

# 双相不锈钢 S32001 角钢悬臂构件弯扭屈曲性能 及设计方法研究

叶守杰<sup>1</sup>, 王培军<sup>2\*</sup>, 刘泉维<sup>1</sup>, 朱浩<sup>2</sup>, 全宇<sup>2</sup>, 赵继增<sup>1</sup>

(1. 青岛地铁集团有限公司, 山东 青岛 266011; 2. 山东大学 土建与水利学院, 济南 250061)

**摘要:** 双相不锈钢 S32001 兼具优异强度与经济性, 但目前针对其制成结构钢构件的相关研究较为匮乏。文中选取双相不锈钢 S32001 冷弯角钢悬臂构件的弯扭屈曲性能为研究对象。首先, 依托轨道交通区间冷弯角钢设备支架, 开展了冷弯角钢悬臂梁弯曲试验研究, 试验关键参数包括截面尺寸与悬臂长度; 随后, 基于试验结果建立有限元模型, 并开展了系统性的参数分析。结果表明: 试件均出现了所设计的弯扭屈曲破坏; 减小长细比与肢长比能够显著提高试件承载力。最终, 对比美国规范 AISC 360-16 中厚实截面角钢悬臂试件承载力计算公式的预测结果, 与有限元分析得到的试件承载力结果, 对比发现: 该规范对不等边角钢试件的预测精度较高。基于数值模拟结果对等边角钢试件的预测公式进行修正, 修正后的公式其预测结果与有限元分析结果吻合较好。

**关键词:** 双相不锈钢 S32001; 冷弯角钢; 悬臂构件; 弯扭屈曲; 计算方法

中图分类号: TU391

文献标志码: A

文章编号: 1671-9379(2025)11-0032-13

DOI: 10.13969/j.jzgjgz.20240528001

## Behavior and Design Method for Flexural-Torsional Buckling of Duplex Stainless Steel S32001 Angle Steel Cantilevered Members

YE Shoujie<sup>1</sup>, WANG Peijun<sup>2\*</sup>, LIU Quanwei<sup>1</sup>, ZHU Hao<sup>2</sup>, QUAN Yu<sup>2</sup>, ZHAO Jizeng<sup>1</sup>

(1. Qingdao Metro Group Co., Ltd., Qingdao 266011, China; 2. School of Civil Engineering,

Shandong University, Jinan 250061, China)

\*Corresponding author: pjwang@sdu.edu.cn

**Abstract:** Duplex stainless steel S32001 offers excellent strength and cost-effectiveness, but research on structural steel components made from this material is currently limited. This study focuses on the flexural-torsional buckling behavior of cold-formed angle steel cantilevered beams made from S32001. First, based on the cold-formed angle steel equipment brackets for rail transit zones, bending tests on angle steel cantilevered beams were conducted, with key parameters including section dimensions and cantilever length. Subsequently, a finite element model was developed for extensive parameter analysis. The results indicated that all specimens experienced design-related flexural-torsional buckling failures. Reducing the length-to-thickness ratio and leg length ratio significantly improved the load-bearing capacity of the components. Finally, a comparison was made between the load-bearing capacity predictions from the AISC 360-16 standard for non-slender section angle steel cantilevered

收稿日期: 2024-05-28

作者简介:

叶守杰(1978—), 男, 硕士, 高级工程师, 主要从事轨道交通金属结构方面的研究。E-mail: yeshoujie0102@163.com。

通信作者:

王培军(1976—), 男, 博士, 教授, 主要从事高性能钢结构方面的研究。E-mail: pjwang@sdu.edu.cn。

components and those obtained from finite element analysis. The results showed that the standard's predictions were only accurate for angle steel beams with unequal leg lengths. The prediction formula for angle steel beams with equal leg lengths was revised based on numerical simulation results, and the revised formula closely matched the finite element analysis results.

**Keywords:** duplex stainless steel S32001; cold-formed angle steel; cantilever member; flexural-torsional buckling; design method

普通钢材抗腐蚀性差,需采用喷漆防腐涂层等防腐措施提升其防腐能力。但防腐涂层耐久性不足,涂层破损易引发钢结构锈蚀,尤其在沿海地区,该区域钢结构锈蚀现象更为严重,进而增加后期维护成本。此外,遭受锈蚀的钢结构其强度和耐久性均会产生大幅度下降,从而带来安全隐患;甚至在锈蚀严重的情况下,会导致结构损毁倒塌,严重威胁生命和财产安全。采用不锈钢结构可以从根本上解决钢材锈蚀问题<sup>[1-2]</sup>。此外,不锈钢经冷弯加工制成的角钢构件,兼具工业化程度高、安装方便、截面形状简单等优点,适用于钢结构厂房、装配式住宅、桥梁等广泛工程场景<sup>[3-5]</sup>。

国内外学者对不锈钢角钢的受力性能进行了大量研究。THEOFANOUS 等<sup>[6]</sup>对非对称热轧奥氏体不锈钢角钢开展了抗弯试验研究,发现欧洲规范对其承载力的计算过于保守,主要原因是规范中未计入热成型奥氏体不锈钢的应变硬化效应。SUN 等<sup>[7]</sup>对奥氏体热轧等肢角钢柱和具有侧向约束的角钢梁开展了试验和数值研究,同样发现了欧洲规范对其承载力的计算过于保守,原因是忽略了奥氏体不锈钢的材料应变硬化有利影响。BEHZADI-SOFIANI 等<sup>[8]</sup>对冷弯和热轧不锈钢等肢角钢单轴受弯梁的稳定性能进行了研究,发现对于绕强轴受弯的构件,主要发生横向扭转与局部屈曲联合破坏;对于绕弱轴受弯的构件,主要发生横向扭转屈曲破坏。

新研发的双相不锈钢 S32001 角钢悬臂构件在常温下的屈服强度约为 490 MPa,其屈服强度较 S304 系列、S316 系列提高约 90%;且镍含量大幅降低,经济性更优,

作为结构钢使用优势显著。然而,目前国内外对高强双相不锈钢角钢构件的研究较为匮乏。因此,本文选取双相不锈钢 S32001 冷弯角钢悬臂结构作为研究对象,通过试验研究、有限元模拟和理论分析研究其弯扭屈曲性能,并详细分析了角钢壁厚、角钢竖肢长度、肢长比、构件长细比等参数对其弯扭屈曲性能的影响。最终通过对比验证,美国规范 AISC 360-16<sup>[9]</sup>中承载力计算公式对冷弯角钢悬臂构件承载力的预测具有适用性,并基于研究结果对该规范公式进行了修正。

## 1 试验设计及结果

### 1.1 试件设计

依托轨道交通区间冷弯角钢设备支架,开展双相不锈钢 S32001 冷弯角钢悬臂梁弯扭屈曲性能研究。角钢试件主要由弧形角钢立柱与角钢悬臂梁组成。角钢悬臂梁的固定端焊接在角钢立柱上,立柱开有槽形螺栓孔,通过 T 形螺栓固定到预埋槽道,视为固接。此外,角钢悬臂梁开设有与设备支撑板相连的螺栓孔,其尺寸位置均按照实际工程设计。各试件设计尺寸如图 1 所示,实测尺寸如表 1 所示。试件编号规则如图 2 所示。

### 1.2 材性试验

材性试验共制备 3 个拉伸试件,其尺寸均符合《金属材料 拉伸试验 第 1 部分:室温试验方法》(GB/T 228.1—2021)<sup>[12]</sup>的要求。所有试件均采用线切割方法加工而成,将试验测得各试件的应力、应变进行均值处理,绘制

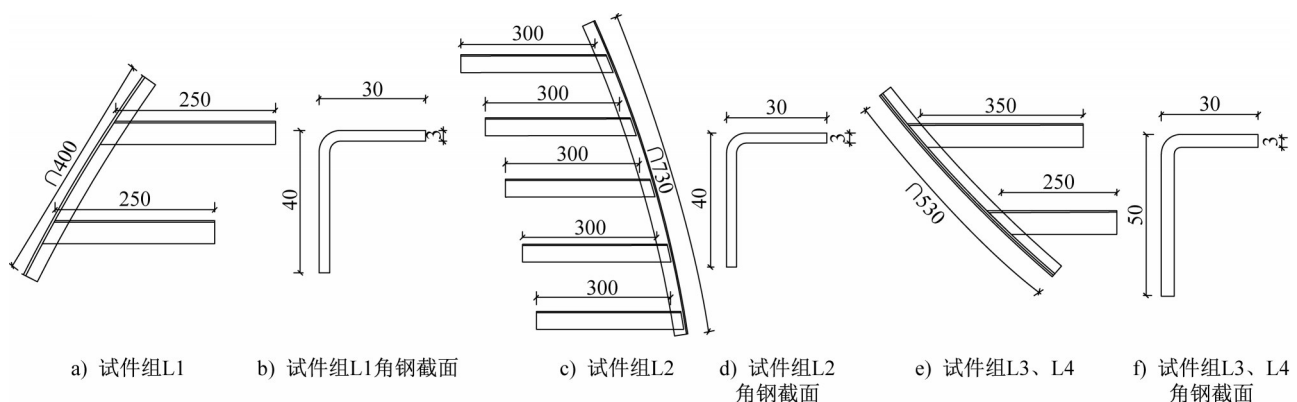


图 1 试件尺寸详图(单位:mm)

Fig. 1 Detailed drawing of specimen dimensions (unit: mm)

表1 试件组尺寸参数

Table 1 Dimension parameters of specimen groups

试件编号	水平肢长 a/mm	竖肢长 b/mm	肢厚 t/mm	悬臂长 l/mm	肢长比 $\beta$
L1	29.4	39.2	2.9	250.0	0.75
L2	29.5	38.8	2.9	300.0	0.75
L3	29.5	48.9	3.9	250.0	0.60
L4	28.8	48.3	3.9	350.0	0.60

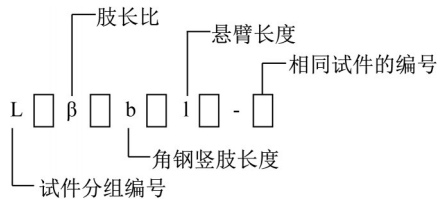


图2 试件编号规则

Fig. 2 Specimen numbering rule

如图3所示3个试件的拉伸应力-应变曲线,相关材料性参数如表2所示。各试件的初始弹性模量约为  $1.94 \times 10^5$  MPa, 名义屈服应力平均值为 445.48 MPa, 标准拉伸试件的断后延伸率为 43.21%, 表明双相不锈钢 S32001 角钢兼具优异的强度及良好的延展性。

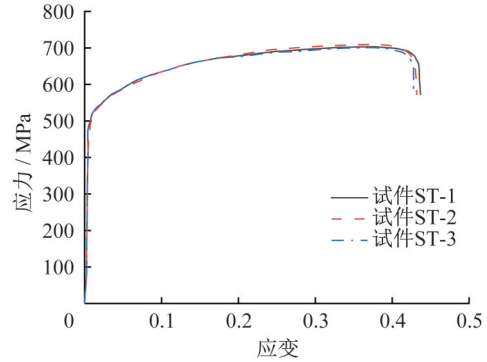


图3 试件应力-应变曲线

Fig. 3 Stress-strain curves of specimens

表2 拉伸试件材料性能参数

Table 2 Material properties of tensile specimens

拉伸试件	初始弹性模量 $E_0$ /MPa	0.2% 塑性应变 $\epsilon_{1,0.2}$	名义屈服应力 $\sigma_{0.2}$ /MPa	极限应变 $\epsilon_u$	极限应力 $\sigma_u$ /MPa	断后延伸率/%
ST-1	193 740	0.004 5	449.22	0.377 2	710.88	43.51
ST-2	196 630	0.004 6	441.85	0.374 4	715.23	43.12
ST-3	191 020	0.004 5	445.36	0.381 1	709.58	42.91
平均值	193 796	0.004 5	445.48	0.377 1	711.90	43.21

### 1.3 加载装置与测点布置

如图4、图5所示,本试验采用弧形反力架模拟支架的实际支座,预埋槽道通过焊接固定于弧形反力架,最终实现与试件的可靠相连。此外,通过花篮螺栓在各角钢悬臂梁自由端施加荷载,荷载和位移大小分别通过力传感器和位移计测量,位移计布置如图6a)所示。为确保试件发生扭转变形,加载轴线不应与角钢形心线重合。为此,在力传感器作用下,荷载以面荷载的形式施加至各角钢悬臂梁自由端部。悬臂角钢水平肢与竖肢均布置有应变片,测点布置如图6b)所示,该应变片用以监测试件是否发生屈服及探索其变形规律。

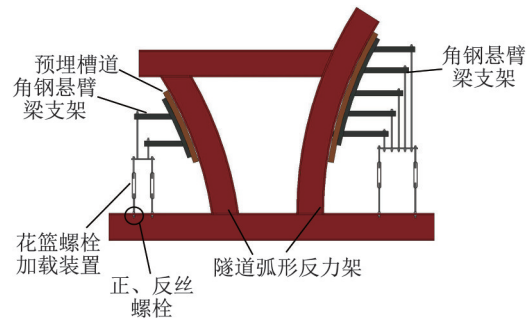


图4 加载装置

Fig. 4 Loading setup

## 2 试验结果

### 2.1 试验现象

#### 2.1.1 试件组 L1

试件组 L1 在其支架处共布置 3 个相同试件,在端部竖向荷载作用下,悬臂角钢发生了弯扭变形,但变形较小。随着荷载持续增加,角钢悬臂梁自由端的竖向变形和侧向扭转变形均明显增大;荷载进一步提升后,角钢竖

肢的变形逐渐增大,试件达到极限荷载 2 930 N;此后继续增大荷载,试件变形急剧增大,而承载力逐渐下降,当承载力下降至极限荷载的 85% 时,停止试验。卸载后,试件产生了明显的塑性变形,如图 7 所示。

#### 2.1.2 试件组 L2

试件组 L2 在支架处布置的 3 个试件,其试验现象与试件组 L1 的试验现象基本一致,最终加载至极限荷载 2 430 N 后,继续施加荷载,承载力开始回落,当承载力降

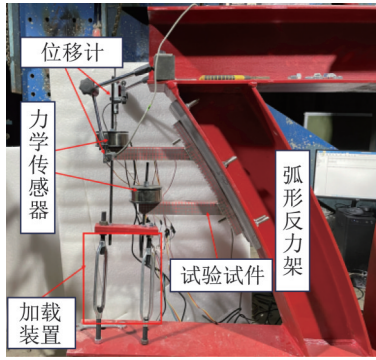


图 5 试件安装完成图

Fig. 5 Diagram of specimen installation completion

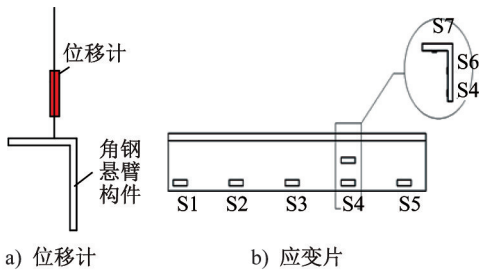
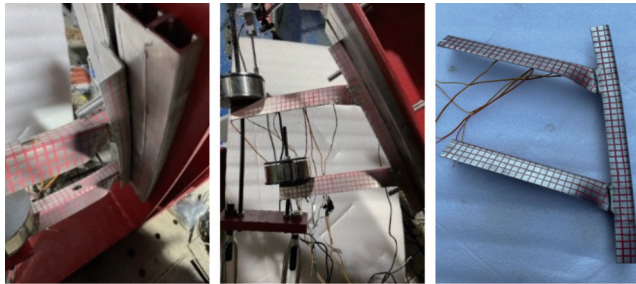


图 6 测点布置

Fig. 6 Arrangement of measurement points

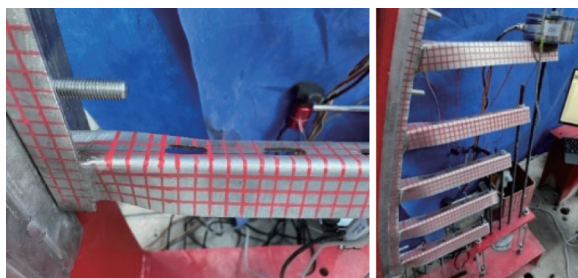


a) 悬臂试件发生弯扭变形 b) 试件发生竖向变形 c) 试件破坏

图 7 试件组 L1 试验现象

Fig. 7 Test phenomena of specimen group L1

至极限荷载的 85% 时, 停止加载。试件组 L2 的弯扭变形较试件组 L1 的弯扭变形大, 角钢悬臂梁在固定端处发生了明显的平面外弯曲和扭转变形。如图 8 所示。



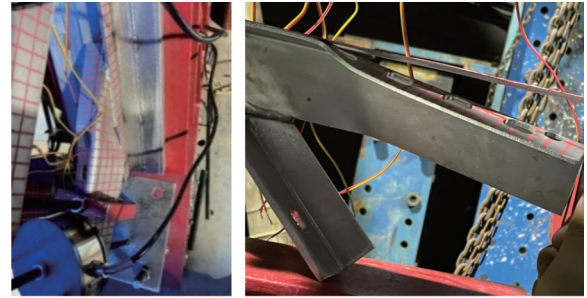
a) 悬臂试件发生弯扭变形 b) 试件破坏

图 8 试件组 L2 试验现象

Fig. 8 Test phenomena of specimen group L2

### 2.1.3 试件组 L3、L4

试件组 L3 在支架处布置的 3 个试件, 其试验现象与试件组 L1 和 L2 的试验现象基本一致, 当最终加载至极限荷载 4 500 N, 且试件破坏时, 角钢悬臂梁固定端处发生明显的平面外弯曲变形。如图 9 所示。

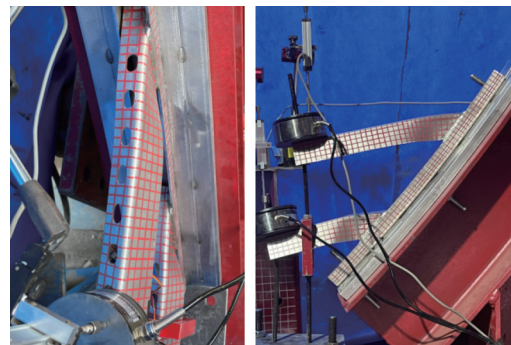


a) 悬臂试件发生弯扭变形 b) 试件破坏

图 9 试件组 L3 试验现象

Fig. 9 Test phenomena of specimen group L3

试件组 L4 在支架处布置的 3 个试件, 其试验现象与试件组 L1、L2 和 L3 的试验现象基本一致, 最终加载至极限荷载 2 940 N 时, 角钢悬臂梁最终仍发生整体弯扭屈曲破坏, 如图 10 所示。



a) 试件弯扭变形 b) 试件破坏

图 10 试件组 L4 试验现象

Fig. 10 Test phenomena of specimen group L4

通过分析以上 4 组试件的试验现象可以看出: 角钢为单轴对称截面, 荷载作用线与截面形心轴存在偏心, 导致所有试件均发生弯扭屈曲, 因此该类支架的承载能力一般由角钢悬臂梁的整体稳定承载力控制。

### 2.2 荷载-位移曲线

将各试件组测得的位移、荷载进行均值处理, 绘制如图 11 所示的 4 组试件加载点处的荷载-位移曲线。悬臂梁受弯过程中的荷载-位移曲线可以分为弹性阶段、弹塑性阶段和破坏阶段。在加载初期, 悬臂梁处于弹性变形阶段, 监测点的荷载和位移呈线性变化关系; 随着荷载继

续增加,该曲线的斜率开始下降,位移的增加速率开始大于荷载的增加速率,二者不再呈现线性关系,此时悬臂梁进入了弹塑性变形阶段;继续施加荷载,当悬臂梁到达极

限荷载后即进入极限状态,荷载开始下降;随着荷载继续增大,试件最终发生破坏。

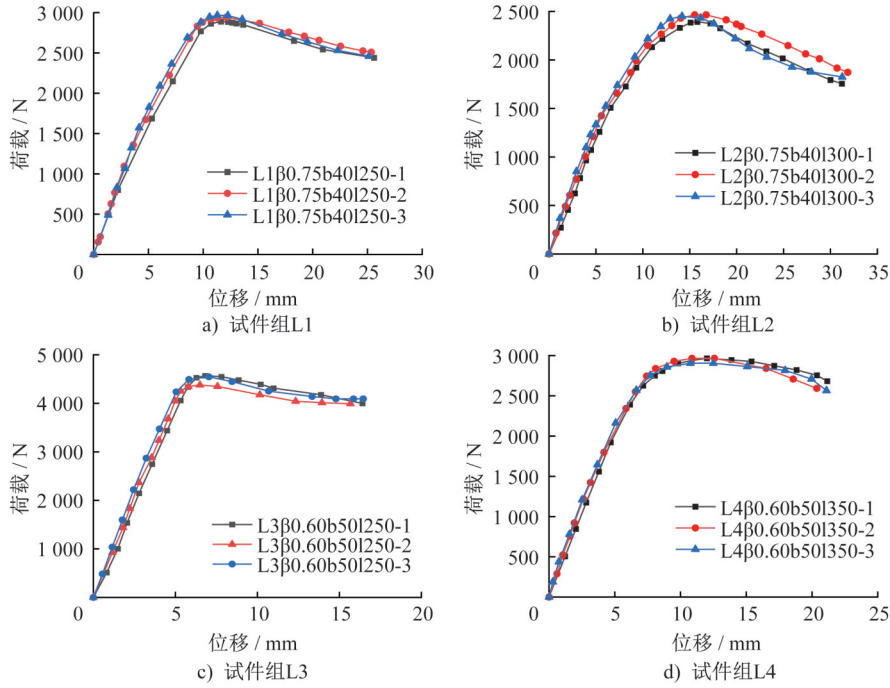


图 11 试件荷载-位移曲线  
Fig. 11 Load-displacement curves of specimens

从各试件组的荷载-位移曲线中提取极限荷载,并统计其破坏模式汇总于表3。可以发现:(1)增大试件长度会使试件的承载力有所降低;(2)当悬臂长度、板件厚度

相同时,角钢竖肢越长,试件的承载力越大;(3)角钢截面悬臂梁的破坏模式均与设计预期一致,为整体弯扭失稳破坏。

表 3 各试件的抗弯极限承载力  
Table 3 Ultimate bearing capacity of specimens

试件编号	极限荷载 $P_u$ /N	试件长度/mm	破坏模式
L1 $\beta$ 0.75b40l250-1	2 890.13	250	整体弯扭失稳
L1 $\beta$ 0.75b40l250-2	2 940.25		
L1 $\beta$ 0.75b40l250-3	2 960.30		
L2 $\beta$ 0.75b40l300-1	2 390.44	300	整体弯扭失稳
L2 $\beta$ 0.75b40l300-2	2 460.01		
L2 $\beta$ 0.75b40l300-3	2 450.27		
L3 $\beta$ 0.60b50l250-1	4 570.10	250	整体弯扭失稳
L3 $\beta$ 0.60b50l250-2	4 380.11		
L3 $\beta$ 0.60b50l250-3	4 550.25		
L4 $\beta$ 0.60b50l350-1	2 960.17	350	整体弯扭失稳
L4 $\beta$ 0.60b50l350-2	2 970.29		
L4 $\beta$ 0.60b50l350-3	2 900.16		
L4 $\beta$ 0.60b50l350-4	2 900.16		

2.3 荷载-应变曲线

将试件组 L2、L4测得的荷载、应变进行均值处理,绘

制成如图 12 所示的荷载-应变曲线。S1~S5为沿纵向等间距设置于角钢竖肢最外侧的应变片。图中,应变为负

值时代表试件受压,应变为正值时代表试件受拉。图 12 表明在试件加载初期,所有应变与荷载呈线性关系;随着荷载增加,试件部分区域出现屈服现象,曲线斜率降低;继续增加荷载,试件出现了弯扭失稳现象且承载力开始降低。此外,由图 12 可知,试件组 L2、L4 达极限承载力后即发生弯扭失稳,此后继续加载,试件的弯扭变形持续加剧,应变呈反向增长趋势,这一现象表明,试件在 S5 应变片布置位置处出现鼓曲变形。

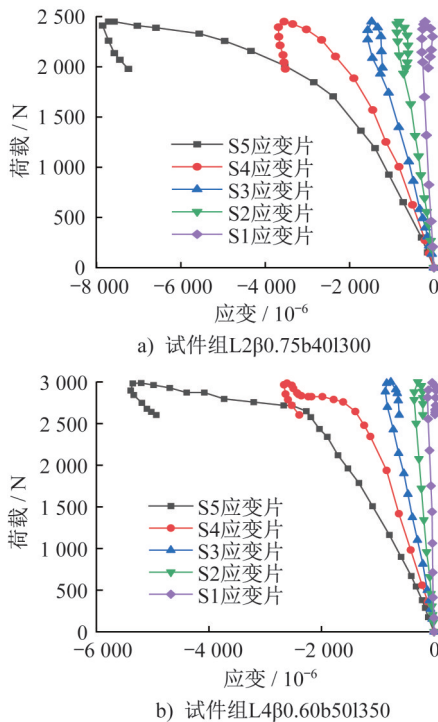


图 12 试件荷载-应变曲线

Fig. 12 Load-strain curves of specimens

### 3 有限元模型验证

采用有限元软件 ABAQUS 对表 1 中的试件进行数值模拟,并将模拟结果与试验结果进行对比,以进一步探索双相不锈钢冷弯角钢悬臂试件的弯扭屈曲性能。

#### 3.1 材料本构

双相不锈钢 S321001 的材料力学性能参数,采用基于郑宝锋<sup>[13]</sup>提出的拟合公式建立的本构模型进行定义,详细参数如表 4 所示。相应的数学表达式如下:

$$\epsilon = \begin{cases} \frac{\sigma}{E_0} + 0.002 \left( \frac{\sigma}{\sigma_{0.2}} \right)^n & 0 \leq \sigma \leq \sigma_{0.2} \\ \frac{\sigma}{E_0} + 0.002 \left( \frac{\sigma}{\sigma_{0.2}} \right)^{n_2} & \sigma_{0.2} < \sigma \leq \sigma_{1.0} \\ \left( \frac{\sigma}{p} \right)^q & \sigma_{1.0} < \sigma \leq \sigma_u \end{cases} \quad (1)$$

$$\begin{cases} n = \frac{\ln(20)}{\ln(\sigma_{0.2}/\sigma_{0.01})}, & n_1 = \frac{\ln(5)}{\ln(\sigma_{1.0}/\sigma_{0.2})} \\ n_2 = n + \left( \frac{\sigma - \sigma_{0.2}}{\sigma_{1.0} - \sigma_{0.2}} \right) (n_1 - n) \\ q = \frac{\ln(\epsilon_u/\epsilon_{1.0})}{\ln(\sigma_u/\sigma_{1.0})}, & p = \frac{\sigma_{1.0}}{\sqrt[q]{\epsilon_{1.0}}} \end{cases} \quad (2)$$

式中:  $s$  和  $e$  分别为不锈钢的应力和应变;  $E_0$  为初始弹性模量;  $s_u$  和  $e_u$  分别为极限抗拉强度和极限应变;  $s_{0.01}$ 、 $s_{0.2}$  和  $s_{1.0}$  分别为残余变形值为 0.01%、0.2% 和 1.0% 时对应的应力;  $e_{1.0}$  为应力达到  $s_{1.0}$  时的总应变;  $n$  为应变强化系数;  $n_1$  为应力达到  $s_{1.0}$  时的应变强化系数;  $n_2$ 、 $p$  和  $q$  为不锈钢材料本构模型系数。

表 4 有限元分析采用的材性

Table 4 Material properties used in finite element analysis

材料	$E_0$ /MPa	$\epsilon_{t,0.01}$	$\sigma_{0.01}$ /MPa	$\epsilon_{t,0.2}$	$\sigma_{0.2}$ /MPa	$\epsilon_{t,1.0}$	$\sigma_{1.0}$ /MPa	$\epsilon_u$	$\sigma_u$ /MPa
高强双相不锈钢 S32001	193 796	0.001 5	270.03	0.004 5	445.48	0.012 7	519.60	0.377	711.90

#### 3.2 有限元模型

采用 S4R 壳单元模拟双相不锈钢冷弯薄壁角钢,悬臂角钢网格尺寸为 5 mm,竖向立柱网格尺寸为 10 mm。有限元分析模型如图 13 所示。模型中引入了初始几何缺陷,具体流程如下:先通过有限元特征值屈曲分析提取第一阶模态的缺陷分布模式;再实测试件的整体与局部初始几何缺陷,乘以相应幅值系数后,输入至后续非线性屈曲分析模型中。其中,长度 250 mm 试件的整体初始几何缺陷为 0.75 mm(约为试件长度的 3/1 000);长度 350 mm 试件的整体初始几何缺陷为 0.36 mm(为试件长度的 1/1 000)。

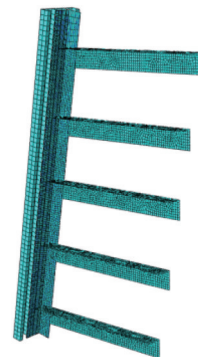


图 13 有限元模型

Fig. 13 Finite element model

### 3.3 模型验证

#### 3.3.1 破坏模式

图14与图15分别为试件组L1、L2通过有限元分析得到的Mises应力云图。对于试件组L1,有限元分析得到的试件变形与破坏模式与试验得到的试件变形与破坏模式相同,均为角钢悬臂梁发生整体弯扭屈曲,并最终发生了试件的整体弯扭失稳破坏,如图14所示。与试件组L1相比,试件组L2的悬臂梁长度由250 mm增至300 mm,有限元分析结果显示试件发生整体弯扭变形;水平肢因局部开孔导致截面削弱,距固定端第一孔处出现明显弯曲变形,该变形特征与试验破坏现象一致,如图15所示。

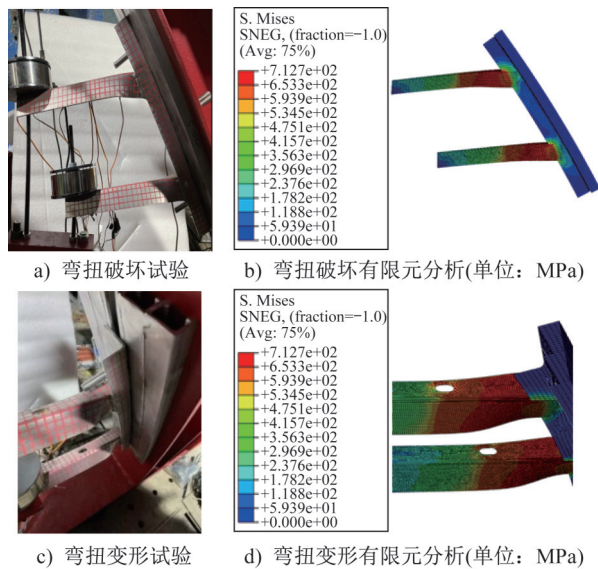


图14 试件组L1试验与有限元分析破坏模式对比

Fig. 14 Failure mode comparison of specimen group L1 between test and finite element analysis

#### 3.3.2 荷载-位移曲线

试件组L1、L2试验与有限元荷载-位移曲线对比如图16所示。可以看出:(1)各试件有限元模拟的荷载-位移曲线与试验结果吻合良好;(2)延性方面,有限元模拟和试验试件均表现出良好的延性;(3)试件刚度对比,有限元模拟结果偏大,主要原因是现场实测位移时,试件发生扭转导致位移计出现滑移,进而使得现场实测位移偏大。

有限元模拟中各试件的极限承载力与试验各试件的极限承载力对比如表5所示。有限元模拟结果与现场试验结果相比,其极限荷载的平均误差为0.81%,最大误差为1.70%,这表明所建立的有限元模型能够较为准确地模拟高强双相不锈钢角钢悬臂梁的力学性能。

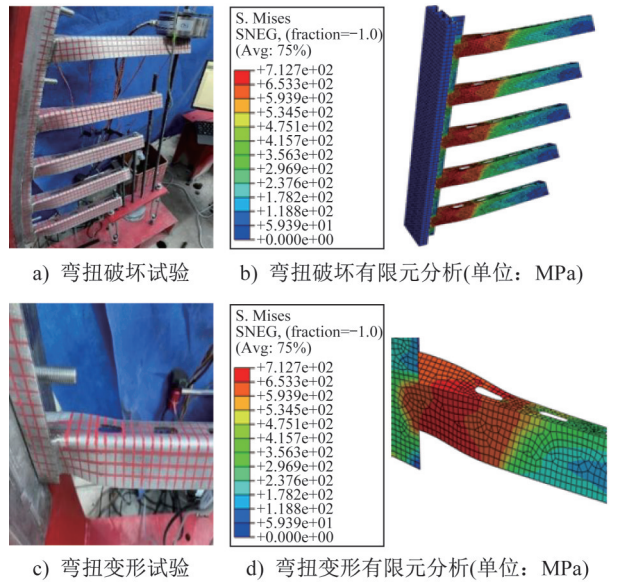
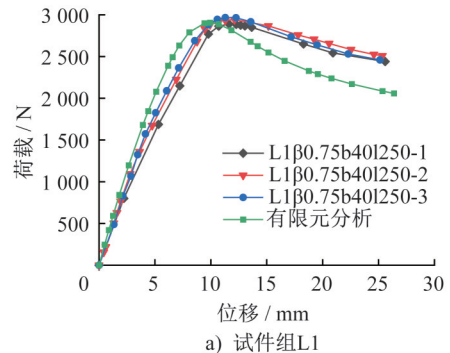
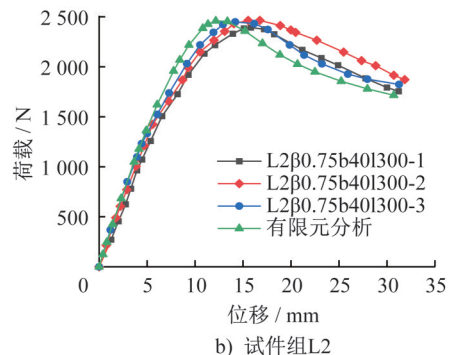


图15 试件组L2试验与有限元分析破坏模式对比

Fig. 15 Comparison of specimen group L2 failure mode between test and finite element analysis



a) 试件组L1



b) 试件组L2

图16 试验与有限元分析荷载-位移曲线对比

Fig. 16 Comparison of load-displacement curves between test and finite element analysis

## 4 有限元参数分析

### 4.1 分析参数

根据我国《不锈钢结构技术规程》(CECS 410—2015)<sup>[10]</sup>和美国不锈钢设计规范 AISC 827-13<sup>[11]</sup>规定,为避免角钢发生局部屈曲,设定板件最大宽厚比  $b/t$  为

表 5 试验与有限元分析极限承载力对比

Table 5 Comparison of ultimate bearing capacity between test and finite element analysis

试件编号	极限荷载		误差 $(P_e - P_t)/P_t/\%$
	试验极限承载力 $P_t/N$	有限元分析极限承载力 $P_e/N$	
L1 $\beta$ 0.75b40l250-1	2 890.13		0.35
L1 $\beta$ 0.75b40l250-2	2 940.25	2 901.21	-0.14
L1 $\beta$ 0.75b40l250-3	2 960.30		-0.20
L2 $\beta$ 0.75b40l300-1	2 390.44		1.70
L2 $\beta$ 0.75b40l300-2	2 460.01	2 431.34	-1.20
L2 $\beta$ 0.75b40l300-3	2 450.27		-0.82
平均误差			0.81

20. 各参数取值如下:板件厚度  $t$  分别为 4 mm、6 mm;角钢竖肢高度  $b$  分别为 40 mm、60 mm、80 mm;肢长比  $\beta$  分别为 1.0、0.8、0.5;角钢悬臂长度  $l$  分别为 300 mm、700 mm、1 200 mm、2 000 mm、3 000 mm,冷弯角钢的冷弯板件  $r=t$ 。参数变化范围如表 6 所示,共分析 90 根角钢悬臂梁。

结构初始几何缺陷取结构第一阶屈曲模态,如图 17 所示。初始缺陷大小取悬臂跨度的 1/250。

#### 4.2 长细比对弯扭屈曲承载力的影响

角钢悬臂梁绕几何轴(长肢受压)的抗弯承载力比值-模型长细比曲线如图 18 所示。图中横坐标为模型长细比,纵坐标为有限元分析得到的抗弯承载力比,即悬臂梁弯扭屈曲极限承载力  $M_{FEU}$  和角钢竖肢边缘的屈

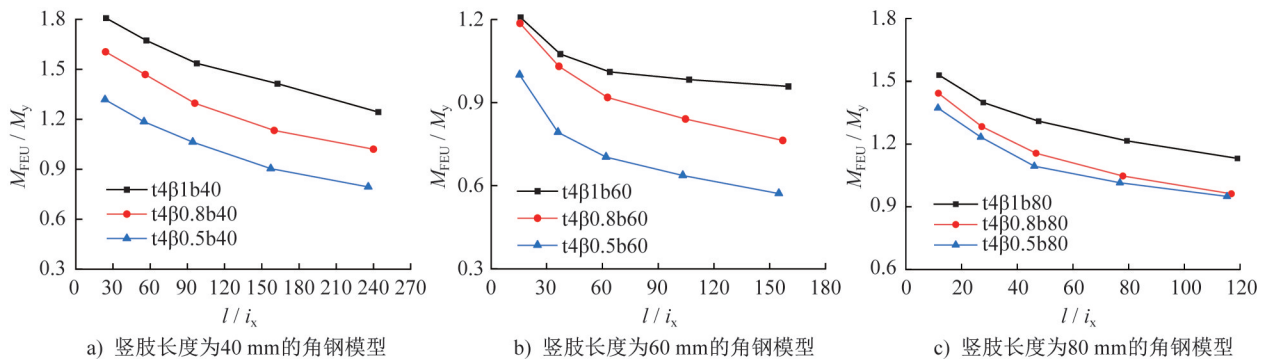


图 18 抗弯承载力比值-长细比曲线

Fig. 18 Flexural bearing capacity ratio-slenderness ratio curves

#### 4.3 肢长比对抗弯承载力比的影响

肢长比  $\beta$  对抗弯承载力比的影响如图 19 所示。图中横坐标为肢长比,纵坐标为抗弯承载力比值。可以发现,当悬臂长度相同时,随着肢长比的增加,抗弯承载力比值

表 6 有限元模型几何参数

Table 6 Geometric parameters of a finite element model

板件厚度 $t/mm$	长肢长度 $b/mm$	宽厚比 $b/t$	肢长比 $\beta$	悬臂长度 $l/mm$
	40	10.0		
4	60	15.0		
	80	20.0		
	40	6.7	1.0、0.8、0.5	200、300、700、1 200、2 000、3 000
6	60	10.0		
	80	13.3		

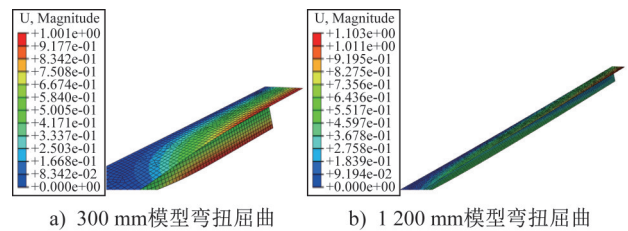


图 17 特征值屈曲模态(单位: mm)

Fig. 17 Eigenvalue buckling mode (unit: mm)

服承载力  $M_y$  比值。模型编号由板件厚度  $t$ 、肢长比  $\beta$ 、角钢竖肢长度  $b$  依次组合构成,例如 t4 $\beta$ 1b60 表示厚度为 4 mm、肢长比为 1.0、角钢竖肢长度  $b$  为 60 mm 的角钢模型。从图中可以看出,随着模型长细比的增加,悬臂梁抗弯承载力比逐渐降低。当长细比较小时,模型的承载力下降迅速,尤其当模型长细比小于 60 时;当模型长细比较大时,模型的弯扭屈曲承载力比值下降速度减缓。

也随之增加;当肢长比相同时,随着模型悬臂长度的增加,等肢模型抗弯承载力比值下降幅度小于不等肢模型抗弯承载力比值下降幅度。

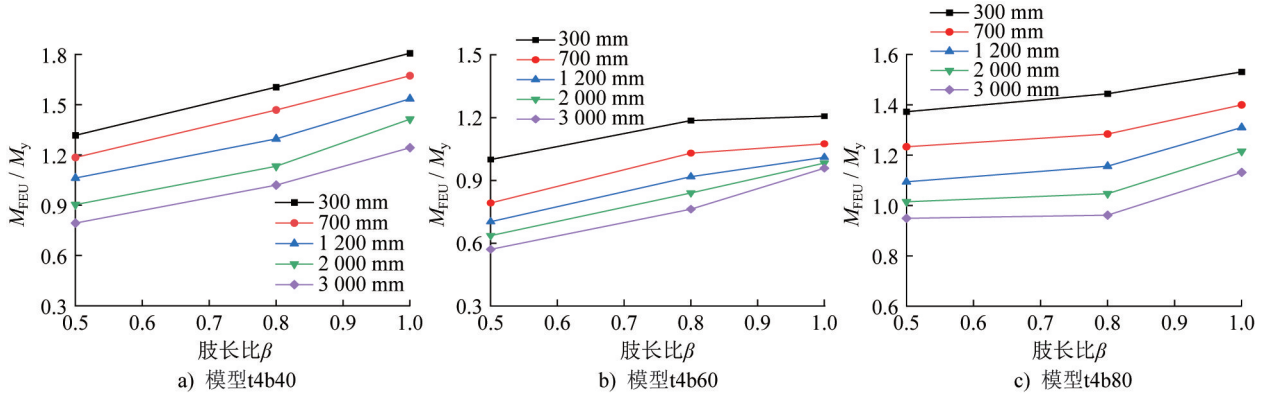


图 19 抗弯承载力比值-肢长比曲线

Fig. 19 Flexural bearing capacity ratio-limb length ratio curves

### 5 有限元结果与规范对比

#### 5.1 梯度弯矩作用下悬臂角钢临界弯扭屈曲荷载

本节为美国规范 AISC 360-16<sup>[9]</sup>中悬臂角钢弯扭屈曲承载力计算公式的推导过程。图 20a)为典型不等肢角钢截面,图中  $x$ 、 $y$  分别为平行于角钢两肢的几何轴线。假设一端固定、长度为  $L$  的该截面角钢构件在纯弯作用下沿  $x$ 、 $y$  轴的变形方程分别为  $\delta_u = p(z)$ 、 $\delta_v = q(z)$ ,截面绕  $z$  轴的扭转角度为  $\varphi$ ,当扭转角较小时,  $\cos\varphi = 1.0$ ,  $\sin\varphi = \varphi$ 。弯矩在各方向分量为:  $M_y = M \cos \alpha$ ,  $M_{\xi_1} = M \sin \alpha \cos \varphi$ ,  $M_{\xi_2} = M \cos \alpha \sin \varphi$ ,  $M_{\eta_1} = M \sin \alpha \sin \varphi$ ,  $M_{\eta_2} = M \cos \alpha \cos \varphi$ ,  $M_x = M \sin \alpha$ 。

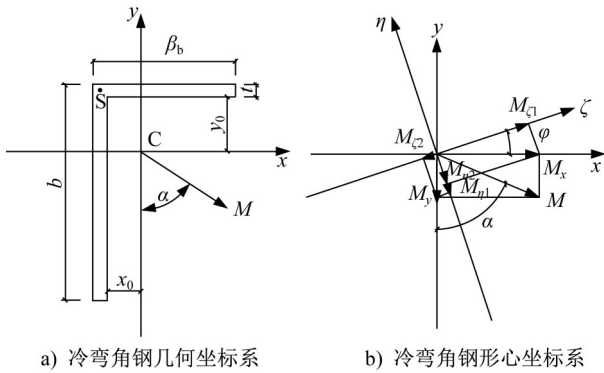


图 20 受弯计算简图

Fig. 20 Bending calculation diagram

建立平衡方程:

绕  $\zeta$  轴弯曲:

$$EI_x q'' + M \cos \alpha - M \varphi \sin \alpha = 0 \quad (3)$$

绕  $\eta$  轴弯曲:

$$EI_y p'' + M \sin \alpha + M \varphi \cos \alpha = 0 \quad (4)$$

绕纵轴弯曲:

$$\begin{aligned} (GI_t + 2\beta_y M \cos \alpha + 2\beta_x M \sin \alpha) \varphi'' - \\ Mp'' \cos \alpha + q'' M \sin \alpha = 0 \end{aligned} \quad (5)$$

将式(3)、(4)带入式(5)后得到扭矩平衡方程:

$$\begin{aligned} (GI_t + 2\beta_y M \cos \alpha + 2\beta_x M \sin \alpha) \varphi'' + \\ \frac{M^2 \varphi}{E} \left( \frac{\cos^2 \alpha}{I_y} + \frac{\sin^2 \alpha}{I_x} \right) + \frac{M^2 \sin \alpha \cos \alpha}{E} \cdot \\ \left( \frac{1}{I_y} - \frac{1}{I_x} \right) = 0 \end{aligned} \quad (6)$$

利用伽辽金法求解,对于一端固定的悬臂构件,扭转

曲线  $\varphi = B \sin \frac{\pi z}{2l}$ ,伽辽金方程为:

$$\begin{aligned} \int_0^l \left[ -\frac{\pi^2}{4l^2} (GI_t + 2\beta_y M \cos \alpha + 2\beta_x M \sin \alpha) B \sin \frac{\pi z}{2l} + \right. \\ \left. \frac{M^2}{E} \left( \frac{\cos^2 \alpha}{I_y} + \frac{\sin^2 \alpha}{I_x} \right) B \sin \frac{\pi z}{2l} + \right. \\ \left. \frac{M^2 \sin \alpha \cos \alpha}{E} \left( \frac{1}{I_y} - \frac{1}{I_x} \right) \right] \sin \frac{\pi z}{2l} dz = 0 \end{aligned} \quad (7)$$

等式左右积分:

$$\begin{aligned} f(M, B) = -\frac{\pi^2}{8l} B (GI_t + 2\beta_y M \cos \alpha + 2\beta_x M \sin \alpha) + \\ \frac{M^2 l}{2E} B \left( \frac{\cos^2 \alpha}{I_y} + \frac{\sin^2 \alpha}{I_x} \right) + \\ \frac{2l M^2 \sin \alpha \cos \alpha}{\pi E} \left( \frac{1}{I_y} - \frac{1}{I_x} \right) = 0 \end{aligned} \quad (8)$$

求解弹性弯扭屈曲临界弯矩的条件为  $\frac{\partial f(M, B)}{\partial B} =$

0,代入式(8)可得:

$$\begin{aligned} \left( \frac{\cos^2 \alpha}{I_y} + \frac{\sin^2 \alpha}{I_x} \right) M^2 - \frac{\pi^2 E}{2l^2} (\beta_y \cos \alpha + \\ \beta_x \sin \alpha) M - \frac{\pi^2 E GI_t}{4l^2} = 0 \end{aligned} \quad (9)$$

解得:

$$M_{ob} = \frac{1}{2 \left( \frac{\cos^2 \alpha}{I_y} + \frac{\sin^2 \alpha}{I_x} \right)} \left\{ \sqrt{\left[ \frac{\pi^2 E}{2l^2} (\beta_y \cos \alpha + \beta_x \sin \alpha) \right]^2 + \frac{\pi^2 E G I_t}{l^2} \left( \frac{\cos^2 \alpha}{I_y} + \frac{\sin^2 \alpha}{I_x} \right)} + \frac{\pi^2 E}{2l^2} (\beta_y \cos \alpha + \beta_x \sin \alpha) \right\} \quad (10)$$

式中： $\beta_x = \left[ \frac{1}{2I_y} \int_A x(x^2 + y^2) dA \right] - x_0$ ； $\beta_y = \left[ \frac{1}{2I_x} \int_A y(x^2 + y^2) dA \right] - y_0$ ； $l$  为悬臂梁无侧向支撑的长度。

当  $\alpha=0$  时：

$$M_{ob} = \frac{\pi^2 E I_y}{4l^2} \left[ \left( \sqrt{\beta_y^2 + \frac{4G I_t l^2}{\pi^2 E I_y}} \right) + \beta_y \right] \quad (11)$$

当构件承受梯度弯矩作用时，需在以上计算结果的基础上加入一个扭转屈曲修正系数  $C_b$ ，即当构件承受梯度弯矩作用时：

$$M_{ob} = \frac{\pi^2 E I_y}{4l^2} \left[ \left( \sqrt{\beta_y^2 + \frac{4G I_t l^2}{\pi^2 E I_y}} \right) + \beta_y \right] C_b \quad (12)$$

$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 1.5 \quad (13)$$

式中： $E$  为弹性模量； $M$  为弯矩； $I_x$  为对  $x$  轴的截面惯性矩； $I_y$  为对  $y$  轴的截面惯性矩； $G$  为剪变模量； $I_t$  为抗扭惯性矩； $\beta_x$  和  $\beta_y$  为不对称截面常数； $\varphi$  为扭转曲线； $B$  为振幅系数； $M_{ob}$  为弹性弯扭屈曲临界弯矩； $M_{max}$  为无侧向支撑梁的最大弯矩绝对值； $M_A$  为无侧向支撑梁四分之一点处的弯矩绝对值； $M_B$  为无侧向支撑梁二分之一点处的弯矩绝对值； $M_C$  为无侧向支撑梁四分之三点处的弯矩绝对值；扭转屈曲修正系数  $C_b$  最大为 1.5，即当构件承受梯度弯矩作用时，冷弯角钢发生弹塑性弯扭屈曲时的承载力上限是  $1.5M_y$ 。

## 5.2 等边角钢极限承载力计算公式

### (1) 公式修正

由式(13)可知，当冷弯角钢悬臂构件承受梯度弯矩作用时，其弹塑性弯扭屈曲承载力上限为  $1.5M_y$ 。但有限元参数分析结果表明，在梯度弯矩作用下，角钢发生截面边缘屈服的极限承载力大都高于  $1.7M_y$ ，因此，在梯度弯矩作用下角钢发生整体侧向弯扭失稳的极限承载力上限修正为  $1.7M_y$ ，即极限承载力超过  $1.7M_y$  时，构件发生强度破坏。

修正后的双相不锈钢厚实等边角钢悬臂构件在整体弯扭失稳时的极限承载力计算公式为：

当  $M_{ob} \leq M_y$  时：

$$M_n = (1.20 - 0.15 M_{ob}/M_y) M_{ob} \quad (14)$$

当  $M_{ob} > M_y$  时：

$$M_n = (2.20 - 1.15 \sqrt{M_y/M_{ob}}) M_y \leq 1.7 M_y \quad (15)$$

图 21 为发生整体弯扭屈曲破坏的各冷弯等边角钢悬臂构件，其有限元分析得到的承载力散点分布，以及修正前公式(式(12)、式(13))预测曲线与修正后公式(式(14)、式(15))的预测曲线对比。结果表明修正后公式与有限元分析结果吻合良好。

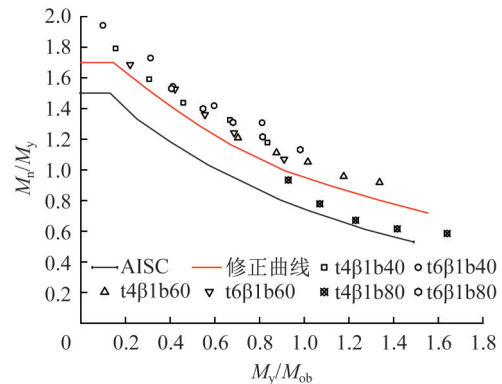


图 21 厚实等边角钢构件抗弯承载力修正计算公式验证  
Fig. 21 Validation of modified formulas for the flexural bearing capacity of compact equilateral angle steel members

### (2) 公式适用性验证

选取肢长 50 mm、板厚 4 mm 及肢长 60 mm、板厚 5 mm 的冷弯等边角钢悬臂模型，悬臂长度选取 600 mm、1 300 mm、1 900 mm、2 700 mm、3 300 mm，分别采用未修正与修正公式计算其抗弯极限承载力，并与有限元分析结果进行对比，结果如表 6 所示。

由表 6 的对比结果可知，美国规范 AISC 360-16 的计算结果过于保守，与有限元模拟结果偏差在 30%~60%。而修正公式的计算结果与有限元模拟结果偏差位于 2%~15%，其准确度与实用性得到了保障。

## 5.3 不等边角钢极限承载力计算公式

### (1) 公式修正

同样，在不等边角钢悬臂构件发生角钢截面边缘屈服破坏时，构件的极限承载力大都高于  $1.5M_y$ 。基于有限元参数分析结果，将不等边角钢在整体侧向弯扭失稳下的极限承载力计算公式最大值定于  $1.6M_y$ 。修正后的双相不锈钢等边角钢悬臂构件在梯度弯矩作用下，发生整体侧向弯扭失稳的极限承载力计算公式为：

当  $M_{ob} \leq M_y$  时：

表6 修正公式适用性验证  
Table 6 Applicability validation of modified formulas

模型编号	有限元模拟值 $M_{n,c}/(N\cdot m)$	美国规范计算值 $M_{n,A}/(N\cdot m)$	修正公式计算值 $M_{n,c}/(N\cdot m)$	$\frac{M_{n,c}}{M_{n,A}}$	$\frac{M_{n,c}}{M_{n,c}}$
t4β1b50l600	2 010.00	1 535.12	1 951.45	1.31	1.03
t4β1b50l1300	1 797.95	1 350.43	1 770.67	1.33	1.02
t4β1b50l1900	1 692.94	1 289.52	1 611.98	1.31	1.05
t4β1b50l2700	1 625.43	1 030.65	1 415.53	1.58	1.15
t4β1b50l3300	1 461.92	923.66	1 278.74	1.58	1.14
t5β1b50l600	3 904.86	2 873.86	3 618.75	1.36	1.08
t5β1b50l1300	3 478.83	2 605.43	3 355.85	1.34	1.04
t5β1b50l1900	3 249.78	2 361.89	3 115.34	1.38	1.04
t5β1b50l2700	3 064.50	2 053.09	2 811.89	1.49	1.09
t5β1b50l3300	2 970.31	1 836.52	2 599.65	1.62	1.14
平均值				1.44	1.08

$$M_n = (0.92 - 0.17M_{ob}/M_y) M_{ob} \quad (16)$$

当  $M_{ob} > M_y$  时:

$$M_n = (1.92 - 1.17\sqrt{M_y/M_{ob}}) M_y \leq 1.6M_y \quad (17)$$

图22为有限元分析结果与未修正公式、修正后公式预测结果的对比,修正后公式与参数分析结果吻合良好。

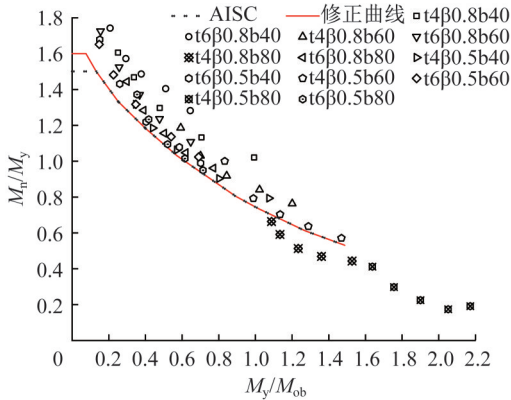


图22 厚实不等边角钢构件抗弯承载力修正计算公式验证

Fig. 22 Validation of modified formulas for the flexural bearing capacity of compact unequal angle steel members

(2) 公式适用性验证

为了验证关于双相不锈钢厚实不等边角钢悬臂构件在梯度弯矩作用下,发生整体弯扭失稳的极限承载力计算公式的适用性,选取竖肢长度为50 mm、板厚为4 mm、肢长比β为0.5、0.8,竖肢长为60 mm、板厚为5 mm、肢长

比β为0.5、0.8的不等边角钢悬臂模型进行有限元参数分析,其悬臂长度从600 mm变化至3 300 mm,分别采用未修正及修正公式计算其抗弯极限承载力,并与有限元分析结果进行对比,结果如表7所示。

由表7对比结果可知,对于双相不锈钢厚实角钢悬臂构件极限承载力的计算,修正后公式预测结果与未修正公式计算结果基本一致,规范未修正公式已具备足够的计算精度。

6 结论

本文通过试验研究、数值模拟和理论分析,研究了双相不锈钢S32001角钢悬臂构件的弯扭屈曲性能。主要结论如下:

(1) 双相不锈钢角钢悬臂构件在试验中均出现了整体弯扭屈曲破坏,即角钢悬臂梁在弯曲变形的同时出现了显著的面外扭转变形。

(2) 随角钢固定端承受的弯矩荷载增大,构件长细比越大、悬臂段越长,其承载力越低;而随竖肢长度增大(即肢长比越小),角钢截面抗弯模量越大,构件承载力越高。

(3) 经对比发现美国规范AISC 360-16对双相不锈钢S32001角钢悬臂构件弯扭屈曲承载力的计算偏于保守。基于有限元模拟结果对等边和不等边角钢悬臂构件在梯度弯矩作用下的弯扭屈曲承载力计算公式进行了修正,修正后公式预测结果与有限元分析结果吻合良好。

表 7 修正公式适用性验证  
Table 7 Applicability validation of modified formulas

模型编号	有限元模拟值 $M_{n,c}/(\text{N}\cdot\text{m})$	美国规范计算值 $M_{n,A}/(\text{N}\cdot\text{m})$	修正公式计算值 $M_{n,c}/(\text{N}\cdot\text{m})$	$\frac{M_{nc}}{M_{n,A}}$	$\frac{M_{nc}}{M_{nc}}$
t5 $\beta$ 0.8b60l600	3 304.96	2 866.94	2 866.53	1.15	1.15
t5 $\beta$ 0.8b60l1300	2 887.43	2 585.33	2 585.83	1.12	1.12
t5 $\beta$ 0.8b60l1900	2 717.88	2 356.45	2 356.14	1.15	1.15
t5 $\beta$ 0.8b60l2700	2 350.98	2 041.16	2 041.10	1.15	1.15
t5 $\beta$ 0.8b60l3300	2 103.65	1 833.82	1 833.94	1.15	1.15
平均值				1.14	1.14
t5 $\beta$ 0.5b60l600	2 703.67	2 392.63	2 392.84	1.13	1.13
t5 $\beta$ 0.5b60l1300	2 304.74	2 185.24	2 185.35	1.05	1.05
t5 $\beta$ 0.5b60l1900	2 043.89	1 984.19	1 984.17	1.03	1.03
t5 $\beta$ 0.5b60l2700	1 752.34	1 721.90	1 721.56	1.02	1.02
t5 $\beta$ 0.5b60l3300	1 546.64	1 544.05	1 544.73	1.00	1.00
平均值				1.05	1.05
t4 $\beta$ 0.8b50l600	1 756.87	1 526.36	1 526.36	1.15	1.15
t4 $\beta$ 0.8b50l1300	1 526.29	1 345.64	1 345.17	1.13	1.13
t4 $\beta$ 0.8b50l1900	1 376.90	1 204.62	1 204.74	1.14	1.14
t4 $\beta$ 0.8b50l2700	1 183.04	1 018.90	1 018.89	1.16	1.16
t4 $\beta$ 0.8b50l3300	1 025.33	889.88	889.92	1.15	1.15
平均值				1.15	1.15
t4 $\beta$ 0.5b50l600	1 354.86	1 121.35	1 121.14	1.21	1.21
t4 $\beta$ 0.5b50l1300	1 019.28	1 009.24	1 009.58	1.01	1.01
t4 $\beta$ 0.5b50l1900	910.86	897.89	897.32	1.01	1.01
t4 $\beta$ 0.5b50l2700	837.77	767.05	767.73	1.09	1.09
t4 $\beta$ 0.5b50l3300	801.94	688.82	688.93	1.17	1.17
平均值				1.10	1.10

## 参考文献:

- [ 1 ] 陶宇超,楼国彪,陈武龙,等.304D 奥氏体和 TSZ410 铁素体不锈钢高温后力学性能试验[J].建筑钢结构进展,2022,24(4):39-46.DOI:10.13969/j.cnki.cn31-1893.2022.04.006.  
TAO Yuchao, LOU Guobiao, CHEN Wulong, et al. Experimental study on post-fire mechanical properties of 304D austenitic and TSZ410 ferritic stainless steel[J].Progress in Steel Building Structures, 2022, 24(4): 39-46. DOI:10.13969/j.cnki.cn31-1893.2022.04.006. (in Chinese)
- [ 2 ] 徐秀. 高强不锈钢材料本构模型和受弯构件整体稳定性研究[D]. 南京:东南大学,2018.  
XU Xiu. Investigation on constitutive model of high-strength stainless steel and lateral torsional buckling behavior of flexural members [D]. Nanjing: Southeast University, 2018. (in Chinese)
- [ 3 ] 姚友友,胡成立,聂泽谕,等.冷弯不等肢复杂卷边角钢轴压试验及承载力设计方法[J].建筑钢结构进展,2024,26(9):34-44.DOI:10.13969/j.cnki.cn31-1893.2024.09.004.  
YAO Xingyou, HU Chengli, NIE Zeyu, et al. Experiment and design method of cold-formed thin-walled steel unequal-legged complex-lipped angles under axial compression [J]. Progress in Steel Building Structures, 2024, 26(9): 34-44. DOI:10.13969/j.cnki.cn31-1893.2024.09.004. (in Chinese)
- [ 4 ] 李永进,廖飞宇,黄海清.矩形不锈钢管混凝土柱双向偏压力学性能试验研究[J].建筑钢结构进展,2018,20(2):60-66.DOI:10.13969/j.cnki.cn31-1893.2018.02.008.  
LI Yongjin, LIAO Feiyu, HUANG Haiqing. Experimental study on the behavior of concrete filled rectangular stainless steel tubular columns under bi-axial eccentric compression[J]. Progress in Steel Building Structures, 2018, 20(2): 60-66. DOI:10.13969/j.cnki.cn31-1893.2018.02.008. (in Chinese)
- [ 5 ] 朱浩川,许友武,姚谏.薄壁不锈钢圆管柱轴压稳定性能研

