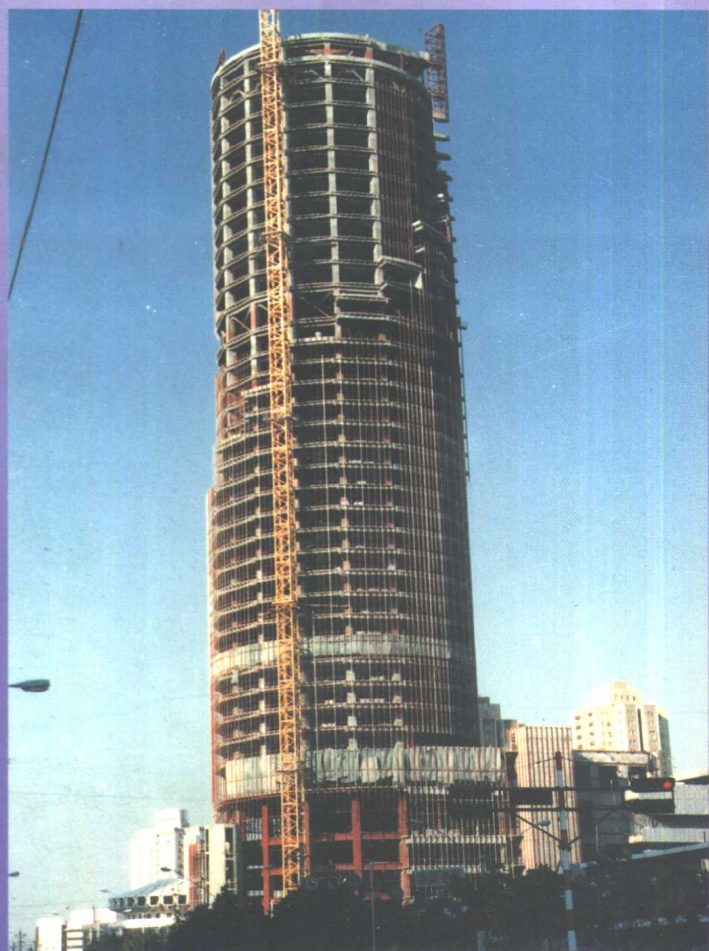




梁启智(主编)
王仕统 林道勤

建筑工程系列书

钢结构



华南理工大学出版社

钢 结 构

梁启智（主编） 王仕统 林道勤

华南理工大学出版社
• 广州 •

内 容 提 要

本书是按新的《钢结构设计规范》(GBJ17—38)编写的。全书内容包括:钢结构的特点,应用范围和发展方向;钢结构材料的性能,钢材的分类和规格;钢结构的连接方法和计算;轴心受力构件;受弯构件和拉弯、压弯构件;单层厂房钢结构;塑性设计;多层和高层建筑钢结构等。其中塑性设计及高层建筑钢结构部分反映了华南理工大学的科研成果。

本书由梁启智教授主编,可作为高等学校工业与民用建筑专业本科及函授生的教材;也可作为土建类有关专业的专科和成人教育用教材,自学考试用书,亦可作为设计、制造和施工安装的工程技术人员的参考书。

图书在版编目(CIP)数据

钢结构/梁启智主编;王仕统,林道勤编著 —广州:华南理工大学出版社,1988 5 (2000 4 重印)

(建筑工程系列书)

ISBN 7-5623-0032-1

I. 钢…

II. ①梁… ②王… ③林…

III. 钢结构

IV. TU391

华南理工大学出版社出版发行

(广州五山 邮编 510640)

责任编辑 林炳清 黄 敏

各地新华书店经销

广州市新明光印刷有限公司印装

*

2000年4月第1版第6次印刷

开本:787×1092 1/16 印张:26.25 插页:1 字数:588千

印数:32001—35000册

定价:35.00元

出版说明

建筑工程系列书是本社为适应多层次、多种形式办学需要,针对高等学校工科建筑工程专业教学要求而编辑出版的试用教材和主要教学参考书。这些书均结合考虑大专要求和成人教育的特点,由具有较高学术水平和丰富教学经验的教授编写或审稿。其特点是,内容上注意理论联系实际,释疑解难,深入浅出,并附有思考题或实验实习指导,便于自学;特别适用于成人高等教育的各种形式(大专班、函授、刊授、电大、夜大、业余大等)的教学需要,部分书注明与本科通用。

建筑工程系列书的种类和出版的时间是:

- 一、《建筑工程测量》(本科,专科选用,1985年出版,1992年6月第4次印刷)
- 二、《建筑结构选型》(1985年出版,1991年8月第3次印刷)
- 三、《建筑材料学》(本科,专科选用,1986年出版,1992年12月第5次印刷)
- 四、《理论力学》(1986年出版,1993年3月第3次印刷)
- 五、《材料力学》(1986年出版,1993年3月第4次印刷)
- 六、《结构力学》(1987年出版,1991年12月第3次印刷)
- 七、《材料力学解题指导》(本科,专科选用,1986年出版)
- 八、《混凝土与砌体结构》(上册1992年12月出版,下册1993年9月出版)
- 九、《机械零件与建筑机械》(本科,专科选用,1988年出版,1990年12月第3次印刷)
- 十、《建筑经济与企业管理》(本科,专科选用,1988年出版,1993年3月第2版第4次印刷)
- 十一、《钢结构》(本科,专科选用,1988年出版,2000年4月第6次印刷)
- 十二、《城市规划》(1986年出版)
- 十三、《建筑物避雷与接地》(1988年出版)
- 十四、《钢筋混凝土与砖石特种结构》(本科,专科选用,1990年2月出版,1992年5月第2版第3次印刷)
- 十五、《高层建筑结构分析与设计》(本科,专科选用,1992年10月出版)
- 十六、《高层建筑框架—剪力墙结构设计实例》(本科,专科选用,1992年11月出版)

这套系列试用教材出版后已多次重印,反映良好,我们恳切地希望广大读者和师生继续提出宝贵意见。

华南理工大学出版社

1993年3月

前 言

本书是根据即将公布的新的《钢结构设计规范 (GBJ 17—88)》编写的,可作为工业与民用建筑专业本科及函授学生的教材。如对某些章节内容,作适当调整、取舍,本书也可作为工业与民用建筑专业大专班和成人教育自学的课本。

本书亦可作为钢结构设计、制造和施工安装的工程技术人员的参考书。考虑到这一点,一些在目前教学大纲中尚未列入而在设计和生产中又需解决的新课题(第七、八两章),本书也给予简要的介绍和论述。塑性设计第一次正式列入了我国的钢结构设计规范中,它不但吸收了国外的先进技术,同时也反映了我国自己的研究成果和实践经验。高层建筑钢结构近几年登上了我国基本建设的历史舞台,打破了我国高层建筑中清一色钢筋混凝土结构的单调格局。这两方面的知识,按照本书编者的见解,至少应该列为工业与民用建筑专业本科学生的课外学习和参考的内容。

本书编写时注意到启发引导,叙述上由浅入深,循序渐进,便于自学。

本书由梁启智教授主编,第一、三、六章由林道勤副教授编写,第二、七、八章由梁启智教授编写,第四、五章由王仕统副教授编写。

编 者

1988年于华南理工大学

目 录

第一章 概述	(1)
第一节 钢结构在我国的发展概况.....	(1)
第二节 钢结构的特点和应用.....	(2)
第三节 钢结构的计算方法.....	(3)
第四节 钢结构的发展展望.....	(10)
第二章 钢结构的材料	(12)
第一节 钢材的工作性能.....	(12)
第二节 钢结构对材料性能的要求.....	(14)
第三节 影响钢材力学性能的因素.....	(16)
第四节 复杂应力状态下的屈服条件.....	(20)
第五节 应力集中现象对钢材工作性能的影响.....	(21)
第六节 钢材的疲劳.....	(22)
第七节 钢材的品种和标号.....	(23)
第八节 钢材品种的选用.....	(25)
第九节 钢材的规格.....	(26)
第三章 钢结构的连接	(28)
第一节 钢结构的连接方法.....	(28)
第二节 焊缝及其连接的型式.....	(30)
第三节 角焊缝的构造和计算.....	(33)
第四节 对接焊缝的计算.....	(48)
第五节 焊接应力和焊接变形.....	(52)
第六节 普通螺栓和铆钉连接的构造和计算.....	(57)
第七节 高强度螺栓连接.....	(70)
习 题.....	(78)
第四章 轴心受力构件	(80)
第一节 轴心受拉构件的强度计算和长细比限值.....	(81)
第二节 轴心压杆的弯曲屈曲.....	(82)
第三节 轴心压杆的局部稳定.....	(99)
第四节 实腹式轴心压杆的截面设计.....	(106)
第五节 格构式轴心压杆的设计.....	(111)
第六节 柱头和柱脚.....	(124)
第七节 实腹式轴心压杆的扭转屈曲.....	(134)
第八节 实腹式轴心压杆的弯扭屈曲.....	(137)
习 题.....	(140)
第五章 受弯构件和拉弯、压弯构件	(142)

第一节	梁的种类和截面型式	(142)
第二节	梁格的布置	(143)
第三节	梁的弯曲强度	(143)
第四节	规范中梁的强度计算公式	(146)
第五节	开口薄壁构件的弯曲和扭转	(149)
第六节	梁的整体稳定	(161)
第七节	梁的局部稳定和加劲肋设计	(172)
第八节	梁的刚度验算	(188)
第九节	型钢梁的截面选择	(189)
第十节	焊接组合梁的截面设计	(196)
第十一节	焊接梁的截面改变	(203)
第十二节	梁的拼接	(205)
第十三节	梁的支座和主、次梁连接	(206)
第十四节	吊车梁的受力特点	(208)
第十五节	钢与混凝土组合梁简介	(211)
第十六节	拉弯和压弯构件的破坏形式	(214)
第十七节	拉弯和压弯构件的强度计算	(214)
第十八节	实腹式压弯杆的整体稳定	(216)
第十九节	压弯杆的板件稳定	(225)
第二十节	格构式压弯杆的计算	(231)
第二十一节	柱脚设计	(233)
习 题		(237)
第六章	单层厂房钢结构	(239)
第一节	厂房结构的组成	(239)
第二节	厂房结构的布置	(240)
第三节	支撑体系	(242)
第四节	屋盖的主要承重结构	(247)
第五节	普通钢屋架设计例题	(268)
第六节	厂房结构的横向框架	(278)
第七节	厂房柱的构造和计算	(287)
第七章	塑性设计	(292)
第一节	概论	(292)
第二节	塑性分析的基本定理	(295)
第三节	塑性分析的基本方法	(297)
第四节	构件的设计计算和构造	(304)
第五节	节点构造和计算	(307)
第六节	材料和制造	(325)
第七节	塑性设计的特点和应用范围	(326)
第八章	多层及高层建筑钢结构	(328)
第一节	结构体系和布置	(328)
第二节	构件截面型式和节点构造	(343)
第三节	结构分析方法	(352)

附 录

附表1-1	柱的计算变形限值	(360)
附表2-1	钢材的强度指标、伸长率和冷弯性能	(361)
附表2-2	钢材的冲击韧度值	(362)
附表2-3	钢材的化学成分	(362)
附表2-4	碳素钢铸件的化学成分和机械性能	(363)
附表2-5	钢材的设计强度	(363)
附表2-6	3号钢钢材分组尺寸	(363)
附表2-7	钢铸件的设计强度	(364)
附表2-8	疲劳计算的构件和连接分类	(364)
附表2-9	热轧等边角钢截面特性表	(367)
附表2-10	热轧不等边角钢截面特性表	(372)
附表2-11	热轧普通槽钢截面特性表	(376)
附表2-12	热轧普通工字钢截面特性表	(378)
附表2-13	等边角钢组合截面特性表	(381)
附表2-14	不等边角钢组合截面特性表	(386)
附表2-15	普通槽钢组合截面特性表	(390)
附表3-1	焊缝的设计强度	(392)
附表3-2	铆钉连接的设计强度	(392)
附表3-3	螺栓连接的设计强度	(393)
附表3-4	普通螺栓规格及有效面积	(393)
附表3-5	锚栓规格	(394)
附表3-6	角钢上螺栓线距表	(394)
附表4-1	轴心受压构件的稳定系数	(395)
附表4-2	几种截面回转半径的近似值	(398)
附表5-1	截面塑性发展系数 γ_x , γ_y 值	(399)
附表5-2	I_{ω} 值及剪心 S 位置	(400)
附表5-3	冷弯薄壁型钢截面特性表	(401)
附表5-4	受弯构件整体稳定系数的近似计算式	(404)
附表6-1	无侧移框架柱的计算长度系数 μ	(405)
附表6-2	有侧移框架柱的计算长度系数 μ	(405)
附表6-3	柱上端为自由的单阶柱下段的计算长度系数 μ	(406)
附表6-4	柱上端可移动但不转动的单阶柱下段的计算长度系数 μ	(407)
附表6-5	柱上端自由的双阶柱下段的计算长度系数 μ	(408)
附表6-6	柱顶可移动但不转动的双阶柱下段的计算长度系数 μ	(410)
参考文献		(412)

第一章 概 述

第一节 钢结构在我国的发展概况

人类采用钢结构的历史和炼铁、炼钢的发展有密切的关系。对于一个国家来说，还和本国的钢铁产量有关。在古代，我们中华民族在冶炼技术方面是处于遥遥领先的地位的。从江苏六合和湖南长沙等地春秋时期的墓葬和遗址中，发现人工冶炼的铁块、铁条、铁削、铁饼等，说明中国在春秋时期已使用人工制铁。中国发现的最早生铁制品，比外国最先使用生铁的时间早一千八百多年。我国也是最早用铁建造承重结构的国家。在公元前二百多年（秦始皇时代）就已经用铁建造桥墩。在公元前六七十年间，就成功地用熟铁建造铁链桥。以后建造的铁链桥不下数十座之多，其中以云南的沅江桥（四百多年前），贵州的盘江桥（三百年前）及四川泸定大渡河桥（建于1696年）为最大。大渡河铁链桥净跨长达100米，桥宽2.8米，可并列两辆马车，由九根桥面铁链和四根桥栏铁链构成。铁链是由生铁铸成，每根铁链重达一吨半，锚固在直径为20厘米，长4米的锚桩上。该桥比英国用铸铁建造的欧洲第一座跨长31米的拱桥早八十三年，比美洲第一座跨度为21.3米的铁链桥早一百多年。此外我国还建造了不少铁塔，如湖北荆州玉泉寺铁塔、山东济宁铁塔和镇江甘露寺铁塔等。这些建筑物都表明了我国古代建筑和冶金技术方面的高度水平。

我国古代在金属结构方面虽有卓越成绩，但由于长期封建制度的束缚，特别是1840年鸦片战争以后，沦为半殖民地和半封建的国家，倍受帝国主义、封建主义和官僚资本主义的压迫和剥削，钢结构的发展比较缓慢。解放前一些为数不多的钢结构，象铁路和公路桥梁以及高层建筑等，几乎全是外商承揽设计和施工的。

新中国成立后，在中国共产党的领导下，中国人民推翻了长期压在头上的三座大山，成为国家的主人，开始了大规模的经济建设，钢结构科学技术和工业建设有了很大的发展。

第一个五年计划期间，我国很快地出现了自己的钢铁冶金企业，重型机器制造业、汽车制造工业、动力设备制造工业以及一些轻化工业等，在这伟大的建设事业中，很多厂房，都采用了规模巨大的钢结构。其中主要的有：恢复和扩建了鞍山钢铁公司、武汉钢铁公司和大连船厂等；新建的有太原、富拉尔基重型机器制造厂、长春汽车制造厂、哈尔滨和四川的三大动力厂、洛阳拖拉机厂以及一些飞机制造厂等。

钢结构的发展有赖于钢产量的提高，我国冶金工业建国后虽有了很大的发展，但产量还不高，使钢结构在我国的采用受到了客观条件的限制，只在必需采用钢结构的重要建筑物中才得到应用。公用和民用建筑中，主要的有首都人民大会堂60米跨度的钢屋架，北京工人体育馆94米直径的悬索结构、首都体育馆99米跨度的平板网架结构、上海体育馆110米直径的圆形平板网架结构、西安秦始皇陵兵马俑陈列馆70米跨度的三铰拱钢结构。在高耸结构中，先后建成200米高的广州电视塔、210米高的上海电视塔，325米高的北京环境气象桅杆等。

此外，预应力钢结构、薄壁钢结构、钢管混凝土结构、高强度螺栓等都得到了不同程度的发展。

随着我国经济建设的迅速发展，钢产量的提高，钢结构在我国建设事业中将得到更加广泛的应用。

第二节 钢结构的特点和应用

和其他材料的结构相比，钢结构具有下列特点：

一、钢结构的重量轻

钢材的容重虽然较大，但与其他建筑材料相比，它的强度却高得多，因而当承受的荷载和条件相同时，钢结构要比其他结构轻，便于运输和安装，并可跨越更大的跨度。

二、钢材的塑性和韧性好

塑性好，使钢结构一般不会因偶然超载或局部超载而突然断裂破坏。韧性好，则使钢结构对动力荷载的适应性较强。钢材的这些性能对钢结构的安全可靠提供了充分的保证。

三、钢材更接近于匀质和各向同性体

钢材的内部组织比较均匀，非常接近于匀质和各向同性体，在一定的应力幅度内几乎是完全弹性的。这些性能和力学计算中的假定比较符合，所以钢结构的计算结果较符合实际的受力情况。

四、钢结构制造简便，易于采用工业化生产，施工安装周期短

钢结构由各种型材组成，制作简便。大量的钢结构都在专业化的金属结构制造厂中制造，精确度高。制成的构件运到现场拼装，采用螺栓连接，且结构较轻，故施工方便，施工周期短。此外，已建成的钢结构也易于拆卸、加固或改造。

五、钢结构的密封性好

钢结构的气密性和水密性较好，因此一些要求密闭的高压容器、大型油库、气柜、管道等板壳结构，大多采用钢结构。

六、钢结构的耐热性好，但防火性差

众所周知，钢材耐热而不耐高温。随着温度的升高，强度就降低。当周围存在着幅射热，温度在 150°C 以上时，就应采取遮挡措施。如果一旦发生火灾，结构温度达到 500°C 以上时，就可能全部瞬时崩溃。为了提高钢结构的耐火等级，通常都用混凝土或砖把它包裹起来。

七、钢材易于锈蚀，应采取防护措施

钢材在潮湿环境中，特别是处于有腐蚀介质的环境中容易锈蚀，必须刷涂料或镀锌，而且在使用期间还应定期维护。这就使钢结构经常性的维护费用比钢筋混凝土结构高。

另外，钢结构价格比较昂贵，钢材又是国民经济各个部门必需的重要材料。从全局观点来看，建筑中钢结构的应用就受到一定的限制，并且设计时要尽量节约钢材。但若采用其他建筑材料不能满足要求或不经济时，则可考虑采用钢结构。

当前钢结构在我国的合理应用范围大致有如下几个方面:

一、 **大跨度结构** 用于大会堂、体育馆、展览馆、影剧院、飞机库、汽车库等。采用的结构体系主要有框架结构、拱架结构、网架结构、悬索结构和预应力钢结构。

二、 **厂房结构** 如冶金工厂的平炉车间、初轧车间、混铁炉车间等;重型机器厂的铸钢车间,水压机车间、锻压车间等;造船厂的船台车间;飞机制造厂的装配车间等。这些车间的主要承重骨架往往全部或部分采用钢结构。

三、 **高层建筑** 用于旅馆、饭店、公寓、办公楼等高层楼房。

四、 **塔桅结构** 用于电视塔、微波塔、高压输电线路塔,化工排气塔、大气监测塔、石油钻井塔,火箭发射塔以及无线电桅杆等。

五、 **板壳结构** 冶金、石油、化工企业中大量采用钢板造成的容器,如大型储液库、煤气库、高炉、热风炉等。

六、 **可拆卸结构** 用于装配式活动房屋、临时性展览馆等。

七、 **轻钢结构** 用于中、小型房屋。

第三节 钢结构的计算方法

一、 概率极限状态设计法

建筑结构设计的基本原则是要做到技术先进、经济合理、安全适用和确保质量。也就是说:力求以最经济的方法,使所建造的结构以适当的可靠度满足下列各项基本功能:

(一) **安全性** 建筑结构应能承受在正常施工和正常使用时可能出现的各种作用,以及应能在偶然事件发生时及发生后保持必需的整体稳定性。

(二) **适用性** 建筑结构在正常使用时应具有良好的工作性能。

(三) **耐久性** 建筑结构在正常维护下应具有足够的耐久性。

结构的可靠性就是结构的安全性、适用性和耐久性的统称。随着工程技术的发展,结构的可靠性理论近年来得到迅速的发展。建立了明确的、科学的可靠度概念,结构设计已经摆脱传统的定值设计方法,进入以概率理论为基础的极限状态设计方法。

整个结构或结构的某一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,此特定状态称为该功能的极限状态。结构的极限状态可分为下列两类:

(一) **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不适于继续承载的变形。包括强度破坏、疲劳破坏,丧失稳定、倾覆、结构变为机动体系或出现过度的塑性变形等。

(二) **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;出现影响正常使用的振动以及影响正常使用或耐久性能的局部损坏(包括裂缝)等。

按极限状态方法设计建筑结构时,针对所要求的结构性能(如强度、刚度等),通常可以建立包括各有关基本变量在内的关系式:

$$Z = g(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0 \quad (1-1)$$

这一关系式称为“极限状态方程”。其中 $x_1, x_2, \dots, x_n$ 是影响结构可靠性的几个随机变

量, $Z=g(x_1, x_2, \dots, x_n)$ 称为结构的“功能函数”。

为了简化, 功能函数仅与两个基本变量 S 、 R 有关, 此时, 结构的功能函数为

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

式中, S 为结构的作用效应, 指由荷载、地震、温度、支座不均匀沉降等因素作用于结构构件上所引起的内力和变形。由于作用荷载的不确定性, 因而作用效应是一个随机变量。 R 为结构抗力, 是指结构承受内力和变形的能力 (如构件的承载能力、刚度等)。由于材料性能固有的变异性, 构件几何参数和计算模式的不定性, 所以由这些因素综合而成的结构抗力也是一个随机变量。显然

当 $Z>0$ 时, 结构处于可靠状态;

当 $Z<0$ 时, 结构处于失效状态;

当 $Z=0$ 时, 结构处于极限状态。

结构的极限状态也就是结构由可靠转变为失效的临界状态, 在研究建筑结构的实际工作时, 常需判断结构的可靠性, 这就要检查结构是否达到极限状态。当基本变量满足极限状态方程:

$$Z=g(S, R)=R-S=0 \quad (1-3)$$

时, 则结构达到极限状态。

二、结构的可靠度和结构的失效概率

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”。可见, 结构可靠度是结构可靠性的概率度量。

在各种随机因素的影响下, 结构完成预定功能的能力不能事先确定, 只能用概率来描述。结构可靠度的这一概率定义是从统计数学的观点出发的比较科学的定义。这里所说的“规定的时间”, 一般指设计基准期, 规定为50年。

结构能够完成预定功能的概率也称为“可靠概率”。就是 $\{Z \geq 0\}$ 的概率。若以 P_s 表示结构的可靠度, 则

$$P_s=P\{Z \geq 0\} \quad (1-4)$$

结构不能完成预定功能的概率则称为“失效概率”, 以 P_f 表示, 则

$$P_f=P\{Z < 0\} \quad (1-5)$$

显然, 两者互补, $P_s+P_f=1$, 因此结构可靠度的计算可以转化为结构失效概率的计算。结构设计是否可靠, 用概率论的观点来看, 就是说结构可靠度 P_s 是否足够大或其失效概率是否小到可以接受的程度。绝对可靠的结构 ($P_s=1$) 即失效概率为零 ($P_f=0$) 的结构是没有的。

设 R 及 S 的分布密度函数分别是 $f_R(R)$ 及 $f_S(S)$, 而 R 与 S 的联合分布密度函数是 $f(R, S)$, 因为这里的 R, S 是相互独立的, 所以, 有

$$f(R, S)=f_R(R) \cdot f_S(S) \quad (1-6)$$

失效概率

$$\begin{aligned} P_f &= P\{Z < 0\} = P\{R-S < 0\} \\ &= \iint_{R-S < 0} f(R, S) dR dS = \iint_{R-S < 0} f_R(R) \cdot f_S(S) dR dS \end{aligned} \quad (1-7)$$

从这里可看到,若已知随机变量 R 及 S 的分布密度函数 $f_R(R)$ 及 $f_S(S)$,则可求得结构失效概率 P_f 。但因影响结构可靠度的因素极为复杂,目前对结构抗力 R 及作用效应 S 的认识还很不够,要给出 R 和 S 的理论概率分布是有困难的,因此,还不能由上述二重积分算出结构失效概率,作为结构可靠度的直接度量尺度。这一点正是全概率法研究的主要课题之一。

三、可靠指标 β

设在结构的功能函数 $Z=R-S$ 中, R 和 S 都是正态分布且相互独立的随机变量。 Z 、 R 、 S 的平均值分别为 μ_Z 、 μ_R 、 μ_S ;其方差分别为 σ_Z^2 、 σ_R^2 、 σ_S^2 。按随机变量的运算规则可知:

$$\mu_Z = \mu_R - \mu_S$$

$$\sigma_Z^2 = \sigma_R^2 + \sigma_S^2$$

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

由于 R 、 S 均为正态分布, Z 亦为正态分布。在 $Z < 0$ 不等式左右两方各减去 μ_Z ,再除以 σ_Z ,由于 $\sigma_Z > 0$,则与 $Z < 0$ 等价地有

$$\frac{Z - \mu_Z}{\sigma_Z} < \frac{-\mu_Z}{\sigma_Z}$$

因此

$$\begin{aligned} P_f &= P\{Z < 0\} \\ &= P\left\{\frac{Z - \mu_Z}{\sigma_Z} < \frac{-\mu_Z}{\sigma_Z}\right\} \end{aligned} \quad (1-8)$$

令

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} \quad (1-9)$$

则

$$P_f = P\{Z < 0\} = P\left\{\frac{Z - \mu_Z}{\sigma_Z} < -\beta\right\}$$

由于 $\frac{Z - \mu_Z}{\sigma_Z}$ 服从标准正态分布,故上式又可写成

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

式中 $\Phi(\cdot)$ 代表标准正态函数。由此可见: P_f 与 β 之间存在着——对应关系,只要知道 β 的数值即可查标准正态函数表求得失效概率 P_f 。表1-1列出几个 β 与 P_f 的对应值。 β 与 P_f 的关

表 1-1 β 与 P_f 的对应值

β	P_f	β	P_f
1.0	1.59×10^{-1}	3.0	1.35×10^{-6}
1.5	6.68×10^{-2}	3.5	2.33×10^{-4}
2.0	2.28×10^{-2}	4.0	3.17×10^{-5}
2.5	6.21×10^{-3}	4.5	3.40×10^{-6}

系还可以从图 1-1 中形象地反映出来。图中的纵坐标 $f_Z(Z)$ 是 Z 的概率密度函数,阴影部

分的面积就是

$$P_i = P \{Z < 0\} = \int_{-\infty}^0 f_z(Z) dx \quad (1-11)$$

由于 $\beta = \frac{\mu_z}{\sigma_z}$, 则 $\beta\sigma_z = \mu_z$, 可见 β 变小时, 阴影部分的面积增大, 亦即 P_i 增大。反之, 当 β 变大时, 阴影部分的面积减少, 亦即 P_i 减少, 存在着——对应的关系。

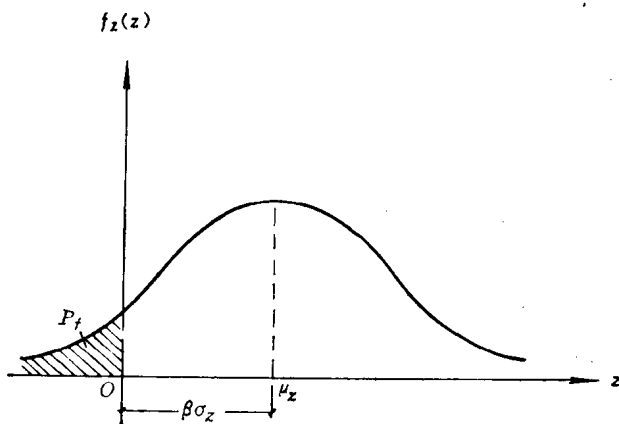


图1-1

将 $\mu_z = \mu_R - \mu_S$, $\sigma_z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$ 代入式 (1-9) 则得

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (1-12)$$

这就是 β 的一般计算式。由此式可以看出, 只要知道 抗力 R 和作用效应 S 这两个基本随机变量的平均值 μ_R 、 μ_S 和标准差 σ_R 、 σ_S , 即使不知道 R 、 S 的分布情况, 也能计算出 β 值。因此在目前很难真实地求得结构失效概率 P_i 的情况下, 可以把与 P_i 有一一对应关系的 β 值, 作为结构可靠度的尺度。因此, β 被称为可靠指标。

以上推算是假定 R 和 S 都服从正态分布。实际上, 结构的作用效应多数不服从正态分布, 结构的抗力一般也不服从正态分布, 对于非正态分布的随机变量可以作当量正态化转换, 找出它的当量正态分布的平均值和标准差, 然后就可以按照正态随机变量一样对待。

用可靠指标 β 来度量结构的可靠度, 能较好地反映结构可靠度的实质。因为它较全面地考虑各种因素的变异性, 并从功能函数出发, 综合地考虑荷载和抗力变异性对结构可靠度的影响。这是以往的设计方法未能达到的。

为了在设计中, 对各种结构构件取得相同的可靠度, 就应制定统一的可靠指标。结构可靠度是结构可靠性的概率度量, 它与规定的结构使用期长短有关, 是相对设计基准期而言

的。设计基准期是在计算结构可靠度时，考虑各项基本变量与时间关系所取用的基准时间，我国《建筑设计统一标准》规定的设计基准期为50年。

设计时所采用的可靠指标 β 的确定，理论上应根据各种结构构件的重要性、破坏性质（脆性、延性）及失效后果，选择一个最优的可靠指标 β ，以达到可靠与经济的最佳平衡。但由于结构可靠指标所涉及的因素非常复杂，很难从理论上找到合理的定量分析方法，因此目前世界各国在确定设计可靠指标时都采用校准法。所谓校准法就是对原规范作反演算，找出现有各种结构构件的可靠指标值，经过综合分析后确定新的设计规范应采用的可靠指标值。这种方法实质上是继承了原有规范的可靠水准。并且认为：原有规范的可靠度，从总体上讲是可以接受的，但对一些过高或过低的情况，应适当进行调整，以使各种结构构件达到较一致的可靠度。表1-2列出我国《建筑设计统一标准》所采用的结构构件按承载能力极限状态的可靠指标 β 值。一般工业与民用建筑物的安全等级为二级，故钢结构构件设计的目标可靠指标一般为 $\beta=3.2$ 。

表 1-2 结构构件设计时所采用的可靠指标 β 值

破坏类型	安全等级		
	一级	二级	三级
延性破坏	3.7	3.2	2.7
脆性破坏	4.2	3.7	3.2

四、分项系数

按照给定的 β 值直接进行设计比较麻烦，在目前也不现实。为了应用简便并符合工程设计人员长期以来的习惯，《建筑设计统一标准》把结构构件的极限状态设计式表达为如下形式：

$$\gamma_G S_{Gk} + \gamma_Q S_{Qk} \leq \frac{R_k}{\gamma_R} \quad (1-13)$$

式中 S_{Gk} 、 S_{Qk} ——按规范规定的标准值计算的永久荷载效应和可变荷载效应；

R_k ——按规范规定的材料性能标准值、几何参数及抗力计算公式确定的构件抗力值；

γ_G 、 γ_Q ——永久荷载分项系数和可变荷载分项系数；

γ_R ——构件抗力分项系数。

这三个分项系数显然都和设计可靠指标 β 有关。由式(1-12)得

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

上式还可写作：

$$\mu_R \left(1 - \frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \beta \delta_R \right) = \mu_S \left(1 + \frac{\sigma_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \beta \delta_S \right) \quad (1-14)$$

式中 $\delta_R = \frac{\sigma_R}{\mu_R}$, $\delta_S = \frac{\sigma_S}{\mu_S}$ 是 R 和 S 的变异系数。

在结构设计中, 无论材料的强度或荷载都不用平均值而用标准值运算。

荷载标准值 S_k 是结构设计时采用的荷载基本代表值, 它是按设计基准期最大荷载概率分布的某一分位数确定的。如图 1-2 a 所示, S_k 值定在上分位数等于阴影面积所代表的概率分布, 也就是使超过标准值 S_k 的概率小于该分位数。故

$$S_k = \mu_S + \eta_S \sigma_S = \mu_S (1 + \eta_S \delta_S) \quad (1-15)$$

式中 η_S 为确定荷载标准值时所采用的保证度系数。

相似地, 构件抗力标准值 R_k 是结构设计时采用的构件抗力的基本代表值, 它是根据符合规定质量的材料性能的概率分布的某一分位数(一般取概率分布的 0.05 分位数)确定的, 故

$$R_k = \mu_R - \eta_R \sigma_R = \mu_R (1 - \eta_R \delta_R) \quad (1-16)$$

式中 η_R 为确定标准抗力时所采用的保证度系数。对于服从正态分布的变量, 当分位数为 0.05 时, $\eta_R = 1.645$ 。图 1-2 b 示出低于标准值 R_k 的概率小于阴影面积, 即小于 5%。

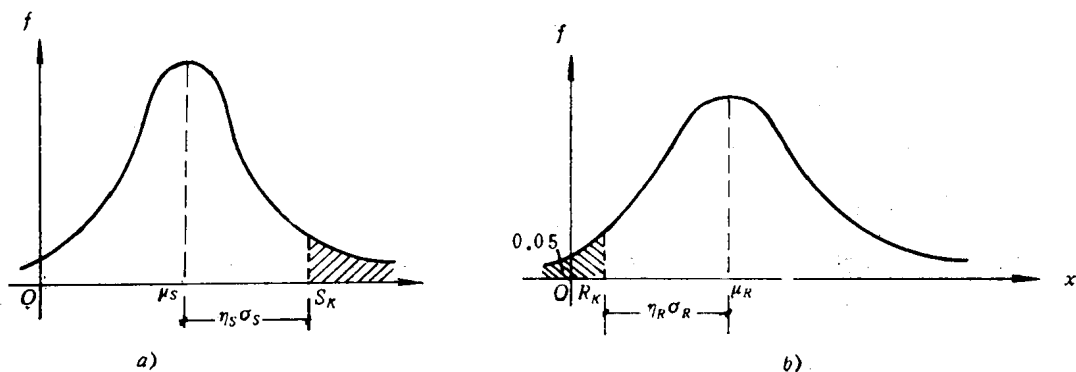


图1-2

利用以上关系, 式 (1-14) 可化为

$$\frac{1 - \frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \beta \delta_R}{1 - \eta_R \delta_R} \cdot R_k = \frac{1 + \frac{\sigma_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \beta \delta_S}{1 + \eta_S \delta_S} S_k \quad (1-17)$$

即

$$\frac{R_k}{\gamma_R} = \gamma_S S_k \quad (1-18)$$

式中

$$\gamma_R = \frac{1 - \eta_R \delta_R}{1 - \frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \beta \delta_R} \quad \text{称为抗力分项系数;}$$

$$\gamma_s = \frac{1 + \frac{\sigma_s}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_s^2}} \beta \delta_s}{1 + \eta_s \delta_s} \quad \text{称为荷载分项系数。}$$

从上式可以看到分项系数不仅与给定的可靠指标 β 有关,而且与结构极限状态方程中所包含的全部基本变量的统计参数有关。因此, γ_s 的值的大小会影响 γ_R 值。不仅如此,当可变荷载 Q_k 和永久荷载 G_k 的比值变化时,分项系数的取值也随之改变,这样做是很不便于应用的。为了计算方便,《建筑结构设计统一标准》经过优选,对永久荷载 G_k 和可变荷载 Q_k 的分项系数分别取为定值。在一般情况下 $\gamma_G=1.2$, $\gamma_Q=1.4$;在 S_{G_k} 和 S_{Q_k} 异号的情况下则取 $\gamma_G=1.0$, $\gamma_Q=1.4$ 。对各种钢材组成的构件,设计规范亦规定 γ_R 取不同的定值。例如,3号钢作成的构件统一取 $\gamma_R=\frac{1}{0.92}$ 。各分项系数取定值后,按公式(1-13)设计的结构构件,其实际具有的 β 值与《建筑结构设计统一标准》规定的可靠指标 β 不可能完全一致,但差别不大,而且和校准法所得到的 β 值也比较接近。这说明了:上述对各分项系数取定值的方法是可行的。

五、 钢结构的表达式

现行钢结构设计规范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(疲劳计算除外)。

各种承重结构应按承载能力极限状态和正常使用极限状态设计。

建筑结构设计时,应根据破坏可能产生的后果,即危及人的生命、造成经济损失、产生社会影响等严重程度,分为三个安全等级。民用建筑钢结构的安全等级可按《民用建筑等级标准》采用,一般工业与民用建筑钢结构的安全等级可取为二级。

对于承载能力极限状态,结构构件或连接的设计,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进行设计。

按荷载效应基本组合进行强度和稳定性设计时,采用下列极限状态设计表达式:

$$\gamma_0 (\gamma_G S_{G_k} + \gamma_{Q1} S_{Q1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{ci} \gamma_{Qi} S_{Qi_k}) \leq R \quad (1-19)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数,对安全等级为一级、二级、三级的结构构件可分别取1.1、1.0、0.9,一般工业与民用建筑取 $\gamma_0=1.0$,影剧院、体育馆和高层建筑取 $\gamma_0=1.1$,次要建筑物取 $\gamma_0=0.9$;

γ_G ——永久荷载分项系数,一般采用1.2;当永久荷载效应对结构构件的承载能力有利时宜采用1.0;

S_{G_k} ——永久荷载标准值 G_k 的作用效应;

G_k ——永久荷载的标准值;

S_{Q1k} ——第一个可变荷载的标准值 Q_{1k} 的作用效应;

S_{Qi_k} ——其他第*i*个可变荷载的标准值 Q_{i_k} 的作用效应;

γ_{Q1} , γ_{Qi} ——第一个和其他第*i*个可变荷载的分项系数,一般情况下可采用1.4;