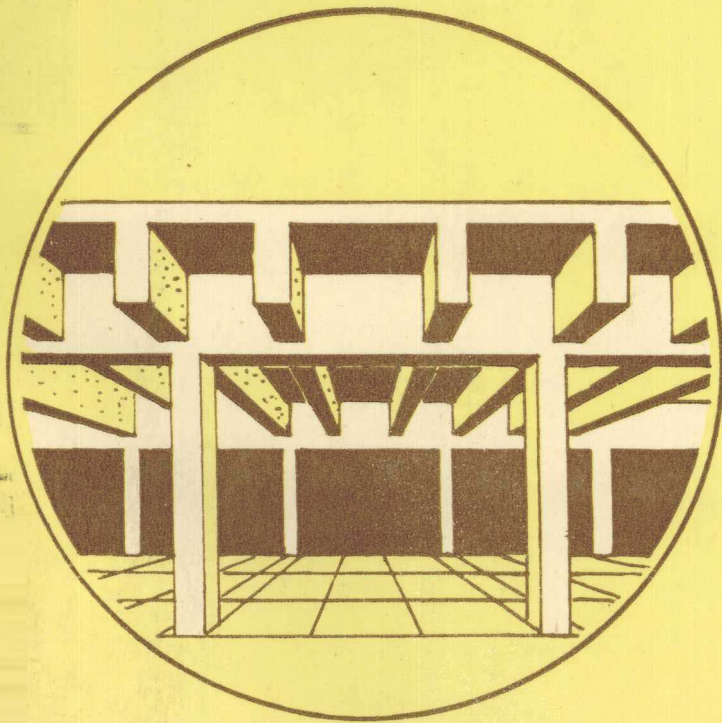


混凝土结构设计规范

设计方法

主编 王振东
施岚青
黄成若



地震出版社

混凝土结构设计 设计方法

王振东 施岚青 黄成若 主编

地震出版社

1991

前 言

为了适应工程建设发展的需要,我国新修订的《混凝土结构设计规范》(GBJ10-89)已经颁布。与原规范(TJ 10-74)相比,新规范在内容上有很大的充实、提高和发展。为了便于大专院校师生和工程技术人员了解和学习新规范的内容,由《钢筋混凝土结构设计规范》修订组部分成员根据自己对新规范条文的体会,编写了这本材料。

本书主要介绍了新规范的特点、修订的依据、基本构件的设计方法、构造措施以及实际应用。具体内容如下:

1. 钢筋混凝土结构设计原理,以概率理论为基础的极限状态设计方法;承载力极限状态的实用设计表达式及分项系数的确定原则,正常使用极限状态按裂缝控制等级的划分原则;

2. 混凝土强度等级的定义和标准试块尺寸的修改,混凝土“双改”后设计指标的取值原则;

3. 以平截面假定为基础的正截面承载力计算体系,不同截面形式、不同配筋方式的弯、压、拉构件的计算方法;

4. 钢筋混凝土构件斜截面受剪承载力计算体系,不同受力状态下的弯剪、压剪、拉剪构件以及连续梁、框架柱等的受剪承载力计算方法;

5. 钢筋混凝土构件受扭承载力计算体系,纯扭、弯扭、弯剪扭构件的计算方法及其构造措施;

6. 钢筋混凝土和预应力混凝土受弯构件的抗裂、裂缝宽度和刚度的计算方法;

7. 钢筋混凝土板的冲切承载力计算、局部受压计算、以及疲劳验算;

8. 有关构造规定,钢筋混凝土剪力墙、叠合受弯构件深梁、牛腿以及预埋件的设计和构造;

9. 钢筋混凝土结构构件抗震承载力计算及构造。

本书在内容编排上按教科书体系编写,顾及到学科的系统性和完整性。为了联系实际,每章都增加一定数量的例题。

本书按国标GBJ83—85的规定,采用了新的国际通用符和法定计量单位。

本书由下列同志分工编写而成:哈尔滨建筑工程学院王振东、东南大学兰宗建、北京建筑工程学院施岚青、西南交通大学陈家夔、华北水利水电学院李树瑶、中国建筑科学研究院黄成若、同济大学喻永言、华南理工大学陈止戈。由王振东、施岚青、黄成若主编,负责全书的统一稿工作。

由于水平所限,书中错误和不妥之处,希望读者提出批评指正。

1991年12月

序 言

在我国大规模工程建设中，混凝土结构的应用量最大，使用范围也最广泛，它在工程建设中占有重要的地位。因此，提高混凝土结构设计的先进性与合理性，对提高工程质量，合理利用工程材料均有明显的作用与效益。原国家计委标准定额局于1982年下达对原《钢筋混凝土结构设计规范》(TJ10-74)进行修订的任务。为完成重要设计规范修订任务，由中国建筑科学研究院会同全国有关高等院校、科研单位、设计单位组成修订组，吸取《钢筋混凝土结构设计规范》第一批至第三批科研课题成果，借鉴近年国际上先进国家同类规范的经验，经过征求意见稿、送审稿、报批稿反复修改与提高，以及通过专门会议审查、试设计和相关规范的协调对口。新修订的规范已正式更名为《混凝土结构设计规范》(GBJ10-89)，它除包括原规范的内容外，还首次增加了钢筋混凝土结构构件抗震设计，与原规范比较，无论在名词、术语、计量单位方面，还是在实质内容方面均有重大的、全面的修改与补充，从而大大提高了规范的先进性。

为在各设计、施工及有关部门单位普遍推广采用新规范，除正在配套组织编写设计手册、构造手册外，还应对新规范进行补充介绍与宣讲。本书的撰写者都是规范修订组成员，对新规范比较熟悉，也有深刻理解，对了解与学习新规范是有裨益的。另外，本书是学习新规范的良师益友。但应当指出，本书不是对新规范的解释，对新规范解释只能以批准颁布的正式规范和规范说明为准。

中国建筑科学研究院结构所所长
高级工程师李明顺

1991.12

目 录

第一章 钢筋混凝土结构的基本计算原则

1-1	随机变量基本统计性能概述	(1)
1-2	概率极限状态设计准则(按可靠指标的设计准则)	(4)
1-3	概率极限状态设计准则的实用表达式	(6)
1-4	概率极限状态设计准则在钢筋混凝土结构设计中的应用	(9)
1-5	《混凝土结构设计规范》所采用的设计表达式	(13)

第二章 钢筋混凝土结构的材料

2-1	混凝土	(16)
2-2	钢筋	(20)
附录1-1		(22)
表 1. 混凝土强度标准值		(22)
表 2. 混凝土强度设计值		(23)
表 3. 混凝土弹性模量 E_c		(23)
表 4. 不同 ρ' 值时混凝土的疲劳强度修正系数 γ_p		(23)
表 5. 混凝土疲劳变形模量 E_c^f		(24)
表 6. 钢筋强度标准值		(24)
表 7. 钢丝、钢绞线强度标准值		(24)
表 8. 钢筋强度设计值		(25)
表 9. 钢丝、钢绞线强度设计值		(25)
表10. 钢筋弹性模量		(26)
表11. 钢筋混凝土结构中钢筋疲劳强度设计值		(26)
表12. 预应力钢筋的疲劳强度设计值		(27)

第三章 正截面承载力计算

3-1	概述	(28)
3-2	正截面承载力计算的一般规定	(29)
3-3	受弯构件的承载力计算	(34)
3-4	受压构件的承载力计算	(40)
3-5	双向偏心受压构件的承载力计算	(61)

第四章 斜截面承载力计算

4-1	概述	(69)
4-2	矩形截面无腹筋梁的受剪承载力	(69)
4-3	矩形截面有腹筋梁的受剪承载力	(80)
4-4	T形截面梁的受剪承载力	(84)
4-5	预应力混凝土梁的受剪承载力	(85)

4-6	受弯构件受剪时的截面限制条件	(87)
4-7	偏心受压和偏心受拉构件的受剪承载力	(88)
4-8	小结	(92)

第五章 扭曲截面承载力计算

5-1	概述	(105)
5-2	矩形截面纯扭构件的承载力	(105)
5-3	矩形截面弯扭构件的承载力	(108)
5-4	在弯、剪、扭共同作用下矩形截面构件的剪扭承载力	(110)
5-5	在弯、剪、扭共同作用下T形和工字形截面构件的剪扭承载力	(116)
5-6	受扭构件的构造要求	(120)

第六章 钢筋混凝土构件的裂缝和变形计算

6-1	概述	(124)
6-2	裂缝宽度和挠度的限值	(124)
6-3	受弯构件裂缝宽度计算	(125)
6-4	轴心受拉和偏心受力构件裂缝宽度计算	(133)
6-5	裂缝宽度简易控制方法	(138)
6-6	受弯构件的刚度和挠度	(139)

第七章 预应力混凝土结构的计算

7-1	概述	(144)
7-2	预应力混凝土结构计算的一般规定	(145)
7-3	使用阶段的承载力计算	(152)
7-4	使用阶段裂缝控制验算	(157)
7-5	预应力混凝土受弯构件的挠度计算	(164)
7-6	施工阶段的应力校核	(166)

第八章 冲切、局部受压及疲劳

8-1	冲切承载力)	(183)
8-2	局部受压承载力	(187)
8-3	疲劳承载力	(192)

第九章 构造规定

9-1	伸缩缝	(201)
9-2	混凝土保护层	(202)
9-3	最小配筋率	(202)
9-4	钢筋的锚固设计	(203)

第十章 结构构件的规定

10-1	剪力墙	(212)
10-2	叠合式受弯构件	(215)
10-3	深梁	(229)
10-4	牛腿	(240)

10-5 预埋件的设计方法.....	(245)
--------------------	-------

第十一章 钢筋混凝土结构构件抗震设计

11-1 概述.....	(250)
11-2 抗震设计一般规定.....	(251)
11-3 框架梁.....	(253)
11-4 框架柱和铰接排架柱.....	(256)
11-5 框架节点.....	(261)

第一章 钢筋混凝土结构的基本计算原则

1-1 随机变量基本统计性能概述

钢筋混凝土结构设计中首先考虑的问题是结构要适用、安全、经济，在整个使用期间能安全地满足使用要求，要使出现不满足使用要求的情况达到充分小的程度。为此，在钢筋混凝土结构和构件使用期限内应具有足够的抗力来承受有关外力，包括风、雪、地震等自然作用在结构上产生的内力和变形。

实际工程中，作用于结构上的荷载、材料的强度和构件的几何尺寸等都是随机变量，而并不是一个定值。结构设计中存在着种种不定性，整个结构设计问题是个非确定性的问题，所以要采用具有确定性的数学模型——概率论和数理统计的方法来解决。统计推理是建立在直方图和概率密度曲线的基础上的一种方法，现在通过一个例题来说明这些概念。

【例1-1】 混凝土立方体抗压强度的统计分析。

从某工地随机抽样得到35个试块，测得试块的立方体抗压强度如下。需要的抗压强度设计值为 30N/mm^2 。试计算其平均值、标准差和变异系数，并给出直方图和分布密度函数图。

40.0	41.5	36.9	38.7	38.7	40.7	40.9
41.6	40.6	40.7	41.4	47.1	42.8	42.1
47.1	39.5	47.3	49.0	43.5	41.7	43.7
47.5	43.8	44.1	36.1	36.0	39.0	34.0
43.9	44.5	45.6	45.9	41.0	38.9	41.5

这批数据是从一个工地中随机抽样取得的。由于混凝土由多种材料组成，每一种组成材料性能的变异以及配合比、搅拌、运输、浇筑和养护等工艺过程的变动都会引起混凝土强度的波动，此外试块的制作和试验的偏差亦会引起混凝土强度的离散。为了弄清强度波动的规律，首先要找出频率分布（某事物经 N 次试验，当出现 M 次时，则频率= M/N ， M 称频数）。表1-1为它的频率分布，从表中能够看出数据的波动规律。为了更加直观起见，现把它绘成直方图（图1-1），横坐标列出分组的点，纵坐标为对应的频

频率分布 表1-1

组限 (N/mm^2)	频数	累积 频数	相 对 频 数	频率密度 (mm^2/N)
34—36	1	1	0.029	0.0145
36—38	3	4	0.086	0.0430
38—40	5	9	0.143	0.0715
40—42	11	20	0.314	0.1570
42—44	6	26	0.171	0.0855
44—46	4	30	0.114	0.0570
46—48	4	34	0.114	0.0570
48—50	1	35	0.029	0.0145

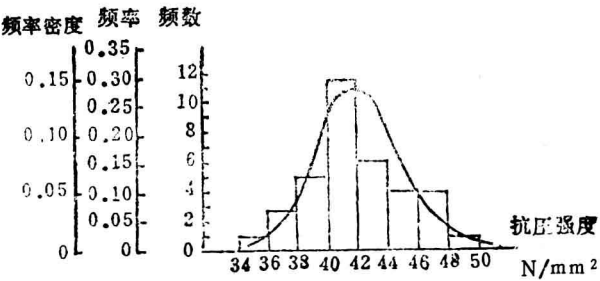


图1-1 直方图和频率分布曲线

数和频率，分别绘出以组距为底边、频率为高度的矩形图，便得到频率分布直方图。为了消除组距大小的影响和便于比较，可将纵坐标改用频率密度（即频率/组距）表示。频率密度的积分则称概率。由于各频率之和为1，亦即概率等于1，所以图中各矩形面积之和等于1。这批数据的统计特征可用表1-1统计指标来表示，其组距由表中组限栏内可知，取等于2则得

平均值

标准差

变异系数

$$\mu = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} = 41.93 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (\mu - x_i)^2}{n-1}} = 3.56 \text{ N/mm}^2$$

$$\delta = \frac{\sigma}{\mu} = 8.49\%$$

式中 x ——随机变量；
 n ——变量个数。

当所取的样本很多，组距分得很细时，则每组样本值的频率趋于一个稳定值。这时直方图的形状逐渐趋向于一条曲线，这就是概率分布曲线。若以 $Z = f(x)$ 表示此曲线，则 $f(x)$ 称为随机变量 x 的分布密度函数。混凝土强度如能较好地控制质量，则它的频率分布曲线基本上就是大家熟悉的正态分布曲线。

正态分布曲线的特点是一条单峰曲线，它有一个最高点，以此点的横坐标为中心，对称地向两边单调下降，在向正和向负各一倍标准差处曲线上各有一个拐点，然后各以横坐标为渐近线到正负无穷大。其概率密度函数为

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \sigma} e^{-\frac{(\mu-x)^2}{2\sigma^2}} \tag{1-1}$$

式中 x ——从总体分布中抽出的随机样本值；
 μ ——正态分布的平均值，即为曲线最高峰值处的横坐标；
 σ ——正态分布的标准差。 σ 值愈大则数据越分散，曲线越扁平； σ 值越小则数据越集中，曲线越高窄（图1-2）。

如果我们知道数据落在任意区间 (a, b) 内，则它的概率 $P(a < x < b)$ 就是用 $x_1 = a$ 和 $x_2 = b$ 的横坐标和正态分布曲线 $f(x)$ 所包围的面积来确定（图1-3）。例如：

- 落在 $(\mu - \sigma, \mu + \sigma)$ 的概率为68.26%；
- 落在 $(\mu - 1.645\sigma, \mu + 1.645\sigma)$ 的概率为89.70%；
- 落在 $(\mu - 2\sigma, \mu + 2\sigma)$ 的概率为95.44%；

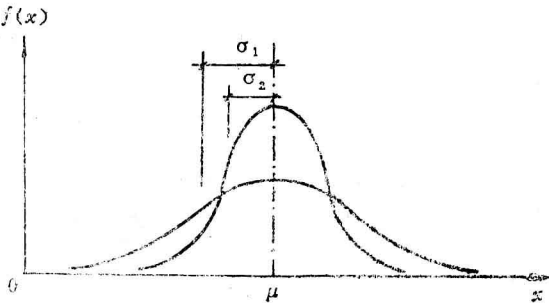


图1-2 不同σ的正态分布曲线图

落在 $(\mu - 3\sigma, \mu + 3\sigma)$ 的概率为99.74。

反过来,亦可以得。

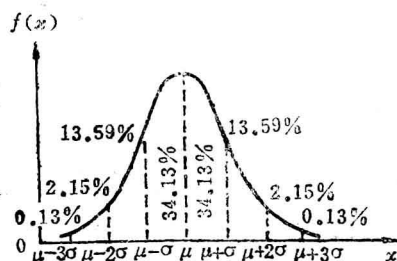


图1-3 事件出现的概率

事件出现的概率为50%的区域为 $\mu \pm 0.6745\sigma$

事件出现的概率为68.26%的区域为 $\mu \pm \sigma$

事件出现的概率为89.70%的区域为 $\mu \pm 1.645\sigma$

事件出现的概率为95.00%的区域为 $\mu \pm 1.96\sigma$

事件出现的概率为99.00%的区域为 $\mu \pm 3.09\sigma$

我们通常要求出现的事件不大于或不小于某一数值,这个数值就称为特征值,超过这个数值时出现概率很小。如把容许超过特征值的概率(超越概率)确定为某一很小的数值,那么特征值就能用数理统计方法计算出来,具体公式为

$$f_k = \mu \pm \alpha\sigma = \mu(1 \pm \alpha\delta) \quad (1-2)$$

式中 f_k ——特征值;

α ——特征值取值保证率系数。

用概率表示某种现象发生的可能性很小时,通常用超越概率为5%表示,这时的特征值取值保证率系数为 $\alpha = 1.645$ 。

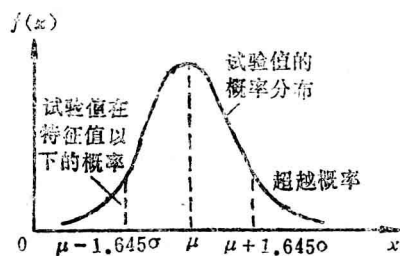


图1-4 概率分布与特征值

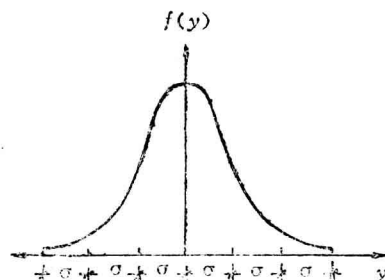


图1-5 标准正态分布

为了计算方便,将 x 轴的坐标进行换算,取 $y = \frac{\mu - x}{\sigma}$ 代入正态分布概率密度公式,则

$$f(y) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{y^2}{2}} \quad (1-3)$$

它相当于平均值 $\mu = 0$,标准差 $\sigma = 1$ 时正态分布的概率密度函数。该分布称标准正态分布,如图1-5所示。这种分布曲线的形状不受 μ 和 σ 的影响,已经做成表格可以查用。

实际工程中荷载和抗力的变异性是很复杂的,并不一定服从正态分布曲线。如楼面活荷载、风载、雪载等均服从极值I型分布。而结构抗力服从对数正态分布。为了便于说清概念,下面仅以正态分布为例来进行论述。

1-2 概率极限状态设计准则（按可靠指标的设计准则）

钢筋混凝土结构和构件是否受到破损，由该结构构件所承受的荷载效应 S 的大小和结构构件抗力 R 之间的相互关系而定。

荷载效应 S 是指由于荷载、地震、温度、支座不均匀沉降等因素作用于结构构件上在结构内所产生的内力和变形（如轴力、弯矩、剪力、扭矩、挠度、转角和裂缝等）。由于作用荷载的不确定性，因而荷载效应是一个随机变量。

结构抗力 R 是指结构承受内力和变形的能力（如构件的承载力、刚度等）。由于材料性能固有的变异性、构件几何特征和计算模式的不定性，由这些因素综合而成的结构抗力亦是一个随机变量。

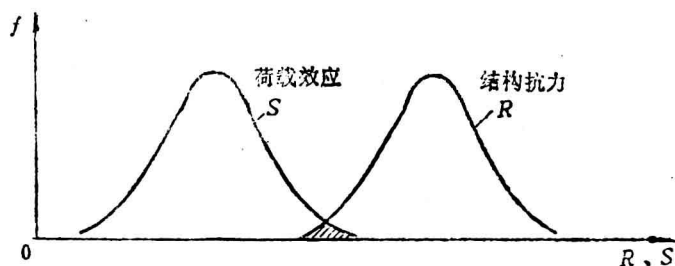


图1-6 荷载效应和结构抗力关系图

因为施加在结构上的荷载等外部因素使构件所产生的荷载效应能表示成各个截面的内力，而代表结构内部所具有的结构抗力亦能表示成内力形式，所以荷载效应和结构抗力之间的统计关系能表达成两条概率分布曲线并能列于同一坐标内（图1-6）。假定 R 和 S 是相互独立的，当 $(R - S) > 0$ 时结构是安全的，当 $(R - S) < 0$ 时结构已破坏，当 $(R - S) = 0$ 时结构处于极限状态。我们注意到图中最大的荷载效应可能超过最低的结构抗力，即图中的阴影部分 $(R - S) < 0$ ，这部分的面积反映了结构失效概率的高低，面积愈小失效概率愈低。因此，结构构件安全可靠的基本条件是

$$R - S \geq 0 \quad (1-4)$$

此式即为结构的极限状态方程，或写成

$$Z \geq 0$$

$$Z = R - S$$

Z 称为结构的功能函数，或称结构余力，代表在扣除了荷载效应后结构内部还具有的多余抗力。

由于 R 和 S 是随机变量，所以 Z 亦是一个随机变量，是前两个随机变量的函数。它的统计特征值可由 R 和 S 的统计特征值推导出来。

平均值

$$\mu_z = \mu_R - \mu_S$$

标准差

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

变异系数

$$\delta_z = \sigma_z / \mu_z$$

(1-5)

式中 μ_R, μ_S ——抗力及效应的平均值;

σ_R, σ_S ——抗力及效应的标准差。

图 1-7 列出 R, S, Z 的概率密度函数的图形。

$Z < 0$ 的部分, 即图中的阴影面积 (亦称尾部面积) 就是失效概率 P_f , 所以

$$P_f = \int_{-\infty}^0 Z(x) dx$$

结构的失效概率 P_f 与功能函数的平均值 μ_z 与距原点的距离有关, 记作 $\beta\sigma_z$ 。 β 值大则 P_f 小 (图 1-8a), β 值小则 P_f 大 (图 1-8b), 因此 β 值可以作为度量结构可靠度的指标, β 称为结构可靠指标。

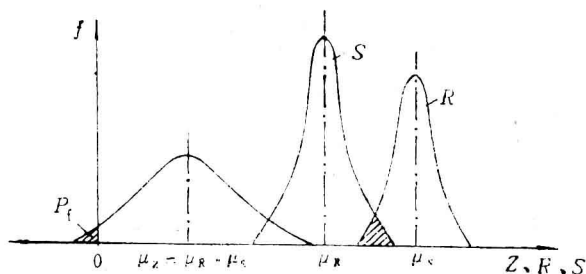


图 1-7 概率密度函数 R, S, Z 的图形

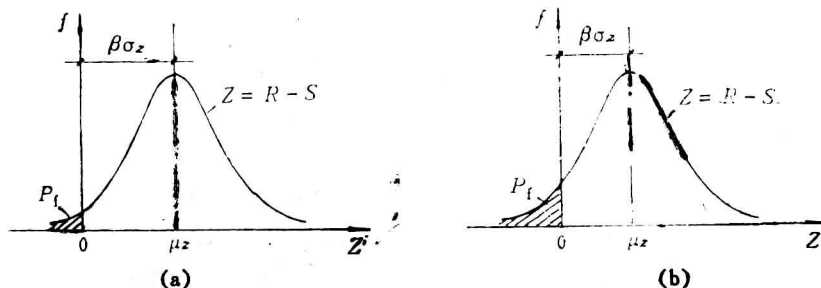


图 1-8 β 和 P_f 的关系图

可靠指标 β 和结构失效概率 P_f 之间有一定的对应关系, 如表 1-2 所示, 表中 β 值相差 0.5, P_f 平均大致差一个量级。

可靠指标 β 和对应的结构失效率 P_f

表 1-2

β	2.7	3.2	3.7	4.2
P_f	3.5×10^{-3}	6.9×10^{-4}	1.1×10^{-4}	1.3×10^{-5}

根据可靠指标的定义得

$$\mu_z = \beta\sigma_z$$

所以

$$\beta = \frac{\mu_z}{\sigma_z} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (1-6)$$

从上式可以看出, 如所设计的结构, 当 μ_R 和 μ_S 之差值愈大或者 σ_R 及 σ_S 值愈小时, 可靠指标 β 值就愈大, 也就是失效概率愈小, 结构愈可靠。反之则结构愈不可靠。

合理解决一个结构设计问题, 就是要使这个结构构件可能发生破坏的概率低于一个允许水平。也就是使失效概率 $P_f \leq [P_f]$, ($[P_f]$ 为允许失效概率)。当用可靠指标来表示时, 则为结构构件的可靠指标 β 不得小于允许的可靠指标 $[\beta]$ 。

$$\beta \geq [\beta]$$

或

$$\frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \geq [\beta] \quad (1-7)$$

在《建筑结构设计统一标准》中已对允许的目标可靠指标作了具体规定：对结构构件在破坏前有明显的变形或其它预兆的延性破坏，取 $[\beta] = 3.2$ ；对结构构件在破坏前无明显的变形和其它预兆的脆性破坏，取 $[\beta] = 3.7$ 。当有充分根据时， $[\beta]$ 值可以作不超过 ± 0.25 的调整。对承受偶然作用或有特殊要求时，可以调整容许的可靠指标。

按可靠指标的设计准则是直接运用概率论的原理，而在确定可靠指标时，我们将效应和抗力作为两个独立的随机变量，只考虑其平均值和标准差，而没有考虑两者的联合分布特点等因素，计算中又作了一些简化，所以这个准则只能称为近似概率准则。

按可靠指标的设计准则在基本概念上比较合理，可以给出结构可靠度的定量概念，计算过程比较复杂，而且需要掌握足够的实测数据，包括各种影响因素的统计特征值；这些特征值仅在比较简单的情况下才可以确定，但有很多影响因素由于其不定性尚不能统计，因而这个方法还不能普遍用于实际工程中。

1-3 概率极限状态设计准则的实用表达式

由于极限状态方程中所涉及的随机变量很多，除材料强度、几何尺寸和部分荷载有足够的实测数据进行统计分析外，其它因素的实测数据往往不足难于作统计分析，需要靠工程经验来解决，所以采用了以各基本变量标准值和分项系数来表达的实用设计式。

在极限状态设计准则中，通过验算两种极限状态，即承载力极限状态和正常使用极限状态，来保证结构的安全性和使用性。

承载力极限状态是指结构构件及其连接因超过材料强度而破坏，或因过度塑性变形而不适于继续承载；结构或其一部分作为刚体失去平衡而丧失稳定；结构转变为机动体系；结构构件发生疲劳破坏等现象。由于它关系到结构的部分或全部的破坏或倒塌，将导致生命伤亡和大量经济损失，所以这种极限状态出现的概率应该极低。

正常使用极限状态是指结构在正常使用下产生过度的变形；产生过早或过宽的裂缝；产生不应有的振动现象等。由于它影响正常使用，影响结构的耐久性或使人们感觉难于接受时。结构到达这种极限状态时，导致其生命伤亡的危险性或经济的损失往往均小于承载力极限状态，因此，可以允许有稍高的失效概率。

在极限状态设计中结构构件破坏概率的控制方法如图1-9所示，保证结构抗力 R^* 不低于荷载效应 S^* ，即

$$R^* \geq S^* \quad (1-8)$$

$$R^* = R_k / \gamma_R$$

$$S^* = \gamma_S S_k$$

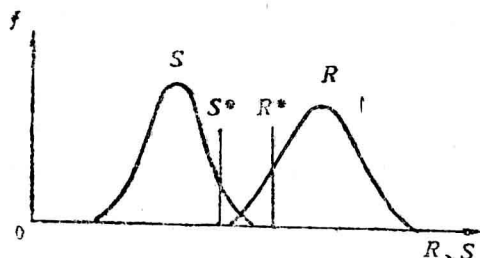


图1-9 R^*, S^* 关系图

式中 R_k 、 S_k ——结构抗力和荷载效应的标准值，

γ_R 、 γ_S ——抗力和效应的分项系数。

在极限状态设计方法中，荷载效应的不定性和结构抗力的离散性首先在确定标准值时加以考虑，然后在引入的分项系数中进一步反映。

荷载效应标准值 S_k 是在结构的使用年限内，在正常使用情况下可能出现的最大荷载效应值。它具有一定的保证率，也就是使得超过标准值 S_k 的概率不大于某一容许值。当有足够的实测资料时，荷载效应标准值由统计资料按统计分析加以确定，即

$$S_k = \mu_s + \alpha_s \sigma_s = \mu_s (1 + \alpha_s \delta_s) \quad (1-9)$$

式中 μ_s ——荷载效应的平均值，

σ_s ——荷载效应的标准差，

δ_s ——荷载效应的变异系数， $\delta_s = \frac{\sigma_s}{\mu_s}$ ，

α_s ——荷载效应标准值保证率系数。

结构抗力标准值 R_k 相当于结构构件在正常使用条件下可能出现的最小抗力值。它也具有一定的保证率，在实测值的总体中，小于抗力标准值的概率不大于某个容许值（一般概率为5%）。故：

$$R_k = \mu_R - \alpha_R \sigma_R = \mu_R (1 - \alpha_R \delta_R) \quad (1-10)$$

式中 μ_R ——结构抗力的平均值，

σ_R ——结构抗力的标准差，

δ_R ——结构抗力的变异系数， $\delta_R = \frac{\sigma_R}{\mu_R}$ ，

α_R ——抗力标准值取值保证率系数，对曲线为正态分布当保证率为5%时相应的 α_R 值为1.645。

在正常使用极限状态中就是使荷载效应的标准值 S_k 不大于结构抗力的标准值 R_k （图1-10）。这时的分项系数 $\gamma_R = 1$ ， $\gamma_S = 1$ 。它的表达式为

$$R_k \geq S_k \quad (1-11)$$

正常生产和使用情况下荷载效应和结构抗力的变异性由于采用了按统计方法确定的值，已得到一定程度的合理处理。而其它因素引起的变异，还要采用分项系数来加以考虑。如结构构件的材料强度和测定的试件材料强度之间的差异；施工中产生的局部缺陷等因素。

标准值和分项系数的组合即为设计值。

荷载效应的设计值为 $\gamma_S S_k$ ，其数值比荷载效应的标准值大，因而具有更大的保证率

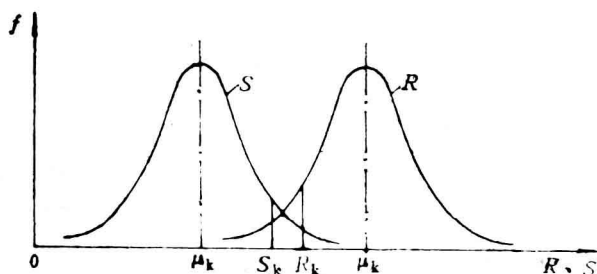


图1-10 正常使用极限状态的R-S关系图

(图1-11)。

结构抗力的设计值为 $\frac{R_k}{\gamma_R}$ ，其数值比结构抗力的标准值低，因而亦有更大的保证率。

承载力极限状态设计就是使荷载效应的设计值不大于结构抗力的设计值(图1-11)，它的表达式即为

$$\frac{R_k}{\gamma_R} \geq \gamma_s S_k \quad (1-11a)$$

分项系数的取值大小和目标可靠指标有关，因

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

移项合并得

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

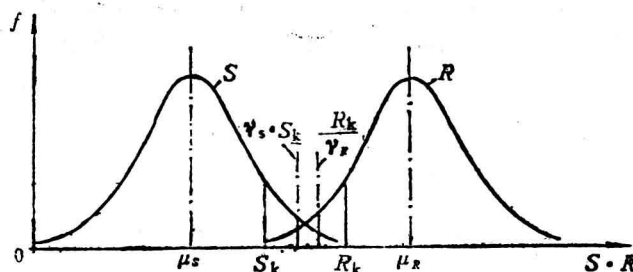


图1-11 承载力极限状态的R-S关系

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

将

$$\mu_R = \frac{R_k}{1 - \alpha_R \delta_R}, \quad \mu_S = \frac{S_k}{1 + \alpha_S \delta_S}$$

代入上式得

$$R_k \frac{1 - \frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \beta \delta_R}{1 - \alpha_R \delta_R} = S_k \frac{1 + \frac{\sigma_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \beta \delta_S}{1 + \alpha_S \delta_S} \quad (B)$$

又

$$\frac{R_k}{\gamma_R} = \gamma_s S_k \quad (1-11b)$$

则由(B)式及(1-11b)式相比较可得

$$\gamma_R = \frac{1 - \alpha_R \delta_R}{1 - \frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \beta \delta_R} \quad (1-12)$$

$$\gamma_s = \frac{1 + \frac{\sigma_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \beta \delta_S}{1 + \alpha_S \delta_S} \quad (1-13)$$

从上式可以看到分项系数的概率定义，它不仅和目标可靠指标有关，还和荷载效应与结构抗力的统计特性有关。

除了上述的荷载分项系数和抗力分项系数外，有时考虑到建筑物破坏后果（危及人的生命，造成经济损失，产生的社会影响）的严重性，根据建筑物的安全等级还可以采用第三个系数 γ_0 ，称结构构件的重要性系数，应用时将系数 γ_0 乘在 γ_s 上就可以了。

1-4 概率极限状态设计准则在钢筋混凝土 结构设计中的应用

钢筋混凝土构件是由混凝土和钢材两种材料组成的，所以抗力的设计值要包括下列抗力函数：

$$\frac{R_k}{\gamma_R} = f \left(\frac{f_{ck}}{\gamma_c}, \frac{f_{sk}}{\gamma_s}, a \right) \quad (1-14)$$

式中 f_{ck} 、 f_{sk} ——混凝土和钢筋的强度标准值；
 γ_c 、 γ_s ——混凝土和钢筋的材料分项系数；
 a ——构件截面几何尺寸。

钢筋混凝土构件承载力极限状态安全性的验算方法如图 1-12 所示。它是把材料强度标准值 f_k 除以相应的材料分项系数 γ_m 求得材料强度设计值 $\frac{f_k}{\gamma_m}$ ，再由设计值求出截面的承载力 R ，必须确保 R 大于截面设计内力 S 。设计内力则是根据荷载的标准值 S_k 乘以荷载分项系数 γ_s 后得出的荷载设计值 S ，再通过结构分析求得的。

材料强度标准值的取值原则是在材料强度实测值的总体中，强度标准值应具有不小于 95% 的保证率。

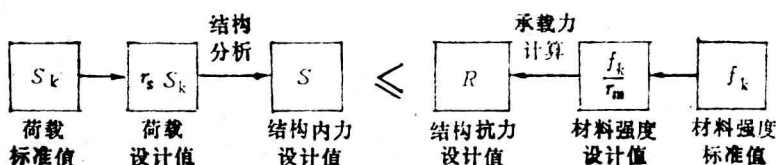


图1-12 承载力极限状态验算安全性的方法

图 1-13 和图 1-14 列出常用 II 级钢材和强度等级 C20 时混凝土的频率分布图。它们的频率分布是符合正态分布规律的。混凝土强度的离散程度比钢材大得多。材料强度标准值由下式决定：

$$R_k = \mu_R (1 - 1.645 \delta_R)$$

式中 μ_R ——材料强度的平均值；
 δ_R ——材料强度变异系数。

我国冶金部为了避免质量过低的钢筋出厂，规定了抽样检查的统一标准。在每 60 吨钢材或每钢炉材中抽取经表面检查及尺寸测量合格的两个试件，每个试件的屈服强度不小于某一称为废品限值的标准值。若这批被抽查的

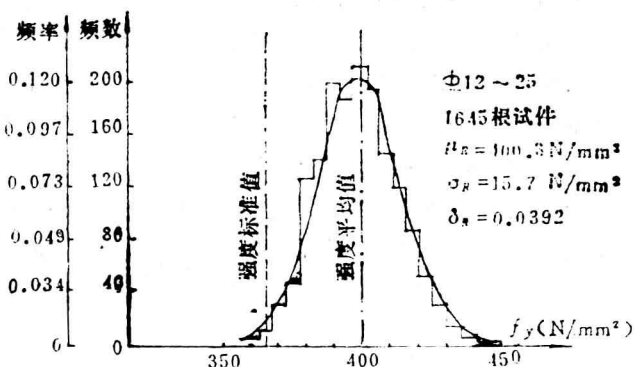


图1-13 钢筋屈服强度频率分布图

试件量测强度低于废品限值时即认为是废品，不能作合格品出厂。根据全国主要钢厂的统计各种级别热轧钢筋的 $(\mu_R - 2\sigma)$ 值一般大体接近于相应的部颁屈服强度废品值，即它的保证率为 97.73%。为了使钢筋的强度标准值与钢筋的检验标准统一起见，受拉热轧钢筋的强度标准值取等于部颁屈服强度废品限值。

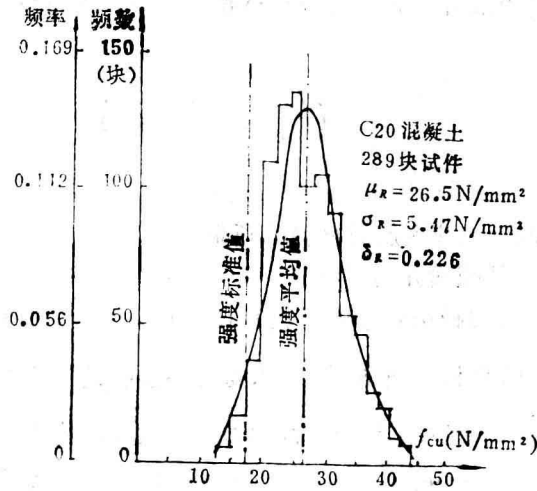


图1-14 C20混凝土强度频率分布图

由于钢筋混凝土构件是由两种不同材料组成的，在不同的受力情况下两种材料所起的作用是不同的。

在受拉、受弯和大偏压构件中，它们的受力情况比较简单，构件的破坏是由钢筋屈服引起的。由于钢筋有良好的延性，所以这种破坏有明显的预兆，因此它们的目标可靠指标采用 $\beta = 3.2$ 。只要选择合适的钢材分项系数 γ_s 代入承载力计算公式中就能求得相应的抗力的设计值。

钢筋的材料分项系数是通过轴向往拉构件作可靠度分析求得的，由于轴向往拉杆件由钢筋承受全部拉力，其承载力与混凝土无关。由实验得出轴向往拉构件的统计特性，再根据 $\beta = 3.2$ 的要求，按上节式 (1-12) 所述求 γ_R 的原则即能求得钢筋的材料分项系数。对热轧钢筋的材料分项系数为 $\gamma_s = 1.1$ 。

对轴压、小偏压构件，它们的受力情况主要是混凝土受单向压应力，构件的破坏是由混凝土压碎引起的。由混凝土引起构件破坏时其延性相对较差，所以它的目标可靠指标采用 $\beta = 3.7$ 。即它的允许的失效概率比钢筋屈服控制的受力情况要严得多。

混凝土的材料分项系数是通过轴向往压构件作可靠度分析求得的。轴压构件是由钢筋和混凝土两者共同承受压力，钢筋所能承受的抗力占总抗力的比值随配筋率的加大而增多，由于钢材的材料强度设计值先已求得，所以它所能承受的抗力设计值为已知。在这基础上采用目标可靠指标 $\beta = 3.7$ ，再按上述同样的方法就能求得混凝土的材料分项系数 $\gamma_c = 1.35$ 。

总之对于受拉、弯曲、轴压和大小偏压等受力情况，由于构件内的钢材和混凝土