



钢结构稳定设计 指南

(第二版)

陈绍蕃 著

Guide to
Stability
Design of
Steel
Structures

中国建筑工业出版社

钢结构稳定设计指南

(第二版)

陈绍蕃 著

中国建筑工业出版社

图书在版编目(CIP)数据

钢结构稳定设计指南/陈绍蕃著. —2版. —北京: 中国建筑工业出版社, 2004

ISBN 7-112-06367-1

I. 钢... II. 陈... III. 钢结构—结构稳定性—结构设计—指南 IV. TU391.04-62

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2004)第 015306 号

钢结构稳定设计指南

(第二版)

陈绍蕃 著

*

中国建筑工业出版社出版、发行(北京西郊百万庄)

新华书店经销

北京市兴顺印刷厂印刷

*

开本: 850 × 1168 毫米 1/32 印张: 12 $\frac{1}{4}$ 字数: 324 千字

2004 年 4 月第二版 2004 年 4 月第二次印刷

印数: 3,501 — 7,500 册 定价: 20.00 元

ISBN 7-112-06367-1

TU · 5621 (12381)

版权所有 翻印必究

如有印装质量问题, 可寄本社退换

(邮政编码 100037)

本社网址: <http://www.china-abp.com.cn>

网上书店: <http://www.china-building.com.cn>

本书全面论述钢结构设计中遇到的稳定问题,包括:稳定问题的特点和基本概念,各类构件、板件和框架、环、拱、壳体的稳定计算和有关构造与施工质量问题,还论述了支撑的作用和计算以及塑性设计和抗震设计中的稳定问题。全书共 12 章,书中不仅阐明钢结构设计规范包括《钢结构设计规范》GB50017—2003、《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB50018—2002、《网壳结构技术规程》JGJ61—2003 等中有关稳定条文的背景知识,还介绍了规范未包括的稳定问题的实用计算方法。

本书除作为钢结构设计和施工人员的参考资料外,也可供土木工程专业高年级学生和结构工程研究生学习参考。

* * *

责任编辑:咸大庆 郭 栋

责任设计:孙 梅

责任校对:张 虹

第 二 版 序

随着工程实践和结构稳定理论的持续发展,钢结构设计所涉及的稳定问题日益广泛和深入,计算也越来越精细。《钢结构设计规范》和《冷弯薄壁型钢结构技术规范》的跨世纪修订,很大一部分和稳定问题有关,充分说明钢结构稳定设计的快速进展。本书推出第二版,适时反映这些进展,并按照第一版所循原则,对规范新条文的背景和应用做出阐述。

另一方面,设计规范总是滞后于学科的进展。有些研究成果还来不及吸收到规范中去。另外还有一些成果不属于设计规范必要的内容。这些成果在这次再版中也尽量适当反映。综合以上两个方面,这次增补和修改的主要内容有:

- 轴心压杆的弯扭屈曲和定轴扭转屈曲;
- 连续压杆和变截面压杆的计算长度;
- 压弯构件的弯扭屈曲和横梁轴力对框架稳定的影响;
- 框架稳定的中间地带,即非完全支撑框架和半刚性框架;
- 框架的二阶效应和假想水平力;大坡度门式框架;
- 梁腹板的非弹性屈曲和屈曲后强度;
- 开口薄壁型钢的局部相关屈曲和畸变屈曲;
- 剖分 T 型钢腹板的宽厚比;
- 扁拱的跃越屈曲和网壳的屈曲等。

值此钢结构在工程建设中大量应用的新局面,本书第二版如果能对从事钢结构工程的技术人员有所助益,将是著者的很大欣慰。当读者发现本书存在的问题时能够不吝赐教指正,是著者的又一期望。

著 者

2004 年 1 月 16 日于西安

序

著者应中国钢结构协会主办的《钢结构》编辑部之约,于1991年开始为该刊撰写《钢结构稳定设计讲座》。历时三年,先后刊出12讲,内容涉及稳定设计的各个方面:不仅包括经常遇到的各类杆件和板件,也包括支撑、框架、拱、环、壳体的稳定及塑性设计和抗震设计的特殊稳定问题,这次把12讲的内容汇集成册,又作了一次全面修改,使其更加充实和符合实际设计需要,并更名为《钢结构稳定设计指南》。

本书以从事钢结构工程的技术人员为读者对象。书中首先阐述稳定设计的基本概念和特点,以期建立稳定设计的整体概念。其次,对《钢结构设计规范》有关稳定计算的规定提供了背景知识,并指出一些条文的适用条件和应用限制,使读者能在理解的基础上正确运用规范。再次,对于规范尚未包括的稳定设计问题,则在解释原理的同时尽量提供实用的计算方法,使设计工作者遇到这类问题时有所参考。稳定设计不单纯是计算问题,它还涉及到结构布置、构造细部和施工质量等各个方面。这些问题在书中也都有所陈述。限于著者的水平和所掌握的资料,书中难免有不妥之处,敬希读者指正。

在即将付梓之际,著者谨向《钢结构》编辑部张锡云主编表示谢忱;没有他的约稿,不会有今天这本书。还要向中国建筑工业出版社的领导和有关同志致谢;没有他们的支持和协助,本书不会这么快得以出版。

著 者

1995年12月于西安

目 录

概述	1
第 1 章 钢结构稳定问题的特点	2
1.1 稳定问题的多样性、整体性和相关性	2
1.2 稳定计算的特点	4
1.3 非弹性稳定、极限承载力和脆性特征	11
1.4 稳定设计需要注意的问题	16
1.5 本章小结	17
第 2 章 轴心压杆的稳定计算	19
2.1 φ 曲线的制定和应用	19
2.2 多种失稳形态的考虑	25
2.3 格构式压杆的特点	36
2.4 压杆截面选择	41
2.5 本章小结	45
第 3 章 轴心压杆的计算长度和桁架的极限承载力	46
3.1 轴心受压柱的计算长度	46
3.2 平面桁架中压杆的计算长度	51
3.3 空间桁架中压杆的计算长度	65
3.4 桁架的极限承载力	70
3.5 变截面压杆的计算长度	72
3.6 本章小结	75
第 4 章 受弯构件的整体稳定	77
4.1 受弯构件整体稳定的计算	77
4.2 支承条件对梁整体稳定的影响	90
4.3 铺板和支撑防止梁失稳的作用	99

4.4	次梁对主梁稳定的影响	104
4.5	本章小结	105
第5章	兼承轴力和弯矩的构件稳定	106
5.1	压弯构件平面内失稳的计算	106
5.2	压弯构件的空间失稳	114
5.3	框架柱的计算长度	121
5.4	拉弯构件的弹性稳定	143
5.5	本章小结	144
第6章	框架稳定	145
6.1	框架的弹性稳定	145
6.2	有侧移框架的承载极限	170
6.3	二阶效应的其他影响	183
6.4	山形门式框架的特点	186
6.5	本章小结	190
第7章	板件的稳定	191
7.1	单板的稳定	191
7.2	板件间的相互约束	204
7.3	板件宽厚比限值	217
7.4	加劲肋设计	221
7.5	连接构造中的板件稳定	227
7.6	本章小结	233
第8章	板件屈曲后的强度与利用	234
8.1	板件屈曲后的性态	234
8.2	板件的有效截面	237
8.3	板件和杆件的相关屈曲	243
8.4	梁腹板屈曲后强度	250
8.5	本章小结	263
第9章	稳定设计中的支撑	264
9.1	压杆的支撑	264
9.2	梁的支撑	280

9.3	框架的支撑	286
9.4	本章小结	289
第 10 章	环和拱的稳定	290
10.1	圆环的稳定	290
10.2	拱的平面内稳定	296
10.3	拱的平面外稳定	310
10.4	本章小结	316
第 11 章	壳的稳定	318
11.1	圆柱壳	318
11.2	圆锥壳	335
11.3	球壳	338
11.4	网壳	343
11.5	本章小结	350
第 12 章	塑性设计和抗震设计中的稳定问题	351
12.1	塑性设计中的稳定问题	351
12.2	抗震设计中的稳定问题	362
12.3	本章小结	371
	结束语	372
	参考文献	373

概 述

在各类钢结构设计中,保持稳定性是经常遇到的问题。小至构件中的一块板件,大至构件集合成的结构体系,设计时莫不涉及到稳定性问题,这是钢结构设计中的一个显著特点。其原因在于钢材的强度高,用它制成的构件往往比较细长,组成构件的板件又比较纤薄,因而它们在压力作用下就有可能失稳。对待钢结构中失稳的可能性,通常是采取加以防止的对策,使结构、构件和零件不致因失稳而丧失承载能力。少数情况下,则可以考虑允许组成构件的板件屈曲,利用其屈曲后的强度,以获取较佳的经济效益。因此,如何防止失稳和利用屈曲后的强度,将是本书的主要内容,它既涉及到稳定计算,也涉及到构造处理和结构布置方案。

现代工程史上不乏钢结构失稳造成的事故。举其大者,早期有 1907 年的加拿大魁北克大桥坠毁事故,近期则有 1970 年前后多次发生的大跨度箱形钢梁桥破坏事故等。1978 年美国哈特福特体育馆网架结构破坏事故就引起了各国钢结构学者和工程界的关注与议论。可以毫不夸张地说,20 世纪钢结构因失稳造成的事故时有发生。我国也未能例外,如 1988 年就在太原发生过 $13.2\text{m} \times 17.99\text{m}$ 网架塌落事故^[1]。

每当一种新结构或构件出现时,在应用过程中,因对其性能了解不够,或设计经验不足,或对一些次要细部设计未予重视,均有可能发生失稳事故,特别是那些盲目设计更为多发。因此,本书将致力于全面介绍钢结构设计中可能遇到的稳定问题,帮助读者了解各种情况下失稳的原理,掌握各类稳定设计的要领,以期在设计、施工和使用中能有效地避免失稳事故的发生。

第1章 钢结构稳定问题的特点

1.1 稳定问题的多样性、整体性和相关性

1.1.1 多样性

钢结构的稳定问题普遍存在于钢结构的设计中,凡是结构的受压部位,在设计时都必须认真考虑其稳定性。有时,某一部位从表面上看来并不受压或主要不是受压,但仍然也会出现屈曲失稳问题。例如在简支钢板梁的端部腹板处,一般情况下弯曲正应力较小,比较大的是剪应力。然而,纵横两个方向的剪应力相结合,就可能形成较大的斜向压应力,并导致腹板局部失稳。此外,结构的某些部位也有可能随结构变形由不受压变为受压而导致失稳。这种情况很容易被设计者所忽视。以图1-1为例,在通常设计中,对位于多跨厂房中柱上的天窗架,是把它作为附加在屋架上的次要构件单独计算的,其斜杆在节点竖向荷载作用下被认为是不受力的。截面选择由风荷载作用下产生的拉力来确定,因而所选用的截面积很小。然而屋架在重力荷载作用下会产生挠曲,这就促使A、A'节点向下位移,从而对接受拉设计的BC和B'C斜杆形成压力,促使这两根细长杆件失稳。这种情况在我国的一些炼钢车间中已经发生了多次^[2]。虽然不致酿成重大事故,但因此而存在的问题,却不能不引起设计者和使用者的重视,并予以加固。

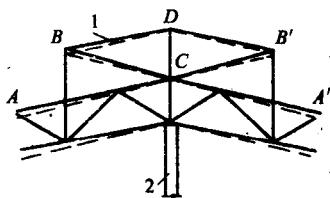


图1-1 天窗架斜杆失稳

1—天窗架;2—柱

钢结构失稳,在形式上具有多样化特点。例如,轴心受压构件的弯曲失稳是最常见的屈曲形式,但它并非惟一的失稳形式,它还有可能出现扭转失稳和既弯又扭等多种失稳的形式。在桁架结构中除了其中受压的杆件外,连接杆件的节点板也存在防止失稳的问题;另外桁架和柱子组成的框架也有可能失稳等等,这些都是稳定问题多样化的表现。

1.1.2 整体性

对于结构来说,它是由各个杆件组成为一个整体的。当一个杆件发生失稳变形后,它必然牵动和它刚性连接的其他杆件。因此,杆件的稳定性不能就某一根杆件去孤立地分析,而应当考虑其他杆件对它的约束作用。这种约束作用是要从结构的整体分析来确定的,这就是结构稳定的整体性问题。

图 1-2 给出的是一个悬臂桁架模型失稳的形态,因为下弦第一个节间受压最大,当荷载增加到一定程度时就会出现第一节间杆件弯曲屈曲。这时,由于节点都是刚性的,与节点相连的杆件以至桁架各杆都会或多或少随同弯曲,这一现象显示出结构失稳的整体特性。正因为存在整体作用,所以下弦杆的屈曲临界力,将大于两端铰支时的临界力,而且,这种临界力只有通过整体分析才能计算得出。稳定问题的整体性不仅表现在构件之间的相互约束,也表现在围护结构对承重结构的约束作用,只是在目前设计中往往被忽略了。

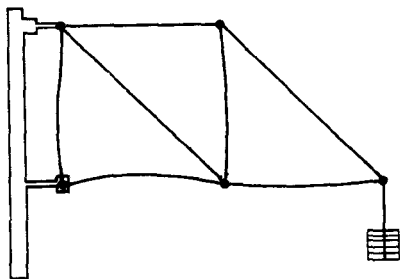


图 1-2 模型桁架的失稳变形

1.1.3 相关性

稳定的相关性,指的是不同失稳模式的耦合作用。例如,单轴对称的轴心受压构件,当在对称平面外失稳时,呈现既弯又扭的变形,它是弯曲和扭转的相关屈曲。另外,局部和整体稳定的相关,还常见于冷弯薄壁型钢构件。其壁板的局部屈曲一般并不立刻导致整体构件丧失承载能力,但它对整体稳定临界力却有影响。对于存在缺陷的杆件来说,局部和整体之间相互影响更具有复杂性。格构式压杆也有局部和整体稳定的相关问题,这些相关方面问题,将在第二章中进一步论述。

组成钢构件的板件之间发生局部屈曲时的相互约束,有时也称为相关性。

1.2 稳定计算的特点

1.2.1 失稳和整体刚度

轴心压杆的强度和稳定计算公式,现行规范分别规定为:

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq f \quad (1-1)$$

和
$$\frac{N}{\varphi A} \leq f \quad (1-2)$$

公式(1-1)和公式(1-2)二者在形式上区别不很大,但性质却迥然不同。强度计算是针对构件的某一个截面进行的;而稳定计算从公式形式看,虽然也像是针对个别截面,实际上它却是针对整个构件的。

轴心压杆在弹性范围内的临界力是由著名的欧拉公式给出的:

$$N_E = \frac{\pi^2 EI}{l^2} \quad (1-3)$$

在公式(1-3)的右端,不仅有材料特性 E 和截面特性 I ,还有杆的长度 l ,这就表明它不只是个别截面的问题。那么,轴心压杆为什么在压力达到 N_E 时就不能再保持原有的直线形式呢?原因就在于压力使杆的弯曲刚度下降,而压力达到临界值 N_E 时,杆的弯曲刚度就消失了。请看下面的进一步分析。

任何现实中的杆件,其轴线并不可能是几何学上的理论直线,也就是并非完善直杆,而是具有微小弯曲的杆件,我们将这种弯曲称之为初始弯曲。图 1-3 给出一根具有这种几何缺陷的杆件。在它承受着逐渐加大的压力 N 的过程中,随着 N 的增大,杆的挠度也逐渐增大,假设初始弯曲的形状为正弦曲线的半个波,则初始挠度按图示坐标系为 $y_0 = v_0 \sin \pi x / l$, 据此建立的平衡方程式为

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} + N \left(y + v_0 \sin \frac{\pi x}{l} \right) = 0 \quad (1-4)$$

解之,可得到杆中央的总挠度为

$$v_m = \frac{v_0}{1 - N/N_E} \quad (1-5)$$

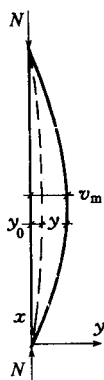


图 1-3 有初始弯曲的压杆

显而易见,当 $N = N_E$ 时, v_m 将无限增大,它的物理意义就是指杆件的弯曲刚度退化为零了,杆件无法再保持稳定的平衡了。

从这一分析可以得知,杆件的弯曲刚度随其所受压力增大而不断退化;当 N 达到临界值 N_E 时,刚度退化为零。这是分析稳定问题时的一个重要概念。这个概念不仅适用于单根压杆,也适用于如框架等杆件体系。

1.2.2 稳定性要求整体分析

既然杆件能否保持稳定牵涉到结构的整体性问题,那么,稳定分析也就应该从整体结构着眼。然而,当前在设计单层钢框架时,并不去计算框架本身的稳定性,而是用计算柱子的稳定性来代替。因之,应当引起注意的是,这只是一种简化方法。它是把横梁对柱子的约束和柱脚所提供的约束,通过计算长度来加以体现的。这种简化只是在符合一定条件时才是精确的。

现以铰支单跨单层框架为例,加以分析说明。图 1-4(a)所示的对称框架中,在柱顶有集中重力荷载 N 作用的条件下,将有两种可能失稳的形式发生,即无侧移的对称失稳(图 1-4(b))和有侧移的反对称失稳(图 1-4(c))。前者的临界荷载要比后者大。因

此,在顶部没有侧向支点的情况下,框架即以反对称形式失稳。下面就分析出现这种失稳时的临界荷载。

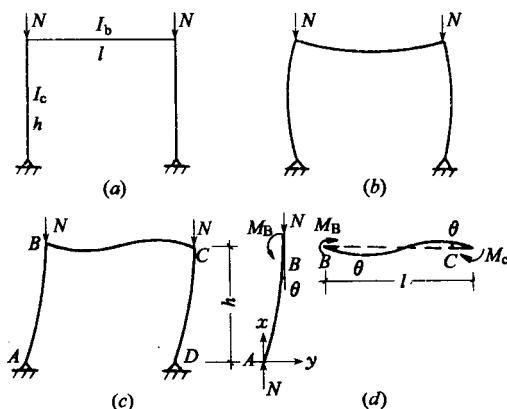


图 1-4 铰支框架的屈曲

取左柱作为分离体(图 1-4(d)),可列出其平衡微分方程为(忽略了剪力对柱子的影响):

$$EI_c y'' + N y = 0 \quad (1-6)$$

现命 $k^2 = N/EI_c$, 则公式(1-6)的解为

$$y = A \sin kx + B \cos kx$$

根据下端为不动铰的边界条件, $x=0$ 时 $y=0$, 可知 $B=0$ 。因此, 柱轴线任意点的位移为:

$$y = A \sin kx$$

则

$$\text{柱顶位移为: } y_B = A \sin kh \quad (1-7)$$

$$\text{柱顶倾角为: } \theta = y'_B = A k \cos kh$$

在对称结构呈反对称变形的情况下, 横梁两端承受相同的弯矩, 其端部倾角为:

$$\theta = \frac{M_B l}{6EI_b} = \frac{N y_B l}{6EI_b}$$

从上述两式对等中消去 θ , 可得:

$$\frac{Nl}{6EI_b} y_B = Ak \cos kh \quad (1-8)$$

公式(1-7)和公式(1-8)所列出的方程式都是以 y_B 和 A 为未知量的方程式,并且都没有常数项。在联立方程求解时,如果要得到 y_B 的非零解,方程组的系数行列式必须为零。由是可得临界条件为:

$$kh \operatorname{tg} kh = 6 \frac{I_b h}{I_c l}$$

或 $kh \operatorname{tg} kh = 6K_2 \quad (1-9)$

式中, $K_2 = \frac{I_b h}{I_c l}$ 为梁线刚度和柱线刚度之比。

从公式(1-9)这一超越方程中得到的 N , 就是框架的临界荷载。

当用柱的稳定计算代替框架稳定计算时,其式为

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_c}{(\mu h)^2}$$

式中的 μ 是柱子的计算长度系数。将上式代入 $N_{cr} = k^2 EI_c$ 时,即可得

$$kh = \pi / \mu$$

则公式(1-9)可改写成

$$\frac{\pi}{\mu} \operatorname{tg} \frac{\pi}{\mu} - 6K_2 = 0 \quad (1-10)$$

当框架的各部分尺寸给定后,由公式(1-10)即可计算出柱子计算长度系数 μ 。

当柱脚刚性嵌固而不是铰支时,在同样条件下, μ 系数的计算公式是

$$\frac{\pi}{\mu} + 6K_2 \operatorname{tg} \frac{\pi}{\mu} = 0 \quad (1-11)$$

《钢结构设计规范》(GB50017—2003)表 D-2 第一行的系数 μ , 就是由上列公式(1-10)算得的。该表最后一行和公式(1-11)很接近而略大,原因在于取 $K_2 = 10$ 而不是无限大。

从以上分析表明,按规范所给出的框架计算长度系数计算柱子稳定性,在承受柱顶对称竖向荷载的对称框架中,是和框架稳定计算等价的。这种方法称为计算长度法,应用比较简便。

但是,如果条件不同,计算长度法就不能确切反映框架的稳定状况了。例如,当框架不对称或荷载不对称时,如果要比准确地解决稳定问题,就需要将上述 μ 系数加以修正。详细情况留待以后再讨论,这里先来分析一个简单的例子。

图 1-5 给出了一个分别承受两种不同荷载作用的铰支 Γ 形框架,其中图 1-5(a) 的框架中在柱顶作用有重力荷载 N ,在图 1-5(b) 中,柱顶除作用重力荷载外,还作用有水平荷载 H (量值和重力荷载相同)。如果从 GBJ17—88 规范的表格查找柱的计算长度系数,那么两种情况没有差别,都是 $\mu = 0.875$,相应的临界荷载 $N_{cr} = 12.89EI/l^2$ 。然而实际上两者有相当大的差别。没有水平荷载的框架,横梁不承受轴线压力,有能力对柱的弯曲屈曲起约束作用。而在梁端作用有水平荷载时,由于横梁和柱子不仅承受同样的压力,而且尺寸完全相同,失稳时没有相互约束作用,荷载的临界值是 $N_{cr} = \pi^2 EI/l^2 = 9.87EI/l^2$ 。修订后的 GB50017—2003 规范的 μ 系数表,在表注中增加了有关考虑横梁承受压力时其线刚度折减的规定,还增加了横梁远端支承条件的修正系数,从而使计算长度的表格能够适应各种不同情况的框架。

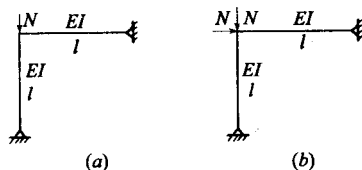


图 1-5 Γ 形框架

从上面的分析可知:柱的计算长度不仅和端部支承条件有关,还和荷载在结构上作用情况有关,需要由结构的整体分析得出。在设计工作中采用计算长度的公式、表格等现成资料时,应该对其