



铁路桥梁可靠度设计

DESIGN ON RELIABILITY FOR RAILWAY BRIDGE

李铁夫 编著

中国铁道出版社

CHINA RAILWAY PUBLISHING HOUSE



铁路桥梁可靠度设计

THE DESIGN OF RAILWAY BRIDGES FOR RELIABILITY DESIGN

中国铁道出版社

中国铁道出版社

中国铁道出版社

铁路科技图书出版基金资助出版

铁路桥梁可靠度设计

李铁夫 编著

中国铁道出版社

2006年·北京

内 容 简 介

本书系统地论述了结构可靠度理论基础及其在铁路桥梁科研、设计上的应用。内容包括:结构的不确定性、结构可靠度理论基础、荷载及组合、极限状态设计法、钢结构、混凝土结构、支座及墩台、地基基础的可靠度设计理论及应用,并简述了结构系统可靠度及动力可靠度概念,以及工程结构质量保证、质量控制和维护及既有桥梁结构的可靠度评估。

本书可供桥梁科研、设计、施工等相关人员学习参考。

图书在版编目(CIP)数据

铁路桥梁可靠度设计/李铁夫编著. —北京:中国铁道出版社,2006.6

ISBN 7-113-06895-2

I. 铁… II. 李… III. 铁路桥—桥梁结构—结构可靠性—设计 IV. U448.133-33

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2006)第 004615 号

书 名:铁路桥梁可靠度设计

作 者:李铁夫 编著

出版发行:中国铁道出版社(100054,北京市宣武区右安门西街8号)

策划编辑:刘启山

责任编辑:李丽娟 刘红梅

印 刷:北京盛兰兄弟印刷装订有限公司

开 本:787×1092 1/16 印张:31 字数:778 千

版 本:2006 年 6 月第 1 版 2006 年 6 月第 1 次印刷

印 数:1~1 000 册

书 号:ISBN 7-113-06895-2/TU·825

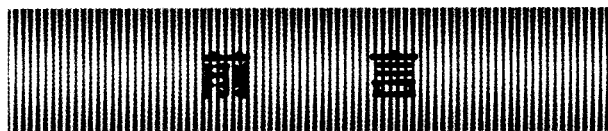
定 价:80.00 元

版权所有 侵权必究

凡购买铁道版的图书,如有缺页、倒页、脱页者,请与本社发行部调换。

编辑部电话:(010)51873135

发行部电话:(010)63545969



20 世纪 70 年代,工程结构可靠度理论(或结构安全性理论)进入了飞速发展
和应用阶段,结构设计理论从定值设计法(容许应力法)向概率极限状态设计法
(多系数极限状态设计法)过渡。

国际标准化组织(ISO)首先提出《结构可靠性设计总原则》;欧洲国际混凝土
委员会、欧洲结构协会等国际组织组成的结构安全度联合委员会(JCSS),编制了
《结构统一标准规范的国际体系》。我国国家标准《工程结构可靠度设计统一标
准》(GB 50153—92)、《铁路工程结构可靠度设计统一标准》(GB 50216—94)等相
继颁布,成为我国工程结构设计、施工、管理等规范编制共同遵循的原则和标准。

铁道部 1994 年版《铁路主要技术政策》第 44 条规定,“结构设计应逐步采用
可靠度理论”,2000 年版第 40 条修订为,“结构设计研究采用可靠度理论”,表明采
用结构可靠度理论已经成为铁道行业结构设计研究(首先是规范编制)的重要技
术政策和原则。

以结构可靠度理论为基础的新桥规科研和编制工作,从 1985 年 8 月铁道部
基建总局在吉林召开的“铁路工程结构可靠性科研工作会”开始,在铁路工程建
设“七五”科技发展规划中列入“结构可靠性理论的应用研究”科研课题 28 项,
1993 年 3 月由铁道部建设司、科技司主持完成了对 34 项科研课题的鉴定和验收
工作,1994 年 4 月开始新桥规的编制工作,经过铁路内外专家学者评审,于 2000
年 12 月完成《铁路桥涵设计规范》(荷载和抗力系数极限状态设计法)上册报批
稿。

在新的可靠度桥规颁布试行之前编写本书,介绍结构可靠度理论在铁道行业
的发展和展示科研成果,将会促进结构可靠度理论在铁道行业中的普及和应用,
也是对铁道部领导及各研编单位、科研编制人员对结构可靠度理论在铁道行业
中的发展所作出贡献的肯定和谢意,为促进结构可靠度理论在铁道结构研究、设计、
施工、制造和管理各领域的进一步广泛应用奠定基础。

对方秦汉院士、潘际炎研究员、史玉新设计大师的推荐和指导表示感谢。

李铁夫

2004 年 6 月 于天津



以结构可靠度理论为基础编制结构设计规范,已成为当今世界工程结构界的大趋势。铁道部 2000 年《铁路主要技术政策》第 40 条明确指出,“结构设计研究采用可靠度理论”,表明采用结构可靠度理论已成为铁道行业编制结构设计规范的重要原则。当前,国内建筑行业结构设计规范已完全采用新理论,并进入第二轮的修编阶段。国家标准《工程结构可靠度设计统一标准》、《铁路工程结构可靠度设计统一标准》等已经成为我国各行业结构设计规范编制工作的总原则;国际标准 ISO 2394:1998《结构可靠性总原则》为各国制定新标准提供了一个共同的基础。

《铁路桥梁可靠度设计》一书的出版,将全面阐述结构可靠度理论及其在铁路桥梁结构上的应用,介绍科研和规范编制的成果,以引起广大科研、设计、施工和运营管理科技人员的关注。在铁道行业中进一步推广应用可靠度理论,采用新理论编制的桥梁设计规范将会对桥梁结构的设计、施工、制造和质量控制等提出更高的要求。本书的出版将会起到承上启下的作用,我相信新理论、新技术、新材料、新结构将会在铁路桥梁建设中广泛应用,铁路桥梁建设的明天将更灿烂辉煌。

中国工程院院士

2004.10

目 录

1 结构工程中不定性的处理	1
1.1 引 言	1
1.2 不定性	3
1.3 结构可靠性原则及安全检验	8
2 结构可靠性理论基础	15
2.1 概率论基础	15
2.2 时间序列和随机过程	39
2.3 统计分析	47
2.4 计算模型	61
2.5 结构构件可靠度分析	68
2.6 荷载组合	86
2.7 极限状态	101
2.8 结构可靠度校准	104
附表 I 正态分布表	109
附表 II 正态分布的双侧分位数(u_α)表	111
3 荷 载	112
3.1 引 言	112
3.2 荷载分类	112
3.3 荷载概率模型及统计参数	115
4 钢 结 构	201
4.1 引 言	201
4.2 材 料	203
4.3 极限状态	222
4.4 结构分析	287
4.5 铁路钢桥可靠度校准	294

5 混凝土结构	300
5.1 引 言	300
5.2 材 料	301
5.3 极限状态	322
5.4 结构分析	378
5.5 混凝土结构可靠度校准	381
6 支 座	396
6.1 引 言	396
6.2 材 料	397
6.3 极限状态	403
6.4 结构分析	404
7 桥梁墩台、基础与地基	407
7.1 引 言	407
7.2 荷载及组合	407
7.3 桥梁墩台极限状态	409
7.4 墩台结构材料	421
7.5 铁路桥梁墩台可靠度校准	425
7.6 桥梁墩台地基、基础可靠度分析	429
7.7 桩基础可靠度分析	434
8 结构系统可靠度概念	438
8.1 引 言	438
8.2 失效模式的失效概率计算	438
8.3 系统综合失效概率计算	441
8.4 联合失效概率分枝——约界法计算	442
8.5 结构系统疲劳寿命可靠度	443
9 结构动力可靠度概念	446
9.1 引 言	446
9.2 结构动力失效机制及可靠度	447
9.3 结构风荷载作用动力可靠度	453
9.4 结构地震作用动力可靠度	457

10 工程结构质量保证、质量控制和维护	461
10.1 引 言.....	461
10.2 结构材料质量控制与可靠度.....	462
10.3 结构耐久性和维护原则.....	474
11 既有桥梁结构的可靠度评估	477
11.1 引 言.....	477
11.2 既有桥梁结构的时变性.....	478
11.3 既有桥梁结构的可靠性评估.....	479
参考文献.....	486



结构工程中不定性的处理

1.1 引言

人类在与自然界的生存斗争中不断积累成功和失败的经验,逐渐从感性到理性认识工程结构的建造规律。即使到了科学技术高度发达的今日,人们仍然在经验和理性交织中认知、改造、前进。例如人们对于风灾、地震等自然灾害的认知仍然在深化之中,因此在工程结构的研究设计中,确定性方法仍占主导地位,而实际结构的安全储备和破坏因素一般是不确知的。最初人们根据材料尺度和结构特征凭经验控制结构的安全性,直至 19 世纪中叶随着数据的积累,人们才开始尝试定量设计。1840 年,英国皇家委员会规定各种房屋的安全系数为 4,以考虑结构荷载和材料强度的不可认知性;而对铁路桥梁鉴于对其动荷载和材料强度具有更多的未知性,建议安全系数采用 6。采用较大的安全系数表示了人们对于自然规律的认识能力具有很高的不可认知性,并不代表结构的绝对安全性。目前桥梁结构安全系数虽然为 2,但其结构的安全性与 19 世纪时安全系数为 6 时可能是相当的。

现在人们普遍认识到应该以结构对于人类生命安全性所造成的风险作为结构安全和性能的度量,该风险可以用结构破坏概率测度,即在可接受的结构风险水平(破坏概率)上保证结构在设计使用期内能够满足预期的功能,以此为结构设计建造的目标,达到安全、经济的要求,并以此制定规范,把经验和理论统一在一致的安全水准上。

1.1.1 结构风险水平

工程技术人员试图用两种方法设计一个可以接受的结构风险水平(破坏概率)。一是根据现行法规或工程经验的校准方法去选择,这建立在以往工程安全度的良好判断之上,由于以往工程结构设计安全度的不一致,其变化幅度可在 10 的量级上,或是由于法规之间安全度水平的差异以及对现行法规规定的安全度是否合适的判断经验和数据不足,因此需要批判地研究现行法规的风险水平,这就是研究选择一个能为人们所接受的破坏概率,一种平均的概率水平(表 1-1)。

表 1-1 危险率的水平

危险率水平(每人每年)	可 接 受 性	控 制 措 施
10^{-3}	少见,对每个人都是不可接受的	立即行动起来减少灾难
10^{-4}	产生一种害怕的感觉	花钱控制造成危险的原因
10^{-5}	仍然需要考虑的危险	提出警告
10^{-6}	不是每个人都予以极大关注的	可能警惕,但听天由命

因此,在国际标准 ISO 2394:1998《结构可靠性总原则》中对人的安全性作出了规定:采取

综合的个人死亡偶然率 10^{-4} /年作为一个基准,则似乎可合理地采用 10^{-6} /年值。

从经济观点出发,需要解决结构安全措施成本和失效后果间的平衡,目标是使总的结构使用期总成本为最小,即

$$C_{\text{tot}}(P_f) = C_b(P_f) + C_m(P_f) + \sum P_f C_f \longrightarrow \min$$

式中 C_{tot} ——结构使用期总成本;

C_b ——结构成本;

C_m ——结构维护和拆除预期成本;

C_f ——结构失效损失;

P_f ——结构使用期失效概率。

求和式表示结构全部失效模式和荷载组合,因此问题成为以上式为目标函数和约束条件的约束优化问题。

1.1.2 结构规范

现行铁路桥涵设计规范采用定值设计的容许应力法:

$$S \leq \frac{R}{[K]} \quad \text{或} \quad S \leq [\sigma]$$

式中 S ——结构设计效应;

R ——结构极限抗力(或材料极限强度);

$[K]$ ——设计安全系数;

$[\sigma]$ ——结构容许应力。

这种单一安全系数往往造成只是材料强度安全系数的错觉,结构荷载(或效应)的安全系数应该分配多少是一个未知数,因此常常拿现行列车荷载(轴重)与设计列车荷载标准相比较,认为标准荷载储备不足。在荷载组合上往往将可同时出现的荷载(或效应)的最大值相叠加进行设计,在一些设计状况下设计可能太保守,而在另一些设计状况下可能安全度不足。

目前国际上通行的国际标准 ISO 2394:1998《结构可靠性总原则》为编制新规范提出总要求。要求各种结构和构件的设计、施工和维护要在设计使用寿命期内满足使用条件并且是经济的,即具有适当的可靠度。并根据结构的工作特性和重要性确定了设计使用寿命(表 1-2)。

表 1-2 设计使用寿命概念分类

类 别	概念设计使用寿命(年)	结 构 类 型
1	1~5	临时性结构,如施工设备、结构等
2	25	可替换的结构部分,如支座等
3	50	小型结构,如涵洞小跨桥梁等
4	100 或以上	结构复杂,修复困难的大跨度桥梁等

为保证结构在使用寿命期的耐久性,需要建立一整套的维护程序或在结构设计中考虑材料退化对结构耐久性的影响。

对于结构设计规范需根据对既有规范结构校准或确定的结构风险水准确定结构目标可靠指标 β_{nom} ,铁路桥梁结构根据校准和风险水准 $P_f = 10^{-6}$ /年,确定 $\beta_{\text{nom}} = 4.7$ 为二级结构的目标可靠度,表 1-3 给出不同结构等级和极限状态 β_{nom} 的建议值。

表 1-3 铁路桥梁目标可靠指标 β_{nom} 建议值

极限状态及破坏类型		结构安全等级		
		一	二	三
正常使用极限状态		1.5~3.1		
疲劳极限状态		2.3~3.5		
最终(承载能力)极限状态	延性破坏(具有明显变形或其他预兆的破坏)	5.2	4.7	4.2
	脆性破坏(无明显变形或其他预兆的破坏)	5.5	5.2	4.7

结构目标可靠度水准是以对既有规范结构校准为依据的,其相应于规定的一组结构和抗力、荷载概率统计模型,因此应该认识到 β 值和相应的失效概率都是形式上的和概念上的数字,是作为规范研究和编制的一种发展协调一致的设计规则,因此校准中应该以一组最接近目标可靠指标 β_{nom} 的结构或构件为标准制定相应的结构分项系数。分项系数表达方式是国际上通行的一种实用表达方式,其分项安全度明确,易于为广大工程技术人员所应用,其实质上是一种基于概率的多系数极限状态设计法,结构分项系数表达模式为:

$$g(\gamma_f F_k, \frac{f_k}{\gamma_m}, a_k, C, \gamma_0, \gamma_d) \geq 0$$

式中 γ_f, F_k ——荷载分项系数、标准值;

γ_m, f_k ——材料分项系数、标准值;

a_k ——结构尺寸标准值;

C ——结构极限约束值;

γ_0 ——结构重要性系数;

γ_d ——结构计算模型综合分项系数。

1.2 不定性

1.2.1 概述

结构可靠性分析是研究结构工程设计、施工及维护中的不定性的合理处理和决策,不定性随着社会、科学技术的发展进步在不断减小,工程建设经验的积累使人们对不定性的认识更加深入,这种认识纳入设计规范便成为公共知识的基础,使得结构工程设计更为经济合理,但同时也提高了不定性在结构工程中的重要性,因而工程结构可靠性理论的研究应用必然成为当今工程结构建设的国际趋势。

工程结构不定性被认证为三类:

——固有的随机变异性 and 不定性;

——由于知识不足引起的不定性;

——统计的不定性。

(1)固有的随机变异性 and 不定性

这种不定性可以分为可能受到人类活动影响的各种不定性和不可能受到人类活动影响的不定性两类。第一类例如钢材或混凝土强度值、结构尺寸大小的不定性,这些不定性可采用较先进的生产和质量控制方法使其降低,但这种降低有时是以经济成本为代价的,因而有时不定性的水

准需考虑经济效益选定。第二类例如风载、地震作用及土壤强度参数等,因而对于第二类不定性的认知程度便成为结构风险的重要因素,需要人们积累大量的数据资料去降低其不定性。

(2) 由于知识不足引起的不定性

第一类例如荷载效应模型或抗力模型的不定性、量测误差等,可通过人们的经验积累和计算手段方法、试验工具的不断优化而予以降低。第二类例如对交通荷载的发展预测及其他自然因素的认识,通过研究分析活动来降低其不定性的可能性是有限的,这也需要人们不断累积经验和数据予以优化。

(3) 统计的不定性

统计的不定性是与结构试验或观察数据的统计评估相结合的,其不定性源于:

- 对不同统计总体缺乏认证和区分;
- 有限的试验成果,使统计参数的估计产生各种不定性;
- 对观察的因素忽略了其系统的变异性;
- 统计资料过大的外推值;
- 忽略了可能的相关性;
- 描述各种不定性所采用的统计分布是局部的或非全部的统计特性。

各种统计不定性可以通过增加试验、观察和引用相关一致性数据予以降低。

1.2.2 不定性的系统估计和分析

结构抗力 R 和荷载效应 S 是各种随机变量的函数(例如抗力是材料强度、构件尺寸等的函数):

$$R = r(x_1, x_2, \dots, x_n)$$

$$S = s(y_1, y_2, \dots, y_m)$$

抗力和荷载效应的不定性可以用设计变量的基本变异性(变异系数 $\delta_{x_i}, \delta_{y_j}$)及估算和统计资料的误差所引起的不定性 Δ_{x_i} 和 Δ_{y_j} 估计。

独立随机变量 X_i 和 Y_j 可表示为:

$$X_i = N_{x_i} \hat{X}_i$$

$$Y_j = N_{y_j} \hat{Y}_j$$

式中 N_{x_i} 和 N_{y_j} ——考虑不定性引进的修正系数,具有均值 1.0 和变异 Δ_{x_i} 和 Δ_{y_j} ;

$\hat{X}_i, \hat{Y}_j$ ——具有平均值 $\bar{X}_i, \bar{Y}_j$ 和变异系数 $(\delta_{x_i}, \delta_{y_j})$ 的变量,可从资料估算。

X_i 和 Y_j 的总不定性为:

$$\Omega_{x_i} = \sqrt{\delta_{x_i}^2 + \Delta_{x_i}^2}$$

$$\Omega_{y_j} = \sqrt{\delta_{y_j}^2 + \Delta_{y_j}^2}$$

抗力和荷载效应函数 r 和 s 可表示为:

$$r = N_r \hat{r}(x_1, x_2, \dots, x_n)$$

$$s = N_s \hat{s}(y_1, y_2, \dots, y_m)$$

$\hat{r}$ 和 $\hat{s}$ 的任何误差由 N_r 和 N_s 补偿,则相应之变异可由 δ_r 和 δ_s 度量,误差估计不定性由 Δ_r 和

Δ_s 表示, 则抗力和荷载效应 r 和 s 的总不定性为:

$$\Omega_r = \sqrt{\delta_r^2 + \Delta_r^2}$$

$$\Omega_s = \sqrt{\delta_s^2 + \Delta_s^2}$$

抗力可用其均值 u_R 和变异系数 Ω_R 表示(一般表达式):

$$u_R \approx \bar{R} \approx \bar{r}(\bar{x}_1, \bar{x}_2, \dots, \bar{x}_n)$$

$$\Omega_R^2 = \Omega_r^2 = \frac{1}{\bar{R}^2} \left[\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial r}{\partial x_i} \right)^2 \sigma_{x_i}^2 + \sum_{i \neq j}^n \sum_{j=1}^n \left(\frac{\partial r}{\partial x_i} \cdot \frac{\partial r}{\partial x_j} \right) \rho_{ij} \cdot \sigma_{x_i} \cdot \sigma_{x_j} \right]$$

对于不相关变量($\rho_{ij}=0$)上式可简化为:

$$\Omega_R^2 = \Omega_r^2 = \frac{1}{\bar{R}^2} \left[\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial r}{\partial x_i} \right)^2 \sigma_{x_i}^2 \right] = \frac{\sigma_r^2}{\bar{R}^2}$$

式中 $\bar{x}_1, \bar{x}_2, \dots, \bar{x}_n$ ——随机变量 $x_1, x_2, \dots, x_n$ 的均值;

σ_r ——抗力函数标准差;

σ_{x_i} ——变量 x_i 的标准差($\sigma_{x_i} = \Omega_{x_i} \cdot \bar{x}_i$)。

同样荷载效应均值 u_s 及变异系数 Ω_s 可用类似方程表示。

下面以钢筋混凝土梁的弯曲和剪切分析作为算例。

配有受拉钢筋的钢筋混凝土梁受拉破坏的平均抗力方程为:

$$\bar{M}_T = \bar{A}_s \bar{f}_y \bar{d} \left[1 - \bar{\eta} \frac{\bar{A}_s \bar{f}_y}{b \bar{d} \bar{f}_c} \right]$$

式中, $\bar{\eta}$ 为混凝土应力图形参数平均值。计算 M_T 的总不定性变异系数为:

$$\Omega_{M_T}^2 = \left(\frac{1-2\bar{\eta}g}{1-\bar{\eta}g} \right)^2 (\Omega_{f_y}^2 + \Omega_{A_s}^2) + \left(\frac{\bar{\eta}g}{1-\bar{\eta}g} \right)^2 (\Omega_{f_c}^2 + \Omega_b^2 + \Omega_d^2) + \left(\frac{1}{1-\bar{\eta}g} \right)^2 \Omega_d^2 \quad (a)$$

式中, $g = \frac{\bar{A}_s \bar{f}_y}{b \bar{d} \bar{f}_c} = \bar{\rho} \frac{\bar{f}_y}{\bar{f}_c}$, $\bar{\rho}$ 为平均配筋率。

每个变量的总不定性变异系数 Ω_{x_i} 可用基本变异系数 δ_{x_i} 和预估误差变异系数 Δ_{x_i} 计算, 见表 1-4。

表 1-4 设计参数不定性计算

参 数	预估平均值	基本变异 δ_{x_i}	预估误差变异 Δ_{x_i}	总不定性 Ω_{x_i}
f_y (标准值 275 MN/m ²)	328 MN/m ²	0.09	0.12	0.15
f_c (标准值 20 MN/m ²)	24 MN/m ²	0.12	0.18	0.21
A_s		0.02	0.03	0.036
b, h		0.04	0.02	0.045
d		0.07	0.05	0.086
受压区应力分布系数 β_1, β_3	$0.72 f_c$	0.12	0.05	0.13
η	0.59	0.05	0.00	0.05
混凝土限制应变 ϵ_{cu}	0.004	0.12	0.10	0.156

各变量变异对总不定性影响的敏感度可从式(a)中分析得出。对于低配筋率的截面, M_T 的不定性主要受 f_y 、 A_s 和 d 不定性的影响, 而 f_c 、 b 和 η 为次要的, 因此反映在对前三项的不

良施工质量将显著增加梁抗弯强度的变异,在梁的结构可靠度分析中可利用 f_y/f_c 的关系式把混凝土的 f_c 隐含在变量 f_y 之中以简化计算。

配有竖向箍筋的钢筋混凝土梁的抗剪力按桁架模拟方程给出:

$$V = V_c b d + \frac{d}{s} A_v f_y$$

上式中 b 、 d 、 s 、 A_v 及 f_y 的不定性与表 1-4 相同,表 1-5 中给出荷载效应的不定性。

表 1-5 荷载效应的不定性

荷 载	预估平均值(N/m ²)	基本变异(δ_s)	预估中的误差 Δ_s	总不定性 Ω_s
恒 载	4 790	0.06	0.12	0.13
活 载	2 155	0.29	0.24	0.37

恒载和活载产生的综合荷载效应总不定性为:

$$\Omega_s = \frac{1}{1 - \frac{\bar{D}}{\bar{L}}} \left[\Omega_L^2 + \left(\frac{\bar{D}}{\bar{L}} \right)^2 \Omega_D^2 \right]^{1/2}$$

等效剪应力 V_c 可表示为:

$$V_c = \phi_1 V'_c + \epsilon_1 \leq f'_c (\text{限值})$$

式中 ϕ_1 ——偏倚系数,均值 $\bar{\phi}_1 = 1.8$;

V'_c ——剪应力标准值;均值 $\bar{V}'_c$, 方差 σ_{vc}^2 ;

ϵ_1 ——零均值误差项,方差 $\sigma_{\epsilon_1}^2 = 0.095 \bar{f}_c$ 。

平均等效剪应力为:

$$\bar{V}_c = \bar{\phi}_1 \bar{V}'_c \leq \bar{f}_c$$

方差为:

$$\sigma_{vc}^2 = \bar{\phi}_1^2 \sigma_{vc}^2 + \sigma_{\epsilon_1}^2$$

预估误差为:

$$\Delta_{vc}^2 = \Delta_{\phi_1}^2 + \Delta_{V'_c}^2$$

V_c 总不定性为:

$$\Omega_{vc}^2 = \frac{\sigma_{vc}^2}{\bar{V}_c^2} + \Delta_{vc}^2$$

对于总抗剪强度 V_T 也可与 V_c 同样处理。

$$V_T = \phi_2 V + \epsilon_2$$

V_T 均值为:

$$\bar{V}_T = \bar{\phi}_2 \bar{V} = \bar{\phi}_2 \cdot \bar{V}_c \bar{b} \bar{d} \left(1 + \frac{1}{r_s} \right)$$

式中 r_s 为剪力设计参数,其值为 $r_s = \frac{V_{\text{混凝土}}}{V_{\text{钢筋}}} = \frac{\bar{V}_c \bar{b} \bar{d}}{\bar{d}/s \cdot \bar{A}_v \bar{f}_y}$ 。

V_T 基本变异为:

$$\delta_{VT}^2 = \delta_V^2 + \frac{\sigma_{\epsilon_2}^2}{(\bar{\phi}_2 \bar{V})^2}$$

V_T 估计误差为:

$$\Delta_{VT}^2 = \Delta_{\phi_2}^2 + \Delta_V^2$$

V_T 总不定性为:

$$\Omega_{VT}^2 = \delta_{VT}^2 + \Delta_{VT}^2$$

抗剪强度不定性随 r_s 的增加而增大,抗剪强度中变异比弯曲强度大,因此在梁结构中抗剪的可靠度较弯曲大一级,以考虑其破坏的脆性特征,混凝土质量控制对剪力不定性影响不明显,而所配箍筋数量对抗剪的安全性是敏感的,与梁弯曲可靠度计算同样可以 f_y/f_c 的形式,只考虑 f_y 作为独立变量,而将 f_c 隐含其中。

1.2.3 结构失效原因统计分析

通过对结构损坏原因的统计分析,可以使我们能够了解最经常出现的损坏原因并采取相应的质量保证措施,以对结构安全体系中的薄弱环节予以补救和排除,尽量把结构最小承载能力与在其使用期中出现的最大荷载效应比值的离散度,控制在较窄的范围,得到更经济和安全的结构体系。表 1-6 给出结构损坏原因和出现相对频率的统计。

表 1-6 结构损坏原因的相对频率

损 坏 原 因		相 对 频 率 (%)	
主 要 的	1. 荷载效应过大	53	100
	2. 承载能力过小	47	
次 要 的	1. 设计缺陷	57	100
	2. 施工缺陷	37	
	3. 使用缺陷	4	
	4. 外来损害	2	
	5. 拆除缺陷	0	

所得出的最经常出现的主要损坏原因包括:一方面是荷载效应过大,即由于温度、混凝土收缩徐变,或由于不起作用的支承或变形缝使变形受阻;另一方面是由于混凝土强度过低、配筋过少及钢筋位置错误而造成的承载能力过小。次要原因中设计缺陷占主导,主要为细部设计不足,忽视了自应力、次应力或变形缝设置不当,对材料性能的错误估计及遗漏某些荷载组合情况等,因此不能把次要原因认为是第二位的原因。以设计缺陷为例:

——不好的或有缺陷的设计

- (1)有缺陷的总体设计;
- (2)有缺陷的局部设计;
- (3)未经结构鉴定的设计;
- (4)把建筑要求放在结构要求之上;
- (5)使用条件限制了其他方案。

——不适当的体系

- (1)机动体系;
- (2)体系过柔;
- (3)体系过刚。

——错误的计算假定

- (1)错误的边界条件;
- (2)错误的截面尺寸;
- (3)对受力作用的错误估计。

以上的任何缺陷均可能导致结构或构件的损伤和失效。从采取减少缺陷的适当措施及划分安全措施考虑,对缺陷有以下分类:

(1)偶然缺陷——偶然的、单独的或以较多次数出现的荷载或承载力的不利极值,这些极值一般符合作为计算依据的条件,如材料检验条件、结构验收条件及使用条件。由于单独一项偶然缺陷达到一定量级或多个偶然小缺陷的集合可能构成结构损伤,偶然缺陷的数目及失效

概率 P_{f_1} 的大小可以通过所要求条件予以控制。

(2) 系统缺陷——小的以正常误差形式持续不断出现的缺陷, 这些缺陷的不利作用相互叠加容易导致结构损伤。系统缺陷的大小一般都能予以限制并在计算中考虑, 其失效概率 P_{f_2} 比 P_{f_1} 小很多。

(3) 由失误造成的缺陷——大多是个别的缺陷, 由于工作人员能力不及而造成的, 并在达到一定量值后导致结构损坏。其原因是多方面的, 例如复杂性的工程、新技术, 工作人员所受教育不足及对质量重视不够, 工期紧、人力不足等等, 这种缺陷造成的失效概率 P_{f_3} 可通过附加检查予以降低。

(4) 由疏忽(大意)造成的缺陷——由于工作人员工作疏忽或重大疏忽造成的缺陷已成为结构损坏的直接原因, 这种缺陷造成的结构失效概率 P_{f_4} 可看作是在短期内无法纠正的。

(5) 不可避免的缺陷——出现新的、不为人所知的和无法预见的情况造成的缺陷, 但这种缺陷所占比重及其造成的失效概率 P_{f_5} 一般是较小的。

一个结构的总失效概率 P_f 是由分失效概率 P_{f_i} 之和及同时出现的组合失效概率 $\Delta P_{f_{ij}}$ 、 $\Delta P_{f_{ijk}}$... 共同组成的, 组合失效概率 $\Delta P_{f_{ij}}$... 是若干项缺陷同时出现方能导致失效的概率与每一项均能导致失效的几项缺陷同时出现的概率之间的差值, 例 $\Delta P_{f_{ij}} = \bar{P}_{f_{ij}} - P_{f_{ij}}$, 当只考虑两类缺陷组合时, 总失效概率 P_f 为:

$$P_f = \sum_{i=1}^5 [P_{f_i} + \sum_{j=i+1}^5 \Delta P_{f_{ij}}]$$

若要降低总失效, 必须减小主要的分失效概率。事实说明, 大部分结构损坏都是由失误缺陷造成的, 因此通过联系实际的教育、经常性的培训, 提高工作人员的责任感以及要求达到规定的检验次数, 可使由于人为失误缺陷造成的结构损坏降低到规定的可接受的程度。

1.3 结构可靠性原则及安全检验

对承受已知或可预见类型荷载的结构可靠性关系到结构在其整个设计工作寿命期内的工作性能, 包括施工中各连续阶段及寿命期的使用、维护和修理。

1.3.1 结构可靠度

国际标准 ISO 2394:1998《结构可靠性总原则》中把结构可靠性定义为: 结构或结构元件满足设计工作寿命期内各种规定要求的能力。

从狭义上讲, 结构可靠度是在规定的基准期内, 结构满足各种规定的极限状态的概率。

结构寿命期是规划、制造和使用过程的总时段, 寿命期始于各种要求的确定(规划)和终于毁坏, 实用上也可指结构建造期始到结构失效(强度、变形、耐久性等降低到不能承受荷载作用)的总时段, 例如对于桥梁或其他重要结构设计工作寿命为 100 年或以上。

基准期是结构可靠度计算分析时选定的评定荷载、材料性能等特征的基准时间。根据结构的重要性, 基准期可以短于、等于、长于结构寿命期。在结构可靠性分析中, 对于结构荷载要研究其在基准期内极值的概率分布。

设有一组相互独立服从同一原始分布 $F(x)$ 的随机变量 $X_1, X_2, \dots, X_N$, 其最大值