



普通高等教育“十一五”国家级规划教材

钢结构设计原理

(第2版)

丁 阳 编著



天津大学出版社
TIANJIN UNIVERSITY PRESS

普通高等教育“十一·

钢结构设计原理

(第2版)

丁 阳 编著



天津大学出版社

TIANJIN UNIVERSITY PRESS

内容简介

本书主要讲述钢结构设计的基本理论和方法,为专业基础教材。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,并结合《钢结构设计规范》GB50017—2003和作者多年的教学经验编写。

全书共分六章,分别为: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。各章附有大量的计算和设计例题,章后习题类型多样,书后还给出大量附表。

本书可作为高等学校土木工程专业本科生教材,也可供从事土建工程的技术人员参考。

图书在版编目(CIP)数据

钢结构设计原理(第2版)/丁阳编著:—天津:天津大学出版社,2014.6(2015.9重印)

ISBN 978-7-5618-1966-1

I. 钢… II. 丁… III. 钢结构—结构设计—高等学校—教材 IV. TU391.04

中国版本图书馆CIP数据核字(2007)第017127号

出版发行 天津大学出版社

地 址 天津市卫津路92号天津大学内(邮编:300072)

电 话 发行部:022-27403647

印 刷 天津市蓟县宏图印务有限公司

经 销 全国各地新华书店

开 本 185mm×260mm

印 张 20.25

字 数 531千

版 次 2004年6月第1版 2011年5月第2版

印 次 2015年9月第12次

印 数 37 001-40000

定 价 32.00元

凡购本书,如有缺页、倒页、脱页等质量问题,烦请向我社发行部门联系调换

版权所有 侵权必究

天津大学建筑工程学院土木工程专业

本书编委会

主 任 刘锡良

委 员	丁 阳	任兴华	杜光兴
	陈志华	韩庆华	尹 越
	潘延东	赵秋红	荣 彬

前 言

本书主要讲述钢结构设计的原理部分，为专业基础教学内容。全书共分六章，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以及钢结构的基本构件（轴心受力构件、受弯构件和拉、压弯构件）的工作性能、受力分析和设计要点等。各章附有大量计算和设计例题，章后习题类型多样，包括大量的选择题、计算题和设计题，书后给出大量附表，以利于学生对基本概念的理解和对基本设计理论和方法的掌握，也便于学生自我考核。

本书知识全面系统，内容丰富，教师授课时，可根据具体情况讲授重点，适当安排学生自学部分章节。

本书亦可作为高等学校土木工程专业本科的专业基础教材，可供从事土木工程的工程技术人员参考。

在本书的编写过程中，直接或间接地引用了所列参考文献中的部分内容，谨致谢意。

由于作者理论水平有限，本书难免存在不足之处，敬请读者批评指教。

丁 阳
2011年3月

目 录

第一章 绪论	1
第一节 钢结构的特点	1
第二节 钢结构的设计方法	2
第三节 钢结构的应用和发展	7
第二章 钢结构的材料	15
第一节 钢结构对材料的要求	15
第二节 钢材的破坏形式	15
第三节 钢材的主要性能	16
第四节 各种因素对钢材主要性能的影响	19
第五节 复杂应力状态下钢材的屈服条件	22
第六节 钢材的疲劳	22
第七节 钢的种类和钢材的规格	27
第三章 钢结构的连接	31
第一节 钢结构的连接方法和特点	31
第二节 焊缝和焊接连接的形式	33
第三节 焊缝缺陷和质量检验	36
第四节 角焊缝的构造要求与计算	37
第五节 对接焊缝的构造要求和计算	58
第六节 焊接应力和焊接变形	70
第七节 螺栓和铆钉连接的排列和构造要求	74
第八节 普通螺栓连接的工作性能和计算	77

第九节	高强度螺栓连接的工作性能和计算	90
第十节	混合连接	101
第四章	轴心受力构件	110
第一节	概述	110
第二节	轴心受力构件的强度和刚度	111
第三节	轴心受压构件的整体稳定	115
第四节	轴心受压构件的局部稳定	133
第五节	实腹式轴心受压构件的截面设计	138
第六节	格构式轴心受压构件的截面设计	146
第七节	轴心受压柱的柱头和柱脚	157
第五章	受弯构件	169
第一节	梁的类型和应用	169
第二节	梁的强度和刚度	170
第三节	梁的整体稳定	175
第四节	梁的局部稳定和腹板加劲肋设计	189
第五节	考虑腹板屈曲后强度的组合梁承载力计算	200
第六节	型钢梁的设计	208
第七节	梁的拼接和连接	213
第八节	组合梁的设计	219
第九节	其他形式的梁	229
第六章	拉弯和压弯构件	238
第一节	拉弯和压弯构件的特点	238
第二节	拉弯和压弯构件的强度计算	238
第三节	实腹式压弯构件的整体稳定设计	240
第四节	实腹式压弯构件的局部稳定	248
第五节	压弯构件的计算长度	252

第六节 实腹式压弯构件的设计	257
第七节 格构式压弯构件的设计	265
第八节 框架的梁柱连接	270
第九节 偏心受压柱的柱脚设计	270
附录	283
参考文献	316

第一章 绪 论

第一节 钢结构的特点

钢结构是采用钢板、型钢通过连接而成的结构。钢结构和其他材料的结构相比具有如下特点。

(1) 建筑钢材强度高，塑性和韧性好

钢材与混凝土、砖石和木材等建筑材料相比，强度高很多，适用于建造跨度大、承载重的结构。但由于建筑钢材强度高，一般构件截面小而壁薄，受压时易为稳定承载力和刚度要求所控制，使强度难以得到充分的利用。建筑钢材塑性好，结构在一般条件下不会因超载而突然破坏，只是变形增大，应力重分配，应力变化趋于平缓。建筑钢材韧性好，结构适宜在动力荷载下工作，其良好的耗能能力和延性使钢结构具有优越的抗震性能。

(2) 钢结构的重量轻

钢材容重大，强度高，建造的结构比较轻。结构的轻质性可以用材料的质量密度和强度的比值来衡量，比值越小，结构相对越轻。建筑钢材的比值为 $(1.7 \sim 3.7) \times 10^{-4}/\text{m}$ ，而钢筋混凝土的比值约为 $18 \times 10^{-4}/\text{m}$ 。以相同跨度的结构承受相同的荷载，钢屋架的重量为钢筋混凝土屋架的 $1/4 \sim 1/3$ ，冷弯薄壁型钢屋架甚至接近钢筋混凝土屋架的 $1/10$ 。

钢结构重量轻，为其安装、运输提供了便利条件，同时减轻基础的负荷，降低地基、基础部分的造价。

(3) 材质均匀，和力学计算的假定比较符合

钢材内部组织比较均匀，接近各向同性，且在一定的应力幅度内材料为弹性。因此，钢结构实际受力情况和工程力学计算结果比较符合，在计算中采用的经验公式不多，从而计算的不定性较小，计算结果比较可靠。另外，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。

(4) 钢结构制作简便，施工工期短

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，准确度和精密度均较高。钢构件较轻，连接简单，安装方便，施工机械化，周期短。钢结构由于螺栓连接的特性，易于加固、改建和拆迁。

(5) 钢结构密闭性好

钢结构的材料和焊接连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范的要求。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。

(7) 钢材耐热但不耐火

钢材受热时,当温度在 200℃ 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℃ 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℃ 时,钢材进入塑性状态不能继续承载。因此,《钢结构设计规范》规定钢材表面温度超过 150℃ 后即需加以隔热防护,对需防火的结构,应按相关的规范采取防火保护措施。

(8) 钢结构可能发生脆性断裂

钢结构在低温和某些条件下,可能发生脆性断裂,还有厚板的层状撕裂,都应引起设计者的特别注意。

第二节 钢结构的设计方法

钢结构必须满足的功能包括:

1) 结构应能承受在正常施工和正常使用时可能出现的各种情况,包括荷载和温度变化、基础不均匀沉降以及地震作用等;

2) 在正常使用情况下结构具有良好的工作性能;

3) 在正常维护下结构具有足够的耐久性;

4) 在偶然事件发生时及发生后仍能保持必需的整体稳定性。

结构计算的目的在于保证所设计的结构和构件满足预期的各种功能。因此,结构的设计准则为:结构由各种荷载所产生的效应(内力和变形)不大于结构和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,如荷载的大小、材料强度的高低、截面的尺寸和施工的质量等都具有不定性,为随机变量。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,而只能对其作出一定的概率保证。

一、概率极限状态设计方法

1. 极限状态

当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时,此特定状态就称为该功能的极限状态。

钢结构的极限状态可以分为下列两类。

(1) 承载能力极限状态

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

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)。

结构的工作性能可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 个随机变量之间通常可建立函数关系

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

式中： Z 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 两个基本随机变量表达结构的功能函数，即

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

式中： R 和 S 是随机变量，其函数 Z 也为随机变量。

在实际工程中，可能出现下列三种情况：① $Z > 0$ 时，结构处于可靠状态；② $Z = 0$ 时，结构达到临界状态，即极限状态；③ $Z < 0$ 时，结构处于失效状态。

传统的设计方法认为 R 和 S 都是确定的变量，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。但事实并非如此，结构失效的事例仍时有发生，这是由于基本变量的不定性。绝对可靠的结构是不存在的，因而对所设计的结构的功能只能给出一定概率的保证。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和规定的条件下，完成预定功能的概率。这里所指“完成预定功能”就是对于规定的某种功能结构不失效 ($Z \geq 0$)。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 ($Z < 0$) 和 ($Z \geq 0$) 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

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

或

$$p_s = 1 - p_f$$

因此，结构可靠度的计算可以转换为结构失效概率的计算。

2. 一次二阶矩法

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 1-1 给出了功能函数 Z 的概率密度曲线 $f_z(Z)$ 。

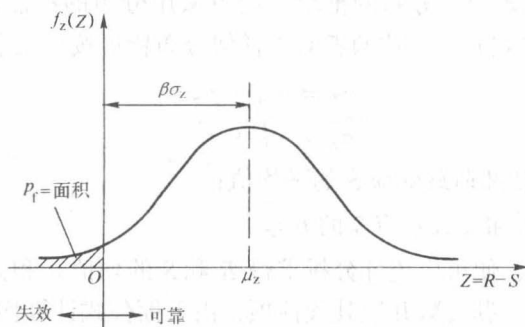


图 1-1 Z 的概率密度曲线

图中 $Z = 0$ ，结构处于极限状态； $Z < 0$ ，结构处于失效状态； $Z > 0$ ，结构处于可靠状态。图中阴影面积表示事件 $Z < 0$ 的概率，即为失效概率，可用积分求得

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

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，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 1-1 中 Z 的平均值 μ_Z 用 Z 的标准差 σ_Z 来度量

$$\mu_Z = \beta \sigma_Z \tag{1-7}$$

$$\text{由上式得} \quad \beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} \tag{1-8}$$

式中： β ——可靠指标或安全指标。

只要功能函数 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

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

$$p_f = \Phi(-\beta) \tag{1-10}$$

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。

如果 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 的对应关系如表 1-1 所示。

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	3.4	1.34	3.17	1.08	2.33	6.87	1.35	3.47	6.21	2.28
p_f	$\times 10^{-6}$	$\times 10^{-5}$	$\times 10^{-5}$	$\times 10^{-4}$	$\times 10^{-4}$	$\times 10^{-4}$	$\times 10^{-3}$	$\times 10^{-3}$	$\times 10^{-3}$	$\times 10^{-2}$

这里 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下式求得

$$\mu_Z = \mu_R - \mu_S \tag{1-11}$$

$$\sigma_Z^2 = \sigma_R^2 + \sigma_S^2 \tag{1-12}$$

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并取其线性项，由下面公式计算均值和方差

$$Z = g(x_1, x_2, \cdots, x_n) \tag{1-13}$$

$$\mu_Z \approx g(\mu_{x1}, \mu_{x2}, \cdots, \mu_{xn}) \tag{1-14}$$

$$\sigma_Z^2 \approx \sum_{i=1}^n \left(\left. \frac{\partial g}{\partial x_i} \right|_{\mu} \right)^2 \mu_{xi}^2 \tag{1-15}$$

式中： μ_{xi} ——随机变量 x_i 的均值；

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

由此得

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

这里, $K_0 = \mu_R / \mu_S$ 为中心安全系数, 它对 β 值有影响, 同时对 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) 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

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

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

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

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

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设计时应采用的目标可靠指标。《建筑结构可靠度设计统一标准》按结构破坏类型 (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) 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。经校准分析, 钢结构的各种构件, β 值在 3.2 左右, 即 $\beta = 3.2$, 属延性破坏, 安全等级为二级。

二、设计表达式

《钢结构设计规范》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, 用分项系数的设计表达式进行计算。对于简单的荷载情况, 分项系数设计式可写成

$$\frac{R_k}{\gamma_R} \geq \gamma_C S_{G_k} + \gamma_Q S_{Q_k} \quad (1-21)$$

式中: R_k ——抗力标准值;

S_{G_k} ——按标准值计算的永久荷载 (G) 效应值;

S_{Q_k} ——按标准值计算的可变荷载 (Q) 效应值;

γ ——分项系数。

相应地, 式 (1-20) 可写成

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

为使式 (1-21) 与式 (1-22) 等价, 必须满足

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

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 $\rho = S_Q / S_{G_k}$ 变动而为一系列的值, 这对于设计不方便, 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, 可用优化法求得最佳的分项系数值, 使两者 β 的差值最小, 并结合工程经验确定。

经过计算和分析, 《建筑结构可靠度设计统一标准》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, 这时永久荷载对设计有利, 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, 《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、Q390 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 f ”, 是钢材的屈服点 f_y 除以抗力分项系数 γ_R , 如 Q235 钢抗拉强度设计值为 $f = f_y / \gamma_R = f_y / 1.087$; 对于端面承压和连接则为抗拉强度 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, 应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

$$\gamma_0 (\gamma_G \sigma_{G_k} + \gamma_{Q_1} \sigma_{Q_{1k}} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Q_i} \psi_{ci} \sigma_{Q_{ik}}) \leq f \quad (1-24)$$

永久荷载效应控制的组合

$$\gamma_0 (\gamma_G \sigma_{G_k} + \sum_{i=1}^n \gamma_{Q_i} \psi_{ci} \sigma_{Q_{ik}}) \leq f \quad (1-25)$$

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_{G_k} ——永久荷载标准值在结构构件截面或连接中产生的应力;

$\sigma_{Q_{1k}}$ ——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);

$\sigma_{Q_{ik}}$ ——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）；

$\gamma_{Q_1}, \gamma_{Q_i}$ ——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，有利时取为 0）；

ψ_{ci} ——第 i 个可变荷载组合值系数，按《建筑结构荷载规范》的规定取用。

以上两式，除第一个可变荷载的组合值系数 $\psi_{c1} = 1.0$ 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屋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，可采用下列简化式计算：

由可变荷载效应控制的组合，按下式计算

$$\gamma_0 (\gamma_G \sigma_{G_k} + \psi \sum_{i=1}^n \gamma_{Q_i} \sigma_{Q_{ik}}) \leq f \quad (1-26)$$

式中： ψ ——简化式中采用的荷载组合值系数，一般情况下可采用 0.9；当只有一个可变荷载时取 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《建筑结构可靠度设计统一标准》的规定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，并使变形等计算值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

$$\nu_{G_k} + \nu_{Q_{1k}} + \sum_{i=2}^n \psi_{ci} \nu_{Q_{ik}} \leq [\nu] \quad (1-27)$$

式中： ν_{G_k} ——永久荷载的标准值在结构或结构构件中产生的变形值；

$\nu_{Q_{1k}}$ ——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）；

$\nu_{Q_{ik}}$ ——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。

第三节 钢结构的应用和发展

一、钢结构的应用

钢结构由于其自身的特点和结构形式的多样化，随着我国国民经济的迅猛发展，其应用范围越来越广泛。

在工业与民用建筑中钢结构的应用范围包括如下几方面。

(1) 工业厂房

吊车起重量较大或工作较繁重的车间多采用钢骨架。如冶金厂房的平炉和转炉车间、混铁炉车间和初轧车间；重型机械厂的铸钢车间、水压机车间和锻压车间等。

近年来随着空间网架的大量应用，一般的工业车间也采用了钢结构。

(2) 大跨结构

飞机装配车间、飞机库、煤棚、会展中心、体育馆和展览馆等皆需大跨结构。结构体系可为网架、悬索、拱架以及框架等。将于 2004 年完工的上海浦东东方艺术中心，其主体结构为钢结构（图 1-2）。它是浦东新区投资建设的城市文化设施项目，也是上海“十五”期间的重要文化工程之一。图 1-3 和图1-4所示为采用网壳结构的工程。

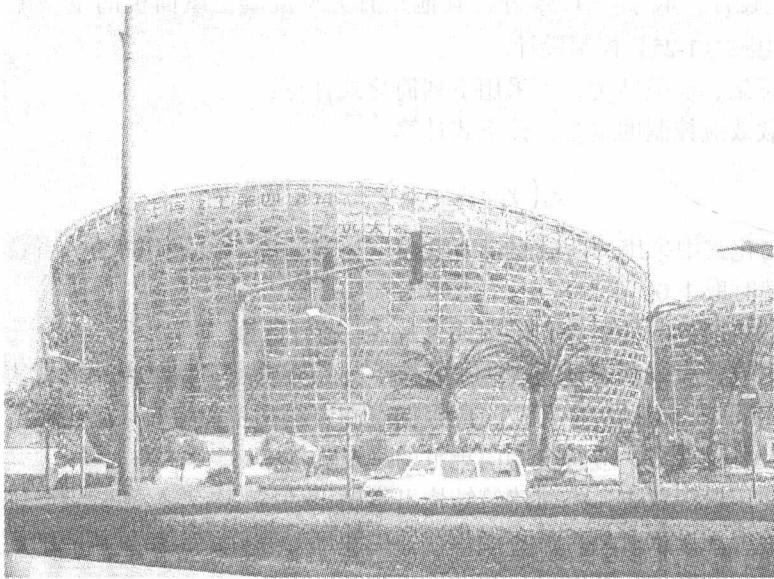


图 1-2 上海浦东东方艺术中心

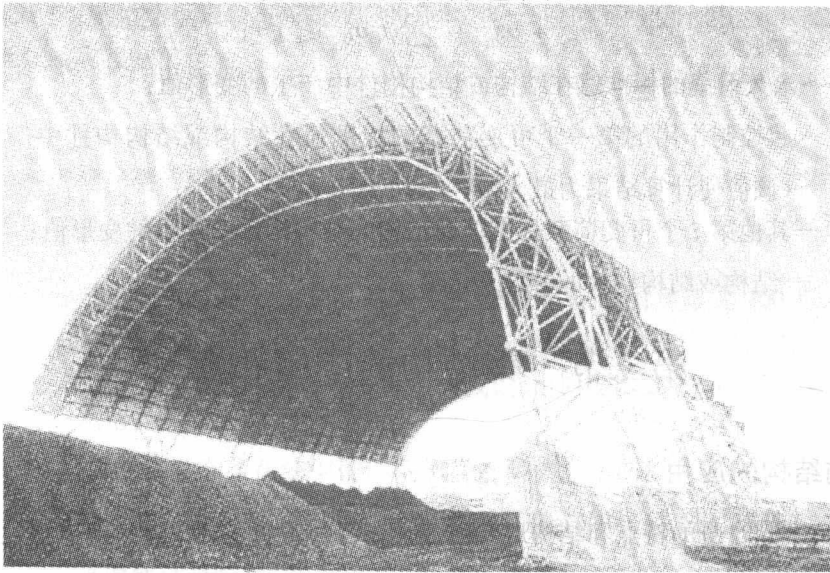


图 1-3 干煤棚网壳结构

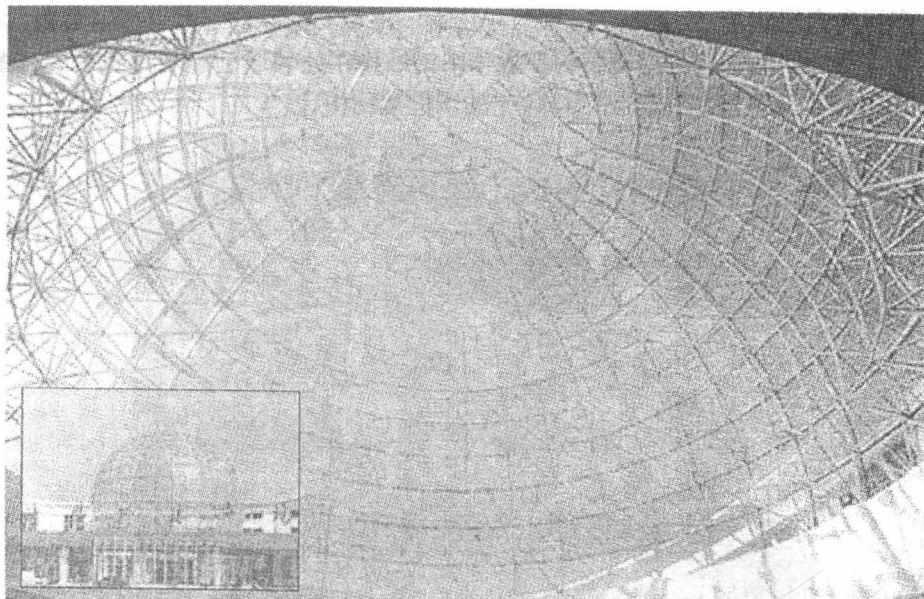


图 1-4 球形网壳结构

(3) 高耸结构

高耸结构包括塔架和桅杆结构，如电视塔、微波塔、输电线塔、钻井塔、环境大气监测塔、无线电天线桅杆和广播发射桅杆等。图 1-5 所示为标志性的钢结构构筑物。

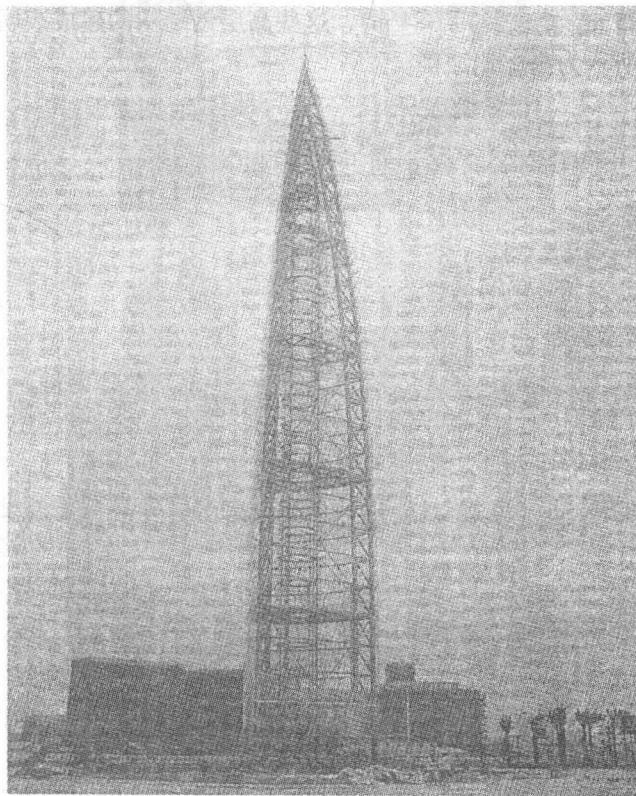


图 1-5 构筑物工程