

DOI:10.14048/j.issn.1671-2579.2023.06.045

基于中欧规范的大跨公路桁架悬索桥压杆 稳定计算对比研究

段宝山¹,段力²,李元松²,张春华¹

(1.中交第二公路勘察设计研究院有限公司,湖北 武汉 430056;2.武汉工程大学,湖北 武汉 430073)

摘要:介绍中欧钢结构桥梁设计规范中关于压杆稳定性的设计方法,对比分析中欧规范截面分类及整体稳定曲线、局部稳定曲线的异同点。以H形钢构件为例进行压杆稳定性计算,并与有限元计算结果进行对比。结果表明:①截面分类,JTG D64—2015分为(S₁、S₂、S₃、S₄、S₅)5类,EC3分为(1,2,3,4)4类,其力学特性对应关系:1-a,2-b,3,4-c,5-d;②整体稳定曲线,长细比 $\lambda_n \leq 1.5$ 时,JTG D64—2015中c/d类曲线对应的稳定系数较EC3低2%~5%, $\lambda_n > 1.5$ 时,中欧规范对应的稳定系数基本相同;③局部稳定,JTG D64—2015仅腹板采用有效截面积计算,EC3针对翼缘、腹板有不同计算公式。中、欧规范及有限元计算结果对比分析表明:中、欧规范均低估压杆的极限承载力,大多数情况下中、欧规范分别偏低3%~13%和1%~12%。相对而言,中国规范JTG D64—2015在稳定设计方面更加保守。

关键词:钢结构设计;压杆稳定;稳定系数;中欧规范对比

中图分类号:U441

文献标志码:A

0 引言

钢桁架桥以其结构受力明确、结构轻盈、安装方便等优点,在公路桥梁领域的应用日益广泛。但桁架桥有其特有的问题,即压杆稳定问题,如钢桁架的弦杆和腹杆都是典型的压杆,这类杆件截面尺寸小、板件细长柔薄,易失稳而丧失承载能力。因此,压杆稳定性是钢结构桥梁设计研究的一个重要内容^[1-4]。

实际工程中压杆不可避免地存在初始缺陷、残余应力等局部削弱,稳定设计按照压弯构件考虑更为实际^[5-6]。目前国内外关于压杆稳定性计算主要分为两大类,一类保证板的屈曲荷载不低于构件的极限荷载,即保证构件在整体失稳前不发生局部屈服^[7-10];另一类允许板件出现局部屈曲,利用板件的屈曲后强度^[11-14]。前者设计思想简单、安全储备丰富,没有充分发挥板件的承载能力。综合考虑安全性能与经济效益,目前国际上多采用后者进行稳定性设计。

关于钢桁架桥的压杆稳定性问题,中欧规范的设计理论和试验数据均存在一定的差异。鉴于此,本文详细介绍中欧钢结构桥梁设计规范中关于压杆稳定性的设计方法,以钢桁架桥中常用的H形截面杆件为例,对比分析中欧规范截面分类及整体稳定曲线、局部稳定曲线的异同点,供钢结构桥梁设计者参考。

1 压杆稳定设计方法

考虑初弯曲和初偏心的轴心压杆其实质就是压弯构件,只是弯矩由偶然因素引起,主要内力是轴向压力。压弯构件在弹性工作阶段,截面受压边缘屈服理论计算式为:

$$\frac{N}{Af_y} + \frac{\beta_{mx}(M_x + Ne_0)}{(1 - N/N_{Ex})W_{1x}f_y} \leq 1 \quad (1)$$

式中: N 、 M_x 分别为构件承受的轴压力和绕 x 轴弯矩; A 为压杆构件截面积; W_{1x} 为最大受压纤维截面模量; e_0 为等效偏心距; f_y 为材料屈服强度; β_{mx} 为平面内

收稿日期:2023-03-10(修改稿)

作者简介:段宝山,男,硕士,工程师.E-mail:ccccdb@163.com

问题的等效弯矩系数; N_{Ex} 为弯曲失稳临界欧拉力。

边缘屈服准则考虑当构件截面最大纤维刚屈服时构件即失去承载能力而破坏,适用于格构式构件。实腹式构件当受压最大边缘开始屈服仍有较大的强度储备,即容许截面塑性深入发展,宜采用最大强度准则。其计算公式为:

$$\frac{N}{\varphi A f_y} + \frac{\beta_{mx}(M_x + N e_0)}{(1 - 0.8N/N_{Ex})W_{lx} f_y} \leq 1 \quad (2)$$

式中: φ 为整体稳定折减系数。

式(1)、(2)可概括为如下统一形式:

$$f(N) + g(M_y) + g(M_z) \leq 1 \quad (3)$$

式中: $f(N)$ 为与轴向压力 N 相关的验算式; $g(M_y)$ 为

与 $x-y$ 平面弯矩 M_x 相关的验算式; $g(M_z)$ 为与 $x-z$ 平面弯矩 M_z 相关的验算式。

设计实践表明:构件因初弯曲和初偏心附加弯矩较轴向压力而言,属于次要作用。即式(3)中与轴向压力相关的第一项 $f(N)$ 远大于与弯矩相关的后两项 $g(M_y)$ 、 $g(M_z)$,故下文仅讨论稳定验算式中的第一项 $f(N)$ 。

在理想压杆模型基础上,考虑初始缺陷、长细比及宽厚比对压杆整体稳定性的影响,通过稳定系数,实现对压杆承载力的折减。中欧钢桥设计规范考虑的因素基本相同,但各系数的计算方法及表现形式有所不同,如表1所示。

表1 中欧钢桥设计规范关于压杆稳定性计算方法对比

压杆稳定验算	《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)	EN 1993 (EC3)
① 截面分类承载力	$\begin{cases} N/\varphi A \leq f & S_1/S_2/S_3/S_4 \text{截面} \\ N/\varphi A_{\text{eff}} \leq f & S_5 \text{类截面} \end{cases}$	$\begin{cases} N \cdot \gamma_{M1} / \varphi A \leq f & 1/2/3 \text{类截面} \\ N \cdot \gamma_{M1} / \varphi A_{\text{eff}} \leq f & 4 \text{类截面} \end{cases}$
② 整体稳定系数	$\varphi = \begin{cases} 1 - \alpha_1 \lambda_n^2 & \lambda_n \leq 0.215 \\ \frac{1}{2\lambda_n^2} \left[(\alpha_2 + \alpha_3 \lambda_n + \lambda_n^2) - \sqrt{(\alpha_2 + \alpha_3 \lambda_n + \lambda_n^2)^2 - 4\lambda_n^2} \right] & \lambda_n > 0.215 \end{cases}$	$\varphi = 0.5 [1 + \alpha(\lambda_n - 0.2) + \lambda_n^2]$ $\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda_n^2}}, \chi \leq 1$
③ 局部稳定系数	双边支撑单元:(如:H形钢腹板) $A_{\text{eff}} = A \rho \quad \rho = \begin{cases} 1 & \lambda_p \leq 0.75 \\ \frac{1}{\lambda_p} \left(1 - \frac{0.19}{\lambda_p}\right) & \lambda_p > 0.75 \end{cases}$ 不允许翼缘屈曲	双边支撑单元:(H形钢腹板) $\rho =$ $\begin{cases} 1 & \lambda_p \leq 0.673 \\ \frac{\lambda_p - 0.055(3 + \psi)}{\lambda_p^2} & \lambda_p > 0.673 \end{cases}$ 单边支撑单元:(H形钢翼缘) $\rho = \begin{cases} 1 & \lambda_p \leq 0.748 \\ \frac{\lambda_p - 0.188}{\lambda_p^2} & \lambda_p > 0.748 \end{cases}$

注:①为便于对比,将中欧规范公式的符号进行统一。式中: N 为轴向压力设计值; A 为毛截面面积; A_{eff} 为考虑局部稳定影响的有效面积。 φ 为弯曲屈曲整体稳定折减系数; γ_{M1} 为材料分项系数,取1.0; f 为材料屈服强度;②式中: λ_n 为构件的相对长细比; α 、 α_1 、 α_2 、 α_3 为材料缺陷系数;③式中: λ_p 为板件的相对宽厚比; ρ 为局部稳定折减系数; ψ 为受压板件的应力分布比,轴心受压构件取1。

2 稳定性计算方法

2.1 截面分类

根据截面极限承载力和塑性转动变形能力,欧洲规范将钢构件截面分为4类,如图1(a)所示,前3类在设计过程中不考虑局部屈曲的影响,认为构件全截面有效;当宽厚比超过一定限值则属于第4类截面,需考虑局部屈曲的影响。JTG D64—2015在压

弯构件设计中采用截面塑性发展系数,根据宽厚比将截面分为5个等级,如图1(b)所示,前4类在设计过程中不考虑局部屈曲的影响,认为构件全截面有效; S_5 类截面,需考虑局部屈曲的影响计算有效面积。表2为H形钢截面分类与宽厚比的对应关系。

从表2可以看出:前2类截面,中欧规范的截面分类与宽厚比限值基本一致;对于EC3中的3类截面,中国规范截面分类更详细。JTG D64—2015中, S_1 级截面:可达全截面塑性,保证塑性铰具有塑性设

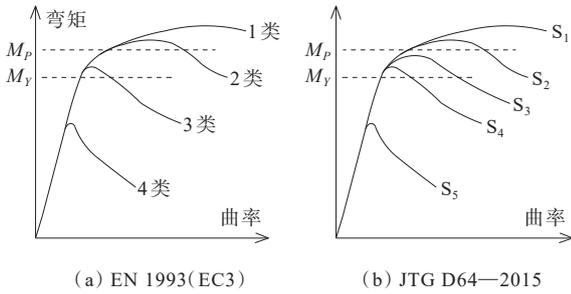


图 1 截面分类

计要求的转动能力,且在转动过程中承载力不降低,

称为一级塑性截面(对应 EC3 的 1 类);S₂级截面:可达全截面塑性,但由于局部屈曲,塑性铰转动能力有限,称为二级塑性截面(对应 EC3 的 2 类);S₃级截面:翼缘全部屈服,腹板可发展不超过 1/4 截面高度的塑性,称为弹塑性截面(对应 EC3 的 3 类);S₄级截面:边缘纤维可达屈服强度,但由于局部屈曲而不能发展塑性,称为弹性截面(对应 EC3 的 3 类);S₅级截面:在边缘纤维达屈服应力前,腹板可能发生局部屈曲,称为薄壁截面(对应 EC3 的 4 类)。

表 2 H 形钢截面分类及宽厚比限值表

EN 1993(EC3)			JTG D64—2015			备注
截面分类	翼缘宽厚比限值	腹板宽厚比限值	截面分类	翼缘宽厚比限值	腹板宽厚比限值	
1 类	$\leq 9\epsilon$	$\leq 33\epsilon$	S ₁	$\leq 9\epsilon$	$\leq 33\epsilon$	ε: 钢材型号修正系数, $\epsilon = \sqrt{235/f_y}$
2 类	$\leq 10\epsilon$	$\leq 38\epsilon$	S ₂	$\leq 11\epsilon$	$\leq 38\epsilon$	
3 类	$\leq 14\epsilon$	$\leq 42\epsilon$	S ₃	$\leq (10+0.1\lambda)\epsilon$	$\leq (25+0.5\lambda)\epsilon$	
			S ₄	$\leq 15\epsilon$	$\leq 45\epsilon$	
4 类	—	—	S ₅	< 20	< 250	

2.2 整体稳定系数曲线对比

为便于对比,以表 1 整体稳定系数计算公式为基础,统一表示为相对长细比 λ_n 与整体稳定系数 φ 的函数,将欧拉公式、欧洲规范、中国规范中柱子曲线绘于同一图中(图 2)。

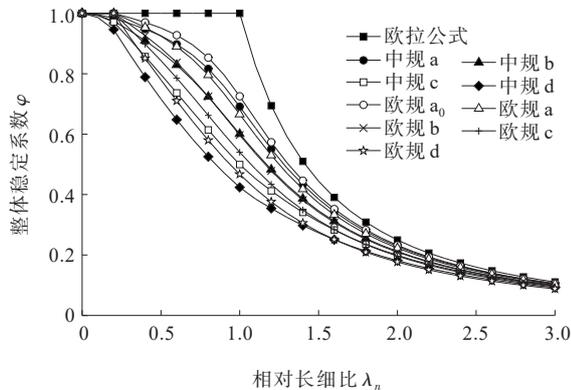


图 2 整体稳定系数曲线

从图 2 可以看出:中欧规范均根据不同的截面形式和制造工艺采用多条柱曲线,规范柱子曲线均低于欧拉曲线。JTG D64—2015 采用的 a、b、c、d 共 4 条柱曲线,EC3 中采用 a₀、a、b、c、d 共 5 条柱曲线。对比表明:当压杆相对长细比 $\lambda_n < 1.5$ 时, JTG

D64—2015 中 c/d 柱子曲线对应的整体稳定系数较 EC3 低 2%~5%, 偏于安全;对于 $\lambda_n > 1.5$ 的长柱,中欧规范对应的稳定系数差异甚微,其失稳形式为弹性失稳。

2.3 局部稳定系数曲线对比

为便于对比,以表 1 局部稳定系数计算公式为基础,将相对宽厚比 λ_p 与局部稳定系数 ρ 的函数曲线绘于同一图中(图 3)。

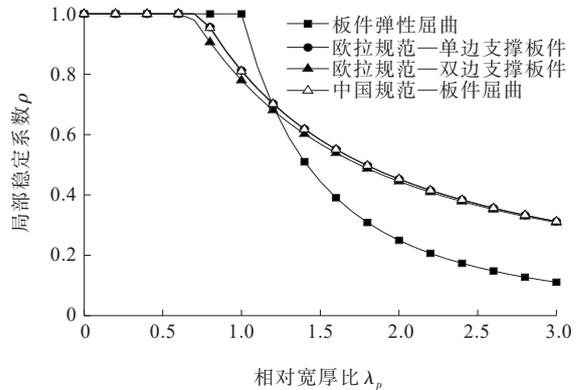


图 3 局部稳定系数曲线

H 形钢翼缘失稳易导致构件整体失稳,腹板失稳仍可继续承载,因此,中国规范限制了翼缘宽厚比

(未考虑翼缘折减),腹板考虑有效截面积计算稳定系数(与EC3一致)。从图3可以看出:局部稳定系数曲线分布规律基本相似,相对宽厚比 $\lambda_p < 0.7$ 的构件不容易出现局部屈服; $\lambda_p > 0.7$ 开始局部板件屈服,极限承载力急剧下降; $\lambda_p > 1.2$ 局部稳定系数曲线高于弹性屈曲荷载曲线,利用腹板的屈曲后强度。腹板相对宽厚比 λ_p 在0.7~1.5范围内,EC3计算腹板稳定折减系数较JTG D64—2015低1%~3%,偏于保守;随着 λ_p 逐渐增大其差异越小, $\lambda_p > 1.5$ 基本无差异。

3 算例

以某大跨径钢桁架悬索桥为例,重点针对其竖杆、斜腹杆和上弦杆3种杆件,选取典型断面尺寸的杆件进行对比分析。

图4为实例桁架悬索桥上的3类不同型号的典型H形钢,钢材为Q345qD,弹性模量为 2.06×10^5 MPa,为了更全面对比,计算柱子长分别取3组1 m、2 m、3 m,共9个试件。根据中欧钢结构桥梁设计规范进行相关稳定系数的计算,对比不同规范计算的差异并与有限元计算结果进行对比。

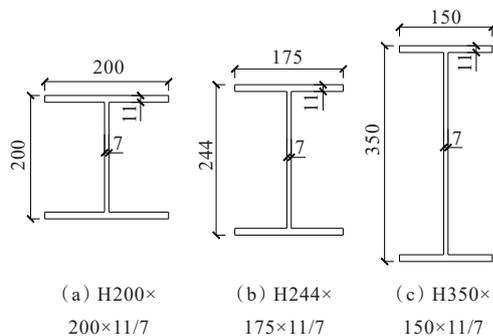


图4 H形钢截面(单位:mm)

3.1 有限元计算

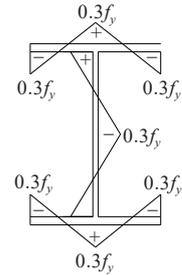
基于Midas/FEA建立有限元模型,考虑构件初始缺陷和残余应力。计算工况如下:

(1) 特征值屈曲分析,对结构的屈曲模态进行预测,在此基础上施加构件初始缺陷。

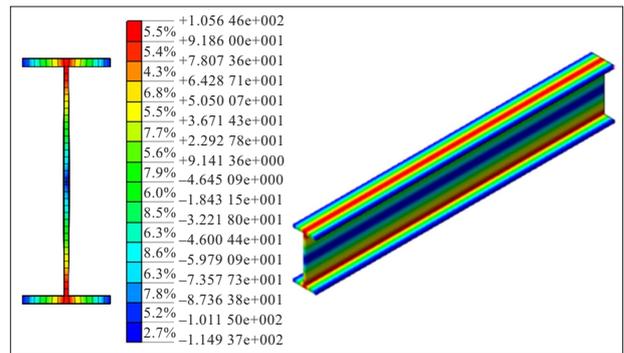
(2) 以预应力形式施加残余应力,考虑几何非线性和材料非线性进行非线性分析,利用弧长法^[15]求解整个数值模型加载过程中,H形钢构件所承受的极值点荷载。

JTG D64—2015采用初弯曲考虑初始缺陷与初偏心的影响,初弯曲最大值取 $L/1000$,沿构件Y轴方向均布整体初始缺陷^[16-17]。

残余应力受不同生产工艺的影响,主要以13种残余应力分布模式简化分析计算^[18-20]。图5(a)为假定的残余应力模式($f_y = 345 \text{ N/mm}^2$),假设残余应力的大小沿构件长度方向均匀分布,如图5(b)所示。



(a) 残余应力分布模式



(b) 残余应力有限元模拟(单位:MPa)

图5 构件残余应力模拟

图6为9个构件的加载-位移曲线。从图6可以看出:构件从加载至失稳破坏大致经历3个阶段:①线弹性阶段,荷载-位移曲线呈线性关系;②非线性强化阶段,位移在经历加载初期的弹性阶段后,随着荷载的增大,由于材料非线性和板件局部屈曲的影响,荷载-位移曲线进入非线性阶段,此时构件侧向水平位移较小;③失稳破坏阶段,轴向荷载增加达到极值点后,支座转动和侧向水平位移增加明显,试件弯曲、受压侧板件局部鼓曲进一步发展。尽管轴向荷载自动缓慢卸载,侧向位移仍不收敛,意味着试件失稳。

3.2 计算结果分析

由于构件厚度、材料屈服强度及截面形式不同,对应不同的整体稳定曲线,其极限承载力计算值有所差异。

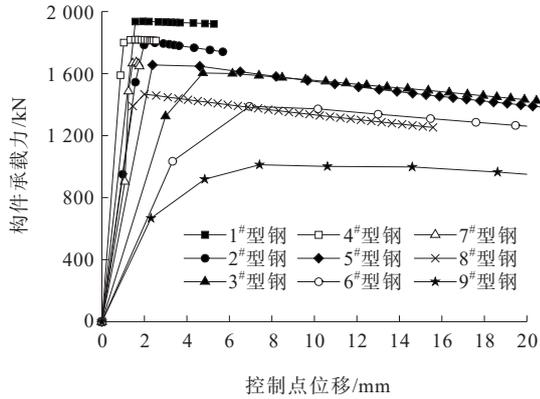


图6 荷载-位移曲线

根据 EC3 计算: Q345 的 H 型钢 $t \leq 40 \text{ mm}$, $h/b < 1.2$ 绕弱轴采用 c 类柱子曲线 [试件(1)], $h/b \geq 1.2$ 为 b 类柱子曲线 [试件(2)、(3)]。

根据 JTG D64—2015 计算: $t \leq 40 \text{ mm}$ 的 H 型钢

绕弱轴均为 b 类曲线 [试件(1)、(2)、(3)]。

为便于对比, 将计算结果拟合为稳定曲线绘于同一图 (图 7), 计算结果列于表 3。

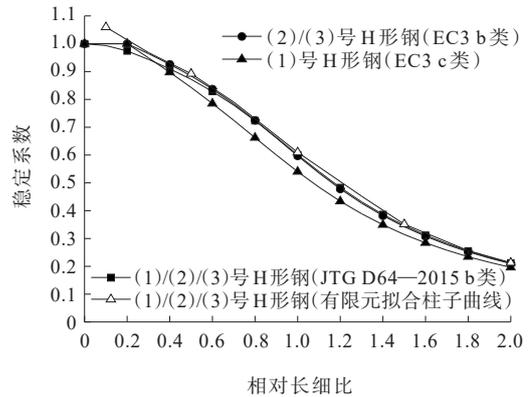


图7 稳定曲线对比

表3 规范与有限元计算结果对比

试件 类型	编号	计算长 度/m	JTG D64—2015			EN 1993 (EC3)			有限元计算		
			整体稳 定系数	局部稳 定系数	承载力/ kN	整体稳 定系数	局部稳 定系数	承载力/ kN	荷载 因子	承载 力/kN	失稳类别
(1)	1#	1	0.957	—	1 864	0.972	—	1 893	0.968	1 935	局部屈曲
	2#	2	0.867	—	1 689	0.837	—	1 631	0.892	1 784	整体屈曲
	3#	3	0.743	—	1 447	0.683	—	1 243	0.798	1 596	整体屈曲
(2)	4#	1	0.942	—	1 756	0.962	—	1 794	0.909	1 818	局部屈曲
	5#	2	0.824	—	1 536	0.832	—	1 551	0.827	1 654	整体屈曲
	6#	3	0.653	—	1 217	0.651	—	1 214	0.694	1 388	整体屈曲
(3)	7#	1	0.913*	0.80	1 617	0.937*	0.78	1 645	0.836	1 671	局部屈曲
	8#	2	0.734*	0.80	1 300	0.757*	0.78	1 329	0.733	1 466	局部屈曲
	9#	3	0.497*	0.80	880	0.523*	0.78	918	0.506	1 012	整体屈曲

注: *表示局部板宽厚比超限, 计算有效截面面积考虑板件的局部稳定折减。

从图 7 和表 3 可得出如下结论:

(1) 中欧规范关于稳定曲线分布规律基本一致, 且均低估 H 型钢轴压试件的极限承载力。试件(1)按 JTG D64—2015 计算结果比有限元结果偏低 3%~9%, 比 EC3 偏低 2%~22%, EC3 按 c 类柱子曲线计算构件(1)的承载能力过于保守。试件(2)、(3)按 JTG D64—2015 计算结果比有限元偏低 3%~13%、比 EC3 偏低 1%~12%。因此, 相同柱子曲线的计算结果相近, 中国规范设计较欧洲规范更为安全。

(2) 构件(3)宽厚比超限需验算局部稳定性, 中欧规范得到的有效截面面积基本一致。稳定系数 φ

采用 Perry 公式, 但 JTG D64—2015 在计算长细比时, 采用全截面面积 A , 而 EC3 中采用有效截面面积 A_{eff} 。因此, 欧洲规范换算长细比对应的稳定系数 φ 稍大, 计算的承载力会偏大。

4 结论

通过理论分析, 数值模拟与实例验证等方法, 系统对比中欧钢结构桥梁设计规范关于压杆稳定性设计方法的异同点, 得出如下结论:

(1) 中欧规范均根据不同的截面形式和制造工

艺采用多条稳定曲线,对构件稳定性设计分类细致,符合实际。对比表明,当压杆相对长细比 $\lambda_n < 1.5$ 时,中国规范中c、d类曲线对应的整体稳定系数比欧洲规范低2%~5%,偏于保守; $\lambda_n > 1.5$ 时,中欧规范对应的稳定系数差异甚微。

(2) 局部稳定,EC3针对翼缘、腹板有不同计算公式,JTG D64—2015仅腹板采用有效截面积计算。腹板相对宽厚比 λ_p 在任意区间内,两国规范计算的稳定系数相差不足3%,有效截面面积基本一致。

(3) 本文算例中,中、欧规范计算构件的极限承载力均低于有限元计算结果,中、欧规范分别偏低3%~13%和1%~12%,表明类似于本例中的H形钢结构,中、欧规范都低估了H形钢构件的极限承载力,且大多数构件按中国规范设计更为保守、安全。

参考文献:

- [1] 中交公路规划设计院有限公司.公路钢结构桥梁设计规范JTG D64—2015[S].北京:人民交通出版社,2015.
- [2] 姚行友,李元齐,沈祖炎,等.薄腹工字形截面轴压构件有效面积计算方法比较[J].建筑结构,2011,41(8):75-78.
- [3] 陈飞宇.中外规范关于公路悬索桥关键设计参数的比较研究[D].成都:西南交通大学,2019.
- [4] 杨胜,樊小伟.山区钢桁架悬索桥设计与施工[J].中外公路,2021,41(6):141-144.
- [5] Bjorn Akesson. Plate buckling in bridges and other structures[M].London:Taylor & Francis,2007.
- [6] BS EN 1993-1-5 Eurocode 3: Design of steel structures. Plated structural elements[S],2006.
- [7] BS EN 1993-1-1 Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings[S],2006.
- [8] 徐克龙.高强度钢材焊接工字形梁局部稳定性及设计方法研究[D].北京:清华大学,2017.
- [9] 熊晓莉,庞瑞.剖分T型钢压杆整体失稳问题研究[J].建筑结构,2013,43(13):58-62.
- [10] 冯淑珍.预应力混凝土盖梁开裂原因分析及加固方案研究[J].中外公路,2021,41(4):116-118.
- [11] 施刚,林错错,王元清,等.高强度钢材工字形截面轴心受压短柱局部稳定试验研究[J].建筑结构学报,2012,33(12):20-30.
- [12] 宋林,吴大健,段宝山.UHPC II形梁桥设计计算中法标准对比[J].中外公路,2020,40(5):87-92.
- [13] 曹锋,郑明杰,马鹏,等.多跨加劲梁悬索桥非线性静风稳定性分析[J].中外公路,2022,42(4):87-92.
- [14] 沈锐利,侯康,张新.三塔四跨悬索桥合理结构布置形式研究[J].中外公路,2019,39(3):101-106.
- [15] 任豪杰.Q690高强钢焊接工字形轴压柱局部和整体稳定相关性研究[D].西安:西安建筑科技大学,2017.
- [16] 陈丹阳.中美欧钢结构规范受弯构件局部稳定性计算方法对比研究[D].成都:西南石油大学,2017.
- [17] 刘颖,杨明,张春华.中澳规范混凝土结构受弯承载力对比分析[J].中外公路,2021,41(1):103-107.
- [18] CHEN Y Y, CHENG X, NETHERCOT D A. An overview study on cross-section classification of steel H-sections[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2013, 80: 386-393.
- [19] 熊二刚,祖坤,胡勤斌等.无腹筋混凝土受弯构件基于力学分析的受剪计算[J].华南理工大学学报(自然科学版),2022,50(11):115-124,132.
- [20] 施刚,徐克龙,林错错.460 MPa级高强度钢材工字形截面轴心受压柱局部稳定有限元分析和设计方法研究[J].工业建筑,2016,46(7):22-31.