

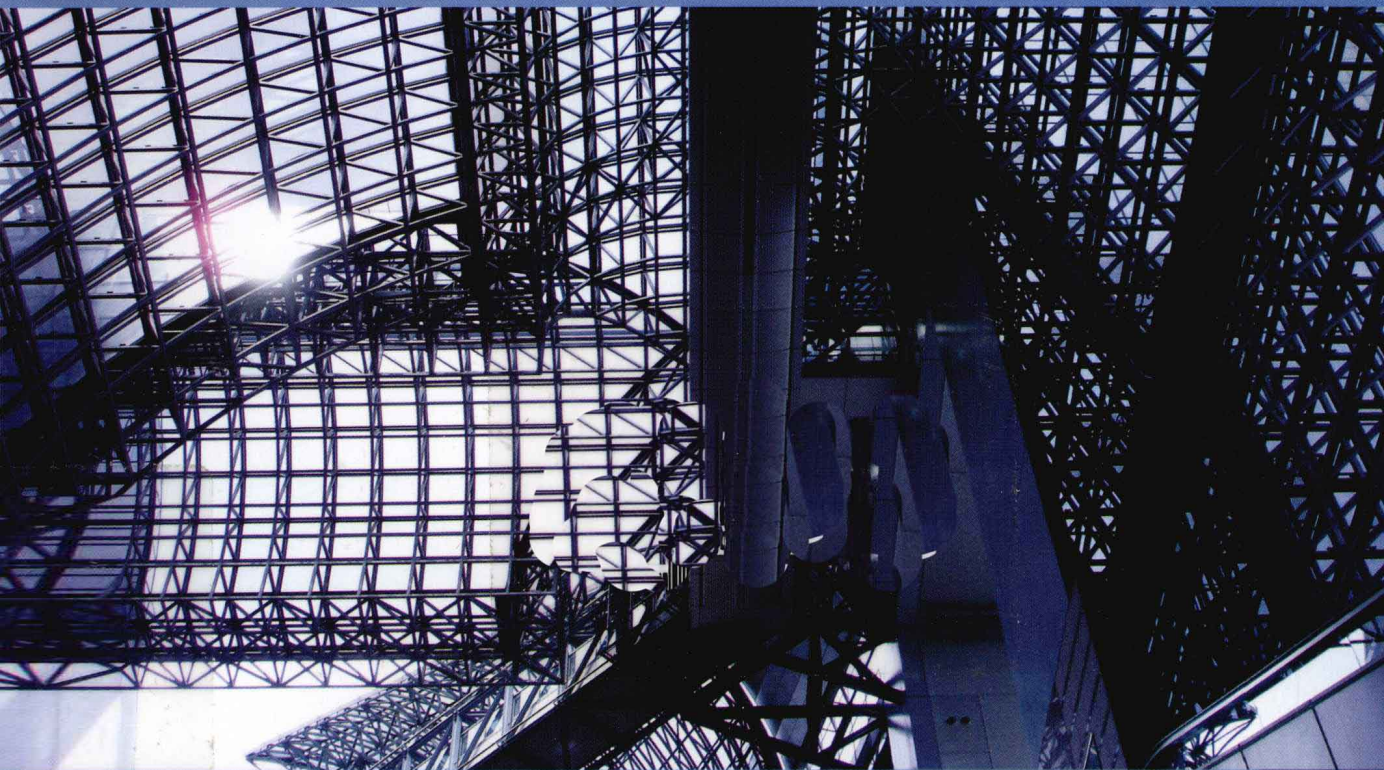
Steel structural design

钢结构设计

主 编 赵建波

副主编 雷润亚 司秀勇

主 审 周洪彬



中国电力出版社
CHINA ELECTRIC POWER PRESS

Steel structural design

钢结构设计

主 编 赵建波
副主编 雷润亚 司秀勇
主 审 周洪彬

前 言

钢结构可以移动重建、拆卸重建，钢材可以回收利用，不会造成大量的建筑垃圾，因此钢结构是一种“绿色”的工程结构，其推广应用符合可持续发展的理念。中国的钢结构研究正处于迅猛发展的时期。学好钢结构，用好钢结构，已成为土木工程专业技术人员的一项基本共识。

钢结构课程是高等院校土木工程专业的一门重要课程。根据教育部“面向 21 世纪土建类专业人才培养方案及教学内容体系改革的研究与实践”课题组的建议，将原来的钢结构课程分为原理和设计两大部分，本书的内容为原理部分，是专业基础教学内容。全书共分 6 章，包括绪论、钢结构的材料、钢结构的连接、轴心受力构件、受弯构件，以及拉弯和压弯构件。主要讲述了钢结构的特点和设计方法、钢结构材料的工作性能、钢结构连接的计算和构造要求，以及钢结构的基本构件（轴心受力构件、受弯构件和拉弯、压弯构件）的工作性能、受力分析和设计要点等。

本书结合 GB 50017—2003《钢结构设计规范》，为土木工程专业的学生、钢结构入门人员和参加注册结构工程师考试的人员编写。本着不需要过于深入的理论背景，而需要准确地理解和运用钢结构知识的原则，本书力争把理论背景部分深入浅出、讲解形象；规范出处部分注明规范内容，培养运用规范的意识；设计示例结合条文内容选取工程实例，帮助学生形成感性认识，增强运用知识的自信。

全书由赵建波统稿，具体编写分工如下：第 1 章由赵建波、司秀勇编写；第 2 章由雷润亚、邱东梅、章捷编写；第 3 章由赵建波编写；第 4 章由司秀勇编写；第 5 章由雷润亚、陈磊、冯艳辉编写；第 6 章由赵建波、司秀勇编写。特别感谢周洪彬教授为本书的编写提供了很好的建议，并花费心血审阅了全书。

在本书的编写过程中，借鉴了许多专家、学者的宝贵经验和文献，谨致谢意。

由于作者水平有限，如果书中存在不足之处，敬请读者批评指正。

编者于燕山大学

目 录

前言

第 1 章 绪论	1
1.1 钢结构的特点及其应用	1
1.2 钢结构的设计方法	3
1.3 钢结构规范、规程及标准	8
1.4 钢结构的发展	9
1.5 规范规定.....	10
思考题	11
第 2 章 钢结构的材料	12
2.1 钢材的主要性能.....	12
2.2 影响钢材性能的因素.....	15
2.3 钢材的疲劳破坏.....	18
2.4 钢材的破坏形式.....	22
2.5 钢结构用材的要求.....	22
2.6 建筑钢材的类别及其选用.....	23
2.7 规范规定.....	26
思考题	27
第 3 章 钢结构的连接	28
3.1 钢结构的连接方法.....	28
3.2 焊缝连接.....	29
3.3 焊接应力与焊接变形.....	35
3.4 角焊缝连接.....	39
3.5 对接焊缝连接.....	55
3.6 螺栓及铆钉连接.....	61
3.7 普通螺栓连接.....	64
3.8 高强度螺栓连接.....	75
3.9 规范规定.....	82
习题	87
第 4 章 轴心受力构件	90
4.1 轴心受力构件的应用和截面形式.....	90
4.2 轴心受力构件的强度和刚度.....	90
4.3 轴心受压构件的整体稳定.....	93
4.4 轴心受压构件的局部稳定	106
4.5 实腹式轴心受压构件的设计	114
4.6 格构式轴心受压构件的设计	121
4.7 轴心受压柱的柱头和柱脚	130

4.8 规范规定	135
习题	139
第5章 受弯构件	142
5.1 受弯构件的形式和应用	142
5.2 梁的强度和刚度	143
5.3 梁的整体稳定	150
5.4 梁的局部稳定	157
5.5 考虑腹板屈曲后强度的组合梁承载力计算	166
5.6 型钢梁的设计	172
5.7 梁的拼接和连接	176
5.8 组合梁的设计	183
5.9 其他形式的梁	193
5.10 规范规定	195
习题	197
第6章 拉弯和压弯构件	199
6.1 拉弯和压弯构件的特点	199
6.2 拉弯和压弯构件的强度	199
6.3 实腹式压弯构件的整体稳定	201
6.4 实腹式压弯构件的局部稳定	208
6.5 压弯构件的计算长度	212
6.6 实腹式压弯构件的设计	217
6.7 格构式压弯构件的设计	224
6.8 框架的梁柱连接	229
6.9 偏心受压柱的柱脚设计	230
6.10 规范规定	236
习题	238
附录	240
附录1 钢材和连接强度设计值	240
附录2 受弯构件的挠度容许值	243
附录3 梁的整体稳定系数	244
附录4 轴心受压构件的稳定系数	246
附录5 柱的计算长度系数	249
附录6 疲劳计算的构件和连接分类	250
附录7 型钢表	254
附录8 螺栓和锚栓规格	276
参考文献	277

第 1 章 绪 论

1.1 钢结构的特点及其应用

钢结构是指用钢板、热轧型钢或冷弯薄壁型钢制造而成的承重构件或承重结构体系。钢板通常热轧而成，薄钢板厚度在 $0.35\sim 4\text{mm}$ 之间，厚钢板厚度在 $4\sim 60\text{mm}$ 之间。热轧型钢是指热轧而成的固定截面形式，常见的有角钢、工字钢、H 型钢、槽钢和钢管等。冷弯薄壁型钢则是用薄钢板经模压或弯曲而成固定的截面形式。

钢结构和其他材料的结构相比具有许多明显的特点，这些特点也决定了钢结构的应用范围。

(1) 强度高，强度与密度的比值大。

钢材比混凝土、砖石和木材等建筑材料的强度高很多，适合建造跨度大、承载重的结构，因而适用于建造体育场馆（图 1-1）、飞机库、会展中心等大跨度结构以及桥梁结构，也适用于建造跨度和柱距大、高度大、起重量大的重型厂房（图 1-2），以及风、地震等水平荷载比较大的高层建筑（图 1-3）和高耸结构。钢材还能与混凝土等其他材料发挥各自的特点，形成高效的组合结构。

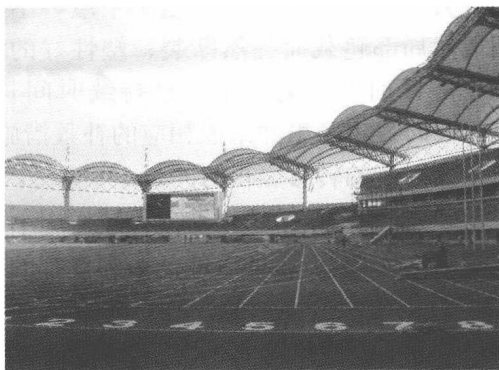


图 1-1 秦皇岛奥体中心



图 1-2 多层钢结构厂房

钢材的强度与密度的比值大，一般构件采用小截面和薄壁就能满足力学要求，增加了建筑物、构筑物的有效使用面积（图 1-4），因此圆钢、小角钢、薄壁型钢、薄钢板等小截面构件适合建造轻型钢结构（图 1-5）。对于塔架和桅杆结构等高耸结构，小截面构件也可以减小其风荷载。但是，截面小而壁薄易使构件受压时受稳定承载力和刚度要求所控制，强度难以得到充分发挥。

钢材与相同强度的材料相比自重小，便于运输、吊装，可用于山区的钢桥和输电塔架，也可用于建造可搬迁结构，而且有利于减小地震作用，以及节省地基基础的费用。但自重小时永久荷载所占比例就小，从而对可变荷载（如积灰荷载）的变动比较敏感，在风吸力作用

下可能会引起结构构件拉、压杆内力的反向（此时自重产生有利作用）。



图 1-3 上海环球金融中心

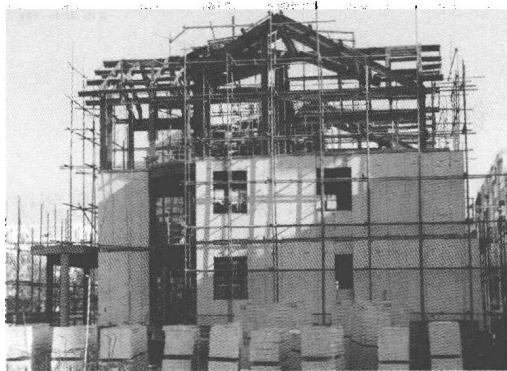


图 1-4 住宅钢结构

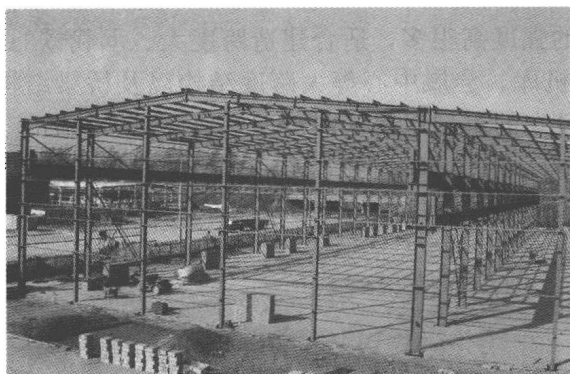


图 1-5 轻型门式刚架

（2）塑性好，韧性好。

1) 塑性是指结构发生不可恢复的变形的能力。塑性好，意味着塑性变形大，耗能性能好，有利于抗震；塑性变形大也可以调节构件中可能出现的局部高峰应力，使应力重分配，应力变化趋于平缓，不会因偶然局部超载而突然断裂；塑性好的结构在破坏前有显著变形，且持续时间长，可以及时发现隐患并采取相应的补救措施，给生命财产的转移赢得时间。

2) 韧性是指结构在动力荷载作用下的

耗能能力。韧性好，使得钢结构适宜在动力荷载下工作，并具有良好的吸能能力和优越的抗震能力。

应当注意的是，在一定条件下，例如在两向或三向同号应力作用下、低温工作条件下，以及受有较大的应力集中时，钢材的塑性和韧性会变差。

（3）材质均匀，质量稳定。钢材内部组织比较均匀，接近各向同性，而且在一定的应力幅度内材料均为弹性。因此，钢材符合均质、各向同性、线弹性的力学假定，计算结果比较可靠。钢材在冶炼和轧制过程中质量可以严格控制，材质波动性小，结构可靠性高。

（4）制作简便，施工工期短，可循环利用或搬迁复用。钢结构所用材料皆已轧制成各种型材。由型材加工而成的构件一般是在金属结构厂制作，加工制作简便，准确度和精密度皆较高。钢构件较轻，连接简单，安装方便，能机械化施工，且施工周期短。钢结构由于螺栓连接的特性，易于加固、改建和拆迁，可循环利用或搬迁复用，有利于保护环境、节约能源、减少污染。

（5）密闭性好。钢结构的材料和连接（如焊接）的水密性和气密性较好，适宜建造密闭

的板壳结构,如高压容器、油库、气柜、管道等。

(6) 钢结构耐腐蚀性差。钢材容易腐蚀,对钢结构必须注意防护,特别是薄壁构件,因此处于较强腐蚀性介质内的建筑物不宜采用钢结构。钢结构在涂刷油漆前应彻底除锈,油漆质量和涂层厚度均应符合相关规定。在设计中应避免使结构受潮、漏雨,构造上应尽量避免存在难于检查、维修的死角。钢结构的耐腐蚀性差使得维护费用增加。

(7) 耐热但不耐火。钢材受热,当温度在 200°C 以内时,其主要力学性能,如屈服点和弹性模量降低不多。温度超过 200°C 后,材质发生较大变化,不仅强度逐步降低,还会发生“蓝脆”和徐变现象。温度达 600°C 时,钢材进入塑性状态不能继续承载。钢材是热的良导体,局部受热会迅速导致整个结构升温。因此,GB 50017—2003《钢结构设计规范》规定长期受到 150°C 以上高温辐射,或在短时间内可能受到火焰或炽热熔化金属作用,或可能遭受火灾的钢结构表面,须用隔热层(蛭石板、蛭石喷涂层或石膏板)保护。对需防火的结构,更需按相关的规定采取隔热保护措施。

1.2 钢结构的设计方法

结构计算的目的在于保证所设计的结构和构件在施工和使用过程中能满足预期的安全性和使用性要求。因此,结构设计准则应为结构由各种荷载所产生的效应(内力和变形)不大于结构(包括连接)由材料性能和几何因素等所决定的抗力或规定限值。影响结构功能的各种因素,如荷载大小、材料强度的高低、截面尺寸、计算模式、施工质量等都具有不定性,是随机变量(或随机过程)。因此,荷载效应可能大于结构抗力,结构不可能百分之百的可靠,而只能对其做出一定的概率保证。

1. 钢结构的设计要求

(1) 钢结构及其构件应安全可靠,即能安全地承受预期的各种有关荷载。因而必须具有足够的承载力和稳定性。钢构件一般壁薄且较细长,稳定问题特别突出。

(2) 要满足使用性和耐久性要求。使用性要求包括变形和振幅的限制,耐久性要求主要应注意其耐腐蚀和防火性能。

(3) 要满足经济要求。最优的设计除应满足安全适用外,还应做到成本最低、重量最轻、制作和安装劳动力最省、工期最短、结构维护方便。

为了实现上述设计要求,应掌握各种荷载的特性和量值以及它们应有的组合,具备合理选择钢材和连接材料的能力,能选用最优结构方案和最先进的设计方法,使钢结构设计做到技术先进、经济合理、安全适用。

2. 概率极限状态设计方法

结构或其组成部分超过某一特定状态就不能满足设计规定的某一功能要求,此特定状态就称为该功能的极限状态。

结构的极限状态可以分为下列两类:

(1) 承载能力极限状态。对应于结构或构件达到最大承载能力或出现不适于继续承载的变形,包括倾覆、强度破坏、疲劳破坏、丧失稳定、结构变为机动体系或出现过度的塑性变形。

(2) 正常使用极限状态。对应于结构或构件达到正常使用或耐久性能的某项规定限值,

包括出现影响正常使用(或外观)的变形、振动和局部破坏等。

承载能力极限状态绝大多数是不可逆的,一旦发生就导致结构失效,因而必须慎重对待。正常使用极限状态中的变形和振动限制,通常都在弹性范围内,并且是可逆的。对于可逆的极限,可靠度方面的要求可以放宽一些。

结构的工作性能可以用结构的功能函数来描述。若结构设计时需要考虑 n 个影响结构可靠性的随机变量,即 $x_1, x_2, \dots, x_n$, 则这 n 个随机变量间通常可建立的函数关系

$$Z = g(x_1, x_2, \dots, x_n) \quad (1-1)$$

称为结构的功能函数。

为了简化,只以结构构件的荷载效应 S 和抗力 R 这两个基本随机变量来表达结构的功能函数,则

$$Z = g(R, S) = R - S \quad (1-2)$$

式(1-2)中 R 和 S 是随机变量,其函数 Z 也是一个随机变量。在实际工程中,可能出现下列三种情况:

- 1) $Z > 0$ 结构处于可靠状态。
- 2) $Z = 0$ 结构达到临界状态,即极限状态。
- 3) $Z < 0$ 结构处于失效状态。

定值设计法认为 R 和 S 都是确定的变量,结构只要按 $Z > 0$ 设计,并赋予一定的安全系数,结构就是绝对安全的。事实并非如此,结构失效的事例仍时有发生。这是由于基本变量的不定性,说明作用在结构的荷载存在着出现高值的可能,材料性能也存在着出现低值的可能。即使设计者采用了保守的设计方案,但结构投入使用后,也不能保证其绝对可靠,因而对所设计结构的功能只能做出一定概率的保证。只要可靠的概率足够大,或者说失效概率足够小,便可认为所设计的结构是安全的。

按照概率极限状态设计方法,结构的可靠度定义为:结构在规定的时间内,在规定的条件下,完成预定功能的概率。这里所说“完成预定功能”就是对于规定的某种功能来说结构不失效($Z \geq 0$)。这样若以 p_s 表示结构的可靠度,则上述定义可表达为

$$p_s = P(Z \geq 0) \quad (1-3)$$

结构的失效概率以 p_f 表示,则

$$p_f = P(Z < 0) \quad (1-4)$$

由于事件($Z < 0$)与事件($Z \geq 0$)是对立的,所以结构可靠度 p_s 与结构的失效概率 p_f 符合式(1-5)

$$p_s + p_f = 1 \quad (1-5a)$$

$$\text{或} \quad p_s = 1 - p_f \quad (1-5b)$$

因此,结构可靠度的计算可以转换为结构失效概率的计算。可靠的结构设计指的是使失效概率小到人们可以接受的程度。绝对可靠的结构是不存在的。

为了计算结构的失效概率 p_f , 首先确定功能函数 Z 的分布。图 1-6 示出 Z 的概率密度 $f_Z(Z)$ 曲线。

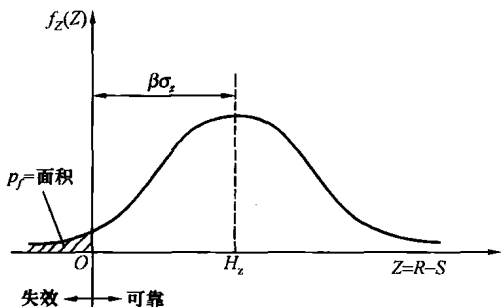


图 1-6 Z 的概率密度曲线

图 1-6 中纵坐标处 $Z=0$ ，结构处于极限状态；纵坐标以左 $Z<0$ ，结构处于失效状态；纵坐标以右 $Z>0$ ，结构处于可靠状态。图 1-6 中阴影面积表示事件 ($Z<0$) 的概率，就是失效概率，可用积分求得：

$$p_f = P(Z < 0) = \int_{-\infty}^0 f_Z(Z) dZ \quad (1-6)$$

一般情况下， Z 的分布很难求出。因此失效概率的计算仅仅在理论上可以解决，实际很难确定，这使得概率设计法一直不能付诸实用。20 世纪 60 年代末期，美国学者康奈尔 (Cornell, C. A) 提出比较系统的一次二阶矩的设计方法，才使得概率设计法进入了实用阶段。

一次二阶矩法不直接计算结构的失效概率 p_f ，而是将图 1-6 中 Z 的平均值 μ_Z 用 Z 的标准差 σ_Z 来度量

$$\mu_Z = \beta \sigma_Z \quad (1-7)$$

由式 (1-7) 得
$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} \quad (1-8)$$

β 称为可靠指标或安全指标。根据式 (1-8) 可知，只要 Z 的分布一定， β 与 p_f 就存在一一对应的关系，而且 β 增大， p_f 减小； β 减小， p_f 增大。

假设 Z 的分布为正态分布，则 β 与 p_f 的关系式为

$$\beta = \Phi^{-1}(1 - p_f) \quad (1-9)$$

$$p_f = \Phi(-\beta) \quad (1-10)$$

式中 $\Phi(\cdot)$ ——标准正态分布函数；

$\Phi^{-1}(\cdot)$ ——标准正态分布的反函数。

如 Z 的分布为非正态分布，可用当量正态化方法转化为正态分布。正态分布时， β 与 p_f 的对应关系见表 1-1。

表 1-1 正态分布时 β 与 p_f 的对应值

可靠指标 β	4.5	4.2	4.0	3.7	3.5	3.2	3.0	2.7	2.5	2.0
失效概率 p_f	3.4 $\times 10^{-6}$	1.34 $\times 10^{-5}$	3.17 $\times 10^{-5}$	1.08 $\times 10^{-4}$	2.33 $\times 10^{-4}$	6.87 $\times 10^{-4}$	1.35 $\times 10^{-3}$	3.47 $\times 10^{-3}$	6.21 $\times 10^{-3}$	2.28 $\times 10^{-2}$

β 的计算避开了 Z 的全分布的推求，而只采用分布的特征值，即一阶原点矩 (均值) μ_Z 和二阶中心矩 (方差) σ_Z^2 。这两者对于任何分布皆可按式 (1-11)、式 (1-12) 求得

$$\mu_Z = \mu_R - \mu_S \quad (1-11)$$

$$\sigma_Z^2 = \sigma_R^2 + \sigma_S^2 \text{ (设 } R \text{ 和 } S \text{ 是独立统计的)} \quad (1-12)$$

式中 μ_R 、 μ_S ——抗力 R 和荷载效应 S 的平均值；

σ_R^2 、 σ_S^2 ——抗力 R 和荷载效应 S 的方差。

只要经过测试取得足够的数据，便可由统计分析求得 R 和 S 的均值 μ 和方差 σ^2 ，如果 Z 为非线性函数，可将此函数展为泰勒级数而取其线性项，由式 (1-13) 计算均值和方差：

$$Z = g(x_1, x_2, \dots, x_n) \quad (1-13)$$

$$\mu_Z \approx g(\mu_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots, \mu_{x_n}) \quad (1-14)$$

$$\sigma_z^2 \approx \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial x_i} \Big|_{\mu} \right)^2 \mu_{x_i}^2 \quad (1-15)$$

式中 μ_{x_i} ——随机变量 x_i 的均值;

$(\cdot|_{\mu})$ ——计算偏导数时变量均用各自的平均值赋值。

由此得

$$\beta = \frac{\mu_z}{\sigma_z} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} = \frac{K_0 - 1}{\sqrt{K_0^2 \delta_R^2 + \delta_S^2}} \quad (1-16)$$

式中, $K_0 = \mu_R / \mu_S$ 为中心安全系数, 它对 β 值有影响, 但对 β 值起影响的还有变异系数 δ_R 和 δ_S 。当 K_0 随 μ_R 和 μ_S 的比值而定时, δ 变动将使 β 增减, 故安全系数不能度量结构的安全度。

将式 (1-16) 稍加变换, 并写成设计式:

$$\mu_R = \mu_S + \beta \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (1-17)$$

由于

$$\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} = \frac{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}$$

故得

$$\mu_R - \alpha_R \beta \sigma_R = \mu_S + \alpha_S \beta \sigma_S \quad (1-18)$$

$$\alpha_R = \frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}; \alpha_S = \frac{\sigma_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (1-19)$$

而式 (1-18) 左、右分别为 R 和 S 的设计验算点坐标 R^* 和 S^*

$$R^* \geq S^* \quad (1-20)$$

这就是概率法的设计式。由于这种设计不考虑 Z 的全分布, 只考虑至二阶矩, 对非线性函数用泰勒级数展开取线性项, 故此法称为一次二阶矩法。

式 (1-18) 中可靠指标的取值可用校准法求得。所谓“校准法”, 就是对现有结构构件进行反演计算和综合分析, 求得其平均可靠指标来确定今后设计时应采用的目标可靠指标。我国 GB 50068—2001《建筑结构可靠度设计统一标准》按破坏类型 (延性或脆性破坏) 和安全等级 (根据破坏后果和建筑物类型分为一、二、三级, 级数越高, 破坏后果越不严重) 分别规定了结构构件按承载能力极限状态设计时采用的不同的 β 值。钢结构的各种构件, 经校准分析, 其 β 值在 3.2 左右, 即 $\beta = 3.2$, 属延性破坏, 安全等级为二级。

3. 设计表达式

GB 50017—2003《钢结构设计规范》规定除疲劳计算外, 采用以概率理论为基础的极限状态设计方法, 用分项系数的设计表达式进行计算。现以简单的荷载情况为例, 分项系数设计式表示为

$$\frac{R_K}{\gamma_R} \geq \gamma_G S_{GK} + \gamma_Q S_{QK} \quad (1-21)$$

式中 R_K ——抗力标准值;

S_{GK} ——按标准值计算的永久荷载 (G) 效应值;

S_{QK} ——按标准值计算的可变荷载 (Q) 效应值;

$\gamma_R, \gamma_G, \gamma_Q$ ——分项系数。

式 (1-21) 可相应地表示为

$$R^* \geq S_G^* + S_Q^* \quad (1-22)$$

为使式 (1-21) 与式 (1-22) 等价, 必须满足

$$\left. \begin{aligned} \gamma_R &= R_K/R^* \\ \gamma_G &= S_G^*/S_{GK} \\ \gamma_Q &= S_Q^*/S_{QK} \end{aligned} \right\} \quad (1-23)$$

由式 (1-23) 可知, R^* 、 S_G^* 、 S_Q^* 不仅与可靠指标 β 有关, 而且与各基本变量的统计参数 (平均值、标准值) 有关。因此, 对每一种构件, 在给定 β 的情况下, γ 值将随荷载效应比值 $\rho = S_{QK}/S_{GK}$ 变动而为一系列的值, 这对设计不方便; 如分别取 γ_G 、 γ_Q 为定值, γ_R 亦按各种构件取不同的定值则所设计的结构构件的实际可靠指标就不可能与给定的可靠指标完全一致。为此, 可用优化法求最佳的分项系数值, 使两者 β 的差值最小, 并考虑工程经验确定。

GB 50068—2001《建筑结构可靠度设计统一标准》经过计算和分析, 规定在一般情况下荷载分项系数: $\gamma_G = 1.2$; $\gamma_Q = 1.4$ 。

当永久荷载效应与可变荷载效应异号时, 永久荷载对设计是有利的 (如屋盖在风的作用下掀起时), 应取 $\gamma_G = 1.0$; $\gamma_Q = 1.4$ 。

在荷载分项系数统一规定的条件下, GB 50017—2003《钢结构设计规范》对钢结构构件抗力分项系数进行分析, 使所设计的结构构件的实际 β 值与预期的 β 值差值甚小, 并结合工程经验规定 Q235 钢的 $\gamma_R = 1.087$, Q345 钢、Q390 钢和 Q420 钢的 $\gamma_R = 1.111$ 。

钢结构设计用应力表达, 采用钢材强度设计值。所谓“强度设计值” (用 f 表示), 是钢的屈服点 (f_y) 除以抗力分项系数 γ_R 的商, 如 Q235 钢抗拉强度设计值为 $f = f_y/1.087$; 对于端面承压和连接则为极限强度 (f_u) 除以抗力分项系数 γ_{Ru} , 即 $f = f_u/\gamma_{Ru} = f_u/1.538$ 。

因此, 对于承载能力极限状态荷载效应的基本组合按下列设计表达式中最不利值确定: 可变荷载效应控制的组合

$$\gamma_0 (\gamma_G \sigma_{GK} + \gamma_{Q1} \sigma_{Q1K} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} \varphi_{ci} \sigma_{QiK}) \leq f \quad (1-24)$$

永久荷载效应控制的组合

$$\gamma_0 (\gamma_G \sigma_{GK} + \sum_{i=1}^n \gamma_{Qi} \varphi_{ci} \sigma_{QiK}) \leq f \quad (1-25)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数, 对安全等级为一级或设计使用年限为 100 年及以上的结构构件, 不应小于 1.1; 对安全等级为二级或设计使用年限为 50 年的结构构件, 不应小于 1.0; 对安全等级为三级或设计使用年限为 5 年的结构构件, 不应小于 0.9。

σ_{GK} ——永久荷载标准值在结构构件截面或连接中产生的应力。

σ_{Q1K} ——起控制作用的第一个可变荷载标准值在结构构件截面或连接中产生的应力 (该值使计算结果为最大)。

σ_{QiK} ——其他第 i 个可变荷载标准值在结构构件截面或连接中产生的应力。

γ_G ——永久荷载分项系数, 当永久荷载效应对结构构件的承载力不利时取 1.2, 但对式 (1-25) 则取 1.35; 当永久荷载效应对结构构件的承载力有利时取 1.0;

验算结构倾覆、滑移或漂浮时取 0.9。

γ_{Q1} 、 γ_{Qi} ——第 1 个和其他第 i 个可变荷载分项系数，当可变荷载效应对结构构件的承载力不利时取 1.4（当楼面活荷载大于 4.0 kN/m^2 时，取 1.3）；有利时，取为 0。

φ_{ci} ——第 i 个可变荷载组合值系数，可按荷载规范的规定采取。

以上两式，除第一个可变荷载的组合值系数 $\varphi_{c1} = 1.0$ 的楼盖（例如仪器车间仓库、金工车间、轮胎厂准备车间、粮食加工车间等的楼盖）或屋盖（高炉附近的屋面积灰），必然由式（1-25）控制设计，取 $\gamma_G = 1.35$ 外，其他只有大型混凝土屋面板的重型层盖以及很特殊情况才有可能由式（1-25）控制设计。

对于一般排架、框架结构，可采用简化式计算。

由可变荷载效应控制的组合

$$\gamma_0 (\gamma_G \sigma_{GK} + \varphi \sum_{i=1}^n \gamma_{Qi} \sigma_{QiK}) \leq f \quad (1-26)$$

式中 φ ——简化式中采用的荷载组合值系数，一般情况下可采用 0.9；当只有 1 个可变荷载时，取为 1.0。

由永久荷载效应控制的组合，仍按式（1-25）进行计算。

对于偶然组合，极限状态设计表达式宜按下列原则确定：偶然作用的代表值不乘分项系数；与偶然作用同时出现的可变荷载，应根据观测资料和工程经验采用适当的代表值，具体的设计表达式及各种系数应符合专门规范的规定。

对于正常使用极限状态，按 GB 50068—2001《建筑结构可靠度设计统一标准》的规定要求分别采用荷载的标准组合、频遇组合和准永久组合进行设计，并使变形等设计不超过相应的规定限值。

钢结构只考虑荷载的标准组合，其设计式为

$$\nu_{GK} + \nu_{Q1K} + \sum_{i=2}^n \varphi_{ci} \nu_{QiK} \leq [\nu] \quad (1-27)$$

式中 ν_{GK} ——永久荷载的标准值在结构或结构构件中产生的变形值；

ν_{Q1K} ——起控制作用的第一个可变荷载的标准值在结构或结构构件中产生的变形值（该值使计算结果为最大）；

ν_{QiK} ——其他第 i 个可变荷载标准值在结构或结构构件中产生的变形值；

$[\nu]$ ——结构或结构构件的容许变形值。

1.3 钢结构规范、规程及标准

建筑结构有关设计施工的规范、规程及标准等是技术性法律文件，是工程建设应遵守的原则。我国的建筑结构和施工有一套完整的规范体系，它们对工程建设的质量、效益起着重要的保证作用。随着我国基本建设事业的迅猛发展，建筑结构理论研究的不断深入和相应技术的不断进步，这套规范体系也在不断地改进和完善。每隔数年，这些规范、规程、标准会进行一次修订，或者有一些新的规范、规程、标准颁布实施。因此从事建筑结构和施工的技术人员必须了解和掌握有关的现行规范、规程、标准等，以便在工作中准确执行和

贯彻它们。本节列出一部分与钢结构有关的现行规范、规程、标准及其代号，并简单说明它们在我国建筑结构规范体系中的地位。

在我国涉及钢结构的规范、规程、标准等从总体上可分为5个层次。属于第1层次的有：

- (1) GB 50068—2001《建筑结构可靠度设计统一标准》。
- (2) GB/T 50083—1997《建筑结构设计术语和符号标准》。
- (3) GB/T 50105—2001《建筑结构制图标准》。

在第1层次中GB 50068—2001《建筑结构可靠度设计统一标准》是最高层次的标准，它是制定下属各层次规范、规程等应遵守的原则。

属于第2层次的是GB 50009—2001《建筑结构荷载规范》(2006年版)。它依据第1层次的标准制定，并为第3层次的设计规范、规程等提供荷载代表值及其组合方式。

第3层次为各种结构设计规范，它们均依据第1层次的标准制定，并与上述荷载规范配套使用。属于第3层次的有：

- (1) GB 50017—2003《钢结构设计规范》。
- (2) GB 50018—2002《冷弯薄壁型钢结构设计规范》。
- (3) JGJ 7—1991《网架结构设计施工规程》。
- (4) JGJ 99—1998《高层民用建筑钢结构技术规程》。
- (5) CECS 102: 2002《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》。

第4层次为与施工有关的并与相应设计规范、规程配套的规范、规程、标准。同样它们也是依据第1层次的标准制定，属于这一层次的有：

- (1) GB 50205—2001《钢结构工程施工质量验收规范》。
- (2) JGJ 81—2002《建筑钢结构焊接技术规程》。
- (3) JGJ 82—1991《钢结构高强度螺栓连接的设计、施工及验收规程》。
- (4) JGJ/T 11—2009《钢网架焊接空心球节点》。

第5层次是与上述设计和施工规范、规程配套的钢材、焊条、型钢、钢板、紧固件等标准。这些标准既是制定各种钢结构规范的依据，又是施工现场材料检验的标准。

其他还有与建筑抗震、防火、防腐有关的规范，它们分别是建筑抗震设防、防火设计及防腐设计和施工的依据。

按照适用范围，我国的工程建设标准可分为国家标准、行业标准、地方标准和企业标准；按执行效力，可分为强制性标准和推荐性标准。上述规范、规程、标准名称前面的内容是其代号，GB和GBJ表示国家标准，JGJ表示建设部制定的行业标准，CECS表示由工程建设标准化协会制定的工程建设推荐性标准。推荐性标准不具备强制性，当事人可自愿采用，上述其他规范、规程、标准均为强制性标准。

1.4 钢结构的发展

我国钢结构有着悠久的历史，远在古代就有铁链悬桥、铁塔等建筑。20世纪中期，先后建成许多钢桥、工业厂房、体育馆等。其中著名的如钱塘江大铁桥、武汉及南京长江大桥、北京工人体育馆、上海体育馆、人民大会堂、上海电视塔，以及鞍钢、武钢、包钢等一

大批重工业厂房都采用了钢结构。

我国钢结构真正突飞猛进地发展则是在 1978 年开始改革开放的时期。国家实施以经济建设为中心的政策以后,我国钢产量从 1978 年年产 3000 万吨,到 1996 年突破年产亿吨而跃居世界首位,1999 年我国产量已达 1.22 亿吨。随着钢产量增加,我国建筑钢材不仅数量大幅增长,而且品种也大大增加。其中强度为 $200\sim 360\text{N/mm}^2$ 的碳素结构钢和低合金高强度钢已基本满足建筑市场要求,同时还研制开发成功能抵抗大气腐蚀的耐候钢,以及能抵抗层状撕裂的 Z 向钢。另外 H 型钢、剖分 T 型钢、压型钢板均是近年开发投产的新品种。这些为钢结构发展提供了物质基础。过去长期以来由于钢材短缺而以“节约钢材”作为我国的基本国策,已经变为“积极、合理、快速地发展钢结构”的政策。

建筑结构的设计规范把技术先进作为对结构要求的一个重要方面。先进的技术并非一成不变,而是随时间推移不断发展。钢结构的发展体现在以下几个方面:

(1) 采用新的高性能钢材。除 Q235 钢、Q345 钢、Q390 钢外,又增加了 Q420 钢,但后者应用于钢结构领域尚有待进一步研究。

(2) 改进钢结构的设计方法。采用考虑分布类型的二阶矩概率法计算结构可靠度,从而制订了以概率理论为基础的极限状态设计法(简称概率极限状态设计法)。这个方法的特点主要表现在不是用经验的安全系数,而是用根据各种不定性分析所得的失效概率(或可靠指标)去度量结构可靠性,并使所计算的结构构件的可靠度达到预期的一致性和可比性。但是这个方法还有待发展,因为它计算的可靠度还只是构件或某一截面的可靠度,而不是结构体系的可靠度,也不适用于疲劳计算的反复荷载或动力荷载作用下的结构。

(3) 开发新的结构形式。如悬索结构、网架结构、超高层结构近年来得到很大发展和应用。钢和混凝土组合构件的应用也日益广泛。

(4) 提高钢结构制造工业的技术水平。

1.5 规范规定

本书中如无特别说明,“规范”均是指 GB 50017—2003《钢结构设计规范》。

1.0.1 为在钢结构设计中贯彻执行国家的技术经济政策,做到技术先进、经济合理、安全适用、确保质量,特制定本规范。

1.0.2 本规范适用于工业与民用房屋和一般构筑物的钢结构设计,其中,由冷弯成型钢材制作的构件及其连接应符合现行国家标准《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB 50018 的规定。

1.0.3 本规范的设计原则是根据现行国家标准 GB 50068《建筑结构可靠度设计统一标准》制订的。按本规范设计时,取用的荷载及其组合值应符合现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定;在地震区的建筑物和构筑物,尚应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011、《中国地震动参数区划图》GB 18306 和《构筑物抗震设计规范》GB 50191 的规定。

3.1.1 本规范除疲劳计算外,采用以概率理论为基础的极限状态设计方法,用分项系数设计表达式进行计算。

3.1.2 承重结构应按下列承载能力极限状态和正常使用极限状态进行设计:

1 承载能力极限状态包括：构件和连接的强度破坏、疲劳破坏和因过度变形而不适于继续承载，结构和构件丧失稳定，结构转变为机动体系和结构倾覆。

2 正常使用极限状态包括：影响结构、构件和非结构构件正常使用或外观的变形，影响正常使用的振动，影响正常使用或耐久性能的局部损坏（包括混凝土裂缝）。

3.1.3 设计钢结构时，应根据结构破坏可能产生的后果，采用不同的安全等级。

一般工业与民用建筑钢结构的安全等级应取为二级，其他特殊建筑钢结构的安全等级应根据具体情况另行确定。

3.1.4 按承载能力极限状态设计钢结构时，应考虑荷载效应的基本组合，必要时尚应考虑荷载效应的偶然组合。

按正常使用极限状态设计钢结构时，应考虑荷载效应的标准组合。对钢与混凝土组合梁，尚应考虑准永久组合。

3.1.5 计算结构或构件的强度、稳定性以及连接的强度时，应采用荷载设计值（荷载标准值乘以荷载分项系数）；计算疲劳时，应采用荷载标准值。

3.1.6 对于直接承受动力荷载的结构：在计算强度和稳定性时，动力荷载设计值应乘动力系数；在计算疲劳和变形时，动力荷载标准值不乘动力系数。

计算吊车梁或吊车桁架及其制动结构的疲劳和挠度时，吊车荷载应按作用在跨间内荷载效应最大的一台吊车确定。

3.2.1 设计钢结构时，荷载的标准值、荷载分项系数、荷载组合值系数、动力荷载的动力系数等，应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定采用。

结构的重要性系数 γ_0 应按现行国家标准《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 的规定采用，其中对设计使用年限为 25 年的结构构件， γ_0 不应小于 0.95。

注：对支承轻屋面的构件或结构（檩条、屋架、框架等），当仅有一个可变荷载且受荷水平投影面积超过 60m^2 时，屋面均布活荷载标准值应取为 0.3kN/m^2 。

思 考 题

1-1 简述钢结构的设计方法。

1-2 简述钢结构的特点及其应用。

第2章 钢 结 构 的 材 料

2.1 钢材的主要性能

1. 单向均匀拉伸时钢材的性能

钢材标准试件在常温、静载情况下，单向均匀受拉试验时的应力—应变（ $\sigma-\epsilon$ ）曲线，如图 2-1 所示。由此曲线可获得许多有关钢材性能的信息。

（1）强度性能。

图 2-1 中 $\sigma-\epsilon$ 曲线的 OP 段为直线，表示钢材具有完全弹性性质，这时应力可由弹性模量 E 定义，即 $\sigma = E\epsilon$ ，而 $E = \tan\alpha$ ， P 点应力 f_p 称为比例极限。

曲线的 PE 段仍具有弹性，但呈非线性，即为非线性弹性阶段，这时的模量叫做切线模量， $E_t = d\sigma/d\epsilon$ 。此段上限 E 点的应力 f_e 称为弹性极限。弹性极限和比例极限相距很近，实际上很难区分，故通常只提比例极限。

随着荷载的增加，曲线出现 ES 段，这时表现为非弹性性质，即卸荷曲线成为与 OP 平行的直线（图 2-1 中的虚线），留下永久性的残余变形。此段上限 S 点的应力 f_y 称为屈服点。对于低碳钢，出现明显的屈服台阶 SC 段，即在应力保持不变的情况下，应变继续增加。

在开始进入塑性流动范围时，曲线波动较大，以后逐渐趋于平稳，其最高点和最低点分别称为上屈服点和下屈服点。上屈服点和试验条件（加荷速度、试件形状、试件对中的准确性）有关，下屈服点则对此不太敏感，设计中以下屈服点为依据。

对于没有缺陷和残余应力影响的试件，比例极限和屈服点比较接近，且屈服点前的应变很小（低碳钢约为 0.15%）。为了简化计算，通常假定屈服点以前钢材为完全弹性的，屈服点以后则为完全塑性的，这样就可把钢材视为理想的弹—塑性体，其应力—应变曲线表现为双直线，如图 2-2 所示。当应力达到屈服点后，将使结构产生很大的在使用上不容许的残余变形（此时，低碳钢 $\epsilon_c = 2.5\%$ ），表明钢材的承载能力达到了最大限度。因此，在设计时取屈服点为钢材可以达到的最大应力。

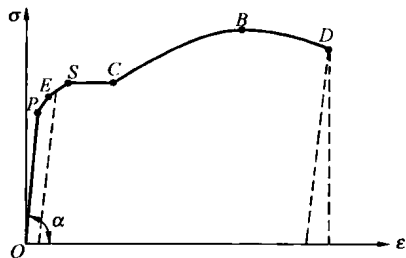


图 2-1 碳素结构钢材的应力—应变曲线

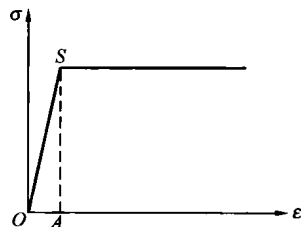


图 2-2 理想的弹—塑性体的应力—应变曲线