14
约束构件一阶屈曲荷载(kN)	169	207	250	298	351	409
约束比	0.52	0.63	0.76	0.91	1.07	1.25
支撑中点横向位移(mm)	142.2	29.7	15.3	10.8	6.2	4.0

4.4.3 摩擦系数

当支撑受压时, 内芯与约束构件之间存在摩擦力, 摩擦力会提高支撑的受压承载力, 使内芯的应力沿轴向分布不均匀, 会降低支撑的低周疲劳性能。本文对中部限位的支撑进行单向受压加载的有限元分析, 采用的摩擦系数分别为 0, 0.1, 0.2 和 0.3。力-位移曲线如图 4.19 所示, 曲线上的突变点为内芯新波形产生的时刻, 由图可知摩擦系数越大受压承载力越大, 摩擦系数不同内芯的波形变化过程也不同。

对内芯沿轴向的压力进行了分析, 如图 4.20 所示, 当摩擦系数为 0 时, 截面上的轴向压力相同, 当摩擦系数不为 0 时, 内芯轴向压力总体上由端部向中间逐渐减小, 摩擦系数越大端部和中部的压力差越大。本次五组试件的试验结果表

明,全钢型屈曲约束支撑的摩擦力也不容忽视,为了保证支撑的低周疲劳性能和避免对周边构件(梁、柱)产生较大影响,宜在内芯和约束构件之间附加一层摩擦系数较小的材料。

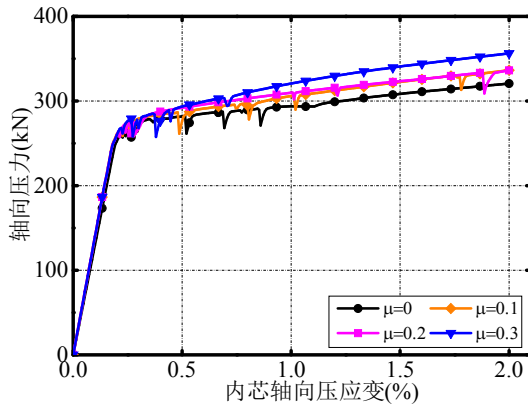


图 4.19 不同摩擦系数力-位移曲线

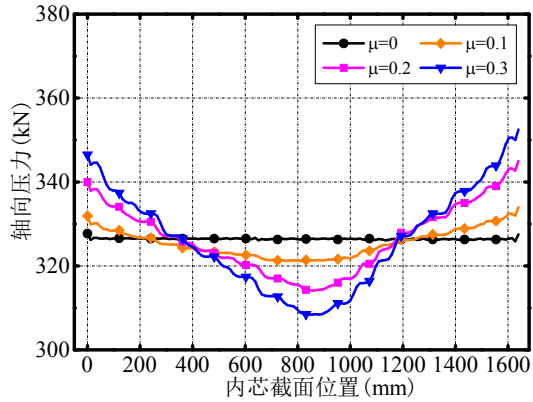


图 4.20 不同摩擦系数截面压力

4.4.4 约束构件限位方式

一般来说,为了避免约束构件的滑动,屈曲约束支撑常有中部限位和端部限位两种方式。为了研究约束构件限位方式对支撑性能的影响,采用有限元分析方法对标准加载的试件 2 进行了数值模拟,摩擦系数为 0.18,对于中部限位可以简化为在支撑两端同时加载,对于端部限位则在支撑的一端进行加载。滞回曲线如图 4.21 所示,当内芯受压时端部限位方式的受压承载力大于中部限位方式的受压承载力。

对于左端限位,当内芯受压加载时摩擦力均指向右端,内芯左端的轴向压力最小,所以当内芯受压时左端截面膨胀最小,受拉时左端截面应力最大,导致左端(限位端)相对来说更容易发生破坏。对于中部限位,当内芯受压加载时摩擦力均由中间指向两端,内芯中间的轴向压力最小,所以当内芯受压时中间截面膨胀最小,受拉时中间截面应力最大,导致中间截面相对来说更容易发生破坏。当压应变为 2% 时内芯的变形如图 4.22 所示,由图可知对于左端限位,内芯左端截面厚度最小,对于中部限位,内芯中部截面厚度最小。

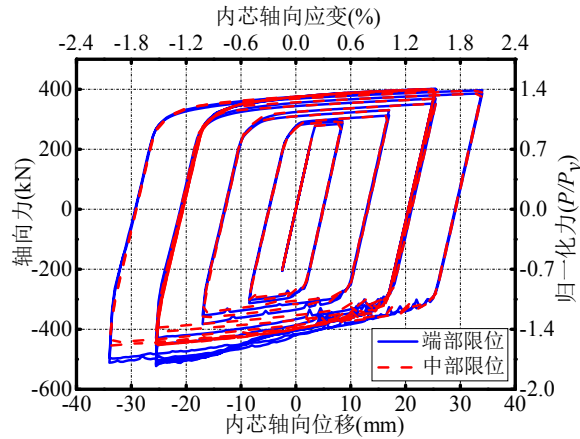


图 4.21 不同限位方式的滞回曲线

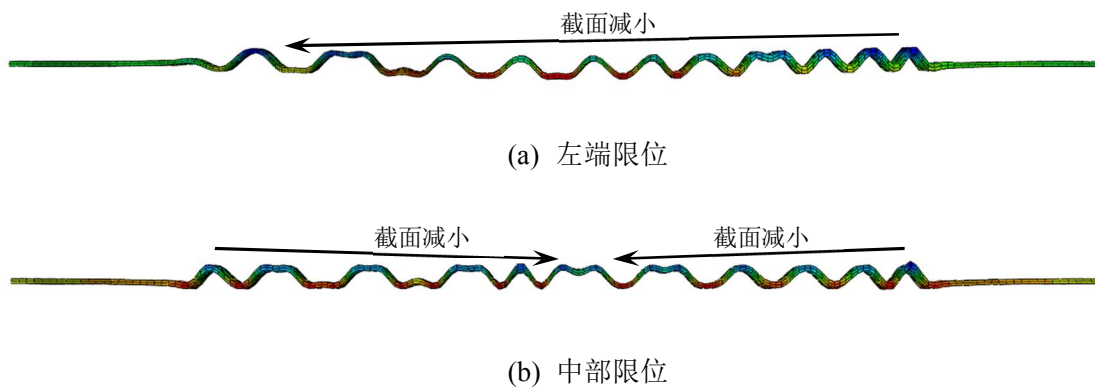


图 4.22 不同限位方式内芯变形图

4.4.5 间隙

屈曲约束支撑内芯受压屈曲过程中，侧向需要一定的变形空间，因此内芯和约束构件之间需要一定的间隙。内芯与约束构件之间的间隙对支撑的整体性能起到重要作用，间隙包括内芯厚度方向的总间隙 $2g_0$ 和宽度方向的总间隙 $2g_1$ 。如果间隙过大，内核不能受到有效约束，在受压屈曲变形过程中容易产生震荡，造成承载力的突变，不利于支撑的整体性能。为排除摩擦力对判断支撑承载力是否出现下降产生的干扰，接触面之间按无摩擦计算。

对厚度方向的总间隙 $2g_0$ 分别为 0, 2, 4, 6mm 的支撑进行了单向受压加载有限元分析，最大压应变为 2%。不同厚度方向总间隙情况下支撑的力位移曲线如图 4.23 所示，由图可知当厚度方向总间隙为 4mm 和 6mm 时，内芯在受压加载下形成新的波形时会引起承载力的大幅下降，力位移曲线波动比较明显，对于厚度方向总间隙为 0mm 和 2mm，受压承载力曲线比较稳定。因此，可认为对该尺寸的屈曲约束支撑，间隙应不大于 2mm，即内核板件厚度的 1/5。

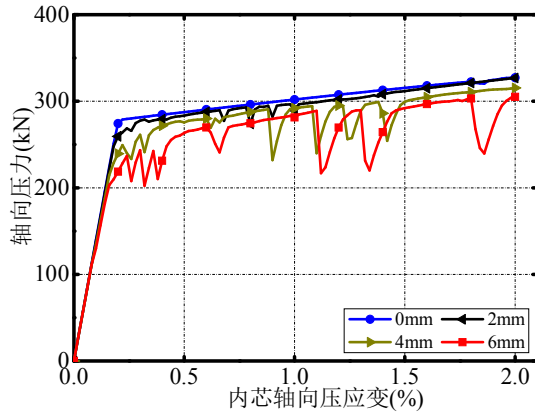


图 4.23 不同间隙 $2g_0$ 下力-位移曲线

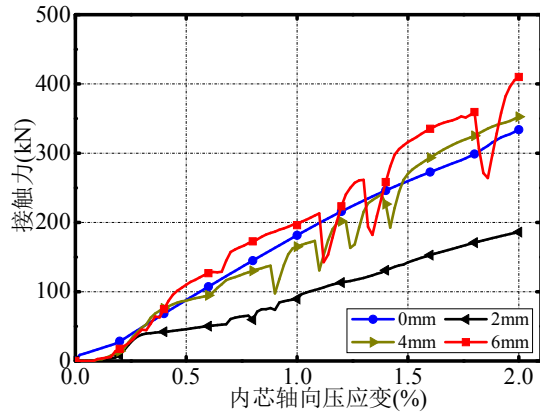


图 4.24 不同间隙 $2g_0$ 下接触力曲线

不同厚度方向间隙大小情况下内芯与约束构件之间总的法向接触力会有不同，如图 4.24 所示。当间隙不为零时，总的来说间隙越大接触面总的法向作用力越大，当间隙为零时法向接触力也不容忽视，因为内芯在受压作用下由于泊松效应的存在会有横向膨胀，对约束构件有横向膨胀力。对于屈曲约束支撑，应保证内芯在厚度方向有足够的膨胀空间，在此基础上尽量减小内芯与约束构件之间的间隙。

对宽度方向的总间隙 $2g_1$ 分别为 0,4,8,12mm 的支撑进行了单向受压加载有限元分析，最大压应变为 2%。不同宽度方向总间隙情况下支撑的力位移曲线如图 4.25 所示，由图可知各情况下的受压承载力曲线比较稳定，虽然宽度方向总间隙的绝对值较大，但宽度方向的间宽比仍较小，内芯在强轴方向不会有较大的波动。

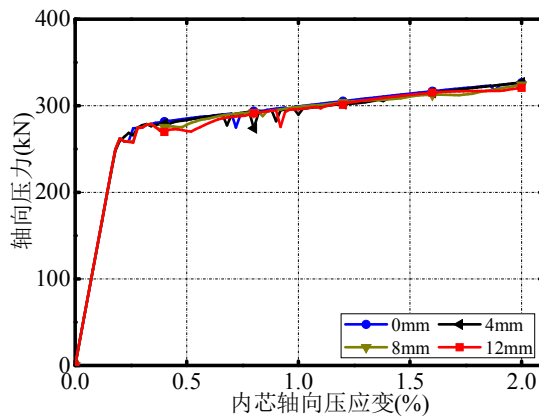


图 4.25 不同间隙 $2g_1$ 下力-位移曲线

4.4.6 螺栓间距

装配式屈曲约束支撑的约束构件是通过螺栓连接在一起，所以支撑的性能与螺栓间距息息相关，即使约束构件的整体稳定承载力满足要求，也应该对螺栓间距范围内的约束构件进行承载力验算，以避免约束构件发生局部破坏。为了探究螺栓间距对支撑性能的影响，采用有限元分析方法对螺栓间距分别为

160mm,240mm,320mm 和 480mm 的支撑进行单向受压加载分析, 为便于分析约束构件只考虑面板的作用, 面板厚度取为 14mm, 此时支撑的约束比稍大于 1。

不同螺栓间距条件下支撑的力位移曲线如图 4.26 所示, 由图可知螺栓间距为 160mm 和 240mm 时支撑的承载力比较稳定, 螺栓间距为 320mm 时承载力稍有下降, 当螺栓间距为 480mm 时内芯刚进入屈服支撑承载力便急剧下降。

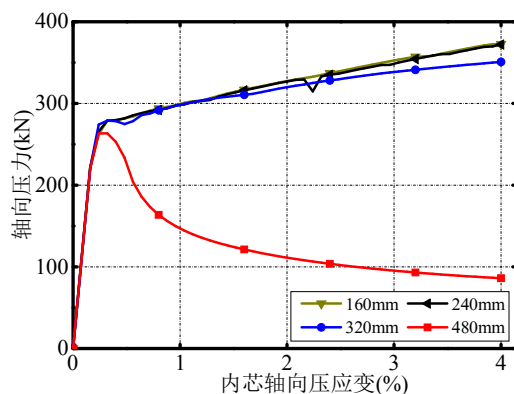
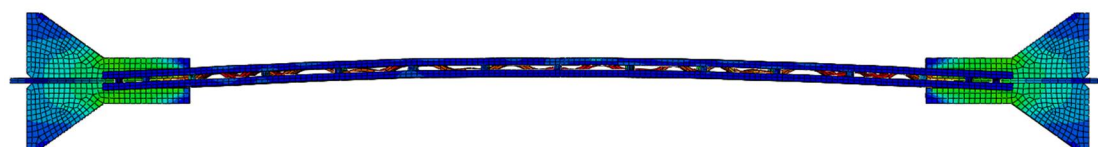
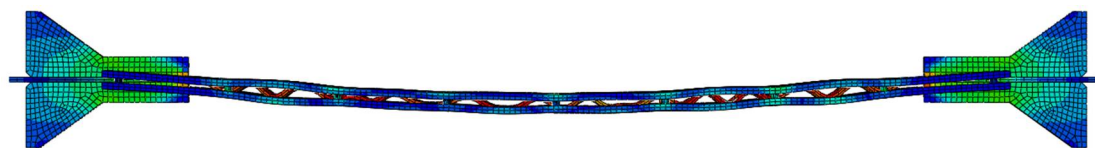


图 4.26 不同螺栓间距下力-位移曲线

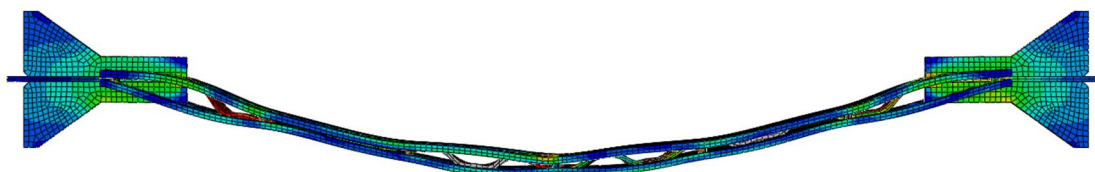
为了更清晰地了解支撑在不同螺栓间距条件下的受力和变形状态, 对轴向压应变为 4% 时的支撑进行分析, 如图 4.27 所示。由图可知, 当螺栓间距为 160mm 和 240mm 时约束构件没有明显的变形; 当螺栓间距为 320mm 时约束构件发生整体失稳, 同时螺栓间距范围内的约束构件发生局部破坏; 当螺栓间距为 480mm 时, 约束构件在端部螺栓间距范围内发生局部破坏, 上下两组约束面板的距离越来越大, 承载力急剧下降。



(a) $L_b=160\text{mm}$ (变形放大系数 10)



(b) $L_b=240\text{mm}$ (变形放大系数 10)



(c) $L_b=320\text{mm}$ (变形放大系数 10)

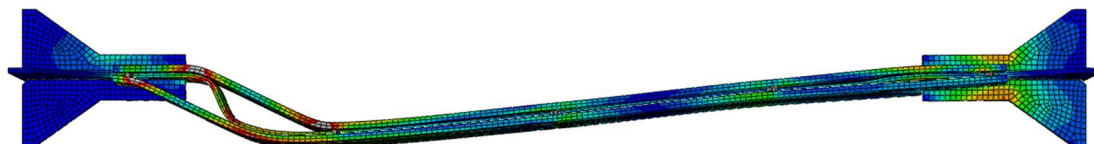

 (d) $L_b=480\text{mm}$ (变形放大系数 1)

图 4.27 不同螺栓间距下支撑的变形状态

图 4.27(c)和(d)出现了约束构件局部强度破坏, 约束构件的 Mises 应力也超过了其屈服应力。合理的螺栓间距与约束构件的刚度有关, 刚度越大, 螺栓间距可适当增加。合适的螺栓间距可按单个螺栓间距范围内约束构件的局部强度进行验算, 即单个螺栓间距范围内约束构件跨中截面边缘纤维处的弯曲应力不大于屈服应力。

4.5 支撑简化模型

屈曲约束支撑精细化模拟的主要目的在于分析屈曲约束支撑的精细受力状态以及进行参数分析, 如间隙大小、加劲肋长度、约束比等。如果内芯与约束构件之间的摩擦系数较小, 只为获得屈曲约束支撑的宏观性能 (荷载位移曲线), 可以采用简化的模拟方法。

屈曲约束支撑本身的受力特性表明, 可以用一根 truss(桁架)单元来模拟其在结构中的表现。由于一个桁架单元等效于一根二力杆, 其在往复荷载下的滞回性能即由其材料属性决定, 所以在简化模拟的时候, 最重要的步骤即对材料属性进行精确的设置。同时, 在进行网格划分的时候只能划分为一个单元, 这样可以避免其发生屈曲变形。与前述精细化模拟方法相比, 简化模拟方法的操作步骤十分简单:

1)在 part 模块中建立 truss(桁架)单元, 桁架单元截面面积为内芯截面面积, 值得注意的是, 桁架单元的长度应取为屈曲约束支撑中的内芯耗能段长度, 而非支撑全长。原因是屈曲约束支撑两端加劲段的刚度远大于中部刚度, 若 truss 单元取为支撑全长, 则无法得到准确的轴向刚度。

2)设置内核芯材的材料属性, 材料参数与精细化模型中的参数一致。

3)设置 truss 单元的边界条件, 即一端固定, 一端按照既定幅值加载。

对标准加载的试件 2 进行精细的有限元模拟和简化模拟, 精细化模拟不考虑摩擦力的存在, 两种方法得到的滞回曲线如图 4.28 所示, 结果表明简化模拟与精细化模拟的结果基本一致, 能够准确的模拟屈曲约束支撑的滞回曲线。

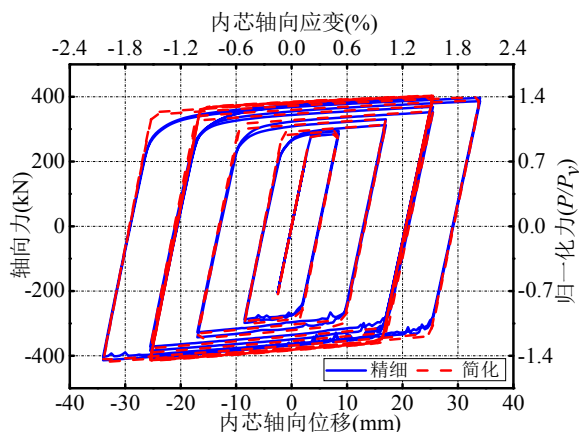


图 4.28 构件精细和简化模型滞回曲线对比

对于屈曲约束支撑框架，由于结构中含多个支撑构件和梁柱构件，采用精细化有限元模型时单元数量多导致计算耗时长，再加上屈曲约束支撑构件存在接触高度非线性特点，数值计算的收敛性很难保证；即便收敛问题得到解决，计算效率过低，不利于支撑框架整体性能数值分析。因此采用精细化有限元模型来计算屈曲约束支撑框架的困难较大。

已有学者提出了 Bouc-Wen 模型^[81]和摩擦滑块与弹簧组合的模型^[80]，经过试验数据的对比验证，这两种模型可以准确模拟屈曲约束支撑的滞回性能。但这两种等效模型存在一个较大的问题，模型中的参数都需基于试验数据标定，对于不同的试验，模型中的参数取不同的数值，通过试验来预测屈曲约束支撑力学行为的成本过高。对于框架中的屈曲约束支撑，不能只建立内芯的屈服段，否则无法得到准确的轴向刚度，所以可以用 truss(桁架)单元代替屈曲约束支撑的内芯屈服段，用梁单元代替端部连接段，如图 4.29 所示，这样在宏观上具有等效性，即其轴力-位移滞回曲线与精细实体模型相当。对于端部铰接的屈曲约束支撑，可以释放端部的转动约束。简化模型使结构体系的计算效率大幅提高，为包含屈曲约束支撑的结构体系抗震性能数值模拟奠定了基础。



图 4.29 屈曲约束支撑简化分析模型

对含屈曲约束支撑的框架进行有限元分析，对屈曲约束支撑分别采用精细模型和简化模型，框架采用梁单元，梁柱截面为 H200×200×10×8，屈曲约束支撑采用与试验中尺寸相同的试件，屈曲约束支撑端部与框架采用 Tie 形成固接，对

屈曲约束支撑框架进行单向拉压加载有限元分析和循环加载有限元分析, 精细模型和简化模型如图 4.30 所示。

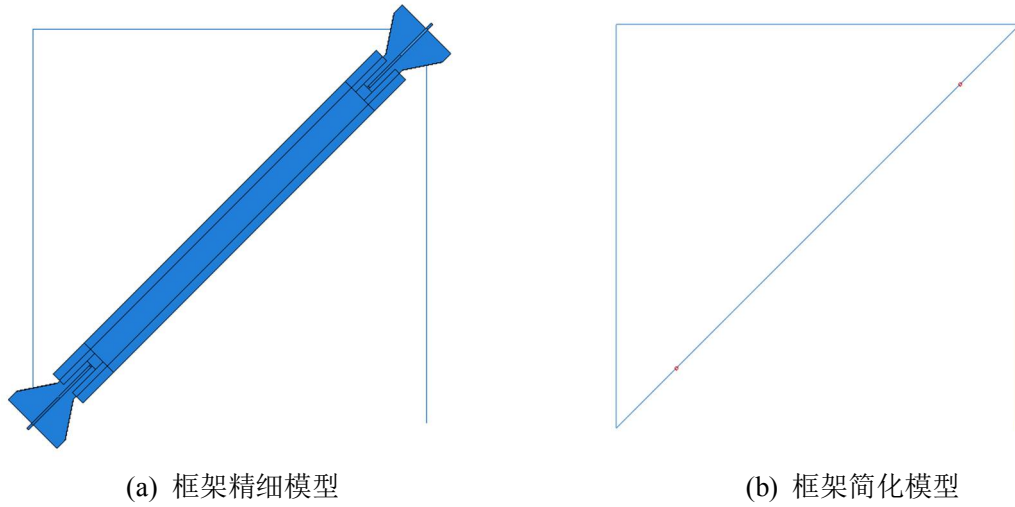


图 4.30 含屈曲约束支撑框架分析模型

单向加载作用下含屈曲约束支撑框架的 Mises 应力云图如图 4.31 所示, 由图可知当屈曲约束支撑受压或者受拉, 精细模型和简化模型获得的框架 Mises 应力基本接近, 屈曲约束支撑采用简化模型对框架的受力影响不大。

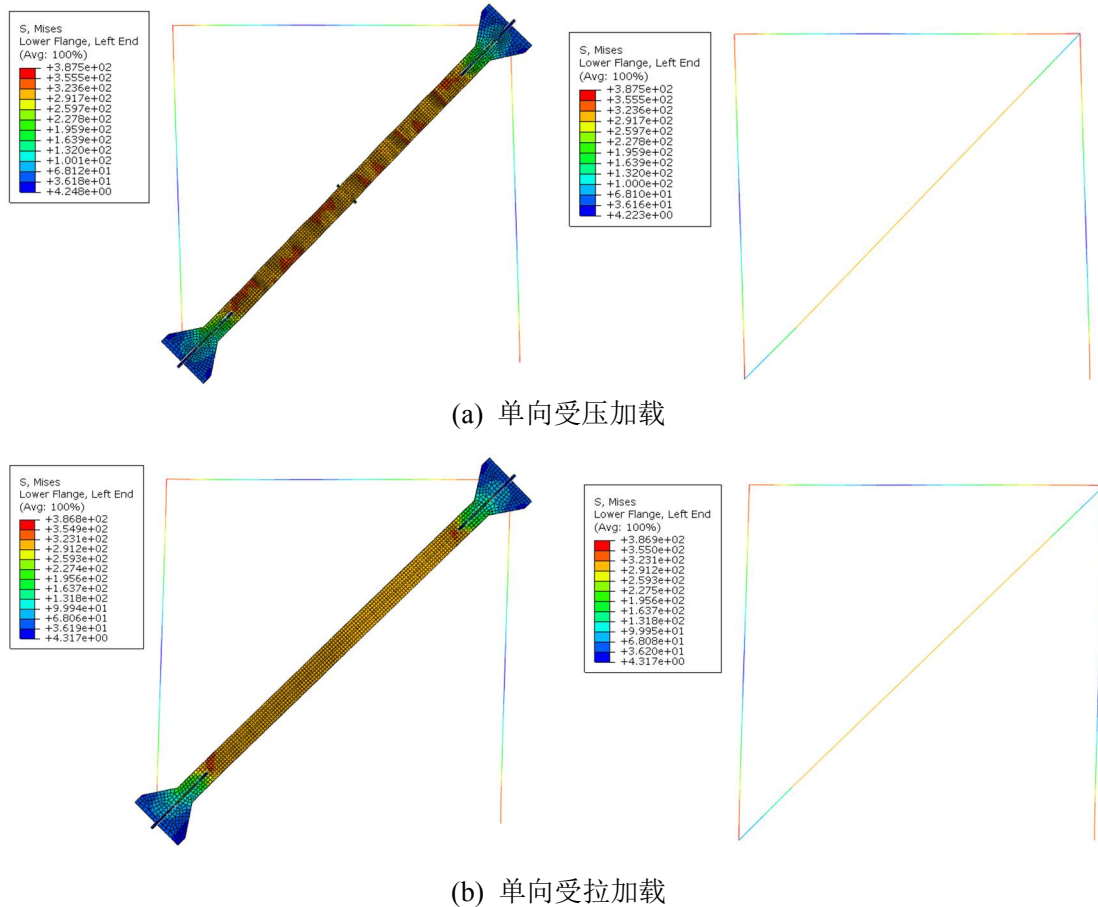


图 4.31 含屈曲约束支撑框架单向加载 Mises 云图

单向加载作用下含屈曲约束支撑框架的层间剪力如图 4.32 所示，由图可知当屈曲约束支撑受压或者受拉，精细模型和简化模型获得的层间剪力基本接近，屈曲约束支撑采用简化模型对框架体系的整体受力影响不大。

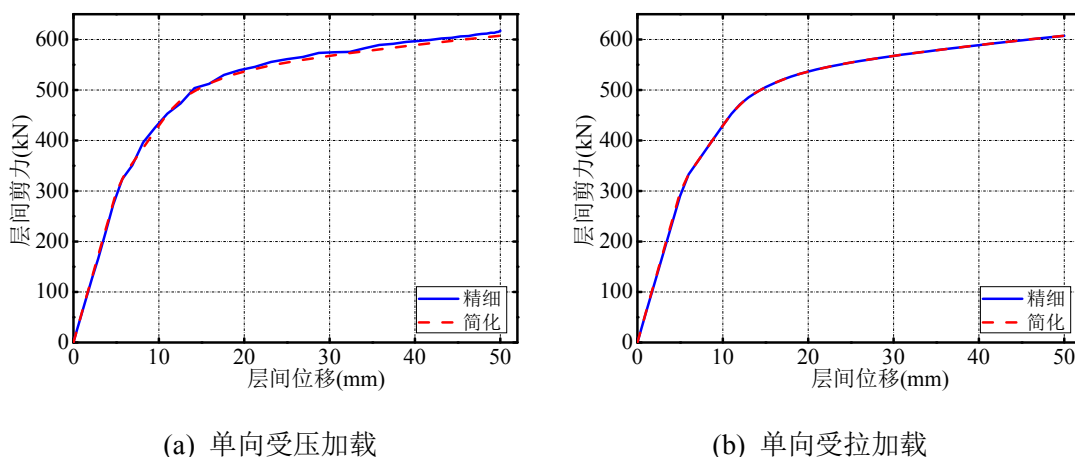


图 4.32 层间剪力

单向加载作用下含屈曲约束支撑框架的内芯轴力如图 4.33 所示，由图可知当屈曲约束支撑受压或者受拉，精细模型和简化模型获得的内芯轴力基本接近，精细模型中当内芯受压时会发生多波屈曲变形，轴向压力会有较小的波动，简化模型能够较好地模拟内芯的宏观受力特性。

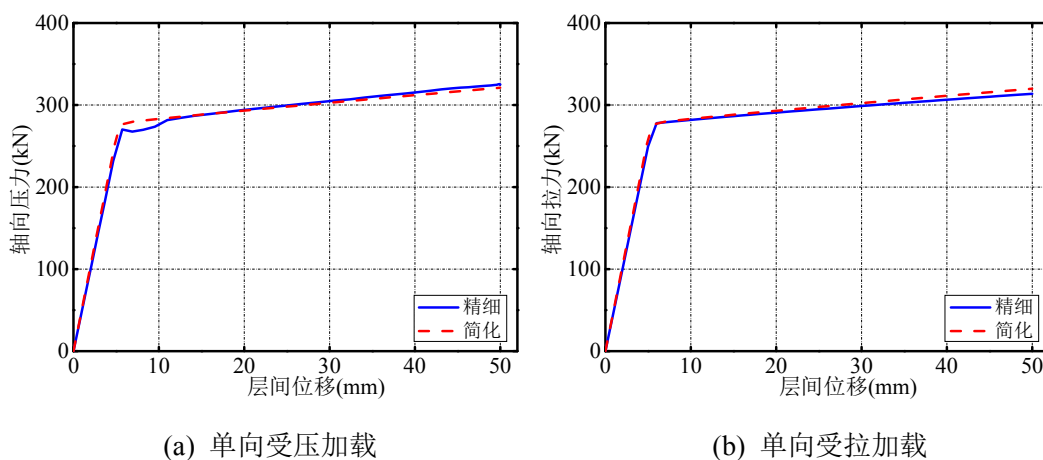


图 4.33 内芯轴力

对含屈曲约束支撑的框架采用标准循环加载，精细化模拟不考虑摩擦力的存在，精细模型和简化模型下屈曲约束支撑的滞回曲线如图 4.34 所示，结果表明简化模拟与精细化模拟的结果基本一致，能够准确的模拟框架中屈曲约束支撑的宏观性能。

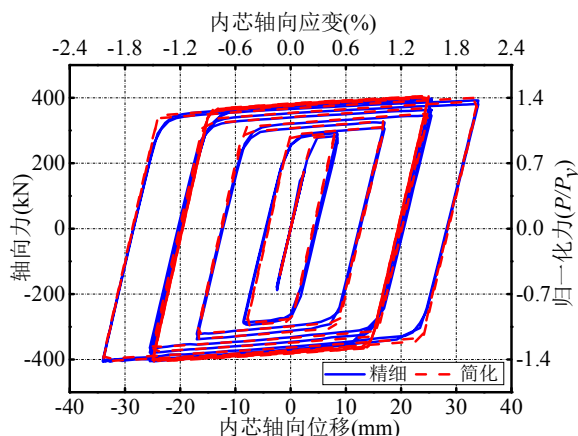


图 4.34 框架中屈曲约束支撑精细和简化模型滞回曲线对比

精细模型和简化模型在相同计算条件下的计算时间如表 4.4 所示。可知，简化模型可以在不损失计算准确度的前提下，大幅缩短计算时间，提高计算效率，因此屈曲约束支撑简化模型可替代精细化有限元模型。

表 4.4 屈曲约束支撑精细和简化模型计算时间

有限元模型	含屈曲约束支撑框架			屈曲约束支撑构件
	单向受拉加载	单向受压加载	标准循环加载	标准循环加载
精细（实体单元）	90s	2.6h	22h	21h
简化（truss 单元）	6s	6s	154s	72s

4.6 本章小结

本章基于 ABAQUS 有限元软件，采用混合强化模型对可检视的全钢装配式屈曲约束支撑进行了精细有限元分析，将所得分析结果与试验结果进行对比，对屈曲约束支撑的荷载位移曲线、内芯变形过程、接触力和最大等效塑性压应变等进行了分析，并对其进行了参数分析，提出了屈曲约束支撑的简化模拟方法。可以得到如下结论：

(1) 从数值模拟的结果来看，弹性刚度和屈服后刚度与试验结果基本一致，曲线形状吻合程度较好，采用混合强化材料模型能够较好的模拟支撑的滞回性能，考虑摩擦系数的有限元模型能够较好地模拟支撑的受压承载力。

(2) 采用有限元分析方法能够较好地模拟内芯的变形过程，与试验结果保持一致。轴向压力越大，内芯的屈曲波数越多，对于减幅加载，由于残余变形不能恢复，内芯会在较大压力下的变形基础上进行变换。

(3) 内芯最大等效塑性压应变大于名义加载压应变，最大等效塑性压应变主要与间厚比有关。

(4) 对于两端固结的屈曲约束支撑，应保证在加载过程中内芯屈服段不超

出约束构件；对于两端铰接的屈曲约束支撑，应保证在加载过程中加劲肋始终有一定的长度位于约束构件内部，否则会发生端部弯折破坏。

(5) 外围约束构件对内核构件的侧向支承作用与外围构件的刚度密不可分，在面板上设置加劲肋能够有效地提高屈曲约束支撑的整体稳定承载力。对于设置加劲肋的约束构件，即使约束构件满足整体稳定承载力的要求，面板也应保证一定的厚度以避免危险点发生强度破坏。

(6) 摩擦系数越大受压承载力越大，摩擦系数不同内芯的波形变化过程也有所不同。对于中部限位的屈曲约束支撑，当摩擦系数不为 0 时，内芯轴向压力总体上由端部向中间逐渐减小，摩擦系数越大端部和中部的压力差越大。

(7) 当内芯受压时端部限位方式的受压承载力大于中部限位方式的受压承载力。对于左端（限位端）限位方式，内芯左端截面最终尺寸最小，左端相对来说更容易发生破坏；对于中部限位方式，内芯中部截面最终尺寸最小，中间截面相对来说更容易发生破坏。

(8) 厚度方向间隙越大，内芯对约束构件的挤压力也越大，约束构件将处于较高的应力水平，支撑更为不利，同时增加厚度方向间隙会使内芯更易发生多波屈曲，内芯受压承载力波动较大；由于内芯宽厚比较大，宽度方向的间隙对支撑的受压承载力影响较小。内芯厚度方向的间隙应保证有一定的膨胀空间，间隙尽可能的小，一般可在内芯厚度的 1/5 左右。

(9) 螺栓间距过大会引起约束构件的局部破坏，由于两组约束构件的连接减弱，支撑的整体稳定性也会降低，合理的螺栓间距应保证约束构件不发生局部强度破坏。

(10) 对于屈曲约束支撑构件，可以采用 truss（桁架）单元模拟支撑的滞回性能；对于包含屈曲约束支撑的框架结构体系，内芯屈服段可以采用 truss 单元，端部加强段采用梁单元的简化模型。这样在宏观上具有等效性，简化模型的轴力-位移滞回曲线与精细实体模型相当，并且对框架的受力影响不大。

第5章 结论与展望

5.1 结论

本文提出了一种侧面可检视的全钢装配式屈曲约束支撑, 该种支撑能够在不拆卸的情况下便能对内核的变形状态进行判断, 以利于震后快速评估是否应该更换内芯, 同时对加劲肋端部焊缝进行圆滑处理能够有效地避免其过早发生破坏, 提高支撑的低周疲劳性能。采用了理论分析、数值模拟及试验研究相结合的研究手段。在理论分析的基础上提出了该种屈曲约束支撑构件的设计方法; 通过试验研究对支撑的力学性能进行了验证, 以检验设计方法并探讨支撑的合理构造; 通过有限元模拟对支撑进行了精细的数值分析, 并对关键参数进行了影响分析; 提出了屈曲约束支撑的简化模型。主要成果及结论如下:

(1) 根据以往的研究给出了全钢装配式屈曲约束支撑的整体稳定设计公式, 可以作为该支撑整体稳定性的设计依据。将格构式缀板双肢柱的稳定理论应用于螺栓连接装配式屈曲约束支撑的整体稳定设计中, 该设计方法偏保守。推导了单个螺栓间距范围内约束构件沿内芯长度方向和宽度方向的强度设计公式, 约束构件的局部强度控制点为槽钢与面板的交接点, 在约束构件的设计中应保证面板具有足够的厚度。应用 Manson-Coffin 方程并引入内芯沿强轴和弱轴方向的弯曲变形, 推导出了内芯的最大应变幅和屈曲约束支撑的疲劳寿命表达式, 指出了间厚比是影响支撑疲劳性能的重要因素。

(2) 试验结果表明, 屈曲约束支撑的失效模式为内芯中部凸起的边缘位置发生断裂, 可以从侧面观察到内芯的断裂位置, 试验过程中能够观察到内芯的变形过程; 加劲肋端部焊缝位置没有出现裂缝等损伤, 说明对其进行圆滑处理能够避免加劲肋端部焊缝处的过早破坏, 保证了屈曲约束支撑的低周疲劳性能; 屈曲约束支撑滞回曲线饱满, 具有稳定的耗能能力, 累积塑性变形能力(CPD)均大于 AISC 规定的 200 倍的屈服变形; 试件能量耗散系数随着滞回环位移幅值的变化呈逐渐增大趋势, 且试件的能量耗散系数在内芯应变幅值为 1.0%时就已均大于 0.40; 滞回曲线稳定以后, 试件 1 和试件 4 的受压承载力调整系数小于 1.3, 其余试件的受压承载力调整系数大于 1.3, 超过了 AISC 建议的限值, 对于全钢型屈曲约束支撑也宜设置无粘结材料; 内芯断裂以后, 靠近两端的区段截面比原始截面尺寸大, 中部区段的截面尺寸减小; 对于中部限位的屈曲约束支撑, 左右两端与内芯中部的相对位移并不相等, 说明内芯沿轴向的变形不均匀, 支撑中部的平面外位移很小, 没有发生面外屈曲变形; 试验过程中约束构件的最大应变值均

小于钢材的屈服应变，说明约束构件仍处于弹性阶段，受力性能良好；内芯与约束构件的接触不仅包括点接触还有线接触，处于交替变化过程中，随着轴向压力的增加内芯的屈曲波数不断增加，波长变短，分布也变得更加均匀，由于残余变形不能恢复，波形会在较大的应变基础上进行变换。实测的内芯屈曲波数与理论计算结果基本吻合，能够通过计算的接触点数对约束构件的局部强度进行设计。

(3) 基于 Park-Ang 构件损伤模型提出了损伤指数的简化计算方法，提出了震后屈曲约束支撑损伤评估分析的方法和流程，为支撑是否应该更换提供了依据。

(4) 从数值模拟的结果来看，弹性刚度和屈服后刚度与试验结果基本一致，曲线形状吻合程度较好，采用混合强化材料模型能够较好地模拟支撑的滞回性能，考虑摩擦系数的有限元模型能够较好地模拟支撑的受压承载力；采用有限元分析方法能够较好的模拟内芯的变形过程，与试验结果保持一致；内芯最大等效塑性压应变大于名义加载压应变，最大等效塑性压应变主要与间厚比有关。

(5) 关键参数分析结果表明，当两端固结时，应保证在加载过程中内芯屈服段不超出约束构件，当两端铰接时，应保证在加载过程中加劲肋始终有一定的长度位于约束构件内部；约束比小于 1 时在 2% 压应变下支撑的横向变形较大，宜在面板上设置加劲构件；摩擦系数越大受压承载力越大，对于中部限位的屈曲约束支撑，当摩擦系数不为 0 时，内芯轴向压力总体上由端部向中间逐渐减小，摩擦系数越大端部和中部的压力差越大；当内芯受压时端部限位方式的受压承载力大于中部限位方式的受压承载力，对于端部限位方式，内芯端部截面最终尺寸最小，对于中部限位方式，内芯中部截面最终尺寸最小；内芯厚度方向的间隙应保证有一定的膨胀空间，间隙尽可能的小，一般可在内芯厚度的 1/5 左右；螺栓间距过大会引起约束构件的局部破坏。

(6) 对于屈曲约束支撑构件，可以采用 truss（桁架）单元模拟支撑的滞回性能；对于包含屈曲约束支撑的框架结构体系，内芯屈服段可以采用 truss 单元，端部加强段采用梁单元的简化模型。

5.2 展望

本课题主要针对可检视的全钢装配式屈曲约束支撑进行了理论分析、试验研究和数值分析，并给出了一些设计建议。但由于诸多因素的限制，本研究仍有很多不足之处，有待进一步深入研究：

(1) 试验结果表明，受压承载力调整系数并不全部满足 AISC 建议的限值，可以补充设置无粘结材料的试验，以考察摩擦力对支撑力学性能的影响。

(2) 内芯最终的破坏模式为中部凸起的边缘位置发生断裂，后期可以改进中部限位装置的形式，尽量避免凸起对支撑低周疲劳性能的影响。

致谢

转眼间，两年多的硕士研究生阶段即将画上句号，这也意味着即将踏入新的征程。两年多来我都脚踏实地地去完成一个个小目标，收获颇丰。硕士论文在完成的过程中得到了很多的帮助，我心存感激。

本文能得以完成，首先感谢我的导师薛松涛老师与副导师谢丽宇老师，论文的选题、撰写到定稿，都渗透着两位导师的心血。薛老师性格洒脱、学识渊博，广阔的国际视野给我留下了非常深刻的印象。谢老师平易近人，年轻有为，思维活跃，治学严谨，感谢他在学术上给予的悉心指导以及在生活上给予的关怀。论文从选题、研究方向的把握、试验方案的确定直到论文的修改、资料的收集、成稿，谢老师始终给予了认真的监督检查与具体指导，与谢老师关于课题的交流中，我获得很多有益的启发，正是这些启发与对疑问的破解提高了我分析问题与解决问题的能力。谢老师无微不至的关心、严格的督促和耐心的指导让我受益匪浅，在此向谢老师致以深深的敬意和由衷的感谢。

感谢振动与控制研究室的唐和生老师，唐老师在我的研究生学习阶段亦给予了不少的帮助与指导。

感谢郑学胜师弟、李大伟师兄、杨鹏超师兄、仝运佳师姐和同门黄志云在试验中给予的帮助，以及郭雪媛和陈依珂师妹的热情慰问，有你们的帮助试验才得以顺利地进行。

同时要感谢的还有：我的同门余必龙、杨桂权、蒋灿；博士生师兄荀阳、赵金海、宋琛琛，博士生师妹班鑫磊；研二的陈杉杉、凌塑奇、张昕宇师弟；研一的徐康乾、陈实、张睿师弟和林庄慧师妹；已毕业的张毅捷、苏瑜、陈微、牟晓彤师姐，王航航、王兵、梅加河师兄。与你们的相处我非常愉快，整个研究室的氛围始终是团结、活泼、友爱的，感谢你们在生活中给予的帮助。

感谢我的家人，你们永远都是我努力奋斗、不断进取的最大动力和精神支柱。感谢我的女朋友罗丹，是你给我的生活带来了开心和快乐，让我勇敢前行。

感谢所有曾经帮助、关心和支持我的人，愿你们幸福安康、心想事成。

2017年4月

参考文献

- [1] 胡聿贤. 地震工程学[M]. 第2版. 北京: 地震出版社, 2006.
- [2] 蔡金兰. 浅谈建筑中抗震设计理念的发展[J]. 价值工程. 2010, 29(23): 78.
- [3] Kimura K, Takeda Y, Yoshioka K. An experimental study on brace in steel tube and mortar[C]. Summaries of Technical Papers of Annual Meeting of the Architectural Institute of Japan, 1976: 419-427.
- [4] Mochizuki N, Murata Y, Andou N. An experimental study on buckling of unbonded braces under centrally applied loads[C]. Annual meeting of the Architectural Institute of Japan, Japan, 1980: 237-250.
- [5] Fujimoto M, Wada A, Saeki E, et al. A study on the unbonded braces encased in buckling-restraining concrete and steel tube[J]. Journal of Structural Engineering. 1988, 34B: 249-258.
- [6] Watanabe A, Hitomi Y, Saeki E, et al. Properties of brace encased in buckling-restraining concrete and steel tube[C]. Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering. Japan, 1988: 719-724.
- [7] Clark P, Aiken I, Kasai K, et al. Design procedures for buildings incorporating hysteretic damping devices[C]. Proceedings of 68th Annual Convention. Sacramento, 1999: 355-371.
- [8] Black C J, Makris N, Aiken I D. Component testing, seismic evaluation and characterization of buckling-restrained braces[J]. Journal of Structural Engineering. 2004, 130(6): 880-894.
- [9] Iwata M, Kato T, Wada A. Buckling-restrained braces as hysteretic dampers[C]. Proceedings of the Third International Conference STESSA. Canada, 2000: 33-38.
- [10] Nakamura H, Maeda Y, Sasaki T, et al. Fatigue properties of practical-scale unbonded braces[J]. Nippon Steel Technical Report. 2000, 82: 51-57.
- [11] Koetaka Y, Narihara H, Tsujita O. Experimental study on buckling-restrained braces[C]. Proceedings of Sixth Pacific Structure Steel Conference. China, 2001:44-48.
- [12] 蔡克铨, 黄彦智, 翁崇兴. 双管式挫屈束制(屈曲约束)支撑之耐震行为与应用[J]. 建筑钢结构进展. 2005, 7(3): 1-8.
- [13] Iwata M, Murai M. Buckling-restrained brace using steel mortar planks; Performance evaluation as a hysteretic damper[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 2006, 35(14): 1807-1826.
- [14] 李国强, 胡宝琳. 屈曲约束支撑滞回曲线模型和刚度方程的建立[J]. 地震工程与工程振动. 2007, 27(2): 26-31.
- [15] 孙飞飞, 刘猛, 李国强, 等. TJ-II型屈曲约束支撑的试验研究和数值模拟[J]. 河北工程大学学报. 2009, 26(1): 5-9.
- [16] 李国强, 孙飞飞, 陈素文, 等. 大吨位国产TJ-II型屈曲约束支撑的研制与试验研究[J]. 建筑钢结构进展. 2009, 11(4): 22-26.
- [17] Palazzo G, Lopez-Almansa F, Cahis X, et al. A low-tech dissipative buckling restrained brace.

- Design, analysis, production and testing[J]. *Engineering Structures*. 2009, 31(9): 2152-2161.
- [18] 梅洋. 新型组合钢管混凝土式防屈曲支撑[D]. 哈尔滨工业大学, 2010.
- [19] Takeuchi T, Hajjar J F, Matsui R, et al. Local buckling restraint condition for core plates in buckling restrained braces[J]. *Journal of Constructional Steel Research*. 2010, 66(2): 139-149.
- [20] 蔡克铨, 魏志毓, 吴安杰, 等. 脱层材料与槽接式挫屈束制支撑的性能研究[J]. *建筑钢结构进展*. 2012, 14(5): 14-24.
- [21] 王永贵. 屈曲约束支撑及支撑框架结构抗震性能与设计方法研究[D]. 中国矿业大学, 2014.
- [22] Lin P C, Tsai K C, Chang C A, et al. Seismic design and testing of buckling-restrained braces with a thin profile[J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 2016, 45(3): 339-358.
- [23] 郭立行. 无焊十字形截面屈曲约束支撑的试验研究[D]. 东南大学, 2015.
- [24] Sridhara B N. Sleeved column-as a basic compression member[C]. 4th International conference on steel structures and space frames. Singapore, 1990: 181-188.
- [25] Kuwahara S, Tada M, Yoneyama T. A study on stiffening capacity of double-tube members[J]. *Journal of Structural and Construction Engineering*. 1993, 445: 151-158.
- [26] 哈敏强. 普通和新型抑制屈曲支撑的力学性能及其应用研究[D]. 同济大学, 2004.
- [27] 罗树青. 新型抑制屈曲支撑在结构失稳监测中的应用[D]. 同济大学, 2005.
- [28] 萩野谷学, 長尾直治, 田口孝. 三重鋼管座屈拘束プレースの耐震性能に関する研究[C]. 近畿: 日本建築学会, 2005.
- [29] 李妍, 吴斌, 王倩颖. 防屈曲钢支撑阻尼器的试验研究[J]. *土木工程学报*. 2006, 39(7): 9-14.
- [30] 胡宝琳. 屈曲约束支撑框架抗震设计的理论和试验研究[D]. 同济大学, 2008.
- [31] Ju Y K, Kim M H, Kim J, et al. Component tests of buckling-restrained braces with unconstrained length[J]. *Engineering Structures*. 2009, 31(2): 507-516.
- [32] 马宁, 吴斌, 赵俊贤, 等. 十字形内芯全钢防屈曲支撑构件及子系统足尺试验[J]. *土木工程学报*. 2010, 43(4): 1-7.
- [33] 丁婷. 新型防屈曲支撑理论分析及减震试验研究[D]. 东南大学, 2011.
- [34] 赵俊贤. 全钢防屈曲支撑及其钢框架结构抗震性能与设计方法[D]. 哈尔滨工业大学, 2011.
- [35] Piedrafita D, Cahis X, Simon E, et al. A new perforated core buckling restrained brace[J]. *Engineering Structures*. 2015, 85: 118-126.
- [36] 张博浩. 内核分离式屈曲约束构件的设计理论与试验研究[D]. 清华大学, 2015.
- [37] 王佼佼. 低屈服点钢防屈曲支撑及其框架抗震性能研究[D]. 清华大学, 2015.
- [38] 刘怡, 蔡崇兴. 具有檢視窗的全钢型屈曲约束支撑的力学行为[J]. *工程抗震与加固改造*. 2015, 37(4): 54-60.
- [39] Inoue K, Chang P, Mine T, et al. Stiffening design of the precast concrete panels to prevent the steel flat braces from buckling[J]. *Annual Technical Papers of Steel Structures*. 1993, 1: 195-202.
- [40] Tremblay R, Bolduc P, Neville R, et al. Seismic testing and performance of buckling-restrained bracing systems[J]. *Canadian Journal of Civil Engineering*. 2006, 33(2): 183-198.

- [41] Usami T, Ge H B, Kasai A. Overall buckling prevention condition of buckling-restrained braces as a structural control damper[C]. Proceeding of the 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing, 2008.
- [42] Chou C C, Chen S Y. Subassemblage tests and finite element analyses of sandwiched buckling-restrained braces[J]. Engineering Structures. 2010, 32(8): 2108-2121.
- [43] 郭彦林, 江磊鑫. 型钢组合装配式防屈曲支撑性能及设计方法研究[J]. 建筑结构. 2010, 40(1): 30-37.
- [44] 郭彦林, 张博浩, 王小安, 等. 装配式防屈曲支撑设计理论的研究进展[J]. 建筑科学与工程学报. 2013, 30(1): 1-12.
- [45] Genna F, Gelfi P. Analysis of the lateral thrust in bolted steel buckling-restrained braces. I experimental and numerical results[J]. Journal of Structural Engineering. 2012, 138(10): 1231-1243.
- [46] Genna F, Gelfi P. Analysis of the lateral thrust in bolted steel buckling-restrained braces. II engineering analytical estimates[J]. Journal of Structural Engineering. 2012, 138(10): 1244-1254.
- [47] Usami T, Wang C L, Funayama J. Developing high-performance aluminum alloy buckling-restrained braces based on series of low-cycle fatigue tests[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 2012, 41(4): 643-661.
- [48] 贾斌, 张其林, 罗晓群, 等. 铝合金芯板防屈曲耗能支撑滞回性能研究[J]. 建筑结构学报. 2015, 36(8): 49-57.
- [49] Hoveidae N, Rafezy B. Overall buckling behavior of all-steel buckling restrained braces[J]. Journal of Constructional Steel Research. 2012, 79(2): 151-158.
- [50] Wang C L, Usami T, Funayama J. Evaluating the influence of stoppers on the low-cycle fatigue properties of high-performance buckling-restrained braces[J]. Engineering Structures. 2012, 41: 167-176.
- [51] 杨凡. 多屈服段免断裂防屈曲支撑研究[D]. 北京建筑大学, 2013.
- [52] Tabatabaei S A R, Mirghaderi S R, Hosseini A. Experimental and numerical developing of reduced length buckling-restrained braces[J]. Engineering Structures. 2014, 77: 143-160.
- [53] 姜子钦. 方矩管装配式防屈曲支撑设计理论与试验研究[D]. 清华大学, 2014.
- [54] 周云, 尹绕章, 张文鑫, 等. 钢板装配式屈曲约束支撑性能试验研究[J]. 建筑结构学报. 2014, 35(8): 37-43.
- [55] Chen Q, Wang C L, Meng S P, et al. Effect of the unbonding materials on the mechanic behavior of all-steel buckling-restrained braces[J]. Engineering Structures. 2016, 111: 478-493.
- [56] GB 50011-2010. 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [57] Li G, Sun F, Chen S. Development of TJ-type buckling-restrained braces and application[C]. The 1st Anniversary of Wenchuan Earthquake 10-12 May. Chengdu, 2009.
- [58] 梅洋. 防屈曲支撑内芯屈曲机理及整体稳定设计方法[D]. 哈尔滨工业大学, 2015.
- [59] Timoshenko S P, Gere J M. Theory of elastic stability[M]. New York: McGraw-Hill 17th Printing, 1985.
- [60] Inoue K, Sawaizum S, Higashibata Y, et al. Bracing design criteria of the reinforced concrete panel including unbonded steel diagonal braces[J]. Journal of Structural and Construction

- Engineering. 1992, 432(2): 41-49.
- [61] Inoue K, Sawaizum S, Higashibata Y, et al. Stiffening requirements for unbonded braces encased in concrete panels[J]. *Journal of Structural Engineering*. 2001, 127(6): 712-719.
- [62] 赵俊贤, 吴斌. 防屈曲支撑的工作机理及稳定性设计方法[J]. *地震工程与工程振动*. 2009, 29(3): 131-139.
- [63] 沈彦韬. 双肢格结构式钢柱侧移刚度的计算[J]. *广州建筑*. 2000, 28(1): 28-29.
- [64] Lin P C, Tsai K C, Wang K J, et al. Seismic design and hybrid tests of a full-scale three-story buckling-restrained braced frame using welded end connections and thin profile[J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 2012, 41(5): 1001-1020.
- [65] 李涛, 陈泉, 王春林, 等. 屈曲约束支撑端部塑性扭转屈曲试验研究[J]. *工程力学*. 2014, 31(3): 168-180.
- [66] FEMA 356. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings[S]. Washington: Federal Emergency Management Agency, 2000.
- [67] Manson S S. Thermal stress and low cycle fatigue[M]. New York: McGraw-Hill, 1966.
- [68] Coffin L F. Experimental support for generalized equation predicting low cycle fatigue[J]. *Journal of Basic Engineering*. 1962, 84(4): 537-541.
- [69] JG/T 209-2012. 建筑消能阻尼器[S]. 北京: 中国质检出版社, 2012.
- [70] AISC. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings(ANSI/AISC 341-10)[S]. Chicago: American Institute for Steel Construction, 2010.
- [71] JGJ 101-96. 建筑抗震试验方法规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997.
- [72] Park Y J, Ang A H S. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete[J]. *Journal of Structural Engineering*. 1985, 111(4): 722-739.
- [73] Kumar S, Usami T. A note on the evaluation of damage in steel structures under cyclic loading[J]. *Journal of Structural Engineering*. 1994, 40(3): 177-188.
- [74] 日本隔震结构协会. 被动减震结构设计: 施工手册[M]. 第2版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008.
- [75] 王朝波. 既有多高层钢框架抗震鉴定指标体系及分析方法研究[D]. 同济大学, 2007.
- [76] Lemaitre J, Chaboche J. Mechanics of solid materials[M]. Cambridge: Cambridge university press, 1994.
- [77] 石永久, 王俊姣, 王元清, 等. 循环荷载下低屈服点钢材LYP225的力学性能[J]. *东南大学学报(自然科学版)*. 2014, 44(6): 1260-1265.
- [78] 石永久, 王萌, 王元清. 循环荷载作用下结构钢材本构关系试验研究[J]. *建筑材料学报*. 2012, 15(3): 293-300.
- [79] Jia L J, Koyama T, Kuwamura H. Prediction of cyclic large plasticity for prestrained structural steel using only tensile coupon tests[J]. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*. 2013, 7(4): 466-476.
- [80] Zona A, Dall'Asta A. Elastoplastic model for steel buckling-restrained braces[J]. *Journal of Constructional Steel Research*. 2012, 68(1): 118-125.

个人简历、在读期间发表的学术论文与研究成果

个人简历:

李林, 男, 1992年9月生。

2014年6月毕业于重庆大学土木工程专业(建筑工程方向), 获学士学位。

2014年9月入同济大学土木学院攻读硕士学位。

已发表论文:

[1]薛松涛,李林,谢丽宇. 分阶段耗能软钢阻尼器的实现方法及数值模拟[J]. 结构工程师.2016,32(4):131-137.