



普通高等教育“十一五”国家级规划教材

普通高等学校土木工程专业新编系列教材

中国土木工程学会教育工作委员会 审订

钢结构

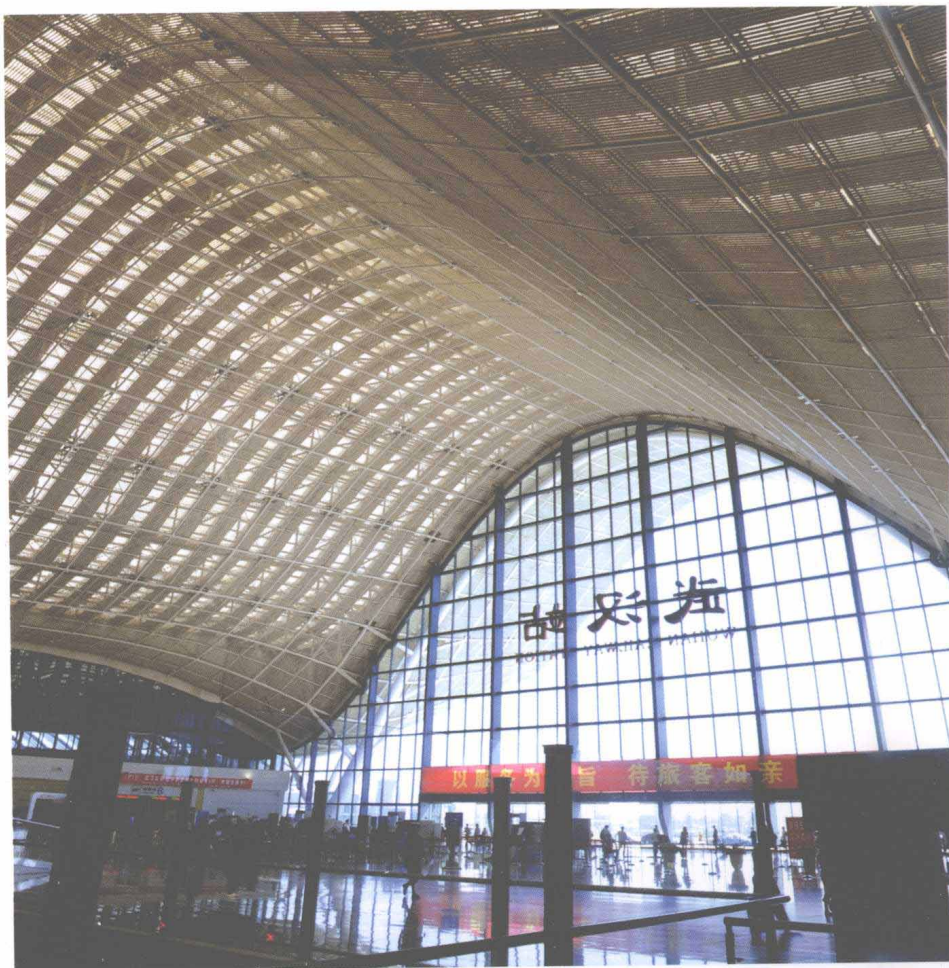
(第4版)

G

J

G

戴国欣 主编



WUTP

武汉理工大学出版社



普通高等教育“十一五”国家级规划教材

普通高等学校土木工程专业新编系列教材

中国土木工程学会教育工作委员会 审定

钢 结 构

(第 4 版)

主 编 戴国欣

武汉理工大学出版社

内容提要

本书是高等院校土木工程专业的教材,分为上、下篇。上篇“钢结构原理”为土木工程专业的技术基础课,内容包括绪论(特点、概率极限状态设计方法等)、钢结构材料特性、钢结构的连接、钢结构基本构件(轴心拉杆和压杆、受弯构件、拉弯和压弯构件)的工作原理和设计方法;下篇“建筑钢结构设计”为本专业建筑工程方向的专业必修课,也可作为其他专门化方向的选修课,内容包括单层厂房结构、钢结构抗震和抗火设计要点。书末有附录,列出了设计需用的各种数据和系数,供查用。各章还列举了必要的设计例题,以利于有关基本理论和设计方法的学习和掌握。本书虽然是针对土木工程专业本科生编写的,但经过一定的删减后也可用作专科的教材,另外还可供有关工程技术人员参考、阅读。

图书在版编目(CIP)数据

钢结构/戴国欣主编. —4版. —武汉:武汉理工大学出版社,2012.7
ISBN 978-7-5629-3777-7

I. 钢… II. 戴… III. ①钢结构-高等学校-教材 IV. ①TU391

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2012)第 172234 号

项目负责人:蔡德民,刘永坚,田道全

责任编辑:高 英

责任校对:丁 冲

装帧设计:湖北语新文化书籍设计工作室

出版发行:武汉理工大学出版社

社 址:武汉市洪山区珞狮路 122 号

邮 编:430070

网 址:<http://www.techbook.com.cn>

经 销:各地新华书店

印 刷:荆州市鸿盛印务有限公司

开 本:880×1230 1/16

印 张:20

插 页:1

字 数:656 千字

版 次:2000 年 8 月第 1 版 2002 年 10 月第 2 版 2007 年 12 月第 3 版 2012 年 7 月第 4 版

印 次:2012 年 7 月第 1 次印刷

印 数:245001—253000 册

定 价:35.00 元

凡购本书,如有缺页、倒页、脱页等印装质量问题,请向出版社发行部调换。

本社购书热线电话:027-87785758 87391631 87165708(传真)

· 版权所有 盗版必究 ·

普通高等学校土木工程专业新编系列教材编审委员会
(第4届)

学术顾问:

吕西林 李 杰 罗福午 李少甫 甘绍熹 包世华 毛鹤琴
辛克贵 刘立新 李必瑜 彭少民 何铭新 吴培明 胡敏良

主任委员:

李国强 朱宏亮 田高

副主任委员:

刘伟庆 邹超英 白国良 徐礼华 雷宏刚 贾连光 朱彦鹏
张永兴 张俊平 刘殿忠 缪 昇 王 岚 周学军 赵明华

委员:(以姓氏笔画为序)

王 林 王 燕 王月明 王天稳 王社良 王泽云 袁海庆
邓铁军 王新武 王毅红 吴炎海 卢文胜 白晓红 蒋沧如
叶献国 孙 俊 孙 强 刘长滨 李书进 李启令 曾志兴
李怀建 刘剑飞 孙家齐 过静珺 李碧雄 张立人 窦立军
陈水生 邵旭东 陈伯望 宋固全 张国强 张科强 戴国欣
吴雪茹 吴辉琴 何培玲 周 云 俞 晓 饶云刚 魏瑞演
姜玉松 段兵廷 柳炳康 赵瑞斌 徐 伟 秦建平 袁广林

总责任编辑:刘永坚 田道全

秘 书 长:蔡德民

第 4 版前言

本次修订的依据是教育部颁布实施的《普通高等学校本科专业目录》中所规定的土木工程专业的业务培养目标,高等学校土木工程学科专业指导委员会制定的《高等学校土木工程本科指导性专业规范》。本书的适应对象为普通高等学校土木工程学科专业(即“大土木”)各类专门化方向的本科学生,也可供参加高等教育自学考试的学生、考研的学生和参加注册结构工程师考试的人员以及有关工程技术人员阅读参考。

本版主要修改的地方有:

1. 近些年来,建筑物火灾事故时有报道,地震灾害也越来越受到人们关注。正在修订的国家技术标准 GB50017 即《钢结构设计规范》拟增加有关钢结构抗震、抗火设计内容。为适应这一趋势,本书第 4 版专门增设了“钢结构抗震和抗火设计要点”一章(编写责任人:王卫永)。这一新增章节提供的有关钢结构抗震、抗火研究与工程实践前沿信息,各院校可选择进入教学内容。
2. 增加“高大空间建筑火灾升温计算参数”和“有保护层构件的截面系数”两个附录。
3. 根据目前各高校钢结构课程的课时量现状、《高等学校土木工程本科指导性专业规范》中对本课程的要求,本次修订删去了“混合连接”、“大跨度房屋结构”、“多、高层房屋结构”等相关内容。

参加本书第 1 版编写的有:夏正中、徐伟良、魏明钟、崔佳、龙莉萍、戴国欣和周淑容;参加本书第 2、3 版修订的有:戴国欣、聂诗东、杨波、崔佳、周淑容、程睿、龙莉萍、郭莹、陈永庆和熊刚。本次修订主要由戴国欣、王卫永完成。

周洪彬、张志国、朱召泉、刘坚、王俊平、董事尔、熊瑞生等同志为本书的修订提出了宝贵意见,在此表示诚挚的谢意!

编 者

2012 年 5 月

目 录

上 篇 钢结构原理

1 绪论	(1)
1.1 钢结构的特点	(1)
1.2 钢结构的设计方法	(2)
1.2.1 概述	(2)
1.2.2 概率极限状态设计方法	(3)
1.2.3 设计表达式	(5)
1.3 钢结构的应用和发展	(7)
1.3.1 钢结构的应用	(7)
1.3.2 钢结构的发展	(8)
2 钢结构的材料	(10)
2.1 钢结构对材料的要求	(10)
2.2 钢材的破坏形式	(10)
2.3 钢材的主要性能	(11)
2.3.1 受拉、受压及受剪时的性能	(11)
2.3.2 冷弯性能	(12)
2.3.3 冲击韧性	(12)
2.4 各种因素对钢材主要性能的影响	(13)
2.4.1 化学成分	(13)
2.4.2 冶金缺陷	(13)
2.4.3 钢材硬化	(13)
2.4.4 温度影响	(14)
2.4.5 应力集中	(14)
2.4.6 反复荷载作用	(15)
2.5 复杂应力作用下钢材的屈服条件	(15)
2.6 钢材的疲劳	(16)
2.6.1 常幅疲劳	(16)
2.6.2 变幅疲劳和吊车梁的欠载效应系数	(18)
2.7 钢的种类和钢材规格	(20)
2.7.1 钢的种类	(20)
2.7.2 钢材的选择	(22)
2.7.3 钢材的规格	(23)
3 钢结构的连接	(25)
3.1 钢结构的连接方法	(25)
3.1.1 焊缝连接	(25)
3.1.2 螺栓连接	(25)
3.1.3 铆钉连接	(26)
3.2 焊接方法和焊缝连接形式	(26)
3.2.1 钢结构常用焊接方法	(26)

3.2.2	焊缝连接形式及焊缝形式·····	(27)
3.2.3	焊缝缺陷及焊缝质量检验·····	(28)
3.2.4	焊缝符号、螺栓及其孔眼图例·····	(29)
3.3	角焊缝的构造与计算·····	(30)
3.3.1	角焊缝的形式和强度·····	(30)
3.3.2	角焊缝的构造要求·····	(31)
3.3.3	直角角焊缝强度计算的基本公式·····	(32)
3.3.4	各种受力状态下直角角焊缝连接的计算·····	(34)
3.3.5	斜角角焊缝的计算·····	(43)
3.4	对接焊缝的构造与计算·····	(44)
3.4.1	对接焊缝的构造·····	(44)
3.4.2	对接焊缝的计算·····	(45)
3.5	焊接应力和焊接变形·····	(48)
3.5.1	焊接应力的分类和产生的原因·····	(48)
3.5.2	焊接应力对结构性能的影响·····	(49)
3.5.3	焊接变形·····	(50)
3.5.4	减小焊接应力和焊接变形的措施·····	(50)
3.6	螺栓连接的构造·····	(51)
3.6.1	螺栓的排列·····	(51)
3.6.2	螺栓连接的构造要求·····	(53)
3.7	普通螺栓连接的工作性能和计算·····	(54)
3.7.1	普通螺栓的抗剪连接·····	(54)
3.7.2	普通螺栓的抗拉连接·····	(57)
3.7.3	普通螺栓受剪力和拉力的联合作用·····	(61)
3.8	高强度螺栓连接的工作性能和计算·····	(62)
3.8.1	高强度螺栓连接的工作性能·····	(62)
3.8.2	高强度螺栓群的抗剪计算·····	(67)
3.8.3	高强度螺栓群的抗拉计算·····	(67)
	习题·····	(70)
4	轴心受力构件·····	(72)
4.1	概述·····	(72)
4.2	轴心受力构件的强度和刚度·····	(73)
4.2.1	强度计算·····	(73)
4.2.2	刚度计算·····	(75)
4.2.3	轴心拉杆的设计·····	(76)
4.3	轴心受压构件的稳定·····	(76)
4.3.1	整体稳定的计算·····	(76)
4.3.2	局部稳定·····	(83)
4.4	轴心受压柱的设计·····	(85)
4.4.1	实腹柱设计·····	(85)
4.4.2	格构柱设计·····	(90)
4.4.3	柱的横隔·····	(94)
4.5	柱头和柱脚·····	(98)
4.5.1	梁与柱的连接·····	(98)
4.5.2	柱脚·····	(99)

习题	(102)
5 受弯构件	(104)
5.1 受弯构件的形式和应用	(104)
5.1.1 实腹式受弯构件——梁	(104)
5.1.2 格构式受弯构件——桁架	(105)
5.2 梁的强度和刚度	(106)
5.2.1 梁的强度	(106)
5.2.2 梁的刚度	(109)
5.3 梁的整体稳定和支撑	(110)
5.3.1 梁整体稳定的概念	(110)
5.3.2 梁整体稳定的保证	(111)
5.3.3 梁整体稳定的计算方法	(112)
5.4 梁的局部稳定和腹板加劲肋设计	(114)
5.4.1 受压翼缘的局部稳定	(114)
5.4.2 腹板的局部稳定	(115)
5.4.3 加劲肋的构造和截面尺寸	(119)
5.4.4 支承加劲肋的计算	(121)
5.5 型钢梁的设计	(122)
5.5.1 单向弯曲型钢梁	(122)
5.5.2 双向弯曲型钢梁	(122)
5.6 组合梁的设计	(126)
5.6.1 试选截面	(126)
5.6.2 截面验算	(127)
5.6.3 组合梁截面沿长度的改变	(128)
5.6.4 焊接组合梁翼缘焊缝的计算	(129)
5.7 梁的拼接、连接和支座	(129)
5.7.1 梁的拼接	(129)
5.7.2 次梁与主梁的连接	(130)
5.7.3 梁的支座	(131)
习题	(136)
6 拉弯和压弯构件	(138)
6.1 概述	(138)
6.2 拉弯和压弯构件的强度	(138)
6.3 压弯构件的稳定	(140)
6.3.1 弯矩作用平面内的稳定	(140)
6.3.2 弯矩作用平面外的稳定	(143)
6.3.3 双向弯曲实腹式压弯构件的整体稳定	(144)
6.3.4 压弯构件的局部稳定	(145)
6.4 压弯构件(框架柱)的设计	(146)
6.4.1 框架柱的计算长度	(146)
6.4.2 实腹式压弯构件的设计	(150)
6.4.3 格构式压弯构件的设计	(154)
6.5 框架中梁与柱的连接	(158)
6.6 框架柱的柱脚	(158)
6.6.1 整体式刚接柱脚	(159)

6.6.2 分离式柱脚	(162)
6.6.3 插入式柱脚	(162)
习题	(163)

下 篇 建筑钢结构设计

7 单层厂房结构	(164)
7.1 厂房结构的形式和布置	(164)
7.1.1 厂房结构的组成	(164)
7.1.2 厂房结构的设计步骤	(165)
7.1.3 柱网和温度伸缩缝的布置	(165)
7.2 厂房结构的框架形式	(166)
7.2.1 横向框架主要尺寸和计算简图	(166)
7.2.2 横向框架的荷载和内力	(168)
7.2.3 框架柱的类型	(169)
7.2.4 纵向框架的柱间支撑	(170)
7.3 屋盖结构	(171)
7.3.1 屋盖结构的形式	(171)
7.3.2 屋盖支撑	(175)
7.3.3 简支屋架设计	(179)
7.3.4 刚接屋架(框架横梁)设计特点	(205)
7.4 框架柱设计特点	(206)
7.4.1 柱的计算长度	(206)
7.4.2 柱的截面验算	(207)
7.4.3 肩梁的构造和计算	(208)
7.4.4 托架与柱的连接	(209)
7.5 轻型门式刚架结构	(210)
7.5.1 结构形式和布置	(210)
7.5.2 荷载计算及荷载组合	(212)
7.5.3 刚架的内力和侧移计算	(214)
7.5.4 刚架柱和梁的设计	(216)
7.5.5 节点设计	(221)
7.5.6 柱脚	(222)
7.5.7 檩条设计	(223)
7.5.8 墙架构件设计	(223)
7.5.9 支撑构件设计	(224)
7.5.10 屋面板和墙板设计	(224)
7.6 吊车梁设计特点	(234)
7.6.1 吊车梁系统结构的组成	(235)
7.6.2 吊车梁的荷载	(235)
7.6.3 吊车梁的内力计算	(236)
7.6.4 吊车梁的截面验算	(236)
7.6.5 吊车梁与柱的连接	(239)
7.6.6 吊车梁设计例题	(239)
7.7 墙架体系	(246)
7.7.1 墙体类型	(246)

7.7.2 墙架结构的布置 (246)

习题(课程设计题)..... (248)

8 钢结构抗震和抗火设计要点 (250)

8.1 钢结构抗震设计要点 (250)

8.1.1 概述 (250)

8.1.2 框架梁 (250)

8.1.3 框架柱 (252)

8.1.4 支撑 (252)

8.1.5 节点 (257)

8.1.6 钢板剪力墙 (259)

8.1.7 单层厂房 (261)

8.1.8 大跨度屋盖结构 (261)

8.2 钢结构抗火设计要点 (262)

8.2.1 概述 (262)

8.2.2 耐火等级和耐火极限 (263)

8.2.3 高温下结构钢材料 (264)

8.2.4 火灾空气升温 (264)

8.2.5 钢构件升温计算 (265)

8.2.6 钢构件抗火计算与设计 (266)

8.2.7 防火保护措施 (269)

附 录..... (270)

附录 1 钢材和连接的强度设计值 (270)

附录 2 结构或构件的变形容许值 (272)

附录 3 梁的整体稳定系数 (274)

附录 4 轴心受压构件的稳定系数 (277)

附录 5 柱的计算长度系数 (280)

附录 6 疲劳计算的构件和连接分类 (282)

附录 7 型钢表 (284)

附录 8 螺栓和锚栓规格 (299)

附录 9 高大空间建筑火灾升温计算参数 T_x 、 η 、 μ 、 β (300)

附录 10 有保护层构件的截面系数 (304)

参考文献..... (306)

上篇 钢结构原理

1 绪 论

钢结构是土木工程学科中一门重要的专业课程。20 世纪 50 年代至 80 年代中期,我国人均钢材的拥有量很低,这在很大程度上制约了与钢结构学科相关的新结构体系构建、设计理论与计算方法研究以及钢结构制造水平与施工手段等方面的发展。最近十余年来,国内钢和钢材的产量、品种、规格大幅度提升,国家经济建设对钢结构专业技术人员的需求明显增多,“积极发展钢结构”作为国家新的建设技术政策,具备了比较坚实的基础。

良好、丰富的建筑艺术表现力使钢结构受到建筑师们的普遍青睐,在传统冶金工业厂房、高层、超高层以及大跨度结构的多年建设实践中,钢结构的突出优势与作用几乎无可替代。近年来,钢结构在国内更是获得超常规发展。应用更趋广泛,影响快速扩大。不但大量的工业厂房开始普遍采用钢结构,而且一大批有影响力的公共建筑,如新建、扩建的各大中心城市机场航站楼,新建、扩建的体育文化中心场馆、大剧院、会展中心,正在建设的中央电视台新楼,2008 年奥运竞赛部分设施建筑[国家体育场(鸟巢)、国家游泳中心(水立方)等],也都选择了钢结构。国内钢结构学科的发展得到了强有力的推动,并成为结构工程最具活力的研究方向。

1.1 钢结构的特点

钢结构和其他材料的结构相比有如下特点:

(1) 建筑钢材强度高,塑性、韧性好

强度高,适用于建造跨度大、高度高、承载重的结构。但由于强度高,一般构件截面小而壁薄,在受压时容易为稳定性和刚度所控制,强度难以得到充分的利用。

塑性好,结构在一般条件下不会因超载而突然断裂,只增大变形,故易于被发现。此外,尚能将局部高峰应力重分配,使应力变化趋于平缓。

韧性好,适宜在动力荷载作用下工作,因此在地震多发区采用钢结构较为有利。

(2) 钢结构的质量轻

钢材容重大,强度高,做成的结构却比较轻。结构的轻质性可以用材料的质量密度 ρ 和强度 f 的比值 α 来衡量, α 值越小,结构相对越轻。建筑钢材的 α 值为 $1.7 \times 10^{-4} \sim 3.7 \times 10^{-4}/\text{m}$,木材为 $5.4 \times 10^{-4}/\text{m}$,钢筋混凝土约为 $18 \times 10^{-4}/\text{m}$ 。以同样跨度承受同样的荷载,钢屋架的质量最多不过为钢筋混凝土屋架的 $1/3 \sim 1/4$,冷弯薄壁型钢屋架甚至接近 $1/10$ 。

质量轻,可减轻基础的负荷,降低地基、基础部分的造价,同时还方便运输和吊装。

(3) 材质均匀,其实际受力情况和力学计算的假定比较符合

钢材由于冶炼和轧制过程的科学控制,其组织比较均匀,接近各向同性,为理想的弹-塑性体,其弹性模量和韧性模量皆较大,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,从而计算上的不确定性较小,计算结果比较可靠。

(4) 钢结构制作简便,施工工期短

钢结构构件一般是在金属结构厂制作,施工机械化、程控化,准确度和精密度皆较高。钢结构所有材料皆已轧制成各种型材,加工简易而迅速。钢构件质量较轻、连接简单、安装方便、施工周期短。小量钢结构和轻型钢结构尚可在现场制作,吊装简易。钢结构由于连接的特性,易于加固、改建和拆迁。

(5) 钢结构密闭性较好

钢结构的钢材及其连接(如焊接)的水密性和气密性较好,适用于要求密闭的板壳结构,如高压容器、

油库、气柜、管道等。

(6) 钢结构耐腐蚀性差

钢材容易锈蚀,对钢结构必须注意防护,特别是薄壁构件更要注意,因此,处于较强腐蚀性介质内的建筑物不宜采用钢结构。钢结构在涂油漆以前应彻底除锈,油漆质量和涂层厚度均应符合要求。在设计中应避免使结构受潮、雨淋,构造上应尽量避免存在难以检查、维修的死角。

(7) 钢材耐热但不耐火

钢材受热温度在 200 °C 以内时,其主要性能(屈服点和弹性模量)下降不多;温度超过 200 °C 后,材质变化较大,不仅强度逐步降低,而且有蓝脆和徐变现象;达 600 °C 时,钢材进入塑性状态已不能承载。因此,设计规定钢材表面温度超过 150 °C 后即需加以隔热防护,对有防火要求者,更需按相应规定采取隔热保护措施。

(8) 钢结构在低温和其他条件下,可能发生脆性断裂

这点应引起设计者的特别注意。

1.2 钢结构的设计方法

1.2.1 概述

结构计算的目的在于保证所设计的结构和结构构件在施工和工作过程中均能满足预期的安全性和使用性要求。因此,结构设计准则应当这样来陈述: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。假如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、施工质量等都是确定性的,则按上述准则进行结构计算,应该说是非常容易的。但是,现实中上述影响结构功能的诸因素都具有不确定性,是随机变量(或随机过程),因此,荷载效应可能大于设计抗力,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。在设计中如何对待上述问题就出现了不同的设计方法。

如果将影响结构设计的诸因素取为定值,而用一个凭经验判定的安全系数来考虑设计诸因素变异的影响,衡量结构的安全度,这种方法称为定值法,包括容许应力法和最大荷载法。钢结构采用容许应力法,其设计式为:

$$\sigma \leq [\sigma] \quad (1.1)$$

式中 σ ——由标准荷载(荷载规范所规定的荷载值)与构件截面公称尺寸(设计尺寸)所计算的应力;

$[\sigma]$ ——容许应力, $[\sigma] = f_k / K$;

f_k ——材料的标准强度,对钢材为屈服点;

K ——大于 1 的安全系数,用以考虑各种不确定性,凭工程经验取值。

容许应力法计算简单,但不能定量度量结构的可靠度,更不能使各类结构的安全度达到同一水准。一些设计人员往往从定值概念出发,将结构的安全度与安全系数等同起来。常常误认为采用了某一给定的安全系数,结构就能百分之百的可靠,或认为安全系数大结构安全度就高,没有与抗力及作用力的变异性联系起来。例如砖石结构的安全系数最大,但不能说明砖石结构比其他结构更安全。所以定值法对结构可靠度的研究是处于以经验为基础的定性分析阶段。

随着工程技术的发展,建筑结构的设计方法也开始由长期采用的定值法转向概率设计法。在概率设计法的研究进程中,首先考虑荷载和材料强度的不确定性,用概率方法确定它们的取值。根据经验确定分项安全系数,仍然没有将结构可靠度与概率联系起来,故称为半概率法。1957 年前采用的前苏联的钢结构设计规范(НСТУ 121—55)和我国 1974 年修订的《钢结构设计规范》(TJ 17—74)中的设计方法都是半概率法。

材料强度和荷载的概率取值用下列公式计算:

$$f_k = \mu_f - \alpha_f \sigma_f \quad (1.2)$$

$$Q_k = \mu_Q + \alpha_Q \sigma_Q \quad (1.3)$$

式中 f_k, Q_k ——材料强度和荷载的标准值；

μ_f, μ_Q ——材料强度和荷载的平均值；

σ_f, σ_Q ——材料强度和荷载的标准差；

α_f, α_Q ——材料强度和荷载取值的保证系数，如果材料强度与荷载服从正态分布条件，当保证率为 95% 时， $\alpha=1.645$ ；当保证率为 97.7% 时， $\alpha=2$ ；当保证率为 99.9% 时， $\alpha=3$ 。

半概率法的设计表达式仍可采用容许应力法的设计式，我国《钢结构设计规范》(TJ 17—74)的设计式就是这样决定的，但安全系数是由多系数分析决定的，如下式所示：

$$\sigma \leq \frac{f_{yk}}{K_1 K_2 K_3} = \frac{f_{yk}}{K} = [\sigma] \quad (1.4)$$

式中 f_{yk} ——钢材屈服点的标准值；

K_1 ——荷载系数；

K_2 ——材料系数；

K_3 ——调整系数。

概率设计法的研究在 20 世纪 60 年代末期有了重大突破，这使概率设计法应用于规范成为可能。这个重大突破就是提出了一次二阶矩法，该法既有确定的极限状态，又可给出不超过该极限状态的概率（可靠度），因而是一种较为完善的概率极限状态设计方法，把结构可靠度的研究由以经验为基础的定性分析阶段推进到以概率论和数理统计为基础的定量分析阶段。

一次二阶矩法虽然已经是一种概率设计法，但由于在分析中忽略或简化了基本变量随时间变化的关系，确定基本变量的分布时有一定的近似性，且为了简化计算而将一些复杂关系进行了线性化，所以还只能算是一种近似的概率设计法。完全的、真正的全概率法有待今后继续深入和完善，还将经历一个较长的发展过程。有关理论基础可参考本教材所列参考文献 2。

1.2.2 概率极限状态设计方法

按极限状态进行结构设计时，首先应明确极限状态的概念。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。

结构的极限状态可以分为下列两类：

(1) 承载能力极限状态 对应于结构或结构构件达到最大承载能力或是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等。

(2) 正常使用极限状态 对应于结构或结构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影响外观的变形，出现影响正常使用或耐久性能的局部损坏以及影响正常使用的振动等。

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影响结构可靠性的随机变量有 n 个，即 $x_1, x_2, \dots, x_n$ ，则在这 n 个随机变量间通常可建立某种函数关系：

$$Z = g(x_1, x_2, \dots, x_n) \quad (1.5)$$

即称为结构的功能函数。

为了简化起见，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：

$$Z = g(R, S) = R - S \quad (1.6)$$

式(1.6)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 都是确定性的，结构只要按 $Z \geq 0$ 设计，并赋予一定的安全系数，结构就是绝对安全的。事实并不是这样，结构失效的事例仍时有所闻。这是由于基本变量的不定性，说明作用在结构的荷载有出现高值的可能，材料性能也有出现低值的可能，即使设计者采用了相当保守的设计方案，但在

结构投入使用后,谁也不能保证它绝对可靠,因而对所设计的结构的功能只能作出一定概率的保证。这和进行其他有风险的工作一样,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。这里所说的“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:

$$p_s = P(Z \geq 0) \tag{1.7}$$

结构的失效概率以 p_f 表示,则:

$$p_f = P(Z < 0) \tag{1.8}$$

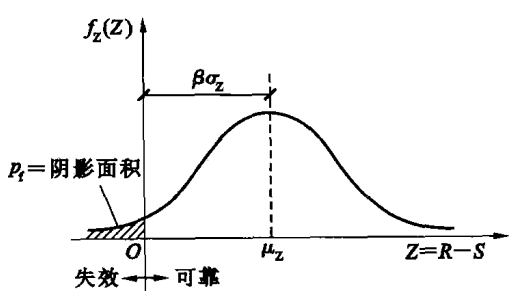
由于事件($Z < 0$)与事件($Z \geq 0$)是对立的,所以结构可靠度 p_s 与结构的失效概率 p_f 符合下式:

$$p_s + p_f = 1 \tag{1.9}$$

或

$$p_s = 1 - p_f \tag{1.10}$$

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设计控制目标要使结构失效概率小到人们可以接受的程度。绝对可靠的结构, $p_s = 1$, 即失效概率 $p_f = 0$ 的结构是没有的。



为了计算结构的失效概率 p_f ,最好是求得功能函数 Z 的分布。图 1.1 示出 Z 的概率密度 $f_z(Z)$ 曲线,图中纵坐标处 $Z=0$,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:

$$p_f = P(Z < 0) = \int_{-\infty}^0 f_z(Z) dZ \tag{1.11}$$

但一般来说, 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,实际上很难求出,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 1.1 中 Z 的平均值 μ_z 用 Z 的标准差 σ_z 来度量,得 β 值,则有:

$$\mu_z = \beta \sigma_z \tag{1.12}$$

由此得:

$$\beta = \frac{\mu_z}{\sigma_z} \tag{1.13}$$

式中 β 称为可靠指标或安全指标。显然,只要分布一定, β 与 p_f 就有一一对应的关系,而且, β 增大, p_f 减小; β 减小, p_f 增大。

如果 Z 为正态分布,则 β 与 p_f 的关系式为:

$$\beta = \Phi^{-1}(1 - p_f) \tag{1.14}$$

$$p_f = \Phi(-\beta) \tag{1.15}$$

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 为非正态分布,可用当量正态化方法转化为正态。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 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 ,而这两者对于任何分布皆可按下式求得:

$$\mu_Z = \mu_R - \mu_S \quad (1.16)$$

$$\sigma_Z^2 = \sigma_R^2 + \sigma_S^2 \quad (\text{设 } R \text{ 和 } S \text{ 是独立统计的}) \quad (1.17)$$

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,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,可将此函数展开为泰勒级数而取其线性项,由下式计算均值和方差:

$$Z = g(x_1, x_2, \dots, x_n) \quad (1.18)$$

$$\mu_Z \approx g(\mu_{x1}, \mu_{x2}, \dots, \mu_{xn}) \quad (1.19)$$

$$\sigma_Z^2 \approx \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial x_i} \Big|_{\mu} \right)^2 \sigma_{xi}^2 \quad (1.20)$$

式中, σ_{xi} 为随机变量 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:

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} = \frac{K_0 - 1}{\sqrt{K_0^2 \delta_R^2 + \delta_S^2}} \quad (1.21)$$

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 的比值而一定时, 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(1.21)稍加变换,并写成设计式:

$$\mu_R = \mu_S + \beta \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (1.22)$$

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

$$\mu_R - \alpha_R \beta \sigma_R \geq \mu_S + \alpha_S \beta \sigma_S \quad (1.23)$$

式中

$$\alpha_R = \frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}, \quad \alpha_S = \frac{\sigma_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (1.24)$$

而式(1.23)左、右分别为 R 和 S 的设计验算点坐标 R^* 和 S^* ,可写为:

$$R^* \geq S^* \quad (1.25)$$

这就是概率法的设计式。由于这种设计不考虑 Z 的全分布而只考虑至二阶矩,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(1.23)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《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,按《钢结构设计规范》(TJ 17—74)设计,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。

1.2.3 设计表达式

现行《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。这是考虑到用概率法的设计式,过去未学习过或不太了解概率法的一部分设计人员不熟悉也不习惯,同时许多基本统计参数还不完善,不能列出。因此,《建筑结构可靠度设计统一标准》建议采用设计人员普遍所熟悉的分项系数设计表达式。但这与以往的设计方法不同,分项系数不是凭经验确定,而是以可靠指标 β 为基础用概率设计法求出,也就是将式(1.23)或式(1.25)转化为等效的以基本变量标准值和分项系数形式表达的极限状态设计式。

现以简单的荷载情况为例,分项系数设计式可写成:

$$\frac{R_K}{\gamma_R} \geq \gamma_G S_{GK} + \gamma_Q S_{QK} \quad (1.26)$$

式中 R_K ——抗力标准值(由材料强度标准值和截面公称尺寸计算而得);

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;

$\gamma_R, \gamma_G, \gamma_Q$ ——分别为抗力分项系数、永久荷载分项系数、可变荷载分项系数。

相应地,式(1.25)可写成:

$$R^* \geq S_G^* + S_Q^* \quad (1.27)$$

为使式(1.26)与式(1.27)等价,必须有:

$$\left. \begin{aligned} \gamma_R &= \frac{R_K}{R^*} \\ \gamma_G &= \frac{S_G^*}{S_{GK}} \\ \gamma_Q &= \frac{S_Q^*}{S_{QK}} \end{aligned} \right\} \quad (1.28)$$

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,这对于设计显然不方便;如果分别取 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。

《建筑结构可靠度设计统一标准》经过计算和分析,规定出在一般情况下荷载分项系数:

$$\gamma_G = 1.2, \quad \gamma_Q = 1.4$$

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是有利的(如屋盖因风的作用而掀起时),应取:

$$\gamma_G = 1.0, \quad \gamma_Q = 1.4$$

在荷载分项系数统一规定的条件下,现行钢结构设计规范对钢结构构件抗力分项系数 γ_R 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出 Q235 钢的 $\gamma_R = 1.087$; 对 Q345、Q390 和 Q420 钢, $\gamma_R = 1.111$ 。

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:

$$\gamma_0 (\gamma_G \sigma_{GK} + \gamma_{Q1} \sigma_{Q1K} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} \psi_{ci} \sigma_{QiK}) \leq f \quad (1.29)$$

永久荷载效应控制的组合:

$$\gamma_0 (\gamma_G \sigma_{GK} + \sum_{i=1}^n \gamma_{Qi} \psi_{ci} \sigma_{QiK}) \leq f \quad (1.30)$$

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能力不利时取 1.2,但对式(1.30)则

取 1.35;当永久荷载效应对结构构件的承载能力有利时,取为 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能力不利时,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;

ψ_{ci} ——第 i 个可变荷载的组合值系数,按荷载规范的规定采用。

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(1.30)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特殊情况才有可能由式(1.30)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

$$\gamma_G(\gamma_G\sigma_{GK} + \psi \sum_{i=1}^n \gamma_{Qi}\sigma_{QiK}) \leq f \quad (1.31)$$

由永久荷载效应控制的组合,仍按式(1.30)进行计算。

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

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:

$$v_{GK} + v_{Q1K} + \sum_{i=2}^n \psi_{ci}v_{QiK} \leq [v] \quad (1.32)$$

式中 v_{GK} ——永久荷载的标准值在结构或结构构件中产生的变形值;

v_{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);

v_{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;

$[v]$ ——结构或结构构件的容许变形值。

1.3 钢结构的应用和发展

1.3.1 钢结构的应用

钢结构的合理应用范围不仅取决于钢结构本身的特性,还取决于国民经济发展的具体情况。过去由于我国钢产量不能满足国民经济各部门的需要,钢结构的应用受到一定的限制。近年来,我国钢产量有了很大提高。1949 年全国钢产量只有 10 余万吨,1998 年达 1 亿吨,2002 年 1.7 亿吨,2005 年上升到 3.5 亿吨。加以钢结构形式与设计手段的逐年改进与创新,钢结构应用在最近若干年里得到极大推动。

根据我国的实践经验,工业与民用建筑钢结构的应用范围大致如下:

(1) 工业厂房

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

近年来,随着网架结构的大量应用,一般的工业车间也采用了钢网架结构。

(2) 大跨度结构

如飞机装配车间、飞机库、航站楼、大煤库、大会堂、体育场馆、火车站、展览馆、会展中心等皆需大跨度结构。其结构体系可为网架、悬索、拱架、框架以及组合结构等。

(3) 高耸结构