

# 硕士学位论文

新型 H 型钢防屈曲支撑的抗震性能

**SEISMIC BEHAVIORS OF A NOVEL TYPE OF  
H-SECTION STEEL BUCKLING RESTRAINED  
BRACES**

李 伟

哈尔滨工业大学

2011 年 6 月

国内图书分类号：TU352.1  
国际图书分类号：624

学校代码：10213  
密级：公开

## 工学硕士学位论文

# 新型 H 型钢防屈曲支撑的抗震性能

硕士研究生：李 伟

导 师：吴 斌 教授

申 请 学 位：工学硕士

学 科：结构工程

所 在 单 位：土木工程学院

答 辩 日 期：2011 年 6 月

授予学位单位：哈尔滨工业大学

Classified Index: TU352.1

U.D.C: 624

Dissertation for the Master Degree in Engineering

**SEISMIC BEHAVIORS OF A NOVEL TYPE OF  
H-SECTION STEEL BUCKLING RESTRAINED  
BRACES**

<b>Candidate :</b>	Li Wei
<b>Supervisor :</b>	Prof. Wu Bin
<b>Academic Degree Applied for :</b>	Master of Engineering
<b>Speciality :</b>	Structural Engineering
<b>Affiliation :</b>	School of Civil Engineering
<b>Date of Defence :</b>	June, 2011
<b>Degree-Conferring-Institution :</b>	Harbin Institute of Technology

## 摘 要

钢管混凝土式防屈曲支撑稳定性强，但是由于要在内芯和混凝土之间做无粘结处理，同时还需留置适当的轴向相对变形空间，因此这类支撑的制作难度较大，施工质量较难控制且加工周期较长。全钢形式的防屈曲支撑虽然加工方便，但约束构件相对较弱，容易出现支撑局部失稳破坏的问题。基于以上缺点，本文提出一种新型 H 型钢防屈曲支撑，此类支撑不仅继承了全钢形式防屈曲支撑的优点，同时由于 H 型钢内芯各板件之间（翼缘与腹板）可以起到一定的相互嵌固作用，因此与一字形内芯和十字形内芯相比，H 型钢内芯能更好地改善板件自身的局部失稳问题，从而可进一步延缓支撑局部屈曲破坏的发生。在外观尺寸相同的情况下，H 型钢防屈曲支撑能够提供更大的屈服力和轴向刚度，因此具有广泛的应用前景。在构造上，该支撑内芯采用 H 型钢，约束构件主要由配套的 U 型槽钢和钢板通过高强螺栓拼装而成。

本文采用试验与有限元模拟相结合的研究方式，首先通过拟静力试验研究新型 H 型钢防屈曲支撑的抗震性能并验证其合理构造；然后通过有限元模拟研究此类支撑的滞回性能及其稳定性的影响因素。具体研究内容及成果如下：

1、提出了两种不同构造形式的新型 H 型钢防屈曲支撑 HBRB1 和 HBRB2，然后以防屈曲支撑既有的理论研究成果结合新型 H 型钢防屈曲支撑自身的特殊性，对试验所用试件进行了支撑整体稳定、支撑局部稳定和内芯 H 型钢板件局部稳定的设计和验算。验算结果表明，由于内芯截面发散式分布且各板件之间存在相互约束作用，因此支撑的局部稳定性能和内芯的局部稳定性能相对较好。

2、分别对试件 HBRB1 和试件 HBRB2 进行了拟静力试验研究，并分析其抗震性能及稳定性。通过试验分析结果和构件破坏形式的对比提出了新型 H 型钢防屈曲支撑加劲肋的布置原则。

3、利用 ABAQUS 有限元软件对新型 H 型钢防屈曲支撑进行了数值模拟和参数分析。分析结果表明，在所有变量中，螺栓间距的改变对支撑性能的影响最为明显。随着螺栓间距的增大，支撑失效模式由 H 型钢内芯板件高阶屈曲所引起的支撑局部失稳破坏转变为 H 型钢内芯高阶屈曲所引起的支撑局部失稳破坏。

关键词：防屈曲支撑，H 型钢，拟静力试验，有限元模拟，稳定性

## Abstract

Buckling-restrained braces (BRBs) using concrete filled steel tube (CFST) as casing exhibited an excellent capacity to resist global and local buckling in previous researches. However, the steel core of this type of BRB needs to be wrapped with an unbonding layer to eliminate the bond stress between the steel core and concrete and to accommodate lateral expansion due to the Poisson's effect. This fabrication work is generally time-consuming and difficult to ensure member quality. All-steel BRBs, of which the casing consists of all-steel components without concrete or mortar, have the advantage of easier fabrication and assembly than the CFST BRBs. However, local buckling in the core plate is prone to occur for all-steel BRBs due to the absence of constraining effect provided by concrete or mortar. Based on the problems above, a novel type of H-section steel buckling-restrained braces (HBRB) with an H-section steel as the axial load-carrying member sandwiched by two U-shape steels and two face plates, is developed in this study. It is expected that buckling of web plate of H-section steel would be restricted by the flange, and vice versa; hence, the local stability of steel plate of H-section steel could be improved somewhat compared with that of the steel core with rectangular core plate or cruciform shape. This would help to delay local buckling of BRBs. In addition, HBRB can provide larger yield force and stiffness than BRBs with traditional core plate or cruciform cross-section as steel core, which make it promising in actual application.

The seismic behavior and stability of the proposed HBRB are experimentally and numerically investigated in this study. The cyclic behavior and proper details of HBRB are first examined by component testing, followed by finite element analysis. Main contents and conclusions are presented as follows:

1、 Two HBRB specimens with different constructional details, labeled HBRB1 and HBRB2, were designed according to the current design theory in terms of global and local stability of HBRB and H-section steel. It shows that with the restraint provided by adjacent steel plate, the local stability of HBRB and H-section steel could be improved.

2、 The seismic behavior and stability of HBRB1 and HBRB2 were experimentally investigated under uniaxial quasi-static cyclic loading. The rib arrangement method of H-section steel is then proposed based on the test results.

3、 Numerical simulation and parametric study were performed on HBRBs by using the finite element software ABAQUS. The analytical results show that the bolt spacing has the most significant effect on the stability of HBRB. The local buckling

failure mode of HBRB, which is generally caused by high-mode buckling of the constrained steel plate of H-section steel, would switch to another local buckling failure mode induced by high-mode buckling of the entire H-section steel.

**Keywords:** buckling-restrained braces, H-section steel, pseudo-static test, finite element analysis, stability

# 目 录

摘 要 .....	I
Abstract .....	II
第 1 章 绪 论 .....	1
1.1 课题背景 .....	1
1.2 防屈曲支撑简介 .....	2
1.3 防屈曲支撑研究现状 .....	4
1.4 防屈曲支撑的工程应用 .....	10
1.5 本文的研究内容 .....	12
第 2 章 新型 H 型钢防屈曲支撑的设计和加工 .....	13
2.1 引言 .....	13
2.2 新型 H 型钢防屈曲支撑的提出 .....	13
2.3 新型 H 型钢防屈曲支撑的构造 .....	14
2.3.1 试件 HBRB1 的构造 .....	14
2.3.2 试件 HBRB2 的构造 .....	16
2.4 新型 H 型钢防屈曲支撑的设计 .....	17
2.4.1 新型 H 型钢防屈曲支撑的整体稳定验算 .....	18
2.4.2 新型 H 型钢防屈曲支撑的局部稳定验算 .....	20
2.4.3 内芯 H 型钢的局部稳定验算 .....	23
2.5 新型 H 型钢防屈曲支撑试件的加工 .....	25
2.5.1 试件 HBRB1 的加工 .....	25
2.5.2 试件 HBRB2 的加工 .....	27
2.6 本章小结 .....	27
第 3 章 新型 H 型钢防屈曲支撑的试验研究 .....	29
3.1 引言 .....	29
3.2 材性试验 .....	29
3.3 试件 HBRB1 的试验研究 .....	30
3.3.1 试验加载制度 .....	30
3.3.2 试验结果和性能分析 .....	32
3.3.3 试件破坏原因分析 .....	38

3.4 试件 HBRB2 的试验研究 .....	41
3.4.1 试验加载制度 .....	41
3.4.2 试验结果和性能分析 .....	41
3.4.3 试件破坏原因分析 .....	44
3.5 本章小结 .....	47
第 4 章 新型 H 型钢防屈曲支撑有限元分析 .....	49
4.1 引言 .....	49
4.2 新型 H 型钢防屈曲支撑有限元模型的建立 .....	49
4.2.1 分析模块和材料本构的选取 .....	49
4.2.2 构件间相互作用的选取 .....	50
4.2.3 荷载及边界条件的设定 .....	50
4.2.4 网格划分及单元类型的选取 .....	51
4.2.5 数值阻尼的添加 .....	51
4.3 新型 H 型钢防屈曲支撑参数分析 .....	52
4.3.1 特征值屈曲分析 .....	52
4.3.2 初始缺陷的选取 .....	53
4.3.3 构造形式可靠性验证 .....	53
4.3.4 间隙对支撑性能的影响 .....	54
4.3.5 螺栓间距对支撑性能的影响 .....	57
4.4 本章小结 .....	61
结    论 .....	63
参考文献 .....	65
哈尔滨工业大学硕士学位论文原创性声明 .....	69
哈尔滨工业大学硕士学位论文使用授权说明 .....	69
致    谢 .....	70

# 第 1 章 绪 论

## 1.1 课题背景

地震，是由于地球内部发生急剧破裂产生震波并在一定范围内引起地面振动的现象，是地球上经常发生的一种突发式自然灾害。地震本身并不可怕，但是由于其突发性及不可预测性而导致的众多次生灾害却往往引起巨大的人身伤亡和财产损失<sup>[1]</sup>。2008年5月12日中国四川汶川发生8.0级地震，共造成69227人遇难，374643人受伤，17923人失踪，直接经济损失8451亿元人民币。2010年2月27日，智利中南部地区发生里氏8.8级强烈地震并引发海啸，造成500余人死亡，经济损失达300亿美元。2010年4月14日晨，中国青海省玉树县发生两次地震，造成2220人遇难，失踪70人。2011年3月11日日本东海岸发生里氏9.0级地震，截止到25日上午，日本特大地震及海啸造成日本12个都道县10035人死亡，另有17443人失踪，2775人受伤，并导致福岛核电站破损，核物质泄漏，经济损失无法估量。

地震的破坏力纵然巨大，但是合理的结构抗震设计依然能够将震害损失降到最低，正如智利地震，虽然震级达到8.8级，但人员伤亡不过500人。框架结构体系，延性好，耗能能力强，是现代建筑经常采用的一种结构形式。但是普通的框架结构体系抗侧移刚度低，在地震荷载作用下层间变形容容易超限，为了解决这一问题，设计者多在框架间设置柱间支撑，以提高体系的抗侧移刚度，然而由于初始缺陷和安装误差等原因的存在，普通的侧向支撑在受压屈服之前多会发生屈曲，使其不能充分发挥应有作用，而导致主体结构的破坏。如果此时将侧向支撑的截面取大，虽然其抗力增大，但由于支撑刚度变大，分得的作用力也会相应增加，所以抗震效果提高不明显还会导致连接节点的破坏。在这种背景环境下，日本学者提出了防屈曲支撑的概念。防屈曲支撑本质上是一种金属阻尼器<sup>[2]</sup>，依靠内芯钢板的屈服进行耗能减震，是振动控制中最为实用的一种被动控制方法。在结构中设置防屈曲支撑可以有效解决普通支撑由于受压屈曲带来的各种问题。在风荷载及小震作用下，防屈曲支撑处于弹性段，会像普通支撑一样工作，提供稳定的侧向刚度，在大震作用下，防屈曲支撑内芯屈服而不屈曲，在耗能的同时还可以增加结构的阻尼比，降低结构的地震反应，起到阻尼器的作用<sup>[3,4]</sup>，因此防屈曲支撑不仅适用于新建结构还适用于已有结构的加固改造。装有防屈曲支撑的结构体系，塑性变形多集中在支撑上而主体结构基本处于弹性阶段，震后加固只需将损坏的支撑撤换掉即可，可以明显提高

经济效益和延长建筑的使用寿命。

## 1.2 防屈曲支撑简介

防屈曲支撑 ( Buckling-restrained braces , 简称 BRB ) 是由普通支撑发展而来的 , 普通支撑主要用来增加框架结构的侧向刚度 , 限制框架的侧向位移 , 但通过对震害的调查和研究分析发现 , 在往复水平地震荷载作用下 , 普通支撑在屈服之前容易发生侧向屈曲 , 如图 1-1 所示 , 普通支撑在受压屈曲后 , 其承载力急剧降低 , 滞回曲线不饱满 , 耗能效果差。典型的防屈曲支撑主要由内芯和约束构件两部分组成 ( 如图 1-2 所示 ) , 其工作原理比较简单 : 在内芯的外面增加屈曲约束构件 , 二者之间通过设置适当厚度的无粘结材料或者间隙来释放泊松效应和减少摩擦力的影响 , 在地震作用下 , 轴向力大部分由内芯承受 , 而外围约束构件主要负责约束内芯的变形 , 使内芯在受压时不发生整体和局部屈曲 , 而是与受拉一样发生屈服<sup>[3]</sup>。通过对比图 1-3 和图 1-1 可以发现 , 防屈曲支撑相比较普通支撑而言 , 滞回环面积大而且饱满 , 表示防屈曲支撑性能更加稳定 , 耗能能力更强。

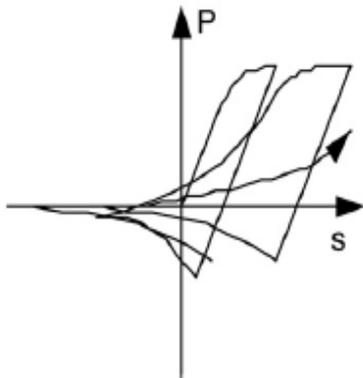


图 1-1 普通支撑滞回曲线

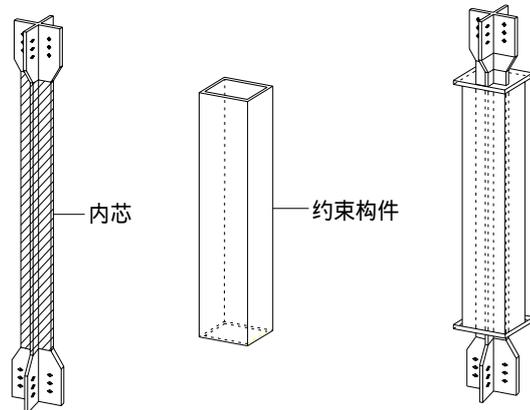


图 1-2 典型防屈曲支撑构造

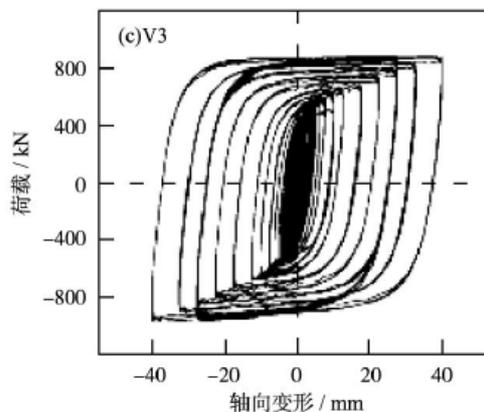


图 1-3 典型防屈曲支撑滞回曲线

防屈曲支撑一般采用低等或中等强度钢材作为内芯，以便于耗能，根据外围约束构件的不同，防屈曲支撑大体可以分为两类：外包约束构件为钢构件的全钢防屈曲支撑(图 1-4)和外包约束构件为钢管混凝土的防屈曲支撑(图 1-5)。两种形式的防屈曲支撑各有优缺点：全钢形式的防屈曲支撑外围约束构件和内芯的间隙容易控制，制作、加工和组装相对简单，生产周期短，适用于工期要求严格的工程。从整体上来看，全钢形式的防屈曲支撑约束构件偏弱，这一点在短尺寸构件上影响不大，但随着长度的增加，支撑的整体稳定和局部稳定问题会越来越突出。采用钢管混凝土作为约束构件的防屈曲支撑，约束构件普遍强度高、刚度大，在钢管和混凝土的共同作用下，支撑的整体稳定和局部稳定性优异<sup>[5]</sup>。然而由于混凝土的流动性，这类支撑的内芯和约束构件的间隙不容易保证，增加了加工的难度，同时为了养护混凝土，使这类支撑的加工周期普遍偏长。不同形式的防屈曲支撑有各自的利弊和适用范围，但只要设计合理，便能充分利用其特性达到耗能减震的目的。

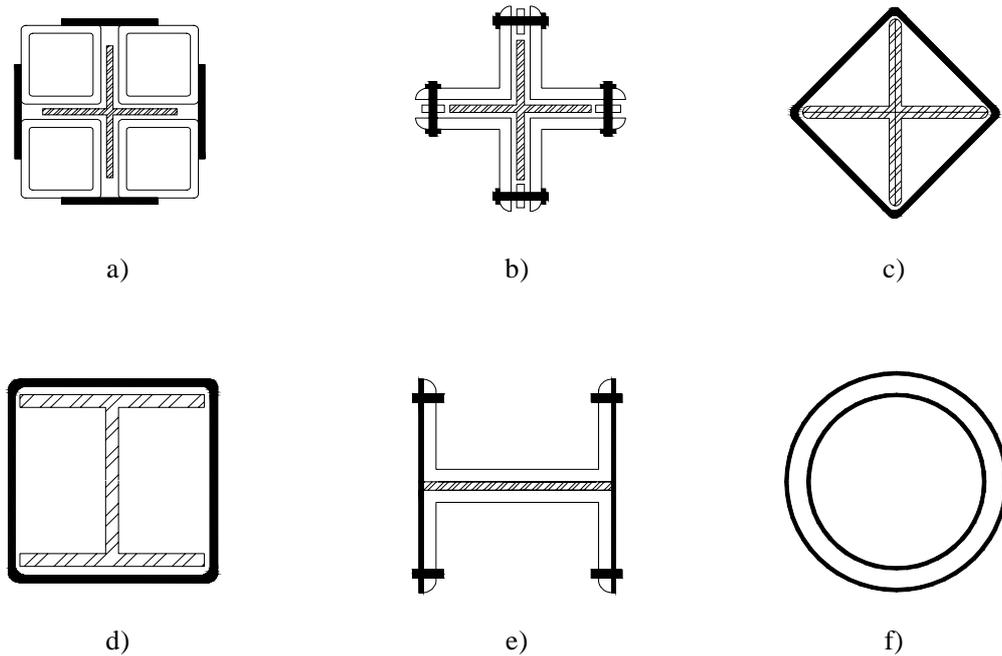


图 1-4 全钢防屈曲支撑的常用形式

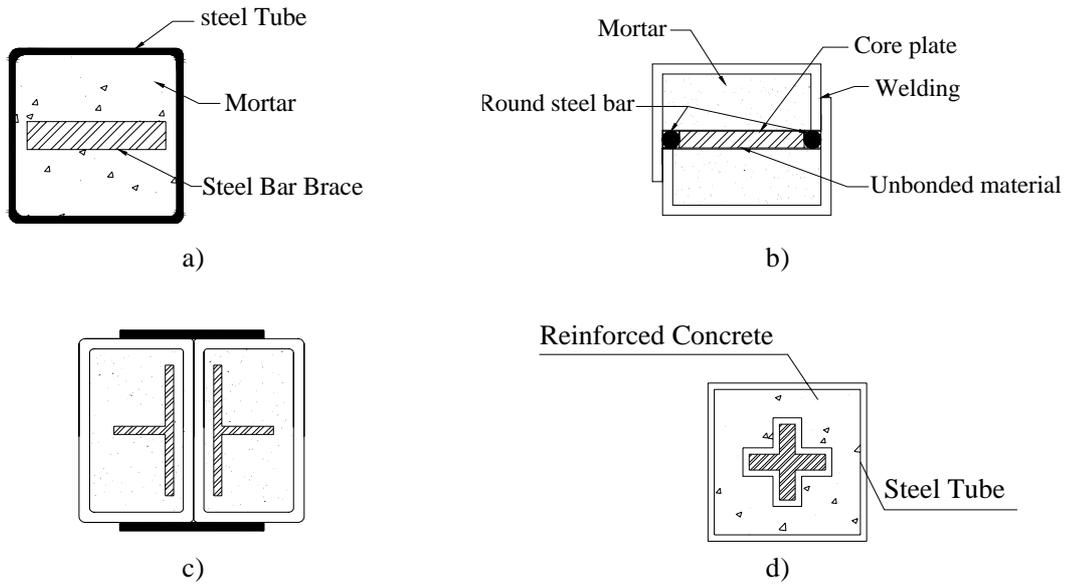


图 1-5 钢管混凝土约束防屈曲支撑的常用形式

### 1.3 防屈曲支撑研究现状

防屈曲支撑的研究工作起源于日本，20 世纪末期开始在美国得到重视，我国的相关研究起步相对较晚：

Yoshino 和 Karino 于 1971 年在试验中第一次提出防屈曲这个概念<sup>[6]</sup>。他们将 X 形钢板内置于钢筋混凝土墙板中，制作了两个试件并做了循环试验。试验结果表明，在钢板和混凝土之间留有间隙的试件承受变形的能力和耗能性能更加优异。试件中钢板作为耗能内芯，承担轴向力，而混凝土板作为约束构件用来防止钢板受压屈曲。

Kimura 等人于 1976 年首先提出管式防屈曲支撑并进行了相关实验<sup>[7]</sup>，这种支撑具体构造形式为：采用一字形钢板作为内芯，而外包构件为钢管内填砂浆。试验结果显示，支撑滞回曲线饱满，力学性能稳定。但同时也发现，在循环往复荷载作用下，砂浆横向变形过大会导致构件局部屈曲的发生，从而影响支撑的最终性能。这是现在各种形式防屈曲支撑的前身。

Fujimoto 等人<sup>[8,9]</sup>于 1988 年对采用矩形钢管内填砂浆作为约束构件的防屈曲支撑进行了相关的理论和实验研究。在理论分析中假定内芯的挠度曲线为正弦波形式，以此为前提给出了约束比  $P_c/P_y$  的概念。相关实验考察了支撑性能与约束比的相关关系。实验发现，当约束构件的欧拉临界荷载与内芯的屈服荷载之比大于 1 时，防屈曲支撑的滞回曲线稳定、饱满，而当约束构件没有足够的强度和刚度时，试件会发生屈曲，导致强度降低。实验研究了初始缺陷对支撑性能的影响，如果约束构件不是很强而缺陷又过大的话，整个支撑会在内芯达

到屈服之前发生整体屈曲破坏。

Prasad 等人<sup>[10]</sup>在 1992 年进行了防屈曲支撑的缩尺模型抗压实验。实验的特殊之处在于防屈曲支撑试件的内芯和约束构件都由丙烯酸做成，这样做的目的是为了通过透明的套筒来观察内芯的屈曲形状。实验取得了令人满意的结果，通过观察发现：防屈曲支撑内芯在受压时首先按一阶模态屈曲，随着轴向压力的增大，内芯由低阶屈曲逐渐转变为高阶屈曲（如图 1-6 所示），并有可能出现多阶跃的情况。试验还研究了间隙对支撑性能的影响，随着间隙值的减小支撑的承载力会有所提高，但是当内芯和约束构件之间不预留间隙时，支撑的极限承载力反而会下降。

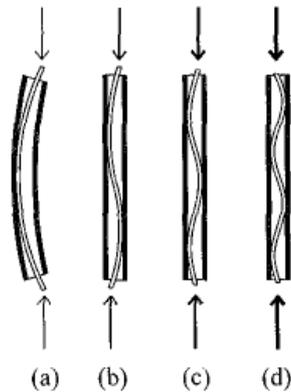


图 1-6 内芯屈曲模式的转变

Clark 等人<sup>[11-13]</sup>于 1999 年春和 2000 年秋，在加州大学伯克利分校进行了钢管混凝土约束一字内芯和十字内芯防屈曲支撑的足尺模型试验，以便为美国第一座使用防屈曲支撑的建筑提供设计和施工方面的支持。试验过程中共采用了三种不同形式的加载制度，分别为普通的拉压循环加载、模拟地震位移加载和低周疲劳加载（轴向应变为 2%）。一系列试验结果显示，试验支撑的滞回曲线饱满，力学性能稳定，并且低周疲劳性能优异。

Mamoru Iwata 和 Masatoshi Murai<sup>[14]</sup>于 2005 年研发出一种新型的装配式防屈曲支撑。其优点在于相比较原有的钢管混凝土式防屈曲支撑，装配式防屈曲支撑的加工过程相对简单，并且加工质量更容易控制。这种支撑的构造如图 1-7 所示，由内芯板和上下两个填充砂浆的槽钢组成，装配时内芯和约束构件之间通过涂抹无粘结材料用来控制间隙。相关的实验主要研究了约束比和内芯宽厚比对构件屈曲形式的影响，发现约束比越大、宽厚比越小，支撑的耗能效果越好。通过分析，Iwata 等人提出了两个参数：累积延性系数和累计塑性应变能，研究了二者与约束比的相关关系并以此提出了基于累计塑性应变能要求的设计方法。设计合理的装配式防屈曲支撑，滞回曲线饱满，性能稳定，耗能效果优异，如图 1-8 所示。

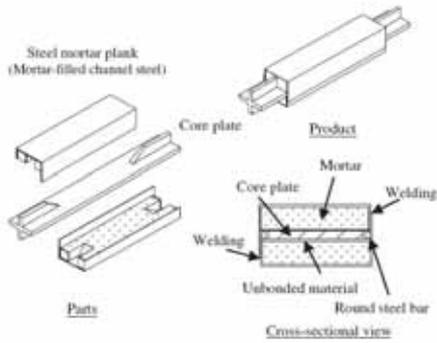


图 1-7 装配式防屈曲支撑的构造

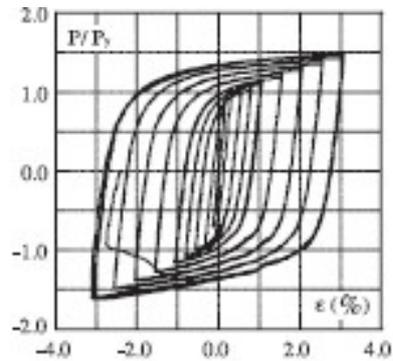


图 1-8 装配式防屈曲支撑的滞回曲线

Mehmet Emrah Eryasar 和 Cem Topkaya 等人<sup>[15]</sup>于 2009 年研究了不同的加工方式对防屈曲支撑的性能影响。试件均采用一字板作为内芯，相关实验研究了全焊接、间隔焊接以及螺栓连接对防屈曲支撑强化系数的影响，试验结果表明约束构件采用间隔焊接的效果要比连续焊接好的多。

Hiroataka Oda 和 Tsutomu Usami<sup>[16]</sup>于 2010 年以 H 型钢为内芯，研发出一种新型的防屈曲支撑。具体构造如图 1-9 所示，内芯为 H 型钢，约束构件由两块槽钢和两个钢板利用螺栓连接而成。这种构造形式可以用于对已有的 H 型钢普通支撑进行加固改造，升级成为防屈曲支撑。试验结果表明由于内部约束不足，支撑多在未加强段端部发生局部屈曲（如图 1-10 所示）导致防屈曲支撑失效。

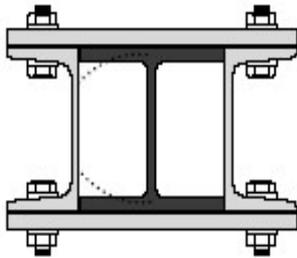


图 1-9 H 型钢防屈曲支撑构造



图 1-10 H 型钢防屈曲支撑局部屈曲

我国针对防屈曲支撑的研究工作虽然开展的相对较晚，但是也取得了许多可喜的成果：

蔡克铨等人<sup>[17-20]</sup>首先在本世纪初研发出一种双钢管形式的防屈曲支撑。这种支撑的构造如图 1-11 所示，主要由两部分构成，每个部分实际上就是一个防屈曲支撑，约束构件为钢管混凝土，内芯可以采用 T 形或一字形钢板，但是端部都做成 T 字形，这样做可以有效减少节点尺寸并增加节点区域的稳定性。在安装时，利用缀板将两个支撑部件连接在一起然后组装即可，施工方便。通过实验测试，这种支撑表现出稳定的滞回性能（如图 1-12 所示），耗能效果良好。

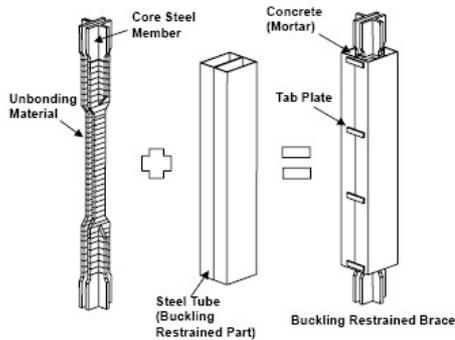


图 1-11 双钢管防屈曲支撑构造

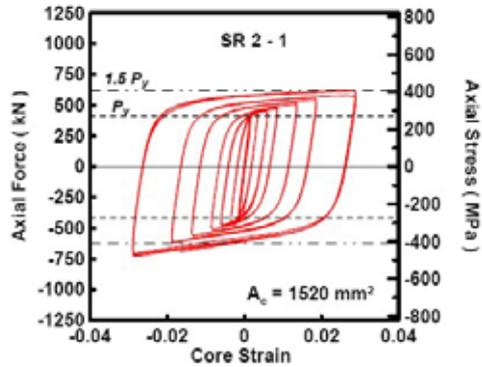


图 1-12 双钢管防屈曲支撑滞回曲线

刘建彬于 2005 年对防屈曲支撑进行了系统研究<sup>[21]</sup>。通过对防屈曲支撑的整体稳定和局部稳定进行理论分析，提出了防止支撑整体失稳和局部失稳所需的约束构件的强度和刚度计算公式。研究分析了间隙、初始缺陷、约束比、内芯宽厚比和连接刚性等参数对防屈曲支撑力学性能的影响，并给出了各参数的合理取值范围。以单层单跨的纯钢框架、普通支撑加固钢框架和防屈曲支撑加固钢框架为研究对象，进行对比试验，分析了三者变形能力、极限承载力和滞回性能等方面的差异。对采用防屈曲支撑加固的多层纯钢框架进行了弹塑性时程分析，考察了结构体系的动力特性和动力荷载作用下结构的力学性能。研究了防屈曲支撑纯钢框架的抗震性能与防屈曲支撑布置形式和抗侧刚度比等参数的相关关系并提出了防屈曲支撑钢框架的简化抗震计算方法。

李妍以一字形内芯和十字形内芯全钢防屈曲支撑为研究对象，进行了拟静力试验研究<sup>[22,23]</sup>。实验中发现，当支撑加劲肋和钢管的端部接触以后，会产生较大的作用力，使钢管端部撕裂，在钢管端部加套环箍以后可以很好的解决这个问题。相关实验结果表明，构造设计合理的防屈曲支撑滞回曲线饱满、力学性能稳定、耗能效果明显。李妍还采用拟动力试验方法对防屈曲支撑进行了子结构试验，试验结果表明，带有防屈曲支撑的结构体系耗能和减震能力有明显提高。

田俊以有限元模拟结合拟静力试验对一字内芯和十字内芯全钢形式防屈曲支撑进行了抗震性能研究<sup>[24]</sup>。考虑防屈曲支撑内芯和外围约束构件之间力和变形协调，推导得到了全钢形式防屈曲支撑整体失稳临界力的计算公式。根据小挠度理论和薄板屈曲理论对全钢形式防屈曲支撑进行局部稳定分析，得到了内芯板件的宽厚比限值。模拟结果显示设计合理的全钢形式防屈曲支撑耗能能力和延性性能均比较优异，但由于支撑性能对初始缺陷比较敏感，因此实际加工时要严格控制内芯的初弯曲。对比模拟结果，发现内芯截面惯性矩较大的十字内芯防屈曲支撑综合性能要明显优于一字内芯防屈曲支撑。对单层全钢防屈曲

支撑框架建模分析，发现节点板是整个结构的薄弱区域，需要加强节点板区域的出平面刚度来保证整个体系的正常工作。

吴勇对一字形内芯和十字形内芯的全钢防屈曲支撑进行有限元模拟<sup>[25]</sup>，给出了保证支撑内芯局部稳定所需的宽厚比限值，之后推导了支撑内芯与外围约束构件间隙取值的计算公式，还研究了不同初弯曲对支撑约束比取值的影响、十字内芯防屈曲支撑连接段防止扭转屈曲所需满足的宽厚比限值等方面内容，最后针对实际工程，设计了两个防屈曲支撑，进行了稳定性校核。

马宁以一字内芯和十字内芯全钢防屈曲支撑为研究对象，推导得到了防止支撑整体失稳和局部失稳所需的约束构件壁厚的计算公式<sup>[26,27]</sup>。以内芯多波屈曲产生的变形为基础，得到了防屈曲支撑的疲劳寿命表达式，并指出间宽比和内芯宽厚比是影响支撑疲劳性能的重要因素。针对疲劳问题，马宁还进行了相应的实验研究，实验结果显示，防屈曲支撑疲劳寿命的实测值与理论值吻合的比较理想，从而证实了理论公式的准确性。通过 ABAQUS 模拟分析发现，内芯与外套管之间的局部挤压力随着初始缺陷、间宽比和内芯宽厚比的增大而增大，而厚度比和约束比的减小会降低外围约束构件的极限承载力，导致整个支撑宏观意义上的失效。以实际结构为研究对象，进行抗震性能分析，发现在用钢量相同的前提下，防屈曲支撑加固的框架与普通支撑加固的框架相比，在大震以及罕遇地震作用下主体结构的损伤等级至少下降一级，而且防屈曲支撑对主体结构层间位移角的控制效果随地震动强度的增大而明显提高。论文在最后部分还提出了基于能量理论的抗震设计方法。

赵俊贤于 2009 年提出了防屈曲支撑的工作机理和稳定性设计方法<sup>[28]</sup>。通过对防屈曲支撑的工作机理进行深入剖析，提出在已有的防屈曲支撑整体稳定性设计方法的基础上，实际设计时应重点考虑间隙值、边界约束条件以及摩擦力等参数的综合影响。从理论上推导了防屈曲支撑内芯屈服段和外围约束构件之间局部挤压力的计算公式，揭示了支撑局部失稳破坏的机理，并进一步提出构件局部稳定设计时应重点考虑间隙值、内芯板件宽厚比以及局部约束条件三者之间的相关关系。

梅洋于 2010 年提出了一种新型的组合钢管混凝土式防屈曲支撑以应用于河北省图书馆的加固改造工程中<sup>[29-31]</sup>。这种形式的防屈曲支撑内芯为一字钢板，约束构件主要由两根钢管混凝土组成，按照上述构造形式加工成的防屈曲支撑有效解决了普通钢管混凝土式防屈曲支撑加工周期长、加工质量不容易控制等问题。梅洋在论文中不仅对这种新型的防屈曲支撑进行了整体稳定和局部稳定等方面的理论分析，还以实际工程为依托进行了防屈曲支撑的足尺模型试验，试验结果显示，构造和设计合理的新型组合钢管混凝土式防屈曲支撑滞回曲线

饱满，各项力学性能指标均满足规范和实际工程的要求，应用前景广阔。

赵俊贤于 2010 年提出了一种新形式的全角钢防屈曲支撑，解决了普通焊接十字内芯防屈曲支撑残余变形大、加工工艺复杂等问题<sup>[32]</sup>。具体构造如图 1-13 所示，由四个角钢背对背组成十字内芯，其中只在端部进行焊接而中间段做无焊接处理，外围约束构件由两个角钢焊接而成。测试结果表明此种方式加工的防屈曲支撑初始几何缺陷很小。通过对 7 个全角钢防屈曲支撑进行实验，发现当支撑端部采用铰接约束时，即使加强段面积达到屈服段面积的两倍，也一样会发生破坏，分析表明之所以产生这种破坏形式主要是因为支撑端部产生转角后在加强段产生附加弯矩，加强段在压弯作用下屈服导致支撑破坏失效。如果保证加强段在压弯共同作用下仍处于弹性段，则支撑滞回曲线饱满，性能稳定。之后以这种构造形式的防屈曲支撑为基础，赵俊贤等人深入研究了端部约束形式和端部转动对防屈曲支撑性能的影响，取得了大量的重要研究成果<sup>[33-38]</sup>。

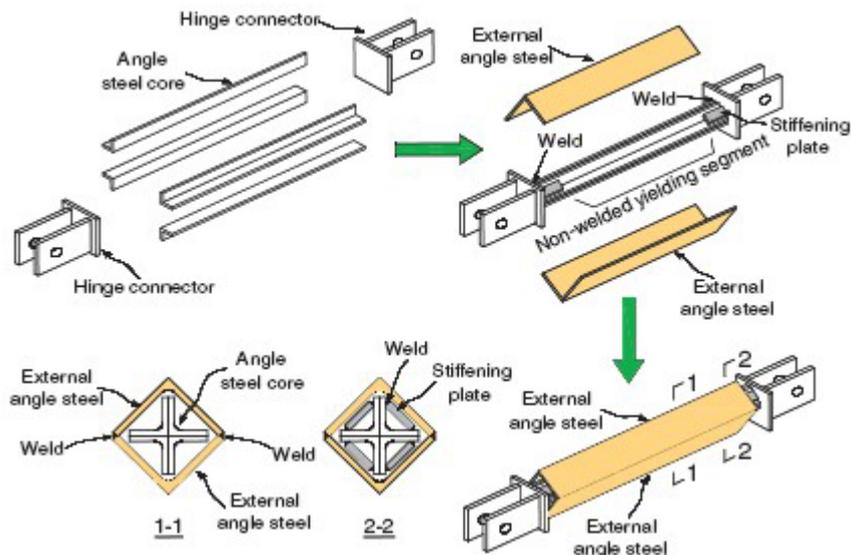


图 1-13 全角钢防屈曲支撑构造图

周中哲于 2010 年提出了一种新型的装配式防屈曲支撑<sup>[39]</sup>，具体构造如图 1-14 所示，约束构件为两个独立的内灌混凝土的钢管，包裹在一字内芯弱轴两侧，约束构件之间通过螺栓进行连接，利用两侧的垫板来控制内芯和约束构件间的空隙。这种支撑的最大优点是约束构件可以随时拆卸，方便震后的检测和支撑内芯的替换。文章通过理论分析提出了针对全螺栓连接的防屈曲支撑的整体稳定和局部稳定的简化力学模型和计算方法，给出了内芯和约束钢管局部挤压力的近似计算公式，之后通过相关实验和有限元模拟得到了约束比、螺栓间距等一系列设计参数与支撑性能的相关关系，并给出了相应的设计建议。

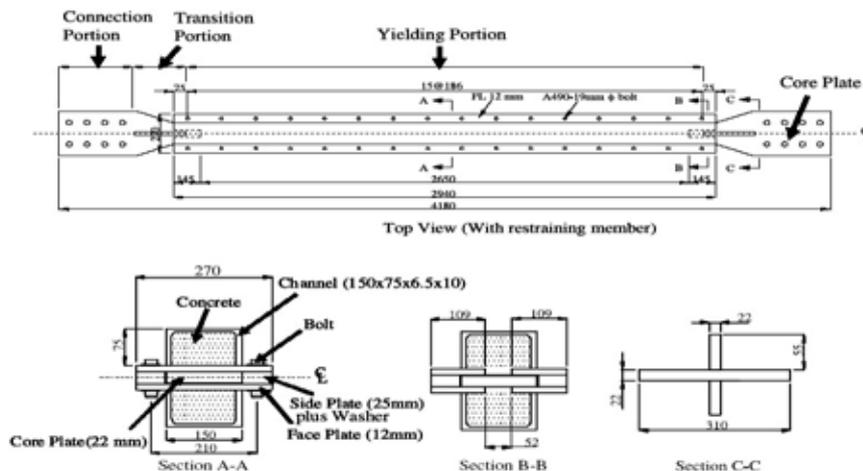


图 1-14 全螺栓连接防屈曲支撑构造

## 1.4 防屈曲支撑的工程应用

设计合理的防屈曲支撑不仅能够为结构提供稳定的侧向刚度，在大震作用下还会为结构提供附加阻尼，从而达到耗能减震的目的。2008年汶川地震以后，我国重新修订了抗震设计规范，提高了诸多地区的抗震设防等级，按照新规范的要求相当数量的既有建筑需要进行加固改造，防屈曲支撑以其稳定的力学性能和良好的耗能减震效果，必将得到越来越广泛的应用。日本是最早研究和应用防屈曲支撑的国家，到目前为止，已有近 400 栋建筑采用了防屈曲支撑和相应的结构体系。美国在 1994 年北岭地震以后，开始重视防屈曲支撑的相关研究和应用，目前为止，美国已有 50 多个工程项目使用了这种阻尼器。在我国，台湾地区已有 30 多处应用防屈曲支撑的成功案例，大陆地区于近些年才开始将防屈曲支撑引入到实际工程当中，主要有北京通惠家园和银泰大厦、上海世博馆以及河北省图书馆的加固改造等。图 1-15 至图 1-20 为世界各地比较典型的工程应用实例。



图1-15 日本新潟市土地改良中心

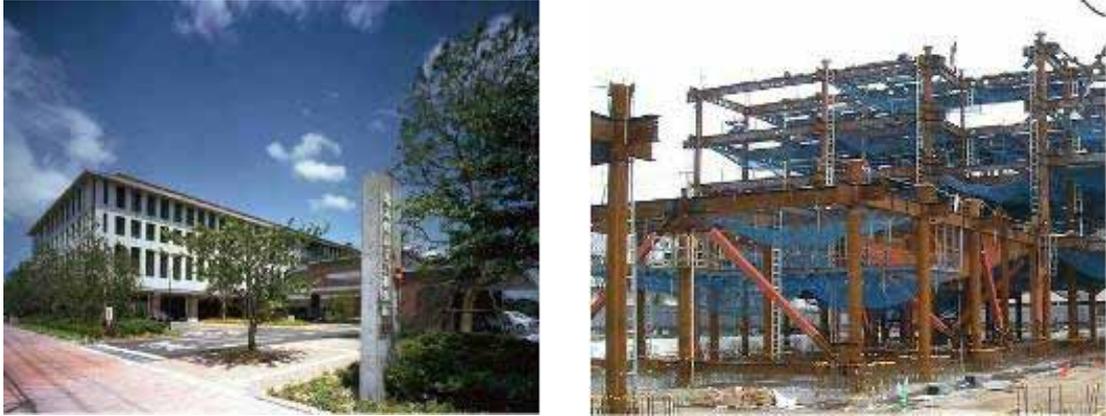


图1-16 日本北九州市立若松医院



图1-17 日本名古屋市朗讯塔



图1-18 美国Stanly Hall中防屈曲支撑的应用



图1-19 美国Central Dining Facilities中的防屈曲支撑



图 1-20 中国河北省图书馆加固改造工程

## 1.5 本文的研究内容

本文提出了一种新型的 H 型钢防屈曲支撑，并对其进行了抗震性能方面的研究，具体内容如下：

1、提出了两种不同构造形式的新型 H 型钢防屈曲支撑 HBRB1 和 HBRB2，之后根据既有的理论研究成果对试验所用试件进行了支撑整体稳定、支撑局部稳定和内芯局部稳定等方面的设计和验算。

2、通过对试件 HBRB1 和试件 HBRB2 进行拟静力试验研究，考察了不同构造形式对新型 H 型钢防屈曲支撑性能的影响。将试验结果和构件破坏形式进行对比后提出了新型 H 型钢防屈曲支撑加劲肋布置时需要注意的问题。

3、以试件 HBRB2 的构造形式为基础建立数值模型并进行参数分析，考察了内芯初始缺陷、内芯和约束构件之间的间隙值以及螺栓间距等因素对新型 H 型钢防屈曲支撑性能的影响。

## 第 2 章 新型 H 型钢防屈曲支撑的设计和加工

### 2.1 引言

本章首先提出了两种不同构造形式的新型 H 型钢防屈曲支撑，然后根据已有的理论研究成果对试验所用试件进行了支撑整体稳定、支撑局部稳定以及内芯局部稳定等方面的设计和验算，最后介绍了各试件的加工工序并提出了加工时需要注意的问题。

### 2.2 新型 H 型钢防屈曲支撑的提出

如前文所述，日本学者 Hiroataka Oda 和 Tsutomu Usami 等人曾开发出一种装配式 H 型钢防屈曲支撑<sup>[16]</sup>，如图 2-1 所示。与普通防屈曲支撑相比，装配式 H 型钢防屈曲支撑的最大特点在于其约束构件采用装配式成型，因此可以将结构中已有的普通 H 型钢侧向支撑甚至是 H 型钢柱现场包裹上约束构件使之成为防屈曲支撑和防屈曲柱，从而在不对原有结构进行大规模处理的前提下，显著提高其抗震性能。然而通过试验研究发现，由于 H 型钢翼缘内侧及腹板两侧未得到有效约束，因此此种构造形式的 H 型钢防屈曲支撑容易发生局部屈曲破坏。为了解决这一问题，本文在此基础上提出了一种新型的 H 型钢防屈曲支撑，具体构造如图 2-2 所示。该类支撑内芯采用 H 型钢，约束构件则由配套的 U 型槽钢和盖板通过高强螺栓拼装而成。与 Usami 等人的支撑相比，新型 H 型钢防屈曲支撑不仅继承了约束构件装配式成型的优点还更好地对内芯进行了约束，因而力学性能和耗能能力会更加优异。可以预见，采用新型 H 型钢防屈曲支撑对结构进行加固改造，能明显降低工程造价并缩短工期，有着重要的研究价值和广泛的应用前景。

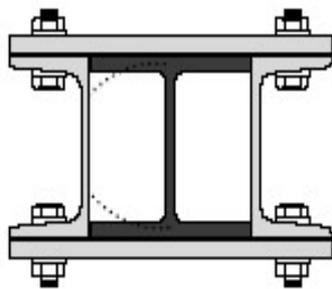


图 2-1 Usami 等人的 H 型钢防屈曲支撑

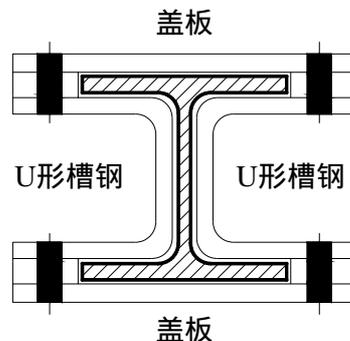


图 2-2 新型 H 型钢防屈曲支撑

## 2.3 新型 H 型钢防屈曲支撑的构造

本文共提出了两种不同构造形式的新型 H 型钢防屈曲支撑，按先后顺序分别编号为 HBRB1 和 HBRB2，本节将对二者的构造做详细介绍。

### 2.3.1 试件 HBRB1 的构造

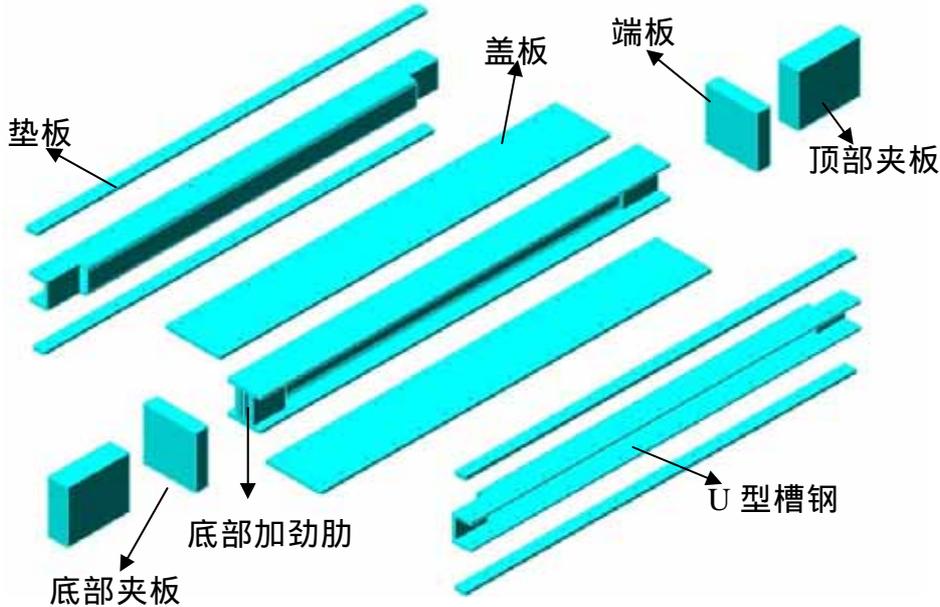
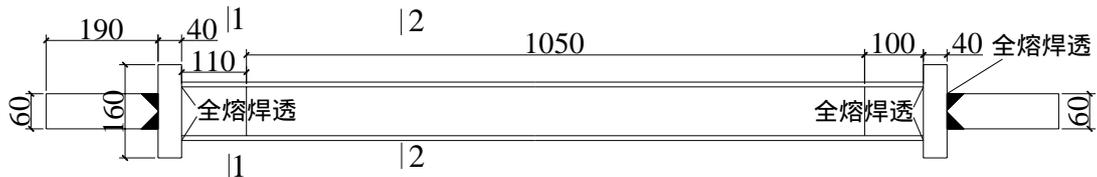
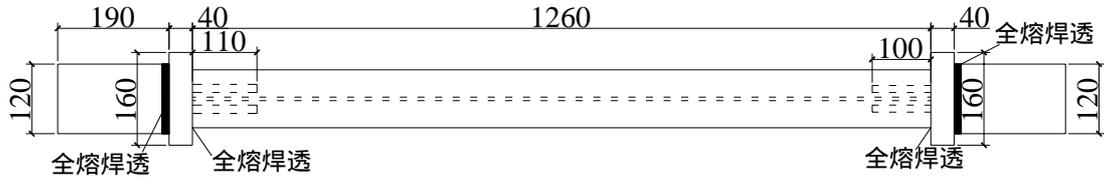


图2-3 HBRB1构造示意图

试件 HBRB1 的构造如图 2-3 所示，其内芯采用 HW100×100 型钢，翼缘宽度实测值 100.6mm，厚度实测值 7mm，腹板高度实测值 86.4mm，厚度实测值 5.5mm，内芯屈服力偏安全估计为 600kN。加劲肋厚度均为 14mm，布置在腹板两侧，与 H 型钢翼缘通过焊接连接在一起，如图 2-4 中 1-1 截面所示。约束构件中 U 型槽钢壁厚实测值为 7.5mm，高度实测值为 81mm，盖板厚度实测值为 9.6mm，宽度 162mm。U 型槽钢和盖板之间设有垫板，用来控制内芯和约束构件间的空隙大小，本试件间隙值控制在 1.5mm 左右，不满足要求的部位通过加塞薄垫片找齐。连接件采用 8.8 级 M10 高强螺栓，螺栓布置如图 2-5 所示，除满足构造要求外还在约束构件端部和中间部位进行了加密。当各部件组装完成后，底部加劲肋与 U 型槽钢接触，承受约束构件的自重并对约束构件进行限位。



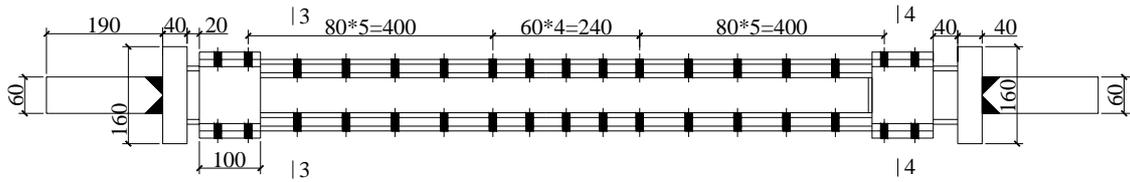
试件HBRB1内芯正视图



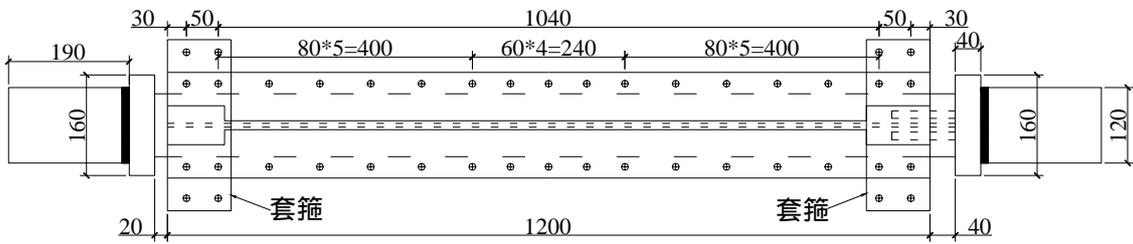
试件HBRB1内芯俯视图



图2-4 试件HBRB1内芯尺寸详图



试件HBRB1组装完成后正视图



试件HBRB1组装完成后俯视图

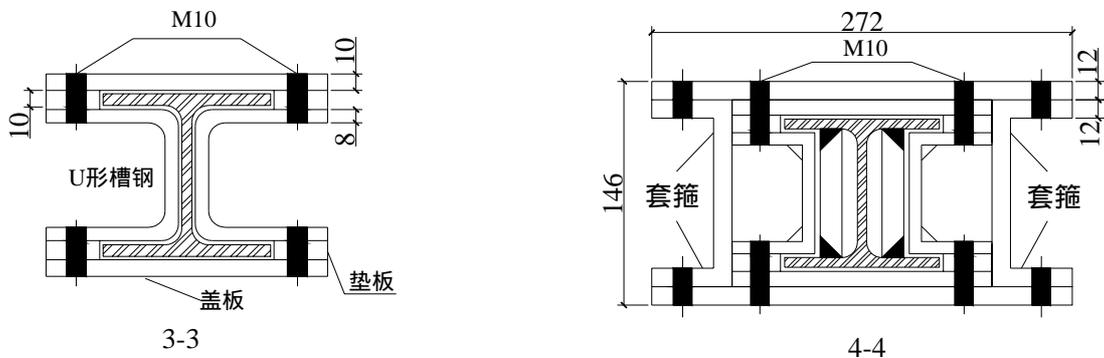


图2-5 试件HBRB1组装定位详图

### 2.3.2 试件 HBRB2 的构造

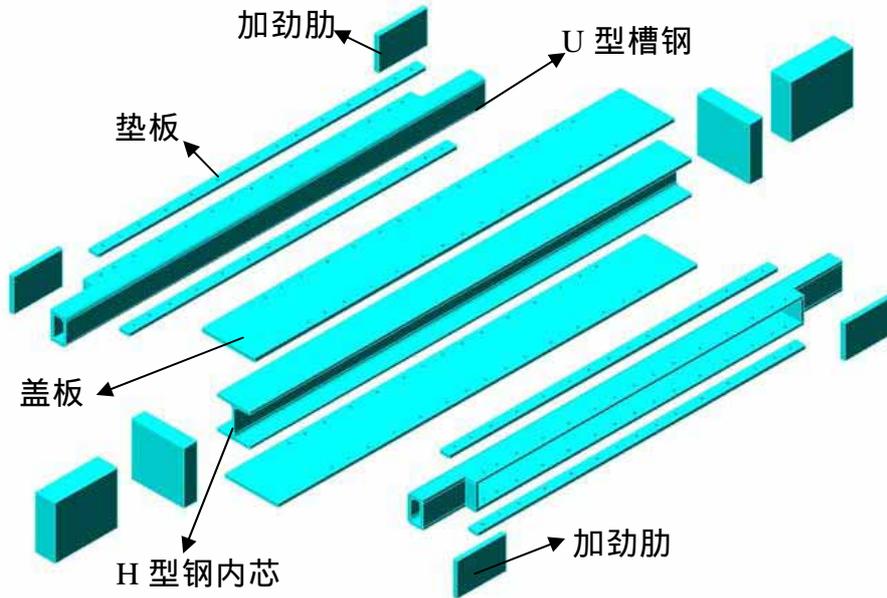
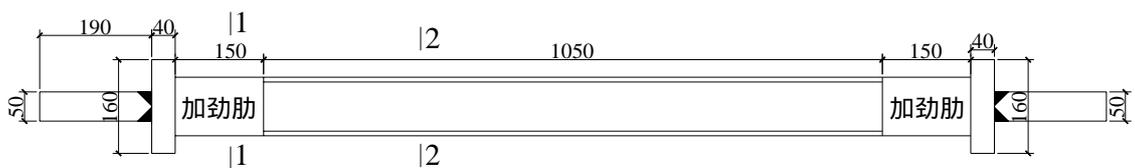
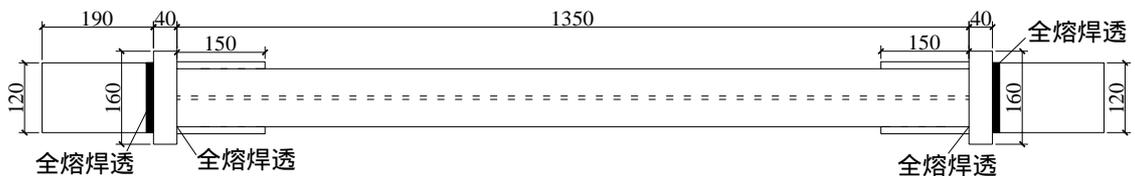


图 2-6 HBRB2 构造示意图

试件 HBRB2 的构造如图 2-6 所示，与试件 HBRB1 相比，二者最大的区别在于加劲肋的布置方式上。试件 HBRB2 的加劲肋由腹板两侧外移，布置方式如图 2-7 中 1-1 截面图所示。另外，由于加劲肋布置方式的改变，试件 HBRB2 在 U 型槽钢端部的处理方式上也和试件 HBRB1 有所不同，并导致盖板和 U 型槽钢在两端无法直接相连。为了保证约束构件的整体性，试件 HBRB2 在设计时分别用钢板 T1 和 T2 对约束构件两端进行了补强，如图 2-8 所示。



试件 HBRB2 内芯正视图



试件 HBRB2 内芯俯视图



### 2.4.1 新型 H 型钢防屈曲支撑的整体稳定验算

对于防屈曲支撑，稳定性破坏均是针对外围约束构件而言的。当外围约束构件的整体抗弯承载力或者整体抗弯刚度不足时，防屈曲支撑会发生如图 2-9 所示形式的破坏，定义这种破坏形式为防屈曲支撑的整体失稳破坏<sup>[28]</sup>。对防屈曲支撑进行整体稳定设计就是为了保证约束构件具有足够的整体抗弯能力。

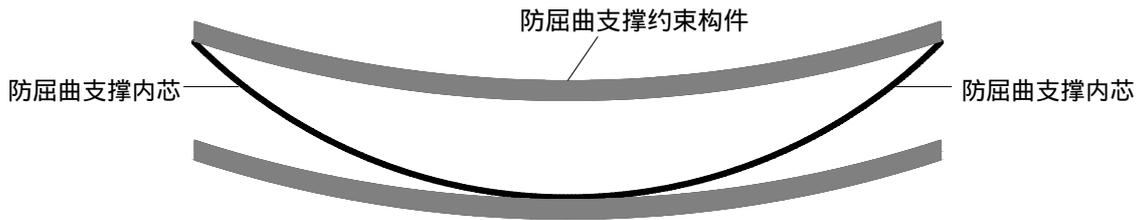


图 2-9 防屈曲支撑整体失稳破坏示意图

由于新型 H 型钢防屈曲支撑约束构件之间采用高强螺栓进行连接，其整体性如何还没有相关研究，为安全起见，本文将采用约束比、强度—刚度准则和 Usami 等人的研究成果同时对支撑进行整体稳定性验算。

#### (1) 约束比

日本学者 Fujimoto 等人以约束构件外边缘受弯屈服作为整体失稳的临界状态，推导出保证防屈曲支撑整体稳定性的约束比限值公式如下<sup>[8,9]</sup>：

$$\frac{N_e}{N_y} \geq 1.5 \quad (2-1)$$

$$N_e = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (2-2)$$

$$N_y = f_y \cdot A \quad (2-3)$$

式中： $N_e/N_y$  定义为约束比， $N_e$  为约束钢管的欧拉临界力， $EI$  为约束钢管的抗弯刚度， $L$  为约束钢管的长度； $N_y$  为支撑内芯的屈服轴力， $f_y$  为内芯的屈服应力， $A$  为内芯的横截面积。

对于试件 HBRB1，在计算约束构件的截面惯性矩时，忽略垫块、垫片和螺栓中心之外的板件的贡献，如图 2-10 所示，经计算得  $I_x = 1123\text{cm}^4$ ， $I_y = 697\text{cm}^4$ ， $N_{ex} = 1.62 \times 10^4 \text{kN}$ ， $N_{ey} = 1.0 \times 10^4 \text{kN}$ 。则内芯强轴 ( $x$  轴) 方向约束比为  $\xi_x = 28.6$ ，内芯弱轴 ( $y$  轴) 方向约束比为  $\xi_y = 17.7$ ，可见二者均满足约束比要求。

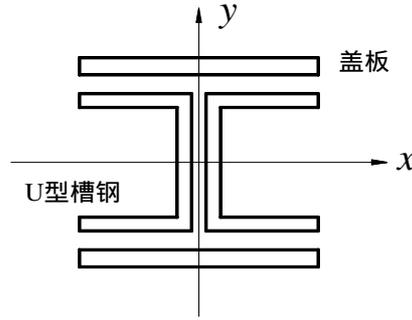


图2-10 约束构件截面惯性矩计算简图

### (2) 强度—刚度准则

日本学者 Inoue 等人通过研究提出了强度—刚度相关公式<sup>[40]</sup>，以便在设计防屈曲支撑时同时考虑外包约束构件的强度参数和刚度参数，保证其整体稳定性：

$$(1 - n_E^B) m_y^B > \frac{a}{l} \quad (2-4)$$

式中， $n_E^B = \frac{N_E^B}{N_y}$  定义为无量纲的刚度参数， $m_y^B = \frac{M_y^B}{N_y l}$  定义为无量纲的强度参数；

$N_E^B$ 、 $M_y^B$  分别为外围约束构件的欧拉临界力和跨中边缘屈服弯矩， $a$  为初始缺陷， $l$  为支撑内芯长度。

根据图 2-10 可以算得约束构件强轴 ( $x$  轴) 方向  $M_x^B = 51.6 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ， $m_x^B = \frac{1}{15}$ ，

$n_{Ex}^B = 28.6$ ；约束构件弱轴 ( $y$  轴) 方向  $M_y^B = 29.6 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ， $m_y^B = \frac{1}{26}$ ， $n_{Ey}^B = 17.7$ ，

则根据强度—刚度准则：

$$\text{强轴方向} \left(1 - \frac{1}{n_{Ex}^B}\right) m_x^B = \left(1 - \frac{1}{28.6}\right) \times \frac{1}{15} = \frac{1}{15.5} > \frac{a}{l} = \frac{1}{500} ;$$

$$\text{弱轴方向} \left(1 - \frac{1}{n_{Ey}^B}\right) m_y^B = \left(1 - \frac{1}{17.7}\right) \times \frac{1}{26} = \frac{1}{27.6} > \frac{a}{l} = \frac{1}{500} , \text{均满足要求。}$$

### (3) Usami 等人的研究成果

本质上讲，保证防屈曲支撑不发生整体失稳破坏就是保证支撑内芯在承受最大轴力  $N_{\max}$  时，约束构件跨中最大变形处承受的弯矩作用要小于其自身所能提供的抵抗弯矩。根据 Usami 等人的研究成果<sup>[41]</sup>，假设内芯按一阶模态屈曲，考虑内芯初始缺陷、间隙值以及约束构件变形等因素的影响，推导得到这一原理的表达式为：

$$M_{cent} \geq N_{max} \cdot \frac{i+g}{1-0.82N_{max}/N_e} \quad (2-5)$$

式中， $M_{cent}$  为根据边缘屈服准则所确定的约束构件的抵抗弯矩， $N_{max}$  为支撑由整体失稳限制所能承受的最大轴力， $N_e$  为约束构件的欧拉临界力， $i$  为内芯初始缺陷（通常取内芯长度的 1/1000）， $g$  为支撑内芯和约束构件的间隙，不等式右端  $\frac{1}{1-0.82N_{max}/N_e}$  为考虑约束构件变形后的挠度放大系数。

对式 (2-5) 进行变量组合后可以得到防屈曲支撑由于整体失稳限制所能承受的最大荷载为：

$$N_{max} = \frac{M_{cent}}{g+i+0.82\frac{M_{cent}}{N_e}} \quad (2-6)$$

对于试件 HBRB1， $x$  轴方向  $N_{max,x} = 7.8 \times 10^3 \text{ kN}$ ， $y$  轴方向  $N_{max,y} = 4.61 \times 10^3 \text{ kN}$ ，

均远大于支撑内芯的屈服力。

通过以上三种理论的验算，可以看出试件 HBRB1 有足够能力保证自身的整体稳定性。

#### 2.4.2 新型 H 型钢防屈曲支撑的局部稳定验算

防屈曲支撑约束构件除了要约束内芯的整体失稳变形外还要约束住内芯高阶屈曲产生的局部变形。当防屈曲支撑约束构件整体抗弯能力足够而局部抗弯能力不足时，支撑会发生如图 2-11 所示形式的破坏，定义这种破坏形式为防屈曲支撑的局部失稳破坏。

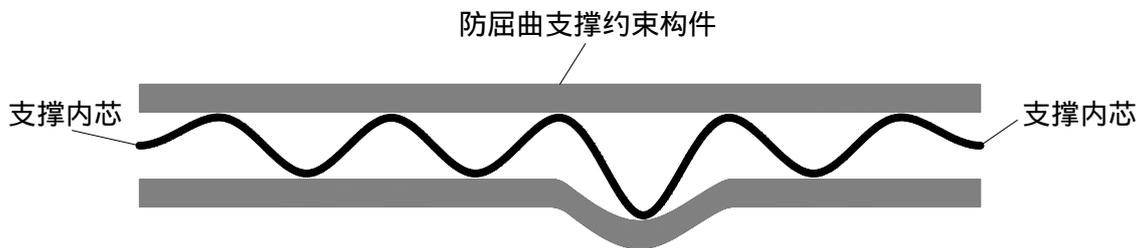


图 2-11 防屈曲支撑局部失稳破坏示意图

从本质上讲，防屈曲支撑正是依靠内芯屈服段屈曲模态阶数的逐渐增加才能承担不断增大的轴向荷载<sup>[28]</sup>。随着荷载的增加，支撑内芯屈服段会逐渐发生多波失稳，外包约束构件会与弯曲钢板的波峰位置接触以约束其侧向变形，从而产生局部挤压力。防屈曲支撑局部失稳破坏实质上就是由于在接触部位局部

挤压力过大，造成外围约束构件局部强度或刚度不足，导致在该位置失去了对内芯的侧向约束能力，从而引发支撑的局部失稳破坏。对于钢管混凝土形式的防屈曲支撑，由于混凝土的存在，局部失稳问题并不严重，但是对于全钢形式的防屈曲支撑，约束构件相对较弱，荷载作用下经常出现鼓曲现象，因此全钢形式的防屈曲支撑需要设计者经过合理的构造和计算对局部失稳问题加以避免。对于新型 H 型钢防屈曲支撑，局部稳定设计就是要保证约束构件中盖板和 U 型槽钢具有足够的局部抗弯承载力和抗弯刚度以防止局部鼓曲破坏的发生。

新型 H 型钢防屈曲支撑的约束构件采用高强螺栓进行连接，螺栓间距直接影响防屈曲支撑的局部稳定性能，本文在进行局部稳定设计时根据台湾周中哲提出的力学模型，综合考虑螺栓间距、内芯和约束构件间隙以及内芯截面特性等多方面因素的影响<sup>[39]</sup>，如图 2-12 所示。

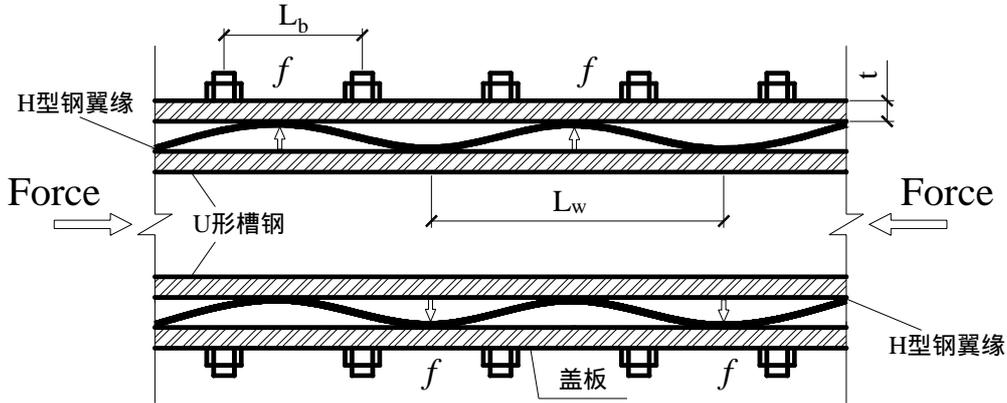


图 2-12 局部稳定分析的力学模型

图中  $L_w$  为内芯的屈曲波长，可根据欧拉公式，由式 (2-7) 近似求出：

$$L_w = \sqrt{\frac{4\pi^2 E_t I_c}{N_{\max,l}}} \quad (2-7)$$

式中， $E_t$  为内芯的切线模量，可近似取为 0.03 倍弹性模量， $I_c$  为内芯绕弱轴方向的截面惯性矩， $N_{\max,l}$  为支撑由局部失稳限制所能承受的最大力。图中  $f$  为内芯和约束构件的局部挤压力，由式 (2-8) 求得：

$$f = \frac{4N_{\max,l}g}{L_w} \quad (2-8)$$

当螺栓间距  $L_b$  接近或小于屈曲波长  $L_w$  时，此时约束构件局部失稳的力学模型可以简化为跨度为  $L_b$  的简支梁承受跨中荷载  $f$ ，如图 2-13 所示，如果螺栓间距大于屈曲波长，则此力学模型应修改为跨度为  $L_b$  的简支梁承受多个集中力  $f$

作用，集中力的个数需要根据实际情况而定。

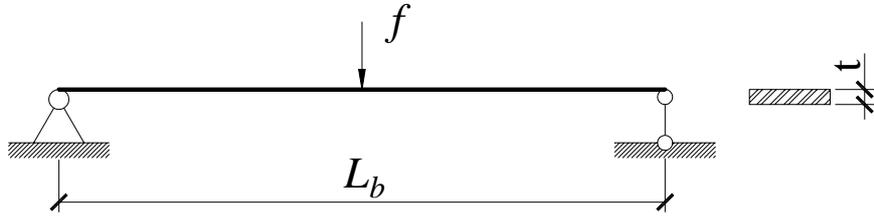


图2-13 局部稳定计算简化力学模型

对于螺栓连接的防屈曲支撑，局部稳定验算就是要保证根据上述力学模型计算得到的跨中弯矩要小于单个约束构件的抵抗弯矩，经过适当整理后，可以得到支撑由局部失稳限制所能承受的最大力，如式（2-9）：

$$N_{\max,l} = \frac{M_p^l L_w}{g L_b} \quad (2-9)$$

式中， $M_p^l$  为组成约束构件的各部件的抵抗弯矩的最小值。对于 H 型钢防屈曲支撑，上下两块盖板虽然约束的是内芯强轴方向的屈曲，局部挤压力较小，但是由于其抗弯刚度要远小于 U 形槽钢，所以盖板应作为防止支撑局部失稳的重点研究对象。以此为根据，本文在进行构件设计时，将只对盖板进行局部稳定分析。

支撑局部稳定设计时，首先需要初步估计内芯的屈曲波长，根据式(2-7)可知在计算屈曲波长时需要知道支撑内芯所能承受的最大轴向力，这里假设支撑的最大轴向力为内芯屈服力的两倍，由于实际中受压强化系数达不到 2，所以这样取值是偏安全的，据此算得内芯的屈曲波长  $L_w = 906\text{mm}$ 。

根据构造要求，高强螺栓的中心距不能超过 8 倍螺杆直径<sup>[42]</sup>，因此除去端部和中心段加密区域外，其余部分螺栓间距均为 80mm。在计算局部稳定时，不考虑螺栓加密区域，所有螺栓间距均偏安全地取 80mm。由于盖板是局部稳定的薄弱区域，因此以盖板为研究对象，进行防屈曲支撑的局部稳定分析。

盖板实测厚度为 9.6mm，计算宽度为 132mm，材性试验测得的屈服强度为 265Mpa，则盖板能提供的抵抗弯矩  $M_p^l = 537\text{N}\cdot\text{m}$ 。根据式（2-9）计算得到由局部稳定控制的支撑最大轴向力  $N_{\max,l} = 3040\text{kN}$ ，大于内芯屈服力的两倍，即支撑内芯达到极限强度时约束构件不应该发生局部失稳破坏。

根据式（2-8）可以算得内芯和约束构件局部挤压力  $f \approx 10\text{kN}$ 。

通过以上计算可以看到，采用 H 型钢作为防屈曲支撑的内芯，由于其截面惯性矩较大，因此算得的整体屈曲波长较长，局部挤压力较小，这对防屈曲支撑的局部稳定性能是非常有利的。

### 2.4.3 内芯 H 型钢的局部稳定验算

作为防屈曲支撑的内芯，如果板件的宽厚比设计地不合理，会使内芯过早的发生局部屈曲，导致内芯承载力下降，对防屈曲支撑的整体性能产生不利影响。本节将以 H 型钢的翼缘和腹板为研究对象，利用板的屈曲理论分别对其进行弹性屈曲和弹塑性屈曲分析，提出宽厚比和高厚比的合理取值范围。

#### (1) 弹性屈曲分析

如图 2-14 所示，根据小挠度理论，薄板的弹性屈曲平衡方程为<sup>[43]</sup>：

$$D \left( \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} \right) = N_x \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} + 2N_{xy} \frac{\partial^2 \omega}{\partial x \partial y} + N_y \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} \quad (2-10)$$

式中： $D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$  为单位宽度板的抗弯刚度； $E$  为板的弹性模量； $t$  为板的厚度； $\nu$  为泊松比，取 0.3； $\omega$  为板的挠度； $N_x$  和  $N_y$  分别为板周边单位长度上的轴向力； $N_{xy}$  为板周边单位长度上对应的剪切力。

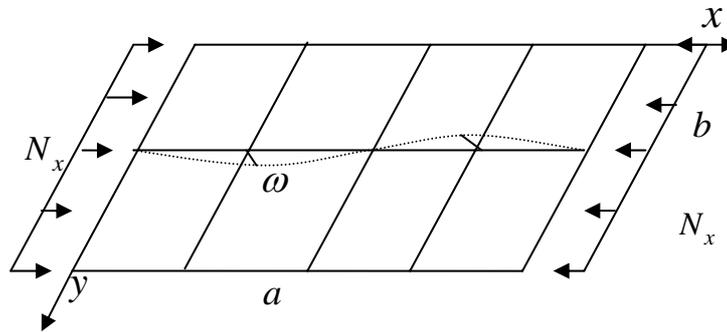


图2-14 薄板弹性屈曲计算简图

将板的挠曲面用二重三角级数表示，并引入相应的边界条件后，可以得到板的屈曲荷载为：

$$N_x = k \frac{\pi^2 D}{b^2} \quad (2-11)$$

式 (2-10) 是计算薄板弹性屈曲的通用公式，其中  $k$  为屈曲系数，不同的边界条件屈曲系数  $k$  取值不同。当加载边为简支，非加载边为一边简支一边自由时， $k=0.425$ ；当板件非加载边为两边固定时， $k=6.97$ 。为了保证板件不发生局部屈曲，需要满足：

$$N_x/t \geq f_y \quad (2-12)$$

将 $D$ 带入式(2-11)和式(2-12)并进行适当整理,得到宽厚比限制公式:

$$\frac{b}{t} \leq \sqrt{\frac{k\pi^2 E}{12(1-\nu^2) f_y}} \quad (2-13)$$

由于H型钢腹板和翼缘之间存在相互作用,所以在局部稳定计算时假定:H型钢翼缘为加载边简支,非加载边一边自由一边简支,即 $k$ 取0.425;H型钢腹板非加载边为两边固定,即 $k$ 取6.97。

根据以上分析过程可以算得H型钢翼缘防止弹性屈曲需要满足的宽厚比限值为 $\frac{b}{t} \leq 16.8$ ,HW100×100型钢翼缘实际宽厚比为6.7,小于宽厚比限值,因此翼缘不会发生弹性阶段屈曲。

同理也可以算得H型钢腹板防止弹性屈曲需要满足的高厚比限值为 $\frac{b}{t} \leq 66$ ,HW100×100型钢腹板实际高厚比为15.6,小于高厚比限值,因此腹板也不会发生弹性阶段屈曲。

## (2) 弹塑性屈曲分析

对于不太薄的板,当按照弹性屈曲的计算公式得到的屈曲应力超过了材料的比例极限后,板件将在弹塑性状态屈曲。根据上述计算结果,虽然H型钢防屈曲支撑内芯腹板和翼缘均不会发生弹性阶段屈曲,但由于试验中防屈曲支撑内芯应变最大幅值将达到3%,早已不在弹性阶段范围内,所以需要进行内芯板件的弹塑性屈曲分析。

在进行弹塑性分析时,不计板屈曲时的中面薄膜力同时假定塑性的应力应变关系遵循形变理论。在此基础上,F.Bleich提出了一种近似计算方法:将弹塑性板近似视为双向正交异性板,并在弹性薄板的平衡方程中引进了弹性模量折减系数 $\eta = \frac{E_t}{E}$ ,之后假定板在主要受力( $x$ 方向)方向抗弯刚度按照比值 $\eta$ 折减,而在非加载( $y$ 方向)方向抗弯刚度不折减, $x$ 方向对 $y$ 方向的抗扭刚度按照 $\sqrt{\eta}$ 折减,这样一来,板的弹塑性屈曲微分方程可以由式(2-10)改写为<sup>[43]</sup>:

$$D \left( \eta \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2\sqrt{\eta} \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} \right) + N_x \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} = 0 \quad (2-14)$$

求解该方程,得到弹塑性屈曲荷载为:

$$N_{x,p} = k \frac{\pi^2 D}{b^2} \quad (2-15)$$

$$k = C_1 \sqrt{\eta} + C_2 \frac{a^2}{m^2 b^2} + \frac{m^2 b^2}{a^2} \eta \quad (2-16)$$

式中  $m$  为  $x$  方向的屈曲半波数,  $C_1$  和  $C_2$  是与板的支撑条件有关的系数, 当加载边为简支, 非加载边为一边简支一边自由时,  $C_1 = 0.425$ ,  $C_2 = 0$ ; 当板件非加载边为两边固定时,  $C_1 = 2.5$ ,  $C_2 = 5$ 。参照弹性屈曲的分析过程, 可以得到弹塑性屈曲阶段板件宽厚比限值为:

$$\frac{b}{t} \leq \sqrt{\frac{\sqrt{\eta} (C_1 + 2\sqrt{C_2}) \pi^2 E}{12(1-\nu^2) f_y}} \quad (2-17)$$

对试件进行设计验算时, 取切线模量取弹性模量的 3%, 则根据式 (2-17) 可得 H 型钢翼缘防止弹塑性屈曲需要满足的宽厚比限值为  $\frac{b}{t} \leq 7$ , HW100×100 型钢翼缘实际宽厚比为 6.7, 小于宽厚比限值, 因此翼缘不会发生弹塑性阶段屈曲。

同理算得 H 型钢腹板防止弹塑性屈曲需要满足的高厚比限值为  $\frac{b}{t} \leq 28$ , HW100×100 腹板实际高厚比为 15.6, 小于高厚比限值, 因此腹板也不会发生弹塑性阶段屈曲。

通过对 H 型钢内芯的腹板和翼缘分别进行验算, 证实了由于相互嵌固作用的存在, H 型钢自身各板件的局部稳定性能是非常优异的, 完全可以保证支撑内芯在屈服之前不发生局部屈曲破坏。

## 2.5 新型 H 型钢防屈曲支撑试件的加工

之前本文已经介绍了试验所涉及的两个新型 H 型钢防屈曲支撑试件的构造形式, 本节将主要介绍二者的加工工序和加工时需要注意的问题

### 2.5.1 试件 HBRB1 的加工

试件 HBRB1 内芯采用 HW100×100 型钢, 属于常用型材, 易于购买。约束构件中的 U 型槽钢由于是非标准型钢且试验用量太小无法批量生产, 因此 U 型槽钢通过龙门刨切矩形钢管而得, 整个剖切过程不涉及热加工, 最大程度上减小了热加工引起的变形量, 便于控制加工精度。试件加工时首先对各个部件进行下料、平头等粗加工, 然后上刨床、铣床加工到需要尺寸, 最后对螺栓孔进行定位并钻孔, 其中 U 型槽钢要对端头进行切削并补强, 如图 2-15 所示, 以留出加劲肋的加工和变形空间。



图2-15 试件HBRB1U型槽钢端部加工图

部件加工完成后，进入组装焊接阶段，首先将 H 型钢、端板和夹板几何对中，通过全熔透焊接连接在一起，然后将加劲肋定位焊接在腹板两侧，完成内芯段的加工，如图 2-16 所示；H 型钢防屈曲支撑的约束构件是根据内芯的形状来确定的，首先将 U 型槽钢和盖板包裹在内芯外面，并在 U 形槽钢悬臂段和 H 型钢翼缘之间各塞 1.2mm 薄铁片以保证内芯和约束构件间的空隙为 1.5mm 左右，然后通过螺栓将 U 形槽钢、盖板、垫片和垫块等部件连接在一起，组成约束构件。约束构件两端的套箍最后进行组装，以便对约束构件端部进行加强，防止局部接触力过大造成约束构件端部的撕裂，约束构件组装如图 2-17 所示。



图2-16 试件HBRB1内芯段组装图



图2-17 试件HBRB1约束构件组装图

可以看出，试件 HBRB1 在整个加工过程中除了加劲肋和 H 型钢之间的连接需要采用焊接外，其余加工程序几乎不涉及热加工，因而各部件变形较小，尺寸偏差不大，加工精度也易于保证，另外，由于约束构件均通过高强螺栓拼装而成，因此试件 HBRB1 在构造上的最大优点是可实现约束构件的人工拆卸，方便震后防屈曲支撑的检测和更换。

### 2.5.2 试件 HBRB2 的加工

试件 HBRB2 在加工时工序与试件 HBRB1 大体相同，不同之处在于：

第一，U 型槽钢的端部处理方式不一样。为了给内芯预留足够的变形空间，HBRB1 切削的是 U 型槽钢的肢背而 HBRB2 切削的是 U 型槽钢的肢尖，这主要是由于加劲肋的布置方式不同引起的。

第二，组装顺序不一样。HBRB1 是先将加劲肋和内芯焊接在一起，然后再组装约束构件，因而 HBRB1 的约束构件是可以拆卸的；而 HBRB2 由于构造方面的原因，必须先将 U 型槽钢插入 H 型钢翼缘和腹板围成的凹槽内才能进行加劲肋和 H 型钢翼缘的焊接，如图 2-18 所示，这导致 HBRB2 的约束构件是不能拆卸的，必要时只能进行火焰切割。

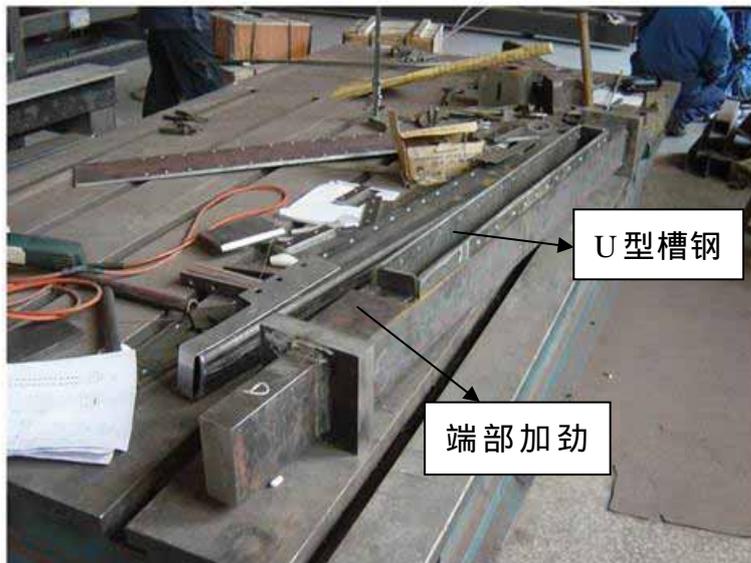


图2-18 试件HBRB2加劲肋和U形槽钢组装定位图

总体上看，试件 HBRB2 的约束构件对内芯的约束作用更强，但是由于构造方面的限制，其加工工序比试件 HBRB1 略显麻烦，而且约束构件也无法实现人工拆组，因此可以说二者各有利弊。

## 2.6 本章小结

本章主要对两种不同构造形式的新型 H 型钢防屈曲支撑 HBRB1 和 HBRB2 进行了构造和加工方面的对比介绍，并根据既有的理论研究成果对试验所用试件进行了支撑整体稳定、支撑局部稳定和内芯局部稳定等方面的设计验算。

1、试件 HBRB1 和试件 HBRB2 构造上最大的不同在于加劲肋的布置方式上，试件 HBRB1 的加劲肋布置在腹板两侧而试件 HBRB2 的加劲肋则由腹板部

位外移至翼缘肢尖。两者相比，试件 HBRB1 加工工序相对简单并且可以实现约束构件的人工拆组，试件 HBRB2 虽然加工上略显麻烦但却可以对内芯提供更为全面的约束，二者各有利弊。

2、根据既有的理论研究成果对试验所用试件进行了支撑整体稳定和支撑局部稳定的设计和验算。通过验算结果发现，新型 H 型钢防屈曲支撑在整体稳定方面并无明显优势，但是由于 H 型钢内芯截面发散式分布，有效减小了约束构件和支撑内芯之间的局部挤压力，因此此类支撑的局部稳定性能相对较好。

3、通过对 H 型钢内芯进行弹性屈曲和弹塑性屈曲验算，证实了由于相互嵌固作用的存在使 H 型钢腹板和翼缘的局部稳定性能大幅提高，完全可以保证内芯各板件在屈服之前不发生局部失稳破坏。

## 第 3 章 新型 H 型钢防屈曲支撑的试验研究

### 3.1 引言

本文第 2 章主要对两种不同形式的新型 H 型钢防屈曲支撑进行了构造设计、稳定性验算和加工介绍，本章将在此基础上对试件 HBRB1 和试件 HBRB2 进行拟静力试验以研究其各自的力学性能，然后通过试验结果和构件破坏形式的对比提出了新型 H 型钢防屈曲支撑构造上需要注意的问题。

### 3.2 材性试验

试验中采用的钢材等级名义上均为 Q235，但是由于成型工艺以及钢板厚度等方面的原因，实际上不同批次不同厚度的钢板其屈服强度存在很大的差异，而在工程应用中，防屈曲支撑的屈服力作为很重要的一项指标，通常是要受到比较严格的限制的，因此需要对加工防屈曲所用的各种钢材进行材料性能测试，以明确了解其力学性能。

材性试件的取样、尺寸、加工和试验方法均按照国家标准《金属材料室温拉伸试验方法》<sup>[44]</sup>中的相关规定进行。材性试件分别在 H 型钢翼缘、H 型钢腹板、盖板和矩形钢管（U 型槽钢通过剖切矩形钢管得到）上进行取样，取样材料和加工防屈曲支撑所用的材料均为同一批次产品，取样完成后均采用机械加工的方式加工试件到要求尺寸。所有材性试件的尺寸均按照比例系数  $k=5.65$  的比例试样进行取值，示意图如图 3-1 所示，具体尺寸详见表 3-1。材性试验采用万能试验机进行加载，加载速度分两段进行控制，以 6mm 为界，当材性试件两端相对位移小于 6mm 时，采用慢速加载，加载速度为 1mm/s，以准确测得试件的实际屈服力，自 6mm 至试件断裂，采用快速加载，加载速度为 10mm/s。根据以上标准测得的各取样材料的力学性能如表 3-2 所示。

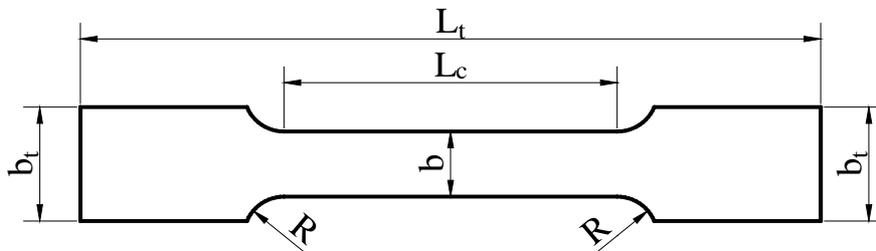


图3-1 材性试件尺寸示意图

表3-1 材性试件尺寸表

取样位置	厚度 (mm)	$L_t$ (mm)	$L_c$ (mm)	$b_t$ (mm)	$b$ (mm)	$R$ (mm)
腹板	5.5	225	100	35	15	25
翼缘	7	225	100	35	15	25
盖板	9.6	235	110	35	15	25
矩形管	7.5	225	100	35	15	25

表3-2 材性试件力学性能测试结果

取样位置	钢材牌号	$f_y$ (Mpa)	$f_u$ (Mpa)	$f_u / f_y$	伸长率 (%)
腹板	Q235	294	433	1.47	32.7
翼缘	Q235	283	427	1.51	31.7
盖板	Q235	265	432	1.63	36.3
矩形管	Q235	313	439	1.40	33.2

表中： $f_y$ 表示钢材的屈服强度， $f_u$ 表示钢材的极限强度， $f_u / f_y$ 定义为钢材的强屈比。

根据材性试验结果结合 H 型钢横截面尺寸实测值，可以得到 H 型钢防屈曲支撑屈服力理论值为 565kN。

### 3.3 试件 HBRB1 的试验研究

#### 3.3.1 试验加载制度



图 3-2 试件 HBRB1 试验装置

试件 HBRB1 试验加载装置为哈尔滨工业大学结构与抗震实验中心 2500KN MTS TestStar 型电液伺服试验机，如图 3-2 所示，试件底部固结，作动器在顶部对其进行轴向加载。荷载—位移曲线中，支撑轴向力利用 MTS 机自带的力传感器采集，而位移数据则通过布置在内芯强轴两侧的拉线位移计采集。加载过程分两段进行：

1、弹性阶段：本阶段采用力控制加载，加载幅值为  $\pm 250kN$ ，加载速度为  $5kN/s$ ，拉压循环加载四周，先拉后压，以测试防屈曲支撑的弹性刚度并检测测量仪器是否正常工作；

2、塑性加载阶段：本阶段内采用位移控制加载，加载速度为  $0.3mm/s$ ，支撑首先承受压向荷载，具体加载数据见表 3-3。

表 3-3 HBRB1 试验加载制度

加载步	应变值 (%)	层间位移角	循环周数 (圈)	位移幅值 (mm)
1	0.4	1/250	2	4.2
2	0.6	1/167	2	6.3
3	0.8	1/125	2	8.4
4	1	1/100	2	10.5
5	1.2	1/83	2	12.6
6	1.4	1/71	6	14.7
7	1.6	1/63	2	16.8
8	1.8	1/56	2	18.9
9	2	1/50	2	21
10	2.2	1/45	2	23.1
11	2.4	1/42	2	25.2
12	2.6	1/38	2	27.3
13	2.8	1/36	—	29.4

根据 Iwata 等人的研究<sup>[14]</sup>，当防屈曲支撑内芯应变达到 1.4% 时，对应的框架结构层间位移角为 1/70，而规范中规定高层钢结构在大震作用下层间位移角限值为 1/70，因此在此处循环 6 圈，以测试其性能。防屈曲支撑在地震作用下内芯应变多集中在 1%-2% 之间，常用的加载制度应使内芯最大应变达到 3%，但试件 HBRB1 在制作过程中由于加工误差等原因，变形空间无法满足 3% 的要求，因此选择 2.8% 作为应变幅值上限，在此应变幅值下循环加载直至试件破坏。

### 3.3.2 试验结果和性能分析

#### (1) 试验滞回曲线

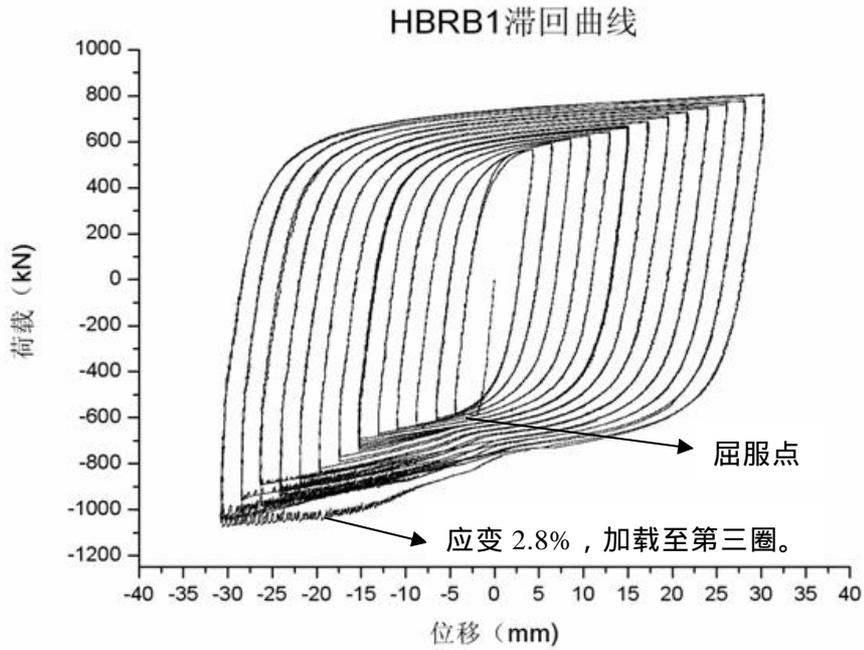


图 3-3 HBRB1 试验中断前滞回曲线

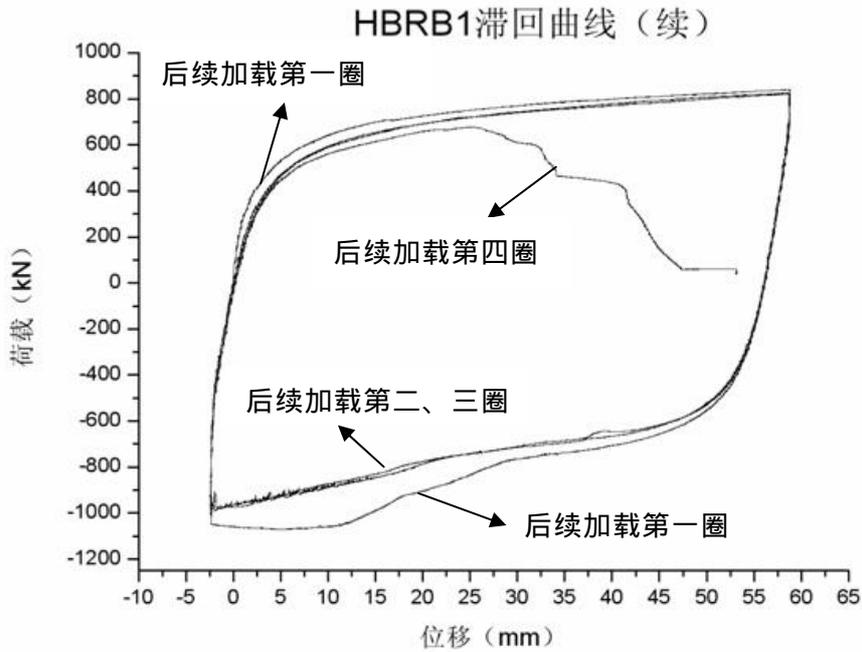


图 3-4 HBRB1 后续加载滞回曲线

试验过程中，由于 MTS 试验机工作时间过长，液压油温度过高，导致加载

系统报警自动停止工作,因此试件 HBRB1 在应变值为 2.8%处加载至第三圈时,试验被迫中断。试验中断后松开 MTS 机夹具,将试件上的加载力卸至 0kN,在第二阶段的加载中以力的零点为初始加载点,采用不均匀加载制度,以保证内芯的位移幅值与中断前一致。试件在整个试验过程中没有发现整体失稳破坏,但在应变为 2.8%处循环至第三圈时,发现了应变强化现象,如图 3-3 所示,可惜的是此时试验中断,试验重新开始后,后续加载第一圈中仍有刚度强化现象发生,但之后强化现象消失直至试件被拉断,如图 3-4 所示。

整体上来看,HBRB1在内芯应变达到2.8%之前,滞回曲线饱满,力学性能比较稳定,相同位移幅值下滞回曲线几乎重合,未发现明显的刚度强化和退化。在应变达到2.8%之后的循环加载中,试件性能变得不稳定,出现刚度强化并最终破坏,具体的破坏情况和失效机理分析将在后续章节中详细分析。

## (2) 弹性阶段刚度

如前文所述,试验过程中在弹性阶段采用力控制进行加载,目的是为了测试防屈曲支撑的弹性阶段刚度。试验结束后利用 Origin 软件对测得数据进行线性回归,得到如图 3-5 所示直线,弹性刚度实测值为 405.6kN/mm。

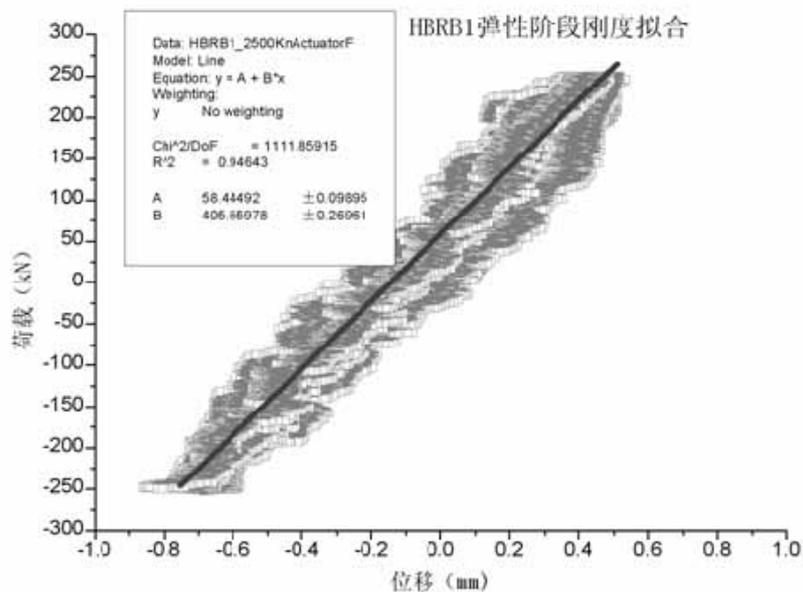


图3-5 HBRB1弹性刚度拟合曲线

防屈曲支撑弹性刚度理论值计算时要考虑端部加强区域和内芯屈服段串联作用的影响,计算公式如下<sup>[32]</sup>:

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} \quad (3-1)$$

$$K_1 = \frac{EA_1}{l_1} \quad (3-2)$$

$$K_2 = \frac{EA_2}{l_2} \quad (3-3)$$

式中  $K$  为防屈曲支撑弹性阶段刚度的理论值,  $K_1$  为内芯屈服段弹性刚度理论值,  $l_1$  和  $A_1$  分别为内芯屈服段的长度和横截面积,  $K_2$  为端部加强区域弹性刚度理论值,  $l_2$  和  $A_2$  分别为支撑端部加强区的总长度和横截面积。

H 型钢防屈曲支撑内芯屈服段长度为 1050mm, 横截面积为 1968 mm<sup>2</sup>, 端部加强区总长度为 210mm, 横截面积为 4368 mm<sup>2</sup>, 由此可以算得试件 HBRB1 各段刚度为  $K_1 = 393.6\text{kN/mm}$ ,  $K_2 = 4368\text{kN/mm}$ ,  $K = 361.1\text{kN/mm}$ 。试件 HBRB1

弹性阶段刚度实测值与理论值误差 =  $\frac{405.6 - 361.1}{361.1} \approx 0.12$ 。

从试件 HBRB1 弹性阶段刚度分析结果来看存在以下两个问题: 第一, 如图 3-4 所示, 刚度拟合所用数据线性度不是非常理想, 数据点分布相对发散; 第二, 弹性刚度理论值和实测值相差较大, 达到 12%。具体原因本文将结合试件 HBRB2 试验结果一起分析。

### (3) 屈服力

由材性试验结果预估防屈曲支撑的屈服力为 565kN 左右, 根据图 3-3 取滞回曲线中第一次发生刚度突变的点作为屈服点, 得到屈服力为 548kN, 试件 HBRB1 屈服力实测值与理论值误差 =  $\frac{|548 - 565|}{565} \approx 0.03$ , 屈服力分析结果比较理想。

### (4) 延性分析

防屈曲支撑延性越好, 表示其变形能力越强。防屈曲支撑的延性主要通过延性系数和累积塑性延性系数来衡量。

延性系数作为衡量防屈曲支撑极限变形能力的重要参数, 是指在试件没有出现明显的强度退化的前提下, 内芯所能承受的最大轴向位移和屈服位移的比值, 计算公式为:

$$\mu = \frac{\delta_{\max}}{\delta_y} \quad (3-4)$$

式中  $\delta_{\max}$  为支撑内芯的最大轴向位移,  $\delta_y$  为支撑内芯的屈服位移。

根据理论计算，试件 HBRB1 屈服位移为 1.57mm，试件未发生强度退化所承受的最大轴向变形为 29.4mm，则：

$$\mu = \frac{\delta_{\max}}{\delta_y} = \frac{29.4}{1.57} \approx 18.7$$

累积塑性延性系数（CPD）是衡量防屈曲支撑累积塑性变形能力的重要指标，其计算公式为：

$$CPD = \sum \left[ 2 \left( |\delta_{t\max}|_i + |\delta_{c\max}|_i \right) / \delta_y - 4 \right] \quad (3-5)$$

式中  $|\delta_{t\max}|_i$  和  $|\delta_{c\max}|_i$  为第  $i$  个滞回圈最大正向位移和最大负向位移的绝对值， $\delta_y$  为防屈曲支撑内芯屈服位移理论值。

美国《建筑钢结构抗震设计规程》<sup>[45]</sup>规定：合格的防屈曲支撑受压强度提高系数不能超过 1.3，累积塑性延性系数不得小于 200。经计算，试件 HBRB1 在未发生刚度强化之前的累积塑性延性系数为 1088，受压强度提高系数 1.29，均满足相应要求。

通过以上计算可以发现，HBRB1 虽然在最后阶段出现较为严重的刚度强化现象，但在刚度强化之前累积塑性变形能力还是比较优异的。

### （5）耗能分析

防屈曲支撑作为一种金属阻尼器，耗能能力是评价其性能好坏的重要力学指标。本节将利用耗能系数和耗能比对试件 HBRB1 进行耗能能力分析。

耗能系数，又称能量耗散系数，是指在一个加载循环内防屈曲支撑由于阻尼作用所耗散的能量与最大位移处支撑应变能的比值，结合图 3-6，耗能系数  $\varphi$  的计算公式为<sup>[46]</sup>：

$$\varphi = \frac{S_{\square ABCD}}{S_{\triangle OAF} + S_{\triangle OCE}} \quad (3-6)$$

式中： $S_{\square ABCD}$  为滞回圈所包围的面积，对应防屈曲支撑一个加载循环中所耗散的能量， $S_{\triangle OAF} + S_{\triangle OCE}$  为图中所示两个三角形的面积，对应防屈曲支撑位移幅值处的应变能。

耗能比是用来反应耗能构件耗能效率的有效参数。当构件在整个加载过程中完全处于弹性范围内时，构件不耗能，对应的耗能比为 0，当构件为摩擦形阻尼器时，在其工作过程中可以将外界输入的能量完全耗散掉，因此其耗能比近似为 1，防屈曲支撑的耗能能力介于二者之间，耗能比越大说明试件的耗能效率越高。根据图 3-6，耗能比  $\varphi$  的计算公式为：

$$\phi = \frac{S_{\square ABCD}}{S_{\square AGCH}} \quad (3-7)$$

式中  $S_{\square AGCH}$  为矩形  $\square AGCH$  所围成的面积。

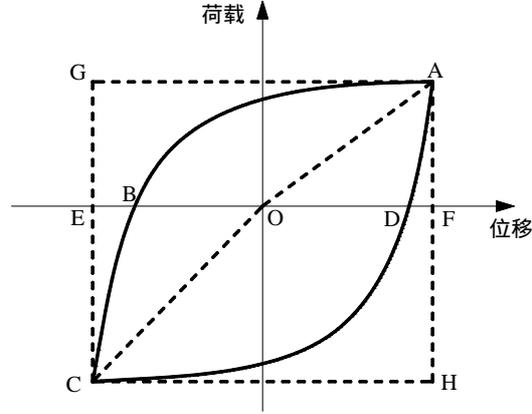


图3-6 滞回曲线示意图

对试件 HBRB1 取应变幅值为 2.8% 的滞回圈进行耗能系数的计算。其间，利用面积相等原则，将试验所得滞回曲线等效为双线性模型，求得滞回圈所包围的面积为  $81 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ，支撑位移幅值处对应的应变能为  $28 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ，矩形  $\square AGCH$  面积为  $130.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 。则根据式 (3-6) 和式 (3-7) 可求得试件 HBRB1 的耗能系数和耗能比分别为 2.89 和 0.62。

## (6) 疲劳分析

根据马宁等人的研究成果<sup>[27]</sup>，防屈曲支撑的疲劳寿命由内芯最大局部应变决定。试验位移控制加载时所采用的内芯应变为平均应变值，试件在受拉时，可以近似认为内芯各点处的真实应变值与平均应变值相同，但是在试件受压时，内芯除了有轴向的压缩变形外还伴随有局部屈曲产生的弯曲变形，二者叠加得结果才是材料的真实应变值。在此基础上，可求得内芯在拉压作用下的最大局部应变为：

$$\Delta\varepsilon = \varepsilon_{\max+} - \varepsilon_{\max-} = \varepsilon + (\varepsilon + \varepsilon_w) = 2\varepsilon + \varepsilon_w = 2\varepsilon + \left( \delta - \frac{\nu t_c \varepsilon}{2} \right) \cdot \frac{t_c}{2} \cdot \frac{P}{E_t I} \quad (3-8)$$

式中， $\varepsilon_{\max+}$  为内芯受拉时最大应变， $\varepsilon_{\max-}$  为内芯受压时局部最大应变， $\varepsilon$  为内芯平均应变， $\varepsilon_w$  为内芯受压时由于局部屈曲产生的弯曲应变， $\delta$  为防屈曲支撑内芯和约束构件之间的间隙， $t_c$  为内芯板件的厚度， $\nu$  为材料的泊松比， $P$  为支撑承受的轴向荷载， $E_t I$  为内芯抗弯刚度，其中  $E_t$  为钢材屈服后模量。

防屈曲支撑通过内芯反复屈服进行耗能，其工作过程属于典型的低周疲劳问题。对于 Q235 钢材，疲劳寿命表达式可采用下式：

$$\Delta\varepsilon = 0.0066 \cdot (N)^{-0.071} + 0.549 \cdot (N)^{-0.4907} \quad (3-9)$$

当防屈曲支撑在不同应变幅值下做拉压循环加载时，可以认为试件在各级加载历程下造成的损伤是可以逐渐累积的，根据 Manson-Coffin 模型，假设防屈曲支撑有  $l$  个不同应变幅值的加载历程，第  $i$  个加载历程下支撑的疲劳寿命为  $N_i$ ，第  $i$  个加载历程下的实际循环圈数为  $n_i$ ，则损伤判别的数值表达式为：

$$D = \sum_{i=1}^l \frac{n_i}{N_i} = 1 \quad (3-10)$$

当根据式 (3-10) 求得的  $D$  值小于 1 时，表示试件不会发生疲劳破坏，而当计算得到的  $D$  值大于 1 时，说明试件因达到疲劳极限而发生破坏。通过式 (3-8) 可以看出，当内芯的应变幅值相同时，间隙值和内芯板件的厚度对支撑的疲劳寿命有着直接的影响，间隙值越大、内芯板件越薄，试件的疲劳寿命越短。对于试件 HBRB1 来讲，在间隙值相差不大的前提下，由于腹板较薄，所以疲劳分析时以 H 型钢腹板为研究对象，根据之前的加载制度可以得到试件 HBRB1 的疲劳计算结果如表 3-4 所示：

表 3-4 试件 HBRB1 疲劳计算结果

内芯平均应变	最大局部应变	理论循环圈数	实际循环圈数	D值
0.004	0.0083	>10000	2	<0.0002
0.006	0.0123	4683	2	0.0004
0.008	0.0163	2232	2	0.0009
0.01	0.0204	1276	2	0.0016
0.012	0.0244	828	2	0.0024
0.014	0.0284	579	6	0.01
0.016	0.0324	427	2	0.0047
0.018	0.0364	327	2	0.0061
0.02	0.0404	258	2	0.0078
0.022	0.0444	209	2	0.0096
0.024	0.0484	173	2	0.012
0.026	0.0524	145	2	0.014
0.028	0.0564	123	2	0.016
——	0.226	6	4	0.67
合计				0.76

试验完成后通过测量内芯横向变形反推得到内芯受压时纵向最大应变为 0.194，加上试件受拉最大应变 0.028 以及附加弯曲应变 0.004（由式 3-8 算得）最终得到表中最后一列的相应数据，具体测量数据本文在试件 HBRB1 的破坏原因分析中有详细介绍。

通过计算结果可以发现，局部变形过于集中对试件的疲劳性能是非常不利的。另外，试件疲劳性能试验值与理论值有一定差别，主要原因在于：理论公式推导时以一字内芯为研究对象，采用的位移曲线为一阶正弦波，波长即为内芯的屈曲波长，而对于新型 H 型钢防屈曲支撑，内芯不仅有整体屈曲还有板件的局部屈曲，单纯采用一阶正弦波无法准确描述其变形特性，而且各板件的屈曲波长与内芯的整体屈曲波长也存在很大差异，因此若想求得准确的疲劳寿命，以后的研究工作应集中在 H 型钢各板件屈曲波长的精确求解方面。

### 3.3.3 试件破坏原因分析

试验完成后观察试件，发现在试件底部发生比较严重的局部鼓曲破坏，破坏情况如图 3-7 所示。



图3-7 试件HBRB1底部局部鼓曲破坏



图3-8 试件HBRB1内芯断裂

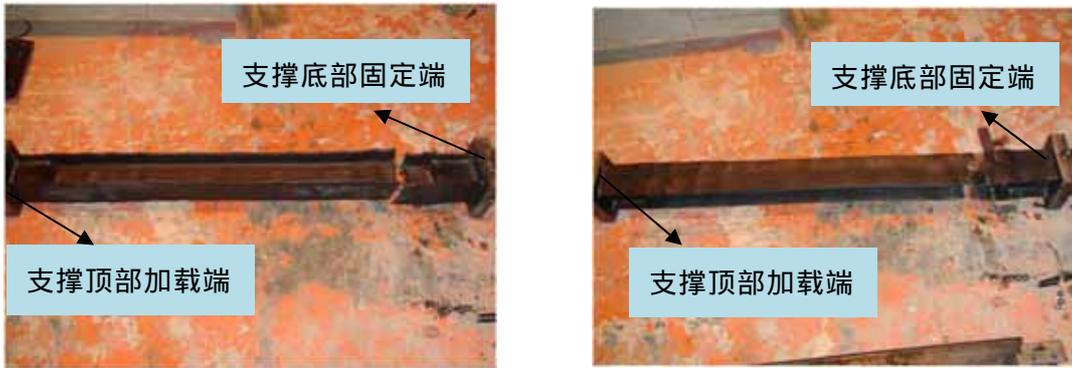


图3-9 HBRB1内芯破坏整体效果图

当拆除约束构件以后，内芯破坏情况如图 3-8、图 3-9 所示，有以下几点值得注意：

(1) 破坏位置：H 型钢内芯在靠近底部加强区部位全截面断裂，断裂发生在波峰位置处。

(2) 局部变形：防屈曲支撑内芯整体变形不均匀，两端有严重的局部屈曲变形而中间段变形不明显，并且 H 型钢腹板在靠近底部加强区部位有特别明显的摩擦划痕。如表 3-5 所示，通过测量发现，内芯底部断裂区翼缘横向应变达到 9.7%，而顶部翼缘局部横向应变达到 5.4%，假设钢材塑性泊松比为 0.5，则根据泊松效应的定义可以反推得到 H 型钢内芯底部和顶部的局部纵向应变将分别达到 19.4% 和 10.8%，正是由于内芯局部变形过于集中才导致约束构件发生局部鼓曲。

表 3-5 试件 HBRB1 局部应变计算

测量位置	原始宽度(mm)	变形后宽度(mm)	横向应变
底部翼缘	100.6	110.4	9.7%
顶部翼缘	100.6	106	5.4%

(3) 约束构件：HBRB1 在设计时限位方式为底部一端限位，变形空间预留在内芯上端。限位原理为：约束构件由于自重作用下落直至与加劲肋端部接触，底部加劲肋承受约束构件的重量并限制其下落，以达到限位目的。试验完成后发现约束构件整体上移并被卡住，导致防屈曲支撑内芯和约束构件之间无法自由地相对滑动。通过之前的验算可以看到，HBRB1 的整体稳定和局部稳定均满足相应要求，试件之所以发生上述形式的破坏，主要是构造方面存在问题，图 3-10 为 HBRB1 的构造简图，如图所示，支撑在顶部加劲肋端部预留有 40mm 变形空间，在这个范围内腹板两侧是没有约束构件约束的，所有的破坏均源自于这一区域。

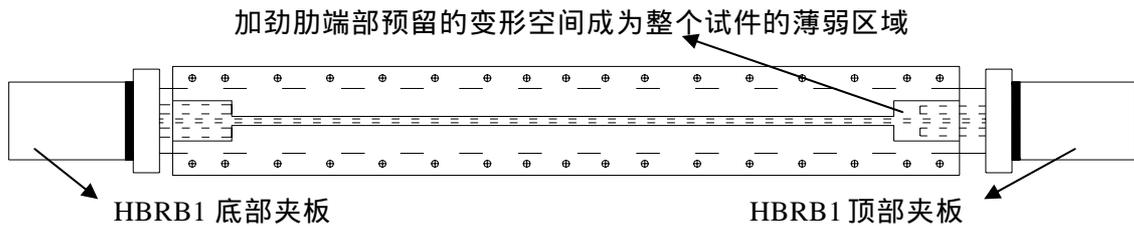


图3-10 HBRB1破坏机理分析简图

通过之前的验算可以看到，HBRB1 的整体稳定和局部稳定均满足相应要求，试件之所以发生上述形式的破坏，主要是构造方面存在问题，图 3-10 为 HBRB1 的构造简图，如图所示，支撑在顶部加劲肋端部预留有 40mm 变形空间，在这个范围内腹板两侧是没有约束构件约束的，所有的破坏均源自于这一区域。

当内芯应变值较小时，腹板由于两侧翼缘的约束作用不会发生较大的局部变形，内芯和约束构件能够自由地相对滑动，支撑性能稳定，滞回曲线饱满，随着内芯轴向应变的逐渐增大，薄弱区域腹板产生局部变形，受压力作用时，带有局部变形的腹板和约束构件接触并产生较大的局部摩擦力，而在之后的拉力作用下由于支撑受压屈曲部位无法完全拉直，而且采用底部限位的防屈曲支撑顶部摩擦通常比底部要大，所以在循环荷载作用下，约束构件会被内芯带着逐步向上窜动，而使试件的薄弱区从顶部逐渐转移到底部，导致支撑的变形主要集中在上下两个端部。当内芯应变进一步增大时，由于约束构件已经上移并被卡住，这时薄弱区域主要位于支撑底部，所以底部的变形量相比较顶部还要更大一些。当本来需要整个内芯屈服段分担的变形量只由端部区域承受时，横向泊松效应产生的局部挤压力将是非常巨大的，从而导致约束构件局部鼓曲，支撑失效。

## 3.4 试件 HBRB2 的试验研究

### 3.4.1 试验加载制度



图 3-11 试件 HBRB2 试验装置

试件 HBRB2 的加载装置与试件 HBRB1 相同，如图 3-11 所示，之前曾经提到过由于加工误差，试件 HBRB1 在试验过程中内芯应变未能按要求加载至 3%，所以试件 HBRB2 对此作了针对性改进，以满足加载要求。HBRB2 试验加载过程仍分两阶段进行：

1、弹性阶段采用力控制加载，先拉后压，加载幅值由  $\pm 250\text{kN}$  提升至  $\pm 300\text{kN}$ ，加载速度为  $5\text{kN/s}$ ，循环加载四周。

2、塑性阶段加载制度与 HBRB1 大体相同，加载速度为  $0.5\text{mm/s}$ ，最大加载位移由  $29.4\text{mm}$  提升至  $31.5\text{mm}$ ，对应内芯应变值为 3%。

### 3.4.2 试验结果和性能分析

#### (1) 试验滞回曲线

试件 HBRB2 的荷载—位移曲线如图 3-12 所示，由滞回曲线可以看到，试件 HBRB2 在应变达到 3% 之前，滞回曲线饱满稳定，没有异常现象出现。在应变达到 3% 之后，加载第一圈便出现明显的刚度强化现象，加载到第二圈和第三圈时，刚度强化现象有所减弱，并且在第三圈受拉时试件已经出现强度退化现象，最终在第四圈由压转拉的过程中试件发生断裂破坏。

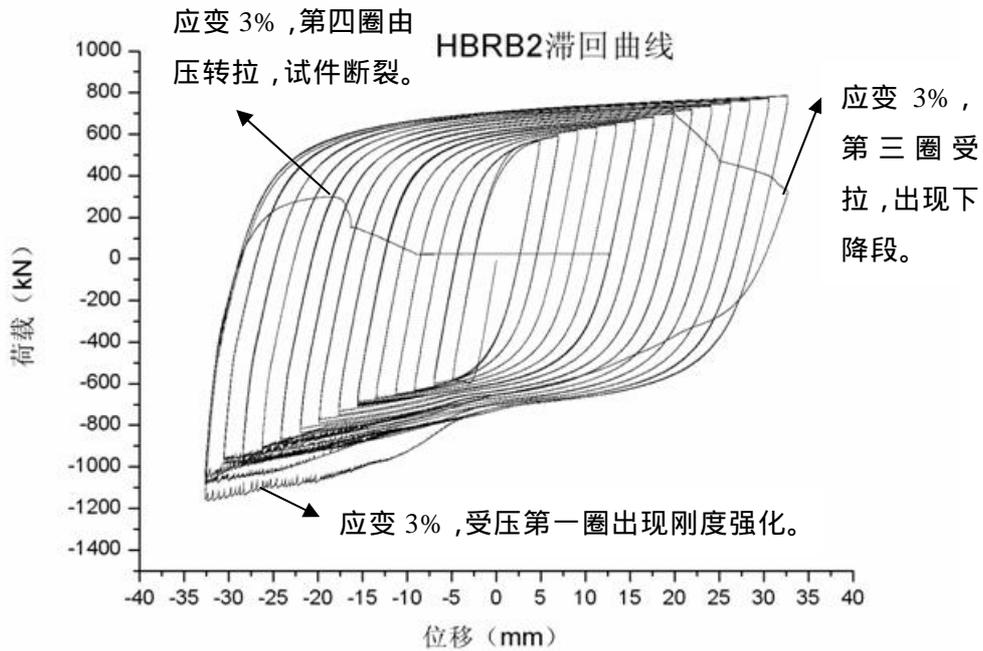


图 3-12 HRRB2 滞回曲线

(2) 弹性阶段刚度

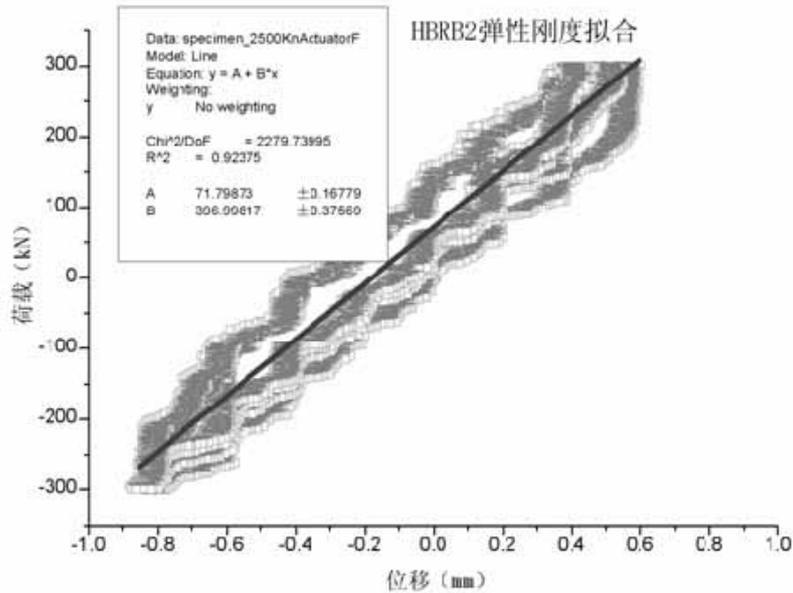


图 3-13 HRRB2 弹性刚度拟合曲线

试验完成后，同样对试件 HRRB2 弹性加载阶段的数据进行线性拟合，得到如图 3-13 所示的直线，回归结果显示，试件 HRRB2 弹性阶段刚度的实测值为 397kN/mm。

试件 HRRB2 内芯屈服段长度为 1050mm，横截面积为 1968 mm<sup>2</sup>，支撑两

端加强段总长度为 300mm，横截面积为 4368 mm<sup>2</sup>，则根据式 (3-1) 至式 (3-3) 可求得试件 HBRB2 内芯屈服段弹性刚度理论值  $K_1 = 393.6\text{kN/mm}$ ，端部加强区域弹性刚度理论值  $K_2 = 3058\text{kN/mm}$ ，试件 HBRB2 弹性阶段刚度理论值  $K = 349\text{kN/mm}$ 。可以算得试件 HBRB2 弹性阶段刚度实测值与理论值误差  $= \frac{397 - 349}{349} \approx 0.14$ 。

试件 HBRB1 和试件 HBRB2 在进行弹性阶段刚度分析时存在两个共同的问题：第一，拉线位移计采集的数据线性度不好，离散性较大；第二，弹性阶段刚度实测值比理论值均有较大幅值的提高。

对于第一个问题，主要原因在于数据采集仪器拉线位移计受噪声影响较大，尤其是弹性加载阶段，由于试件两端的相对位移较小，这一影响格外明显，反映在荷载—位移曲线上就是各数据点分布较为离散，线性度不好。图 3-14 和图 3-15 为根据 MTS 机自测的力和位移数据得到的荷载—位移曲线，可以看出，试件 HBRB1 和 HBRB2 在弹性阶段的线性度是非常好的，然而由于 MTS 机测得的位移数据中不仅包括试件两端的相对位移还掺有加载立柱受压时产生的附加位移，因此无法直接使用 MTS 机数据来计算试件弹性阶段刚度。通过将图 3-14、图 3-15 与图 3-5、图 3-13 对比，可以进一步验证拉线位移计所测数据比较发散确实是由于噪声引起的，而非试件质量问题。

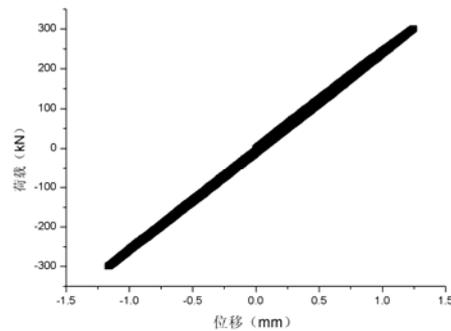
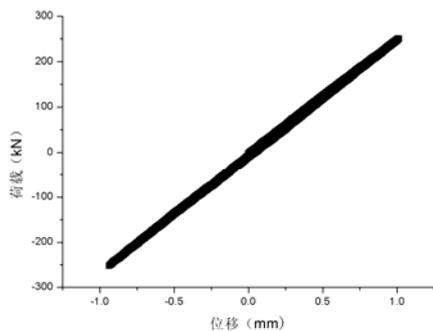


图 3-14 试件 HBRB1 由 MTS 机采集的数据 图 3-15 试件 HBRB2 由 MTS 机采集的数据

对于第二个问题，主要有以下两方面原因：首先，如前文所说，由于受干扰较大，拉线位移计所测数据存在较大误差，因此线性回归得到的实测值与真实值必然有一定差别；其次，内芯 H 型钢翼缘存在厚度不均匀现象，导致内芯横截面积不容易准确测量，而横截面积的大小直接影响支撑弹性阶段刚度理论值的大小，两次试验结果实测值均比理论值要大，很有可能是内芯横截面积计算值偏小造成的。

### (3) 屈服力

HBRB2 和 HBRB1 内芯截面形式相同，因此屈服力理论值应保持一致为 565kN，根据图 3-12 取滞回曲线中第一次发生明显刚度突变的点作为屈服点，得到屈服力为 594kN，误差 =  $\frac{594-565}{565} \approx 0.05$ ，可见屈服力的实测值和理论值吻合的比较好。

### (4) 延性分析

与 HBRB1 相同，本小节仍将采用延性系数和累积塑性延性系数两个指标来分析 HBRB2 的变形能力。

根据理论计算，HBRB2 的屈服位移为 1.62mm，试件最大加载位移为 31.5mm，则延性系数：

$$\mu = \frac{\delta_{\max}}{\delta_y} = \frac{31.5}{1.62} = 19.4$$

根据式 (3-5)，计算得到 HBRB2 的累积塑性延性系数为 1325。在应变达到 3% 之前，HBRB2 受压强度提高系数为 1.25，在应变达到 3% 以后，HBRB2 滞回曲线出现刚度强化，力学性能已经不稳定，不能继续使用。

### (5) 耗能分析

试件 HBRB2 的耗能分析过程与试件 HBRB1 相同，同样取应变幅值为 2.8% 的滞回圈进行耗能系数和耗能比的计算。利用面积相等原则，将试验所得滞回曲线等效为双线性模型后求得滞回圈所包围的面积为 76.2 kN·m，防屈曲支撑在位移最大处对应的应变能为 26.3 kN·m，矩形 □AGCH 面积为 122.5 kN·m，则根据式 (3-6) 和式 (3-7) 可求得试件 HBRB2 的耗能系数和耗能比分别为 2.90 和 0.62。将试件 HBRB2 和试件 HBRB1 的计算结果进行对比可以发现，二者的耗能系数和耗能比均相差不大，说明 H 型钢防屈曲支撑耗能能力和耗能效率都比较稳定

#### 3.4.3 试件破坏原因分析

试验完成后观察试件，发现试件底部 H 型钢内芯和加劲肋连接焊缝被撕裂，H 型钢翼缘发生严重局部屈曲，约束构件有轻微鼓曲现象发生，从整体上看，支撑的上下两个端部有明显的转动，而且底部转角更为明显，具体破坏情况如图 3-16 所示。



图 3-16 HBRB2 底部破坏

当约束构件拆除以后，内芯破坏情况如图 3-17 至 3-19 所示。虽然在宏观上，试件 HBRB1 和试件 HBRB2 均是由于发生局部屈曲破坏而导致支撑失效，但是通过对试件破坏形式进行对比分析可以发现二者的失效机理存在明显的差别：

从断裂位置上看，HBRB1 断裂截面位于加劲肋加强区之外，而 HBRB2 的断裂截面如图 3-17 所示，位于加劲肋加强区之内。通过这一现象可以说明试件 HBRB2 端部加劲肋和内芯的连接焊缝最先发生破坏然后内芯才被拉断，即支撑加强区先于约束构件失效。

从破坏形式上看，HBRB1 的破坏主要是由于约束构件存在薄弱区域，内芯变形过于集中，导致约束构件局部鼓曲失效。而试件 HBRB2 由于约束构件对内芯的约束更加全面，因此内芯在整个长度范围内变形都比较均匀，试件破坏主要集中在端部加劲肋和 H 型钢翼缘的连接焊缝处，同时伴随有端部的转角，这在试件 HBRB1 上是未曾发现的。



图 3-17 HBRB2 内芯底部断裂



图 3-18 HBRB2 内芯顶部破坏



图 3-19 HBRB2 内芯两端转角



图 3-20 支撑端部无约束段示意图

HBRB2 之所以发生 H 型钢翼缘的局部屈曲和支撑端部的转动,主要原因在于连接加劲肋和 H 型钢翼缘的焊缝撕裂后,本来作为一个整体受力的 H 型钢内芯和加劲肋成为独立构件,抗屈曲能力大大减弱。当支撑的约束构件在摩擦力作用下上移后,支撑两端都会存在没有约束构件约束的区域(为内芯变形而预留的空间),如图 3-20 所示,一旦 H 型钢和加劲肋独自受力,这个区域将是

整个试件的薄弱区,极易发生屈曲并且得不到约束,正是由于这个原因,HBRB2内芯翼缘才会发生如此严重的局部屈曲并在端部发生转动,导致整个支撑失效。

试件加工时,焊接坡口开在加劲肋上,由于坡口开的太大,伤及母材,所以较难保证焊接质量,最终导致试件发生上述形式的破坏。相比HBRB1,HBRB2在应变达到3%以前,各项性能指标更为优异,说明HBRB2的构造形式是可靠的,只是在试件加工时要注意工序并控制好加工质量。本文下一章将采用有限元模拟的方式进一步验证HBRB2构造形式的可靠性。

通过将试件HBRB1和试件HBRB2的试验结果及破坏形式进行对比可以得到如下结论:

对于新型H型钢防屈曲支撑,加劲肋的布置方式很重要:加劲肋贴在腹板两侧会发生类似HBRB1形式的破坏;如果将加劲肋贴在翼缘两侧,腹板的约束能够得到保证,但是为了预留内芯的变形空间,翼缘方向必然会出现无约束的薄弱段,同样会导致变形集中和局部屈曲破坏。因此新型H型钢内芯防屈曲支撑端部加劲肋布置时应该力求在加强区域内不改变H型钢原有的横截面形状,以保证约束构件在整个支撑长度范围内都尽可能地约束住H型钢的腹板和翼缘,不出现约束的薄弱段。

### 3.5 本章小结

本章主要针对两种不同构造形式的新型H型钢防屈曲支撑进行了试验研究,给出了试验结果、进行了相关性能指标的计算、分析了试件破坏的原因并提出了需要注意的问题。

1、试验结果表明,试件HBRB1在内芯应变达到2.8%之前滞回曲线饱满、力学性能稳定,然而由于构造上约束构件存在约束的薄弱区,因此在大应变幅值加载下,内芯变形主要集中在支撑两端,引起约束构件的局部鼓曲,最终导致支撑失效。

2、试件HBRB2的构造形式保证了其约束构件对内芯的约束更加全面,因而从试验结果上看,试件HBRB2的累积塑性延性系数和受压强化系数等力学指标均优于试件HBRB1,然而由于加劲肋和H型钢内芯连接焊缝撕裂,加强区无法继续作为一个整体共同受力,因此最终导致支撑端部转动并发生局部屈曲破坏。通过分析认为,HBRB2的构造形式是可靠的,焊缝之所以撕裂是因为加工方面的原因。

3、通过将试件HBRB1和试件HBRB2的试验结果及破坏形式进行对比后发现,对于新型H型钢防屈曲支撑,加劲肋的布置方式非常重要:端部加劲肋布置时应该力求在加强区域内不改变H型钢原有的横截面形状,以保证约束构

件在整个支撑长度范围内都尽可能地约束住 H 型钢的腹板和翼缘，不出现约束的薄弱段。

## 第 4 章 新型 H 型钢防屈曲支撑有限元分析

### 4.1 引言

本文上一章对试件 HBRB2 进行试验研究时，由于加劲肋与 H 型钢翼缘连接焊缝撕裂，导致试验结果并未完全达到预期效果。本章将以 HBRB2 的构造形式建立有限元模型并进行数值模拟计算，以验证试件 HBRB2 构造形式的可靠性，然后对新型 H 型钢防屈曲支撑进行参数分析，进一步了解其力学性能。

H 型钢防屈曲支撑在数值模拟分析中涉及材料非线性、几何非线性和接触非线性等一系列问题，尤其在受压时，支撑内芯和约束构件的接触点随着屈曲波形的变化而不断变化，属于严重的接触非线性，会导致整个计算过程的收敛难度大大增加。由于 ABAQUS 求解非线性问题的功能比较强大，因此本章将采用 ABAQUS 对新型 H 型钢防屈曲支撑进行数值模拟分析。

### 4.2 新型 H 型钢防屈曲支撑有限元模型的建立

#### 4.2.1 分析模块和材料本构的选取

新型 H 型钢防屈曲支撑在试验时，加载制度为拟静力加载，因此有限元模拟中，采用 Standard 模块对支撑进行静力分析<sup>[47]</sup>。模拟中假设钢材为理想弹塑性材料，采用双线性本构关系，如图 4-1 所示，钢材弹性阶段弹性模量  $E_t = 2.1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ ，泊松比取 0.3，材料进入塑性以后，取  $E_2 = 0.03E_t$ 。由于金属材料的屈服对静水压力不敏感，主要由剪切应力控制，因此根据陈惠发等人的理论，采用 VonMises 屈服准则和随动强化准则对钢材进行塑性模拟<sup>[48]</sup>。

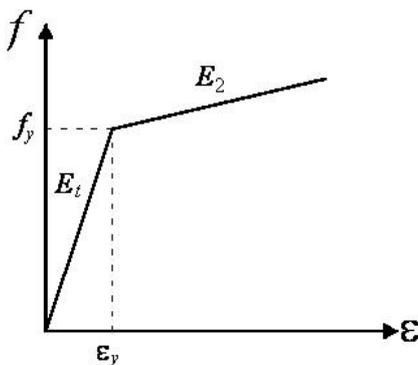


图 4-1 钢材本构关系

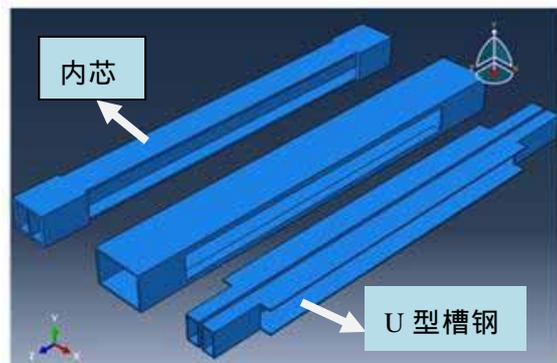


图 4-2 有限元建模部件

## 4.2.2 构件间相互作用的选取

为了方便网格划分和减少计算量，在模拟过程中将 H 型钢防屈曲支撑分成三个部件进行建模：内芯和 U 型槽钢分别作为单独的部件建模，盖板和垫板作为一个整体一起建模，如图 4-2 所示。本小节将主要介绍三个部件之间相互作用的选取。

U 型槽钢和垫板之间通过绑定约束连接在一起，组成最终的约束构件。由于垫板刚度较大，因此选择垫板作为绑定约束的主面而 U 型槽钢对应面为绑定约束的从面。整个分析过程中绑定在一起的两个面不再分开，且不再考虑从面节点的自由度，也不需要判断从面节点的接触状态，可以使计算时间大大缩短。

内芯和约束构件之间通过定义接触对来建立二者之间的接触关系。接触对中选择刚度较大、网格划分较粗的接触面作为主面，从整体上看约束构件刚度更大，所以选择位于约束构件上的接触面为主面而位于内芯上的接触面为从面。在 ABAQUS/Standard 模块中，有两种接触公式来描述两个接触面的相对滑动：有限滑移和小滑移。有限滑移中两个接触面之间可以有任意的相对滑动，而小滑移两个接触面之间只有很小的相对滑动，滑动量的大小只是单元尺寸的一小部分<sup>[49]</sup>。H 型钢防屈曲支撑模拟计算时，最大承受 3% 的轴向应变，变形量相对单元尺寸较大，因此选择有限滑移理论来计算内芯和约束构件之间的接触。

数值模拟中，内芯和约束构件之间的摩擦作用在接触属性中定义。接触属性包括两部分：接触面之间的法向作用和切向作用。法向作用用来确定接触面之间的接触关系，系统默认的关系是硬接触，即接触面之间能够传递的接触力大小不受限制，当接触压力为 0 或者负值时，接触对中的两个接触面就会分离并且去掉相应节点上的接触约束<sup>[49]</sup>，这些工作主要由计算机自动计算完成。切向作用可以用来考虑接触面之间的摩擦作用，ABAQUS 常用的摩擦类型为库伦摩擦，使用摩擦系数来表示接触面之间的摩擦特性，实际模拟中主要通过设置摩擦系数来研究摩擦力对支撑性能的影响。

## 4.2.3 荷载及边界条件的设定

有限元模拟中，加载方式采用位移加载。非线性材料加载时应尽量避免对节点施加荷载，因为这样容易导致出现数值奇异和负特征值，影响计算精度甚至导致计算不收敛。鉴于上述原因，建模过程中设立了两个参考点，分别与支撑内芯的上下两个端面进行运动耦合，这样对参考点施加边界条件及位移荷载就等效于对支撑内芯进行相应操作。支撑内芯底部约束形式为固结，在顶部施加轴向的位移荷载，约束构件与下部参考点进行运动耦合约束，来达到底部限

位的目的。试验中位移加载方式为锯齿波加载,在 ABAQUS 中可以在一个分析步中定义整个加载波形,但是计算时由于系统无法准确捕捉到加载的峰值点,因此无法得到准确的滞回曲线。为解决这一问题,实际模拟中将锯齿波每个直线段均作为一个加载步来设定,这样虽然增加了分析步的个数,但是能准确得到峰值点的计算数据,画出的滞回曲线更加准确。

#### 4.2.4 网格划分及单元类型的选取

有限元分析中,网格划分和单元类型的选取是很重要的一个环节,这一环节工作质量的高低将直接影响计算的收敛性和最终的计算结果。H 型钢防屈曲支撑计算过程中涉及大量的接触计算,对网格质量和单元类型有着特殊的要求。

接触分析时要求接触对中主面刚度更大、网格更粗,所以在布网格种子时,约束构件布置的疏而内芯布置的密。

ABAQUS 中常用的单元类型有实体单元、壳单元、梁单元、桁架单元和刚体单元等,不同的单元类型有着不同的应用范围,其中实体单元类型最为丰富功能也最为强大,因此 H 型钢防屈曲支撑模拟时均采用实体单元。按照节点位移插值的阶数,实体单元又可以细分为线性单元、二次单元和修正的二次单元三类。线性单元计算代价小但计算精度稍差,普通的二次单元普遍存在不应用于接触分析的问题,修正的二次单元适用于接触分析但是计算代价较高。综合考虑求解精度和计算时间决定:约束构件采用 C3D8I(8 节点六面体线性非协调模式单元)以缩短求解时间并克服剪切自锁问题,内芯采用 C3D10M(修正的 10 节点二次四面体单元)来保证求解精度。

#### 4.2.5 数值阻尼的添加

由于初始缺陷和加工误差等原因,防屈曲支撑内芯会存在初始弯曲。实际加载过程中,防屈曲支撑内芯逐渐由低阶屈曲向高阶屈曲发展,以承受逐渐增加的轴向压力,在这个过程中,内芯的半波数逐渐增加,导致接触点的增多和接触位置的不断变化,引起严重的接触非线性,加之内芯各板件在应变较大时存在严重的材料非线性和几何非线性,因此在整个计算过程中经常会出现不收敛的问题。为了解决这一问题,本文对试件进行分析时,在每个分析步中都定义了微量的数值阻尼以使整个求解过程趋于收敛。数值阻尼的添加方法为:在 Step 工作模块中对分析过程中的每个分析步进行编辑,于 Automatic stabilization 选项中选择 Specify damping factor 项,阻尼值大小使用系统的默认值 0.0002。需要注意的是此处添加数值阻尼仅为增加计算收敛性的一个技巧而已,并没有实际的物理意义。

### 4.3 新型 H 型钢防屈曲支撑参数分析

#### 4.3.1 特征值屈曲分析

在对试件进行正式参数分析之前需要进行特征值屈曲分析，以便作为试件初始缺陷的添加依据。支撑内芯和约束构件均按标准尺寸建模并取内芯强轴和弱轴方向与约束构件之间间隙相等。经过屈曲分析之后，得到 H 型钢防屈曲支撑内芯的前两阶屈曲模态如图 4-3 和图 4-4 所示。

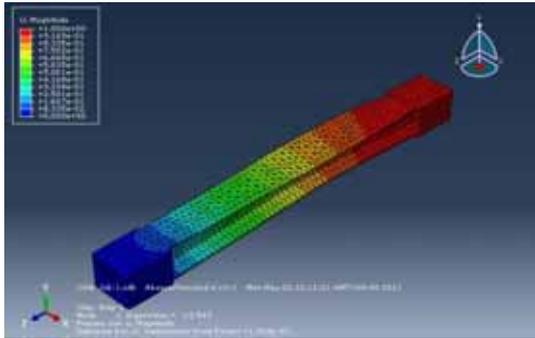


图 4-3 支撑内芯一阶屈曲模态

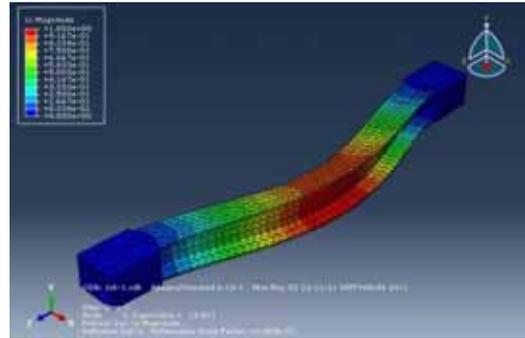


图 4-4 支撑内芯二阶屈曲模态

屈曲分析完成后，按照表 4-1 所示数据对模型施加初始缺陷，以考察不同初始缺陷值对支撑稳定承载力的影响。

表 4-1 各模型初始缺陷施加值

	工况 1	工况 2	工况 3
一阶模态初始缺陷施加值	0.5‰	0	0.5‰
二阶模态初始缺陷施加值	0	0.5‰	0.5‰

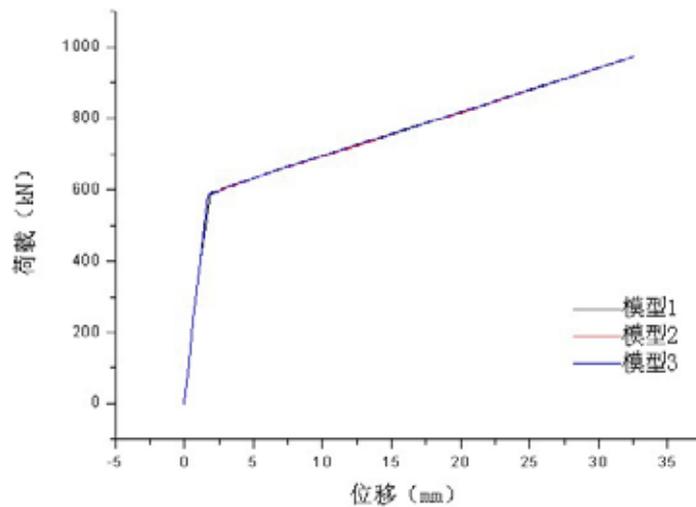


图 4-5 不同屈曲模态下支撑承载力

通过图 4-5 可以看出，不同的屈曲模态对防屈曲支撑的稳定承载力并没有太大的影响，而工况 3 最终的变形状态与试验现象更为接近，因此在以后的模拟分析中将采用工况 3 的方式对内芯施加初始缺陷。

#### 4.3.2 初始缺陷的选取

在本小节中，将对有限元模型施加不同的初始缺陷值，以考察初始缺陷对支撑性能的影响。加载过程为单调轴压加载，初始缺陷的施加值分别为 0.1‰，0.2‰，0.5‰和 1‰，如图 4-6 所示，不同初始缺陷值对支撑的稳定承载力影响也不大，在之后的计算中如无特殊说明，均采用 0.5‰作为初始缺陷的施加值。

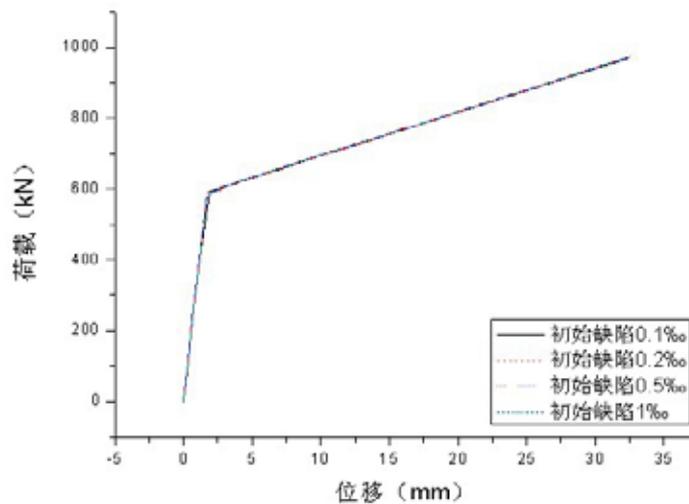


图 4-6 不同初始缺陷下支撑稳定承载力

#### 4.3.3 构造形式可靠性验证

之前对 HBRB2 进行试验研究时，由于加劲肋与支撑内芯连接焊缝撕裂，试验效果未完全达到预期，本小节中将利用有限元模拟验证 HBRB2 构造形式的可靠性。图 4-7 和图 4-8 所示为相同的建模尺寸、相同的初始缺陷、相同的约束条件以及相同的加载制度下，无约束 H 型钢普通支撑和 H 型钢防屈曲支撑的滞回曲线。通过对比可以发现，H 型钢防屈曲支撑的滞回曲线饱满，力学性能稳定，耗能能力更强，同时也证明了只要能保证加工质量，试件 HBRB2 的构造形式是可靠的。

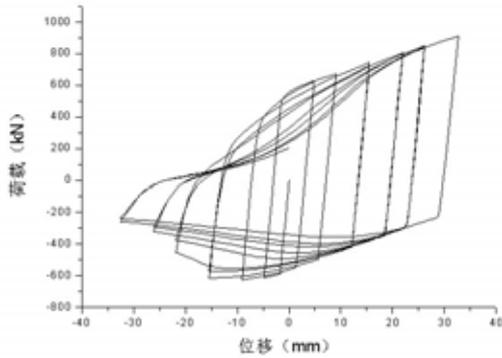


图 4-7 H 型钢普通支撑滞回曲线

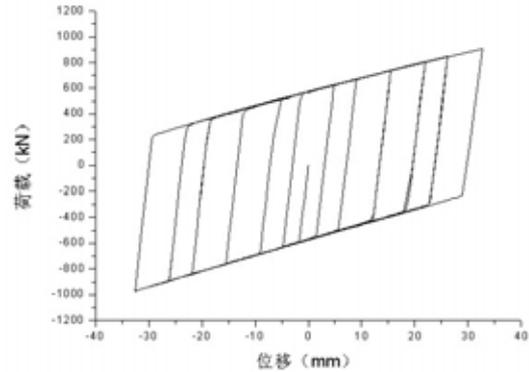
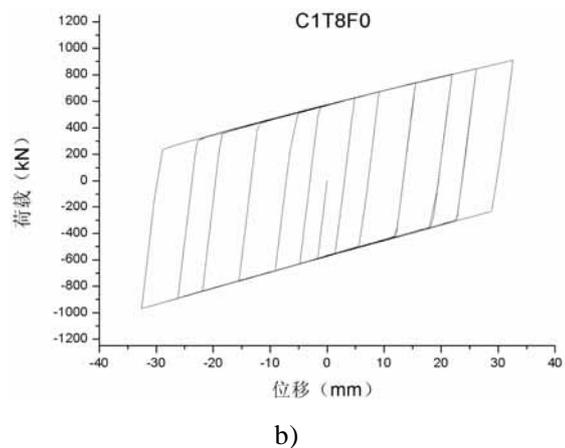
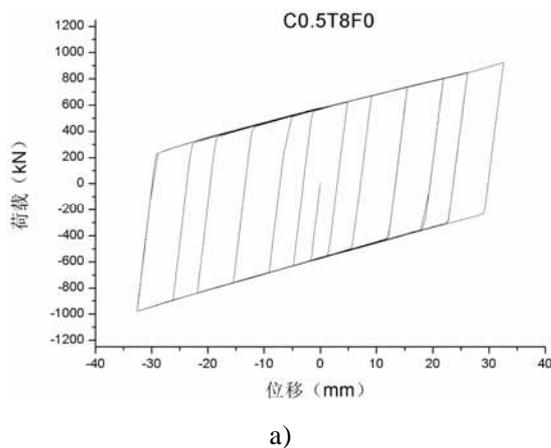


图 4-8 H 型钢防屈曲支撑滞回曲线

#### 4.3.4 间隙对支撑性能的影响

由于泊松效应的影响，防屈曲支撑的内芯在受压时会发生横向膨胀，因此在防屈曲支撑的内芯和约束构件之间要设置合理的间隙来释放泊松效应产生的横向变形<sup>[50]</sup>。

本节主要探讨间隙值大小对支撑力学性能的影响，为了方便描述试件的参数特性，自本节开始将对参与对比的各试件进行编号，编号中 C 表示间隙值，T 表示约束构件厚度，F 表示摩擦系数，D 表示螺栓间距。例如编号 C0.5T8F0 表示试件内芯与约束构件间隙为 0.5mm，约束构件厚度为 8mm，摩擦系数为 0。本节在分析时为保证约束构件整体性足够强，建模时将 U 型槽钢和盖板通过垫板绑定在一起，因而不考虑螺栓间距的影响。



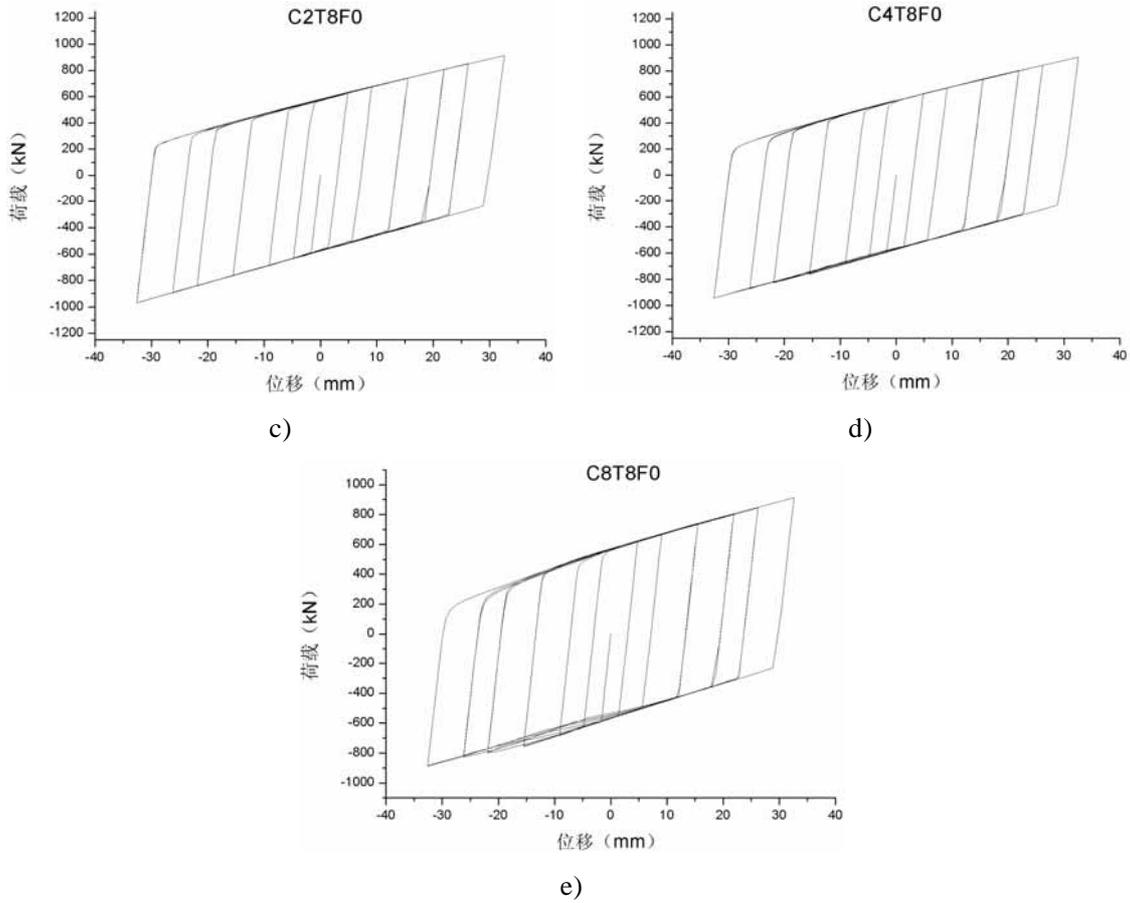
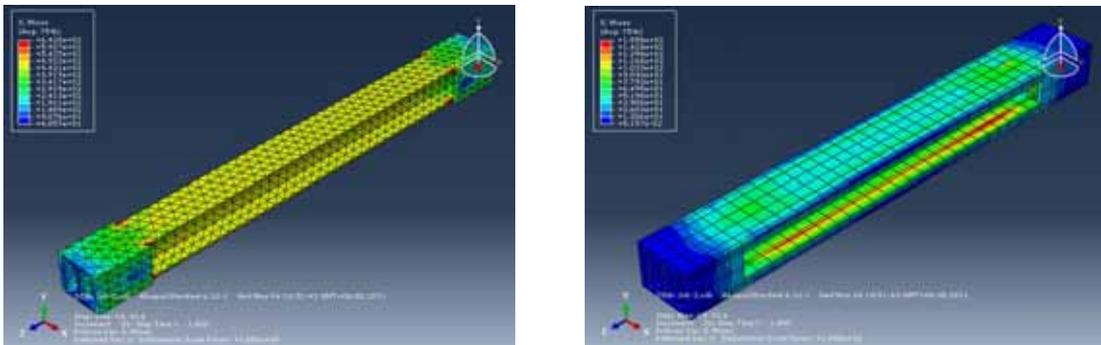
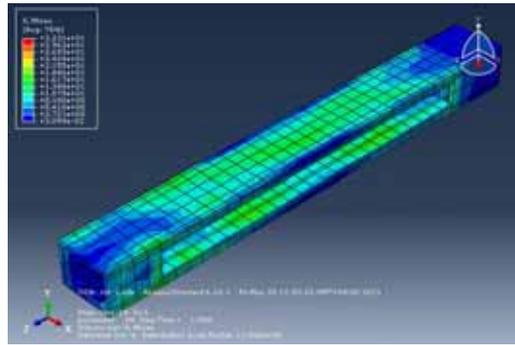
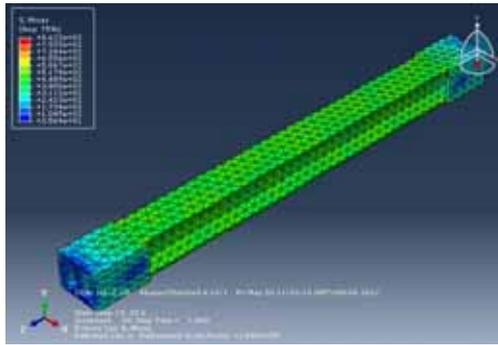


图 4-9 间隙值对支撑滞回曲线的影响

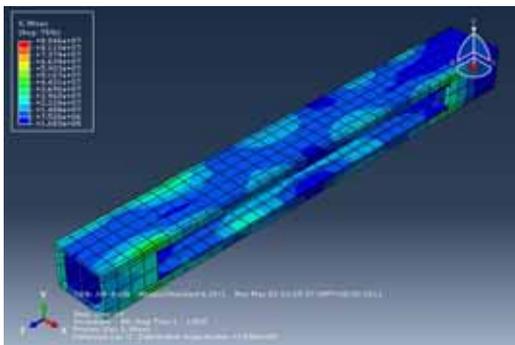
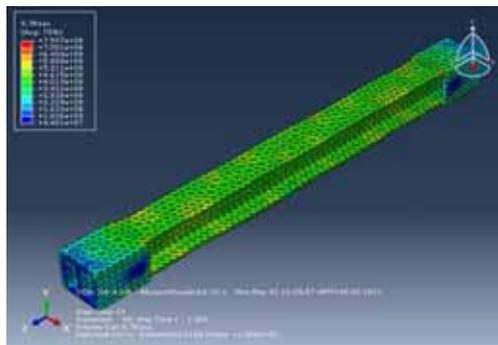
如图 4-9 所示，从滞回曲线上看，间隙值对支撑性能的影响并不明显，然而事实上滞回曲线并不能全面反映支撑的实际性能和受力状态，因此，下面本文将从变形的角度探讨间隙对支撑性能的影响。图 4-10 为相同加载制度下不同试件的内芯和约束构件的变形图。



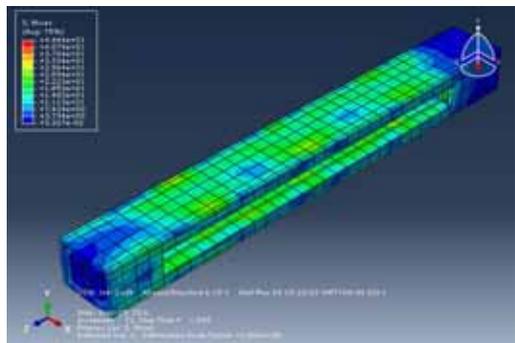
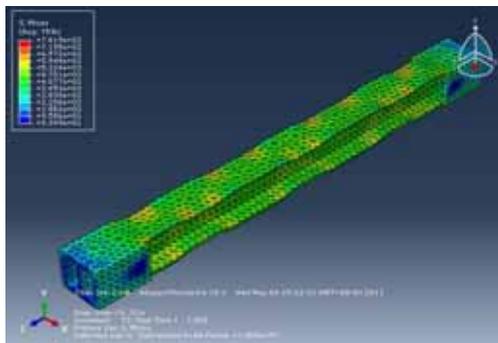
a) 试件 C0.5T8F0 内芯及约束构件变形图



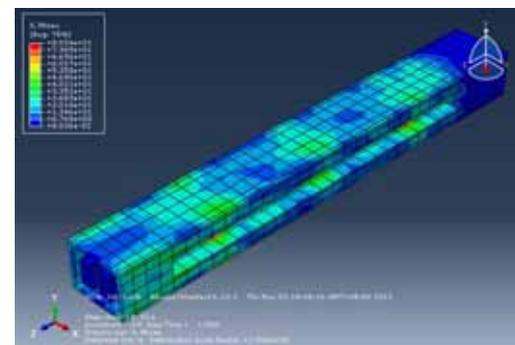
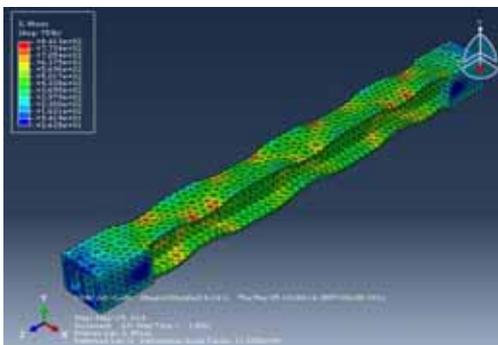
b) 试件 C1T8F0 内芯及约束构件变形图



c) 试件 C2T8F0 内芯及约束构件变形图



d) 试件 C4T8F0 内芯及约束构件变形图



e) 试件 C8T8F0 内芯及约束构件变形图

图 4-10 间隙值对支撑变形的影响

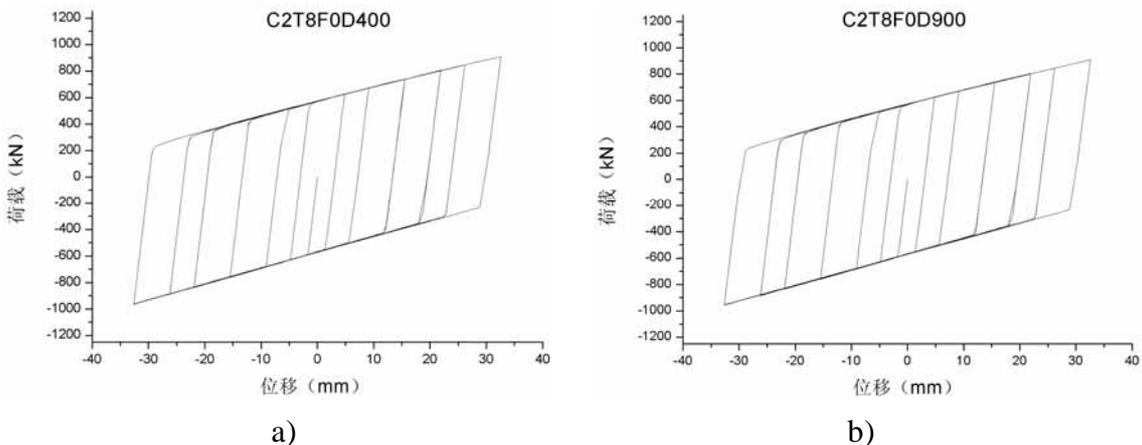
由图 4-10 可以看出，当内芯和约束构件之间的间隙值为 1mm 时，支撑的

变形是最理想的，即内芯和约束构件受力都比较均匀且内芯能够全截面屈服，无局部屈曲和应力集中现象发生。随着间隙值的增大，支撑内芯的局部屈曲变形和应力集中现象越来越明显，约束构件的受力也越来越不均匀，这主要是因为当间隙值设置得较大时，内芯的屈曲变形要经过一定时间的发展之后才能被约束住，间隙值越大，内芯屈曲变形的发展空间就越大，因此就更容易导致板件的局部屈曲和应力集中。当间隙值减小到 0.5mm 时，内芯的变形和受力虽然也比较均匀，但是通过观察可以发现约束构件承受了较大的荷载而且存在明显的应力集中现象，这是因为当间隙值设置过小时，内芯泊松效应得不到充分释放便被约束住，因而在内芯和约束构件之间存在很大的挤压力，使约束构件承担了很大的附加荷载。

本节中各试件内芯的变形和受力状态虽然相差明显，然而由于选用的约束构件较厚，有足够的强度和刚度防止支撑发生整体失稳和局部失稳破坏，因此才导致各试件在滞回曲线上看相差不大，如果约束构件强度或者刚度偏弱，则间隙值对支撑性能的影响会更加明显。总体来讲，内芯和约束构件之间的间隙过大或者过小都会影响到防屈曲支撑的性能，因此实际设计中合理的间隙取值方法应该是：在保证内芯由于泊松效应产生的横向变形能够得到充分释放的前提下取最小的整数值。

#### 4.3.5 螺栓间距对支撑性能的影响

H 型钢防屈曲支撑通过高强螺栓将 U 型槽钢和盖板连接在一起，组成约束构件。只有设计合理的螺栓连接才能保证构成约束构件的各部件变形协调，从而作为一个整体共同受力。本节主要通过改变垫块间距的方式来定性分析螺栓间距对支撑性能的影响，文献[51]通过数值模拟发现摩擦力只有在间隙极小的情况下才对新型 H 型钢防屈曲支撑性能有明显影响，本节参与对比的各试件间隙值均为 2mm，因此在数值模拟中暂不考虑摩擦力。



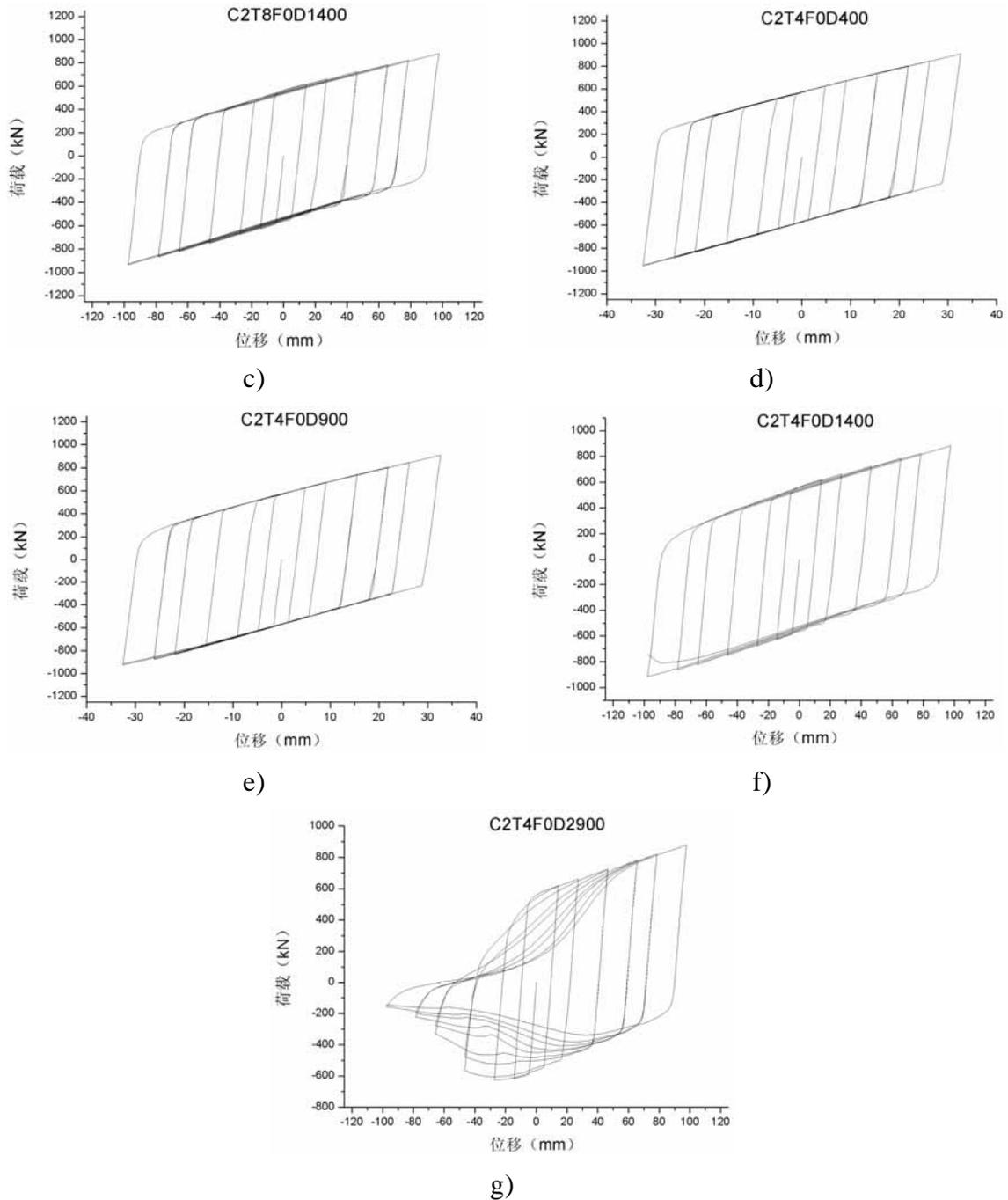
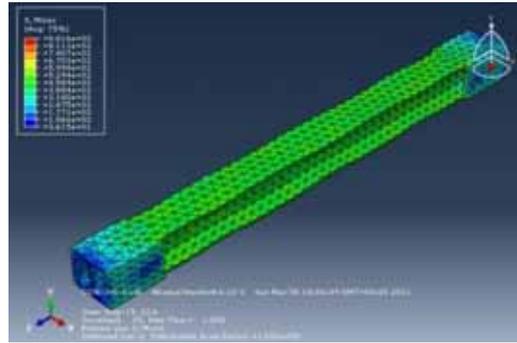
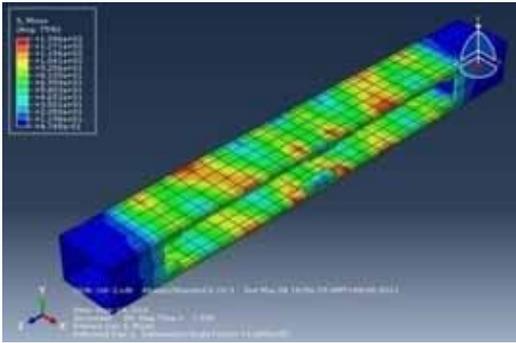


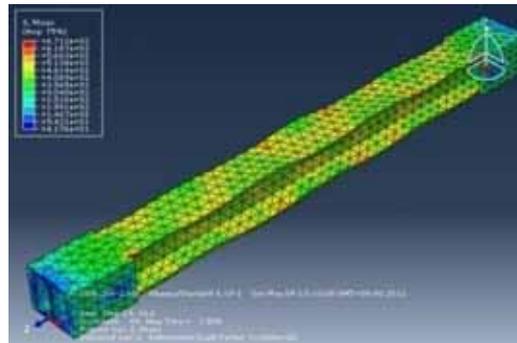
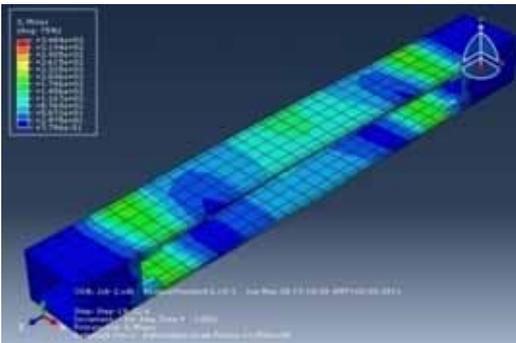
图 4-11 螺栓间距对支撑滞回曲线的影响

通过对比发现，当约束构件和间隙值相同的前提下，试件的滞回曲线随着螺栓间距的增加而变得越来越不规则，而且螺栓间距对支撑的影响跟约束构件的强弱有关，约束构件越弱，螺栓间距的影响越明显。当约束构件较弱而螺栓间距又较大时，支撑会发生明显的屈曲破坏。

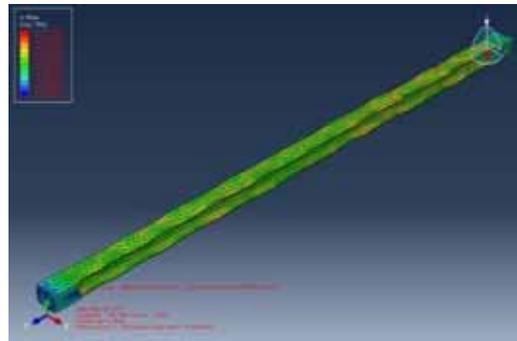
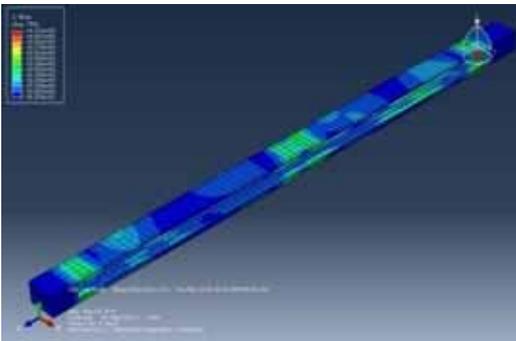
图 4-12 为各试件内芯和约束构件的变形图，通过变形图可以更直观地观察到试件的受力形式和破坏形态。



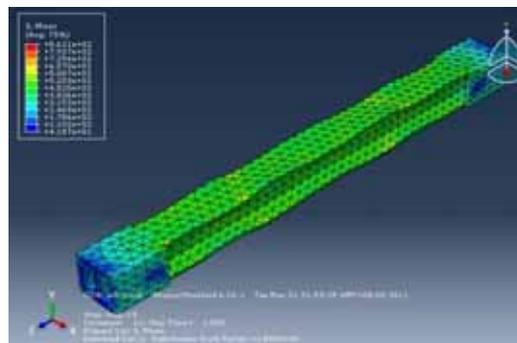
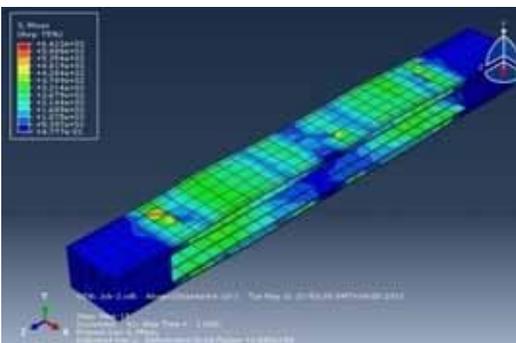
a) 试件 C2T8F0D400 约束构件和内芯变形图



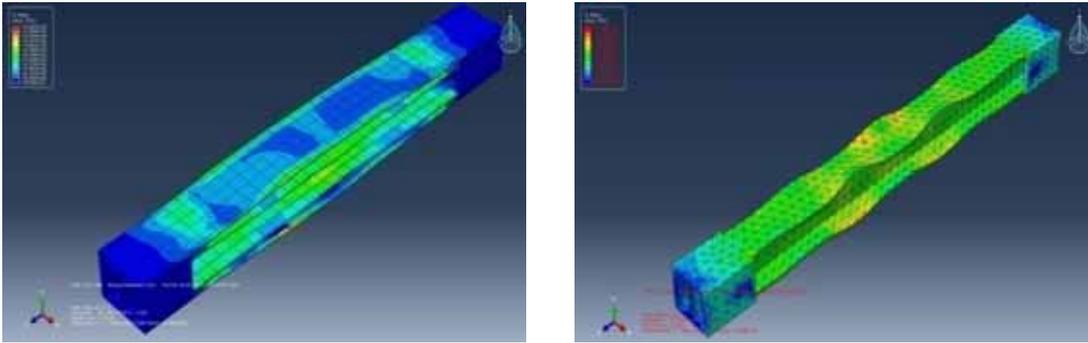
b) 试件 C2T8F0D900 约束构件和内芯变形图



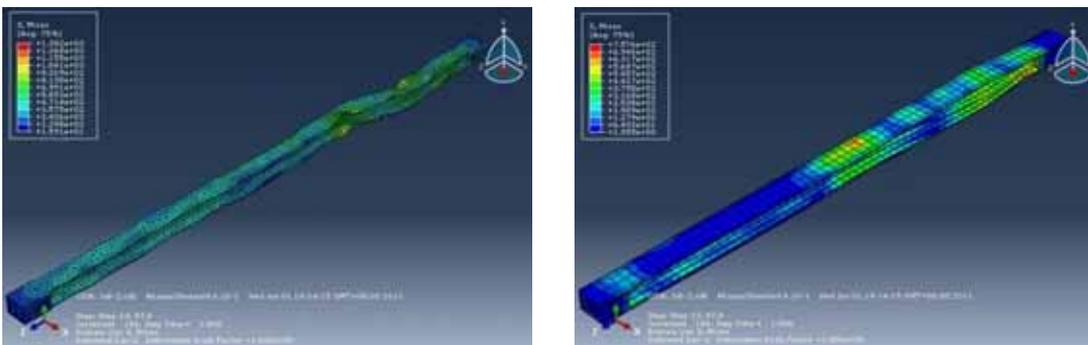
c) 试件 C2T8F0D1400 约束构件和内芯变形图



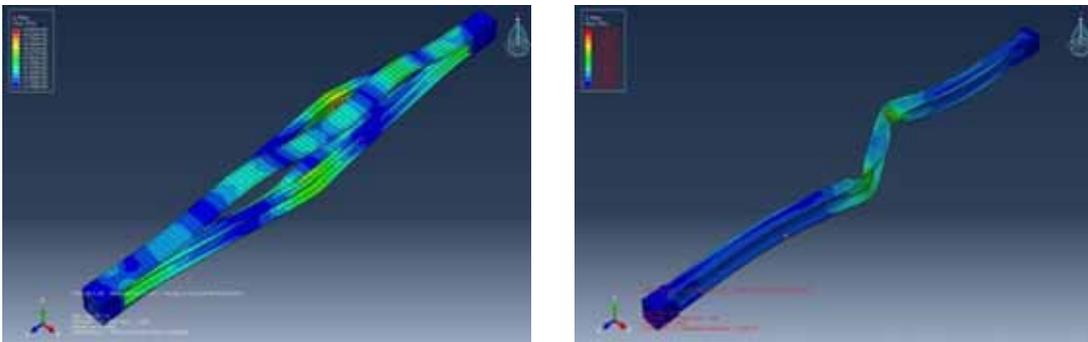
d) 试件 C2T4F0D400 约束构件和内芯变形图



e) 试件 C2T4F0D900 约束构件和内芯变形图



f) 试件 C2T4F0D1400 约束构件和内芯变形图



g) 试件 C2T4F0D2900 约束构件和内芯变形图

图 4-12 螺栓间距对支撑变形的影响

通过变形图可以看到，随着螺栓间距的增大，内芯作用在约束构件上的局部挤压力越来越大，约束构件的局部变形也越来越明显，当约束构件较弱时甚至出现局部鼓曲现象。内芯方面，随着螺栓间距的增加和约束构件的减弱，内芯的局部屈曲越来越明显，导致内芯无法实现全截面屈服。图 4-13 为不同螺栓间距下各试件最大位移处对应的承载力值，可以明显看出，由于螺栓间距增大引起的局部屈曲将严重影响支撑的力学性能，而且约束构件越弱，产生的不利影响越明显。

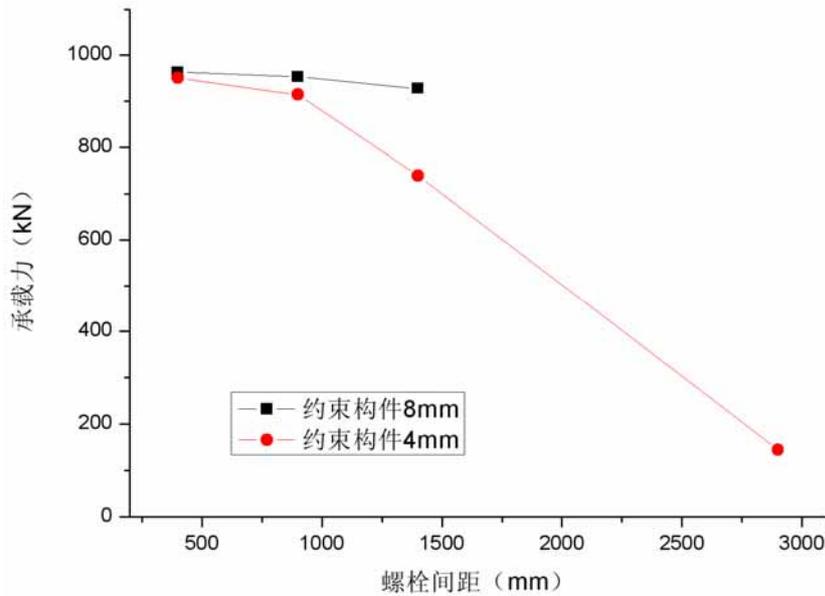


图 4-13 螺栓间距对支撑承载力的影响

综合来看，在模拟的所有参数中，H 型钢防屈曲支撑的性能对螺栓间距的改变最为敏感。从防屈曲支撑的工作机理来看，最先发生的应该是内芯整体的屈曲变形，当整体屈曲变形被约束住以后，随着荷载的增加才会发生内芯各板件的高阶屈曲变形。当螺栓间距设置合理时，约束构件不仅能够约束住内芯整体的屈曲变形还能够约束住内芯各板件的高阶屈曲变形，此时支撑的力学性能最为优异；随着螺栓间距的增大，约束构件虽然能保证其自身的整体性，但局部稳定性能下降明显，在这种情况下，约束构件仅能约束住内芯整体的屈曲变形而无法有效约束内芯各板件的高阶屈曲变形，因此支撑易于发生约束构件的局部鼓曲破坏，如图 4-12 中 e)图所示；当螺栓间距过大时，将无法保证 U 型槽钢和盖板作为一个整体变形协调、共同受力，这时约束构件将无法约束最基本的内芯整体屈曲变形，因此会发生图 4-12 中 g)所示形式的破坏，并引起支撑承载力的大幅下降。所以 H 型钢防屈曲支撑对螺栓连接进行设计时，在保证螺栓强度足够的前提下，首先要满足构造方面对螺栓间距的要求，以保证约束构件的整体性，在这个基础之上可以根据式 (2-7) 至式 (2-9)，适当调整螺栓间距和约束构件厚度，在保证支撑局部稳定性的同时实现构件的优化设计。

#### 4.4 本章小结

本章以试件 HBRB2 的构造形式为基础，对新型 H 型钢防屈曲支撑进行了数值模拟和参数分析，得到如下结论：

1、将普通 H 型钢侧向支撑和新型 H 型钢防屈曲支撑的模拟结果进行对比后发现，只要能够保证加劲肋与 H 型钢内芯连接焊缝的加工质量，试件 HBRB2

的构造形式是完全可靠的。

2、通过有限元分析发现，H 型钢防屈曲支撑对内芯初始缺陷的形式和大小不是很敏感，这主要是由于 H 型钢内芯腹板和翼缘之间存在相互约束作用，从而使各板件的局部稳定性能得到较大幅度的提高。

3、分析结果表明，间隙值大小是影响新型 H 型钢防屈曲支撑的力学性能的一个重要参数。间隙值过大容易引起内芯的局部屈曲和应力集中，而间隙值过小则会导致内芯和约束构件之间存在较大的挤压力，对约束构件不利。合理的间隙取值方法应该是：在保证泊松效应产生的横向变形能够得到充分释放的前提下取最小的整数值。

4、在参与分析的所有参数中，螺栓间距对新型 H 型钢防屈曲支撑力学性能的影响最为明显并且直接决定着支撑的破坏模式。随着螺栓间距的增大，约束构件的整体性和约束内芯变形的能力下降明显，支撑的失效模式将由内芯板件高阶屈曲引起的支撑局部失稳破坏转变为内芯整体高阶屈曲引起的支撑局部失稳破坏。

## 结 论

本文提出了一种新型 H 型钢防屈曲支撑，并以此为研究对象进行了构件设计、试验研究和数值模拟等方面的工作，得到如下结论：

1、经设计验算发现，与其他形式的防屈曲支撑相比，新型 H 型钢防屈曲支撑在整体稳定性方面并无多大优势，但是由于 H 型钢腹板和翼缘发散式分布，使得内芯截面惯性矩较大，计算得到的屈曲波长较长，局部挤压力较小，因此新型 H 型钢防屈曲支撑的局部稳定性能要相对好一些。另外，由于 H 型钢腹板和翼缘之间存在相互嵌固作用，因此二者的弹塑性屈曲临界力得到大幅提升，有效提高了 H 型钢内芯的局部稳定性能。

2、针对两个不同构造形式的新型 H 型钢防屈曲支撑（HBRB1 和 HBRB2）进行了拟静力试验研究，将试验结果和试件失效模式进行对比后发现，对于新型 H 型钢防屈曲支撑，加劲肋的布置方式很重要：加劲肋不论是布置在腹板两侧还是贴在翼缘两侧，为了预留内芯的变形空间，约束构件都会出现约束的薄弱段，从而导致内芯的变形集中和约束构件的局部屈曲破坏。因此本文提出，新型 H 型钢防屈曲支撑端部加劲肋布置时应该力求在加强区域内不改变 H 型钢原有的横截面形状，以保证约束构件在整个支撑长度范围内都尽可能地约束住 H 型钢的腹板和翼缘，不出现约束的薄弱段。

3、由于加工原因，试件 HBRB2 端部加劲肋和内芯连接焊缝先于内芯发生破坏，因此试验未能完全达到预期效果。当以试件 HBRB2 的构造形式为基础，对新型 H 型钢防屈曲支撑进行有限元模拟分析后发现，只要加工质量能够得到保证，则试件 HBRB2 的构造形式是十分可靠的。

4、对新型 H 型钢防屈曲支撑进行参数分析，发现在模拟的所有参数中，新型 H 型钢防屈曲支撑的性能对螺栓间距的改变最为敏感。随着螺栓间距的增大，约束构件的整体性和约束内芯变形的能力下降明显，支撑的失效模式将由内芯板件高阶屈曲引起的支撑局部失稳破坏转变为内芯整体高阶屈曲引起的支撑局部失稳破坏，同时支撑整体承载力也会大幅退化。本文建议，H 型钢防屈曲支撑在进行螺栓连接设计时，螺栓间距除了满足构造要求之外还不宜超过内芯的屈曲波长。

可以看到，本文主要对新型 H 型钢防屈曲支撑进行了构造形式和稳定性方面的研究，但是作为一种新型的防屈曲支撑，个人认为还有以下几个问题有待于进一步研究：

1、由于国内外对 H 型钢防屈曲支撑的研究相对较少，因此本文理论分析

所采用的力学模型主要参照一字内芯防屈曲支撑的既有研究成果，但通过试验和模拟发现，H 型钢防屈曲支撑自身存在较强的特殊性，因此具体的理论分析模型和设计方法有待于细化和改进。

2、有限元模拟证实试件 HBRB2 的构造形式是可靠的，但这并未经过试验的检验，所以有必要开展进一步的试验研究，以正式确认试件 HBRB2 构造形式的可用性。

3、本文试验研究的对象均为短试件，对 H 型钢内芯而言，试件越短其稳定性能越优异，这将掩盖其他参数对支撑性能的影响，无法全面反应支撑存在的问题。若条件允许，可以进行新型 H 型钢防屈曲支撑的大尺寸试验并进行参数分析，为新型 H 型钢防屈曲支撑的工程应用提供理论和试验支持。

4、试验过程中，MTS 试验机施加在试件两端的约束形式均为固结，实际结构中支撑端部的约束形式介于固结和铰接之间，相关研究结果表明，支撑端部的约束形式对支撑性能有着很大的影响，因此有必要通过结构试验来检验新型 H 型钢防屈曲支撑的实用性并进行构造方面的改进。

## 参考文献

- [1] 胡聿贤. 地震工程[M]. 北京：地震出版社，2006：1-7.
- [2] 周云. 金属耗能减震结构设计[M]. 武汉：武汉理工大学出版社，2006：29-37.
- [3] 汪家铭,中岛正爱. 陆焯(译). 屈曲约束支撑体系的应用研究进展( ) [J]. 建筑结构进展. 2005，7(1)：1-12.
- [4] 汪家铭,中岛正爱. 陆焯(译). 屈曲约束支撑体系的应用研究进展( ) [J]. 建筑结构进展. 2005，7(2)：1-11.
- [5] Takeuchi T, Hajjar J F and Matsui R, et al. Local buckling restraint condition for core plates in buckling restrained braces[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2010, 66: 139-149.
- [6] Xie Q. State of the Art of Buckling-Restrained Braces in Asia[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2005, 61: 727-748.
- [7] Kimura K, Takeda Y and Yoshioka K. An Experimental Study on Brace in Steel Tube and Mortar[C]. In: Summaries of Technical Papers of Annual Meeting of the Architectural Institute, Japan, 1976: 419-427.
- [8] Fujimoto M, Wada A, Saeki E, et al. A study on the unbonded brace encased in buckling-restraining concrete and steel tube[J]. Journal of Structural and Construction Engineering, Architectural Institute of Japan, 1988, 34B: 249 - 258.
- [9] Watanabe A, Hitomi Y, Saeki E, et al. Properties of brace encased in buckling-restraining concrete and steel tube[C]. Proceeding of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto: 1988, : 719 - 724.
- [10] Prasad B. Experimental Investigation of Sleeved Column[C]. Proceedings of the 33rd Structural Dynamics and Materials Conference, American Institute of Aeronautics and Astronautics. Dallas, 1992.
- [11] Clark P, Frank K, Krawinkler, et al. Protocol for Fabrication, Inspection, Testing and Documentation of Beam-Column Connection Tests and Other Experimental Specimens[R]. Report No. SAC/BD-97-2, SAC Joint Venture, Sacramento, CA, 1997.
- [12] Clark P, Aiken I, Kasai K, et al. Design Procedures for Buildings Incorporating Hysteretic Damping Devices. Proceedings of 1999 Annual Convention of the Structural Engineers Association of California, Santa Barbara, California, 1999：105-112.

- [13] Clark P, Aiken I, Kasai K, et al. Large-Scale Testing of Steel Unbonded Braces for Energy Dissipation[C]. Proceedings of Structures Congress: Advanced Technology in Structural Engineering, 2000: 1-5.
- [14] Iwata M, Murai M. Buckling-restrained brace using steel mortar planks: performance evaluation as a hysteretic damper[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2006, 35: 1807-1826.
- [15] Eryasar E, Topkaya C. An experimental study on steel-encased buckling restrained brace hysteretic dampers[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2010, 39: 561-581.
- [16] Oda H, Usami T. Fabricating Buckling-restrained Braces from Existing H-section Bracing Members-Experimental Study[J]. 構造工学論文集 Vol.56A, 2010.
- [17] 蔡克铨, 赖俊维. 钢骨消能支撑构架之耐震行为[J]. Civil and Hydraulic Engineering, 2001, 28(2): 73-85.
- [18] 蔡克铨, 黄彦智, 翁崇兴. 含挫屈束制消能支撑构架耐震性能试验与分析研究[J]. 结构工程. 2004, 19(1): 3-40.
- [19] Lai J W, Tsai K C. Research and Application for Buckling Restrained Braces in Taiwan[C]. 2004 ANCER Annual Meeting: Networking of Young Earthquake Engineering Researchers and Professionals. Honolulu, Hawaii, 2004.
- [20] Tsai K C, Lai J W. A Study of Buckling Restrained Seismic Braced Frames[J]. Structural Engineering, Chinese Society of Structural Engineering, 2002, 17(2): 3-32.
- [21] 刘建彬. 防屈曲支撑及防屈曲支撑钢框架设计理论研究[D]. 清华大学工学硕士学位论文. 2005: 25-48.
- [22] 李妍, 吴斌, 王倩颖, 欧进萍. 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.
- [23] 李妍. 防屈曲支撑的抗震性能及子结构试验方法[D]. 哈尔滨工业大学博士学位论文. 2007: 20-44.
- [24] 田俊. 全钢防屈曲支撑的抗震性能[D]. 哈尔滨工业大学硕士学位论文. 2007: 9-19.
- [25] 吴勇. 全钢防屈曲支撑抗震性能的有限元分析[D]. 哈尔滨工业大学硕士学位论文. 2008: 13-15.
- [26] 马宁, 吴斌, 赵俊贤, 李惠, 欧进萍, 杨蔚彪, 吴勇. 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.

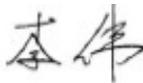
- [27] 马宁. 全钢防屈曲支撑及其钢框架结构抗震性能与设计方法[D], 哈尔滨工业大学博士学位论文. 2010: 21-53.
- [28] 赵俊贤, 吴斌. 防屈曲支撑的工作机理及稳定性设计方法[J]. 地震工程与工程振动, 2009, 29(3): 131-139.
- [29] 梅洋. 新型组合钢管混凝土式防屈曲支撑[D]. 哈尔滨工业大学硕士学位论文. 2010: 26-45.
- [30] 吴斌, 梅洋, 张家广. 组合钢管混凝土式防屈曲支撑及其工程应用[C]. 第8届全国地震工程学术会议. 中国, 重庆, 2010.
- [31] 梅洋, 吴斌, 赵俊贤等人. 组合钢管混凝土式防屈曲支撑滞回性能试验[J]. 建筑结构学报. (拟录用)
- [32] Zhao J X, Wu B, Ou J P. A novel type of angle steel buckling -restrained brace: Cyclic behavior and failure mechanism[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2010.
- [33] Zhao J X, Wu B, Ou J P. Flexural demands of pin-connected buckling -restrained braces and design recommendations[J]. Journal of Structural Engineering, ASCE. (Under Review)
- [34] 赵俊贤, 吴斌, 欧进萍. 新型全钢防屈曲支撑的拟静力滞回性能试验[J]. 土木工程学报. 2011, 44(4): 60-70.
- [35] Zhao J X, Wu B, Ou J P. Flexural response of angle steel buckling-restrained braces with pinned connections considering end rotation[C]. The 11th International Symposium on Structural Engineering. Guangzhou, China, 2010.
- [36] Zhao J X, Wu B, Uang C M, et al. Effect of brace end rotation on the global stability of a type of pin-connected steel angle buckling-restrained braces[C]. Proceeding of 9th Pacific Structural Steel Conference. Beijing, China, 2010.
- [37] Zhao J X, Wu B, Ou J P. Experimental study on the seismic behavior of a novel type of all-steel buckling-restrained braces[C]. 9th US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering. Toronto, Canada, 2010.
- [38] Zhao J X, Wu B, Ou J P. A new approach to predict flexural demands at the projected core portion of pin-connected buckling-restrained braces[C]. 3rd Asia-Pacific Young Researchers and Graduates Symposium. Taipei, Taiwan, 2011.
- [39] Chou C C, Chen S Y. Subassemblage tests and finite element analyses of sandwiched buckling-restrained braces[J]. Engineering structures 32(2010):

2108-2121.

- [40] Inoue K, Sawaizumi S, Higashibata Y. Stiffening Requirements for Unbonded Braces Encased in Concrete Panels[J]. Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers. 2001, 127(6): 712-719.
- [41] Usami T, Ge H B, Kasai A. Overall buckling prevention condition of buckling restrained braces as a structural control damper[C]. In: 14th world conference on earthquake engineering. 2008.
- [42] 中华人民共和国行业标准. GB50017-2003 钢结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003.
- [43] 陈骥. 钢结构稳定理论与设计[M]. 北京: 科学出版社, 2008: 406-428.
- [44] 中华人民共和国行业标准. GB/T228-2002 金属材料室温拉伸试验方法[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [45] American Institute of Steel Construction. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings[S]. American Institute of Steel Construction. Chicago, Illinois, 2005.
- [46] 中华人民共和国行业标准. JGJ101-96 建筑抗震试验方法规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997.
- [47] 庄茁, 由小川, 廖剑晖, 岑松, 沈新普, 梁明刚. 基于 ABAQUS 的有限元分析和应用[M]. 北京: 清华大学出版社, 2009: 17-47.
- [48] 陈惠发, 萨里普 A F 著. 余天庆, 王勋文, 刘再华 编译. 弹性与塑性力学[M]. 北京: 建筑工业出版社, 2003: 198-210.
- [49] 石亦平, 周玉蓉. ABAQUS 有限元分析实例讲解[M]. 北京: 机械工业出版社, 2006: 136-140.
- [50] Bleich F. Buckling Strength of Metal Structures[M]. 北京: 科学出版社, 1965: 340-342.
- [51] 刘佳. H 型钢防屈曲支撑稳定性分析及有限元模拟[D]. 哈尔滨工业大学学士学位论文. 2011: 34-62.

## 哈尔滨工业大学硕士学位论文原创性声明

本人郑重声明：此处所提交的学位论文《新型 H 型钢防屈曲支撑的抗震性能》，是本人在导师指导下，在哈尔滨工业大学攻读学位期间独立进行研究工作所取得的成果。据本人所知，论文中除已注明部分外不包含他人已发表或撰写过的研究成果。对本文的研究工作做出重要贡献的个人和集体，均已在文中以明确方式注明。本声明的法律结果将完全由本人承担。

作者签名：  日期：2011 年 06 月 29 日

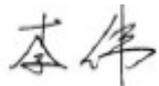
## 哈尔滨工业大学硕士学位论文使用授权说明

《新型 H 型钢防屈曲支撑的抗震性能》系本人在哈尔滨工业大学攻读硕士学位期间在导师指导下完成的硕士学位论文。本论文的研究成果归哈尔滨工业大学所有，本论文的研究内容不得以其它单位的名义发表。本人完全了解哈尔滨工业大学关于保存、使用学位论文的规定，同意学校保留并向有关部门送交论文的复印件和电子版本，允许论文被查阅和借阅，同意学校将论文加入《中国优秀博硕士学位论文全文数据库》和编入《中国知识资源总库》。本人授权哈尔滨工业大学，可以采用影印、缩印或其他复制手段保存论文，可以公布论文的全部或部分内容。

本学位论文属于（请在以下相应方框内打“ ”）：

保密 ，在 年解密后适用本授权书

不保密

作者签名：  日期：2011 年 06 月 29 日

导师签名：  日期：2011 年 06 月 29 日

## 致 谢

首先衷心感谢我的导师吴斌教授！

本论文在吴斌教授的悉心指导和不懈支持下才得以完成。两年来，吴斌老师渊博的学识、严谨求实的治学态度、认真负责的工作作风和低调谦和的处事方式深深地影响和感染着我，为我树立了今后求学和为人的榜样，让我终身受益。对吴老师的感激之情无法用言语表达，学生谨在此向您致以最诚挚的祝福！

感谢我的父母，感谢他们给我的无尽的爱。父母对我无条件的支持是支撑我克服困难、不断向前的力量之源，也是我内心深处永远的港湾，愿我的父母健康、平安、快乐！

感谢同门的师兄、师姐、师弟和师妹们，他们是许国山、史鹏飞、邓丽霞、王贞、赵俊贤、周惠蒙、谭晓晶、刘璐、王涛、张家广、潘天林、陈永盛、梅洋、曾聪、辛文杰、郝伟、罗福平、马亚文、林琦、杨格、朱芳和刘佳，感谢他们对我的关心和帮助。特别感谢赵俊贤师兄、刘璐师姐和潘天林师兄，他们在试验设计、数据分析和数值模拟等方面对我进行了毫无保留的指点，使我的课题和论文能够顺利完成，谢谢他们的无私帮助！

感谢实验室田玉滨老师、马云飞老师、谢忠森老师、丁孝发老师和耿建华老师，他们在试验方案的确定和试验过程中给予我大量的建议和帮助！

感谢纪宝君女士，她一直在背后默默地支持着我、照顾着我，让我可以安心完成学业，感谢她为我付出的一切！

最后，在论文即将完成之际，衷心祝愿所有关心、支持和帮助过我的朋友们幸福、快乐！

本文承蒙国家重点基础研究发展计划（973计划）项目（2007CB714204）和国家科技支撑计划项目（2006BAJ06B03、2006BAJ03B06）资助，特此致谢！

## 学位论文出版授权书

本人完全同意《中国优秀博硕士学位论文全文数据库出版章程》(以下简称“章程”),愿意将本人的学位论文提交“中国学术期刊(光盘版)电子杂志社”在《中国博士学位论文全文数据库》、《中国优秀硕士学位论文全文数据库》中全文发表。《中国博士学位论文全文数据库》、《中国优秀硕士学位论文全文数据库》可以以电子、网络及其他数字媒体形式公开出版,并同意编入《中国知识资源总库》,在《中国博硕士学位论文评价数据库》中使用和在互联网上传播,同意按“章程”规定享受相关权益。

作者签名: 李伟

导师签名: 吴斌

2011 年 6 月 29 日

2011 年 6 月 29 日

研究生学号	09S033006	所在院系	土木工程学院	获取学位年度	2011
论文级别	<input checked="" type="checkbox"/> 硕士		博士		
作者电话	13644506815	作者 e-mail	liweiaohan@163.com		
第一导师姓名	吴斌	导师电话	0451-86283765		
毕业去向	本校升学				

论文涉密情况:

不保密

保密, 保密期(\_\_\_\_年\_\_月\_\_日至\_\_\_\_年\_\_月\_\_日)