

文章编号: 1000-4750(2013)01-0134-06

# 全钢防屈曲支撑局部稳定性设计

马 宁<sup>1</sup>, 吴 斌<sup>2</sup>, 欧进萍<sup>1,2</sup>

(1. 大连理工大学土木工程学院, 大连 116024; 2. 哈尔滨工业大学土木工程学院, 哈尔滨 150090)

**摘 要:** 外包约束构件的刚度和强度是保证防屈曲支撑(BRB)具有稳定承载力和足够延性的关键, 设计时不仅要考虑整体失稳, 也要考虑局部失稳。对于全钢防屈曲支撑, 由于其缺乏混凝土的约束作用更容易发生局部屈曲。该文对全钢防屈曲支撑的局部稳定性进行研究。首先从理论上推导出内芯对外套管的挤压力表达式, 继而针对一字形内芯全钢防屈曲支撑推导出其外套管承载力的表达式, 最后将整体稳定性分析中的约束比概念拓展到局部稳定性中, 得到保证全钢防屈曲支撑局部稳定的约束比表达式及其下限值。结果表明: 此约束比与支撑厚度比、间厚比、内芯宽厚比、轴向应变等因素有关, 在设计中应综合考虑。

**关键词:** 全钢防屈曲支撑; 局部失稳; 约束比; 设计方法; 临界承载力; 挤压力

中图分类号: TU391 文献标志码: A doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2011.03.0152

## LOCAL BUCKLING DESIGN OF ALL-STEEL BUCKLING RESTRAINED BRACE

MA Ning<sup>1</sup>, WU Bin<sup>2</sup>, OU Jin-ping<sup>1,2</sup>

(1. Department of Civil Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China;

2. Department of Civil Engineering, Harbin Institute of Technology, Harbin 150090, China)

**Abstract:** The stiffness and the strength of the outer constraint component are crucial to the properties of buckling-restrained braces (BRBs). In the design, both the local buckling and the flexural buckling should be considered. All-steel BRBs are more vulnerable to the failure in local buckling mode than those restrained by steel tubes filled with concrete, because they are not constrained by concrete. This study focuses on the local buckling of the all-steel BRBs. Firstly, the contact force between the core and the outer tube was analyzed. Then, the formula of the bearing capacity of the outer tube was deduced. Finally, the concept of constraint ratio, which was used in the flexural buckling, was introduced and used in the local buckling. The expression of the constraint ratio was obtained, and its lower limit value to prevent the all-steel BRBs from local buckling was suggested. The results indicate the constraint ratio depends on the ratio of the thickness of the tube to that of the core, the ratio of the width to the thickness of the core, the ratio of the gap to the thickness of the core, and the axial strain. All of those influencing factors should be considered in the design of the all-steel BRBs.

**Key words:** all-steel buckling-restrained brace; local buckling; constraint ratio; design method; critical bearing capacity; extrusion force

防屈曲支撑是一种新型支撑。在小震作用下, 可以为结构提供一定的侧向刚度, 在中震或大震作用下, 可通过拉压屈服耗散地震能量, 因此兼具支

撑与金属阻尼器的双重功能<sup>[1]</sup>。它主要由钢内芯和外包约束构件组成, 其中前者承受支撑轴向力, 后者约束内芯防止其在目标位移下屈曲。由于其优良

收稿日期: 2011-03-22; 修改日期: 2011-12-27

基金项目: 国家自然科学基金课题项目(51108063); 中国博士后基金项目(20110491536); 国家科技支撑计划课题项目(2011BAK02B02)

通讯作者: 欧进萍(1959—), 男, 湖南人, 教授, 博士, 院士, 校长, 从事防灾减灾与工程力学等方面研究(E-mail: oujinpings@dlut.edu.cn).

作者简介: 马 宁(1981—), 女, 天津人, 博士, 从事防灾减灾方面研究(E-mail: maning@dlut.edu.cn);

吴 斌(1970—), 男, 湖北人, 教授, 博士, 博导, 副院长, 从事防灾减灾与工程力学等方面研究(E-mail: bin.wu@hit.edu.cn).

的耗能性能, 防屈曲支撑在国内外得到越来越广泛的应用<sup>[2-5]</sup>。

根据外包约束构件的材料可以将防屈曲支撑分为三类: 钢管混凝土防屈曲支撑、钢筋混凝土防屈曲支撑和全钢防屈曲支撑。其中全钢防屈曲支撑制作简单, 可以避免混凝土施工复杂、浇注质量难以保证的缺点, 并且轻质制作周期短, 因而得到更多的关注, 国内外许多学者开发了不同形式的全钢防屈曲支撑<sup>[6-9]</sup>。防屈曲支撑在地震作用下有稳定承载力的条件是其外围约束构件有足够的刚度和强度, 既要防止支撑发生整体失稳破坏(内芯和外包约束构件均发生一阶弯曲变形而产生的破坏, 如图 1(a)所示), 又要防止其发生局部失稳(内芯发生高阶屈曲变形, 外包约束构件受挤压后出现局部鼓曲而导致承载力下降, 如图 1(b)所示)。



(a) 防屈曲支撑整体失稳



(b) 防屈曲支撑局部失稳

图 1 防屈曲支撑的失稳形式  
Fig. 1 Buckling mode of BRBs

目前多是采用约束比方法进行构件设计, 即约束构件的弹性屈曲承载力大于支撑的屈服轴力, 此方法由日本学者提出<sup>[10]</sup>, 其实质是要求支撑刚度大于发生整体失稳破坏的最小刚度。由于约束比的概念简单明确而被广泛应用于设计中。为了使约束比的表达式更加准确, 很多学者对其进行了不同程度的改进, 考虑了内芯初始缺陷的影响<sup>[11]</sup>、支撑屈服后的强化<sup>[12]</sup>以及在约束比之外加入强度指标<sup>[13-16]</sup>。上述约束比的方法都是针对构件的一阶屈曲模态进行分析, 因此仅能防止支撑发生整体失稳破坏。

现有的理论中对防屈曲支撑局部稳定性研究较少<sup>[17]</sup>, 尤其缺乏针对全钢防屈曲支撑特点的局部稳定性研究。事实上, 对于全钢防屈曲支撑, 由于其缺乏混凝土的约束作用更容易发生局部屈曲, 因此, 对其局部稳定性的讨论显得更为重要。

全钢防屈曲支撑的局部稳定性主要取决于内芯对外套管的挤压力以及外套管的承载力。本文从

理论上分别对这两部分进行讨论, 进而给出保证支撑局部稳定性的设计要求。

## 1 内芯对外套管的挤压力及其影响因素

将内芯简化为压杆, 内芯在轴向压力下会产生多波屈曲, 当内芯屈服后进入塑性阶段, 就形成了压杆的高阶非弹性屈曲, 如图 2 所示。

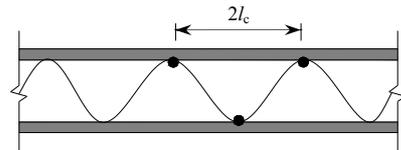


图 2 内芯多波屈曲示意图

Fig. 2 Core buckling in high order mode

文献[17]利用压杆的高阶非弹性屈曲理论得到内芯屈曲波的半波长, 但仅计算至内芯屈服, 因此得出的半波长为一个定值; 另外, 该文献的内芯挤压力的计算公式有误。文献[18]对其进行了改进得出的半波长是随内芯轴向应力连续变化的。事实上, 内芯波长随轴向应力的变化是不连续的: 内芯的各阶屈曲均会保持一段时间, 即轴向应力增长而内芯的波数不变, 直到轴向应力等于下一阶临界屈曲应力时波数才会增加, 同时波长变短。因此, 内芯半波长 $l_c$ 是间断变化的。假设内芯与外套管之间无摩擦, 内芯屈曲后波长相等; 支撑为理想挺直构件; 两端铰接, 且无初始偏心; 在加载过程中内芯截面不出现卸荷应变。可推得 $l_c$ 的表达式为:

$$l_c = \frac{t_c \pi}{2} \sqrt{\frac{E_t}{3\sigma_{crn}}} \quad (1)$$

式中,  $\sigma_{crn}$ 、 $t_c$  和  $E_t$  分别为内芯的  $n$  阶屈曲应力、厚度和切线模量。

支撑内芯在发生多波失稳后, 在接触区域对外套管会产生局部的挤压力, 如图 3 所示。

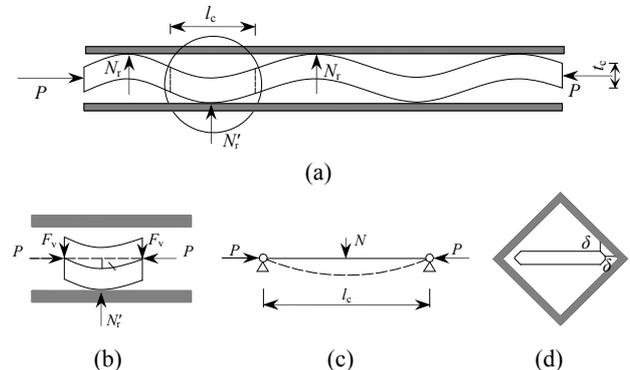


图 3 内芯对外套管挤压力示意图

Fig. 3 Interaction between the core and the outer tube

在内芯上取一个半波进行分析, 两端截面作用有轴向力  $P$  和剪力  $F_v$ , 由于截面位于反弯点其弯矩为零, 可将此段内芯简化为跨中受集中荷载两端受轴向力的简支梁, 当梁跨中挠度等于内芯幅值时, 梁上的集中荷载  $N$  等于内芯对外套管的挤压力  $N_r$ 。

跨中受集中荷载两端受轴向力的简支梁跨中挠度为:

$$y\left(\frac{l_c}{2}\right) = \frac{N}{2P} \left( \frac{\tan \frac{kl_c}{2}}{k} - \frac{l_c}{2} \right), \quad \text{其中 } k = \sqrt{\frac{P}{E_c I_c}} \quad (2)$$

式中:  $N$  为简支梁的集中荷载;  $E_c$ 、 $I_c$  分别为内芯的弹性模量和惯性矩。

从挠度表达式  $y(x)$  看不出波长的跳跃变化, 当  $kl_c$  取不同的值时才可以得出其变化。由式(2)可知, 集中荷载随着轴向力的变化而变化, 下面分情况讨论: 当  $P$  小于临界欧拉力时, 集中力  $N$  向下作用; 当  $P$  等于临界欧拉力时  $\tan(kl_c/2)$  为无穷大, 若要式(2)有解, 则集中力  $N$  等于零; 当  $P$  大于临界欧拉力时  $\tan(kl_c/2)$  为负值, 只有集中力为负值时才会有合理的挠度值, 即此时集中力反向作用于梁上, 梁中点处受压。这说明, 若轴向力下梁的侧向变形小则外力  $N$  是将梁拉到目标变形位置, 而梁的侧向变形大时外力  $N$  则是将梁推回至目标变形。

内芯波的数量随轴向力的变化是不连续的。在一定范围内, 轴向力增大内芯波数不变, 当轴向力达到下一阶临界屈曲力时波数才增加。对于一个长度为半波长的杆件, 其两端轴向力在一阶临界屈曲荷载和二阶临界屈曲荷载之间, 对应的外力  $N$  反向作用于梁上, 此时  $N$  即为外套管对内芯的挤压力  $N_r'$ 。挤压力随轴向力而变化, 据此可求挤压力的最大值。

梁只受轴向压力时  $k = n\pi/l_c$ , 当轴向力取图 3(c)所示计算模型对应的一阶、二阶临界屈曲荷载之间时, 有:

$$\frac{\pi}{l_c} \leq k \leq \frac{2\pi}{l_c} \quad \text{即} \quad \frac{\pi}{2} \leq \frac{kl_c}{2} \leq \pi \quad (3)$$

式(2)中等号右侧括号内取最小值时  $N$  最大, 在式(3)范围内  $\tan(kl_c/2)$  为非正数, 因此在  $\tan(kl_c/2) = 0$  即  $kl_c/2 = \pi$  时  $N$  最大, 其值为:

$$N = -\frac{4P}{l_c} y\left(\frac{l_c}{2}\right) \quad (4)$$

当梁中点挠度等于内芯变形幅值, 即  $(\delta + v_p \varepsilon_c t_c / 2)$  时:

$$N = -(4\delta + 2v_p \varepsilon_c t_c) \frac{P}{l_c} \quad (5)$$

式中:  $\delta$  为内芯与外套的初始间隙, 如图 3(d)所示;  $v_p$  为内芯的泊松比;  $\varepsilon_c$  为内芯在  $P$  作用下的轴向应变。

此时, 梁上的集中荷载  $N$  等于内芯对外套管的挤压力  $N_r$ , 因此:

$$N_r = (4\delta + 2v_p \varepsilon_c t_c) \frac{P}{l_c} \quad (6)$$

式中: 当内芯处于拉应变时,  $\varepsilon_c$  为正; 当内芯处于压应变时,  $\varepsilon_c$  为负。随着轴压力  $P$  的增大,  $4\delta + 2v_p \varepsilon_c t_c$  减小,  $N_r$  应取此过程中的最大值。

将式(6)做无量纲化处理, 左右两边均除以内芯的屈服力  $P_y = b_c t_c \sigma_{yc}$ :

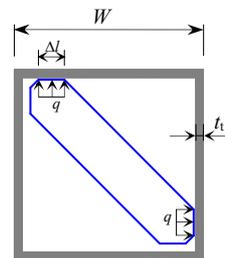
$$\frac{N_r}{P_y} = 4 \left( 2 \frac{\delta}{t_c} - v_p \varepsilon_c \right) \frac{\left( 1 + \alpha \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_e}{\varepsilon_e} \right)}{\pi \sqrt{\frac{\alpha E}{3\sigma_{crn}}}} \quad (7)$$

式中,  $\delta/t_c$  为间隙与内芯板厚的比值, 该比值定义为间厚比。

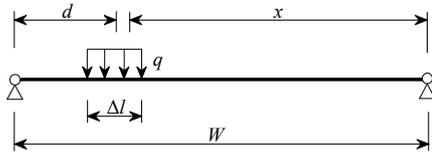
由式(7)可知, 内芯对外套管的挤压力主要取决于间厚比和内芯轴向应变。随着这两个参数的增大而增大。

## 2 外套管的临界荷载

一字形内芯外套方钢管的全钢防屈曲支撑在内芯的四条棱边上要进行倒角处理, 如图 4(a)所示。内芯在倒角处与外套管接触形成挤压力, 外套管壁板在挤压力作用下产生弯曲变形, 并在受到挤压的边上出现塑性, 继而塑性发展直到形成机构, 无法继续承载。外套管中受压的一边可视为简支梁。由于倒角的存在, 内芯与外套管接触作用是在倒角宽度上的分布荷载, 假设荷载均匀分布, 如图 4(b)所示。



(a) 内芯与外套管挤压作用示意图



(b) 外套管受压边计算简图

图 4 内芯与外套管的挤压

Fig.4 Interaction between the core and the outer tube

根据剪力为零的原则, 计算出最大弯矩的截面位于距右侧支点  $x$  的位置, 进而可求得此截面上的弯矩:

$$M_{\max} = \frac{qd\Delta l}{W} \left( W - d + \frac{d\Delta l}{2W} - \frac{\Delta l}{2} \right) \quad (8)$$

式中:  $W$  为外套管截面的边长;  $d$  为内芯与外套接触段中心点到邻近支点的距离;  $\Delta l$  为内芯与外套接触段的宽度;  $q$  为内芯与外套管接触面上的均布荷载。

有限元分析表明: 发生局部屈曲时外套管的鼓曲范围约为屈曲半波的长度, 因此假设外套管对内芯一个波峰起到约束作用的范围是在沿长度方向上与内芯屈曲半波长相等, 如图 5 所示。

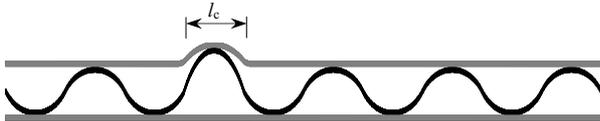


图 5 外套管局部屈曲示意图

Fig.5 Local buckling of the outer tube

则外套管受压一边所能承受的最大塑性弯矩为:

$$M = \frac{l_c t_t^2 \sigma_{yt}}{4} \quad (9)$$

式中:  $t_t$  为外套管壁的厚度;  $\sigma_{yt}$  为外套管的屈服应力。

当外套管壁的最大弯矩达到最大塑性弯矩时外套管无法继续承载, 外套管破坏的临界荷载为:

$$P_t = q\Delta l = \frac{\sigma_{yt} \pi \sqrt{\frac{\alpha E}{3\sigma_{crn}} t_c t_t^2}}{8d \left( 1 - \frac{d}{W} + \frac{d}{W} \cdot \frac{\Delta l}{2W} - \frac{\Delta l}{2W} \right)} \quad (10)$$

式中:  $W$  为外套管截面的边长;  $d$  为内芯与外套接触段中心点到邻近支点的距离;  $\Delta l$  为内芯与外套接触段的宽度;  $q$  为内芯与外套管接触面上的均布荷载。

将式(10)进行无量纲化处理, 左右两边同时除以内芯的屈服力:

$$\frac{P_t}{P_{yc}} = \frac{\pi \sigma_{yt} \sqrt{\frac{\alpha E}{3\sigma_{crn}} \left( \frac{t_t}{t_c} \right)^2}}{8\sigma_{yc} \left( 1 - \frac{d}{W} + \frac{d}{W} \cdot \frac{\Delta l}{2W} - \frac{\Delta l}{2W} \right) \frac{b_c d}{t_c t_c}} \quad (11)$$

式中,  $t_t/t_c$  为外套管与内芯厚度比, 简称为厚度比。

通过式(11)可以看出, 外套管能承受的最大压力与内芯屈服力比值与厚度比、内芯的宽厚比等因素有关, 其中厚度比对外套管承载力影响最大。

### 3 保证防屈曲支撑局部稳定性的设计方法

当外套管的承载力不小于内芯对外套管的挤压力时, 可保证防屈曲支撑的局部稳定性。对于一字形内芯外套方钢管的全钢防屈曲支撑, 为了使内芯得到更好的约束在内芯的四条边上进行倒角, 倒角的角度为  $45^\circ$ , 根据此角度以及内芯与外套的相互作用可得:

$$P_t \geq \sqrt{2} \frac{N_t}{2} \quad (12)$$

联合式(6)、式(10)和式(12), 引起防屈曲支撑局部屈曲破坏的轴向临界荷载为:

$$P = \frac{\sqrt{2} l_c^2 t_t^2 \sigma_{yt}}{8(2\delta + v_p \varepsilon_c t_c) d \left( 1 - \frac{d}{W} + \frac{d\Delta l}{2W^2} - \frac{\Delta l}{2W} \right)} \quad (13)$$

由于约束比的概念简单明确, 便于应用, 现将约束比引入防屈曲支撑的局部稳定性的设计中, 并将其概念进行扩展——引起防屈曲支撑破坏的临界荷载与支撑的屈服轴力之比, 此临界荷载包含了整体失稳的一阶屈曲临界荷载以及高阶屈曲引起支撑局部失稳的破坏荷载。对于局部失稳的情况, 约束比可以表示为:

$$\xi = \frac{P}{P_y} = \frac{\sqrt{2} l_c^2 t_t^2 \sigma_{yt}}{8(2\delta + v_p \varepsilon_c t_c) d t_c b_c \sigma_{yc} \left( 1 - \frac{d}{W} + \frac{d\Delta l}{2W^2} - \frac{\Delta l}{2W} \right)} \quad (14)$$

式中,  $P_y$  为内芯屈服力。

对于一字形内芯外套方钢管的防屈曲支撑, 内芯与外套管接触力合力作用点到支点距离与外套管边长的比值受内芯宽厚比的直接影响, 如图 6 所示, 从几何关系可以得到内芯宽厚比与  $W/d$  的关系:

$$\frac{b_c}{t_c} = \frac{W-d}{d} = \frac{W}{d} - 1 \quad \text{且} \quad \frac{d}{t_c} = \frac{\sqrt{2}}{2} \quad (15)$$

将式(1)和式(15)代入式(14)中, 并假设内芯与外套管所用钢材相同, 支撑的约束比可以表示为:

$$\xi = \frac{\left(\frac{t_i}{t_c}\right)^2 \pi^2 E_t}{48 \left(2 \frac{\delta}{t_c} + \nu_p \varepsilon_c\right) \frac{b_c}{t_c} \sigma_{crn} \left[1 - \frac{1}{\frac{b_c}{t_c} + 1} + \frac{\Delta l}{2W \left(\frac{b_c}{t_c} + 1\right)} - \frac{\Delta l}{2W}\right]}$$

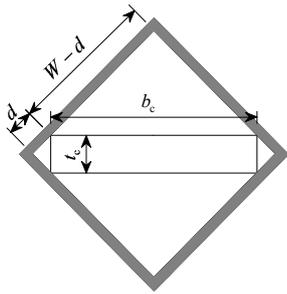


图 6 支撑截面尺寸关系示意图

Fig.6 Cross section of BRBs

若使支撑不发生局部屈曲, 在设计中应保证:

$$\xi \geq \xi_{\text{目标}} \quad (17)$$

式中,  $\xi_{\text{目标}}$  是目标约束比, 根据支撑目标延性而定的, 即目标应变下支撑的承载力与屈服力的比值。考虑到内芯在大应变下疲劳寿命衰减, 通常防屈曲支撑的内芯最大设计应变不超过 3%<sup>[19-20]</sup>, 根据已有试验, 此时目标约束比为 1.8。

文献[1]对一字形内芯外套方钢管的防屈曲支撑进行了试验研究, 其中 UB1-3 发生了局部屈曲, 而 UB1-5 完好。根据材料性能并考虑支撑摩擦力预测目标应变(1.4%)下支撑承载力与屈服力的比值为 1.5。根据本文式(16)计算得到 UB1-3 的约束比为 0.81, 说明试件达到目标应变前就会发生局部屈曲; 而计算得到 UB1-5 的约束比为 1.61, 说明试件不会发生局部屈曲, 这一结果在试验中得到了验证, 在一定程度上说明本文结果有效。

从式(16)中可以看出, 约束比与支撑厚度比、间厚比、内芯宽厚比、轴向应变、内芯与外套管接触段宽度与外套管边长之比等多种因素有关。约束比随着支撑厚度比的增大呈平方增长, 随着间厚比和内芯宽厚比的减小而近似呈线性增大。因此, 在防屈曲支撑的设计中不仅要考虑外套管的刚度, 而且要综合考虑间隙、内芯与外套接触宽度以及内芯宽度厚度等多种因素的影响, 在此基础上选取合理的外套管厚度, 以使支撑约束比大于其限值。

## 4 结论

本文针对一字形内芯外套方钢管的全钢防屈曲支撑局部失稳的破坏模式进行了理论分析, 得到以下结论:

(1) 对内芯对外套管的挤压力进行了推导, 挤压力主要由支撑的间厚比及内芯轴向应变决定。

(2) 推导出外套管的承载力公式, 外套管承载力主要受支撑厚度比和内芯宽厚比的影响。

(3) 从理论上得出保证一字形内芯外套方钢管防屈曲支撑局部稳定的约束比表达式, 该约束比与多种因素有关, 随着支撑厚度比的增大呈平方增长, 随着间厚比和内芯宽厚比的减小而近似呈线性增大。

(4) 本文的理论公式适用于内芯与外套管间摩擦可以忽略(或采用润滑处理减小摩擦)、加工精度较高、无初始缺陷和初始偏心的一字形内芯全钢防屈曲支撑。

## 参考文献:

- [1] 李妍, 吴斌, 王倩颖, 等. 防屈曲钢管支撑阻尼器的试验研究[J]. 土木工程学报, 2006, 39(7): 9-14.  
Li Yan, Wu Bin, Wang Qianying, et al. An experimental study of anti-buckling steel damping-braces [J]. China Civil Engineering Journal, 2006, 39(7): 9-14. (in Chinese)
- [2] 申波, 邓长根. 双钢管构件由点接触到线接触连续过渡[J]. 工程力学, 2007, 24(2): 154-160.  
Shen Bo, Deng Changgen. Continuous transition from point contact to line contact between the axially compressed inner core and the flexible sleeve in a sleeved column [J]. Engineering Mechanics, 2007, 24(2): 154-160. (in Chinese)
- [3] 申波, 邓长根. 套管构件中轴压内核与柔性套筒线接触的屈曲[J]. 工程力学, 2007, 24(11): 63-69.  
Shen Bo, Deng Changgen. Buckling of line-contact segment between axially compressed inner core and flexible sleeve in a sleeved column [J]. Engineering

- Mechanics, 2007, 24(11): 63—69. (in Chinese)
- [4] 马宁, 吴斌, 赵俊贤, 等. 十字形内芯全钢防屈曲钢支撑抗震性能构件及子系统足尺试验[J]. 土木工程学报, 2010, 43(4): 1—7.  
Ma Ning, Wu Bin, Zhao Junxian, et al. Full scale uniaxial and subassemblage tests on seismic behavior of all-steel buckling-restrained brace [J]. China Civil Engineering Journal, 2010, 43(4): 1—7. (in Chinese)
- [5] 叶列平, 马千里, 程光煜, 等. 西部机电科技商务中心钢结构消能减震计算分析[J]. 工程抗震与加固改造, 2005, 27(3): 20—25.  
Ye Lieping, Ma Qianli, Cheng Guangyu, et al. A seismic analysis of machine technology business centre with energy dissipation braces [J]. Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting, 2005, 27(3): 20—25. (in Chinese)
- [6] 李国强, 宫海, 张杨, 等. TJ型屈曲约束支撑在加固工程中关键技术研究[J]. 建筑结构, 2010, 40(增刊 2): 135—138.  
Li Guoqiang, Gong Hai, Zhang Yang, et al. Study on key technologies of TJ buckling restrained braces in strengthening projects [J]. Building Structures, 2010, 40(Suppl 2): 135—138. (in Chinese)
- [7] 周云, 邓雪松, 钱洪涛, 等. 开孔式三重钢管防屈曲耗能支撑性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2010, 43(9): 77—86.  
Zhou Yun, Deng Xuesong, Qian Hongtao, et al. An experimental study of the perforation-type triple-steel tube buckling-restrained brace [J]. China Civil Engineering Journal, 2010, 43(9): 77—86. (in Chinese)
- [8] Ju Y K, Kim M, Kim J, et al. Component tests of buckling-restrained braces with unconstrained length [J]. Engineering Structures, 2009, 31(2): 507—516.
- [9] Mazzolani F M, Corte G D, Aniello M. Experimental analysis of steel dissipative bracing systems for seismic upgrading [J]. Journal of Civil Engineering and Management, 2009, 15(1): 7—19.
- [10] Watanabe A, Hitomi Y, Yaeki E, et al. Properties of brace encased in buckling-restraining concrete and steel tube [C]. Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering. Tokyo-Kyoto Japan, 1988.
- [11] 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, 1988, 34: 249—258.
- [12] 程光煜, 叶列平, 崔鸿超. 防屈曲耗能钢支撑设计方法的研究[J]. 建筑结构学报, 2008, 29(1): 40—48.  
Cheng Guangyu, Ye Lieping, Cui Hongchao. Study on the design method of buckling-restrained brace [J]. Journal of Building Structures, 2008, 29(1): 40—48. (in Chinese)
- [13] Nagao T, Takahashi S. A study on the elasto-plastic behavior of unbonded composite bracing: Part 2 [J]. Journal of Structural and Construction Engineering, 1999, 521(7): 141—147.
- [14] 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.  
Guo Yanlin, Jiang Leixin. Behavior and application of buckling-restrained braces assembled with section steels [J]. Building Structures, 2010, 40(1): 30—37. (in Chinese)
- [15] Manabe N, Simokawa H, Kamiya M, et al. Elasto plastic behavior of flat-bar braces stiffened by square steel tube [C]. Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structural Engineering Section, 1996.
- [16] Kamiya M, Simokawa H, Morino S, et al. Elasto-plastic behavior of flat-bar braces stiffened by square steel tube (Part 2) [C]. Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structural Engineering Section, 1997.
- [17] Matsui R, Takeuchi T, Hajar J F, et al. Local buckling restraint condition for core plates in buckling restrained braces [C]. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing China, 2008.
- [18] 赵俊贤, 吴斌. 防屈曲钢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.  
Zhao Junxian, Wu Bin. Working mechanism and stability design methods of buckling-restrained braces [J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2009, 29(3): 131—139. (in Chinese)
- [19] Black C, Makris N, Aiken I. Component testing, seismic evaluation and characterization of buckling restrained braces [J]. Journal of Structural Engineering, 2004, 130(6): 880—894.
- [20] 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.