

# 目 录

|                  |    |
|------------------|----|
| 第一章 结构工程中不定性的处理  | 1  |
| 1.1 引言           | 1  |
| 1.1.1 公认的风险水准    | 2  |
| 1.1.2 结构规范       | 3  |
| 1.2 不定性          | 4  |
| 1.2.1 概述         | 4  |
| 1.2.2 基本变量       | 7  |
| 1.2.3 不定性的类型     | 8  |
| 1.3 结构可靠性分析和安全检验 | 10 |
| 1.3.1 结构可靠度      | 10 |
| 1.3.2 安全检验的方法    | 12 |
| 第二章 概率论基础        | 15 |
| 2.1 引言           | 15 |
| 2.2 样本空间         | 15 |
| 2.3 概率论的公理和定理    | 17 |
| 2.4 随机变量         | 22 |
| 2.5 矩            | 26 |
| 2.6 单元分布         | 29 |
| 2.7 随机向量         | 32 |
| 2.8 条件分布         | 35 |
| 2.9 随机变量的函数      | 36 |
| 2.10 多元分布        | 39 |
| 第三章 荷载与抗力变量的概率模型 | 40 |
| 3.1 引言           | 40 |
| 3.2 极值的统计理论      | 41 |

|       |                                           |    |
|-------|-------------------------------------------|----|
| 3.2.1 | $n$ 个独立同分布的随机变量 $X_i$ 的第 $r$ 个最小值的分布函数的推导 | 41 |
| 3.2.2 | 正态极值                                      | 43 |
| 3.3   | 渐近极值分布                                    | 44 |
| 3.3.1 | 极值 I 型分布 (Gumbel 分布)                      | 44 |
| 3.3.2 | 极值 II 型分布                                 | 46 |
| 3.3.3 | 极值 III 型分布                                | 47 |
| 3.4   | 抗力变量的模拟——模型选择                             | 48 |
| 3.4.1 | 综述                                        | 48 |
| 3.4.2 | 抗力变量分布的选择                                 | 58 |
| 3.5   | 荷载变量的模拟——模型选择                             | 60 |
| 3.5.1 | 综述                                        | 60 |
| 3.5.2 | 荷载和其它作用的分布的选择                             | 62 |
| 3.6   | 分布参数的估计                                   | 66 |
| 3.6.1 | 参数估计的方法                                   | 67 |
| 3.6.2 | 模型检验                                      | 72 |
| 3.7   | 统计不定性的内容                                  | 72 |
| 第四章   | 结构可靠性理论的基本原理                              | 74 |
| 4.1   | 引言                                        | 74 |
| 4.2   | 古典可靠性理论的原理                                | 74 |
| 4.3   | 结构可靠性分析                                   | 78 |
| 4.3.1 | 概述                                        | 78 |
| 4.3.2 | 基本情况                                      | 80 |
| 4.3.3 | 把实际问题简化为基本情况                              | 84 |
| 4.3.4 | 单个随时间变化的荷载的处理                             | 86 |
| 4.3.5 | 一般情况                                      | 86 |
| 4.3.6 | Monte-Carlo 法                             | 88 |
| 第五章   | 水准 2 方法                                   | 90 |
| 5.1   | 引言                                        | 90 |
| 5.2   | 基本变量和失效面                                  | 91 |
| 5.3   | 线性失效函数和正态基本变量的可靠指标                        | 93 |

|      |                                    |     |
|------|------------------------------------|-----|
| 5.4  | Hasofer 和 Lind 的可靠指标 .....         | 98  |
| 第六章  | 水准 2 方法的推广 .....                   | 105 |
| 6.1  | 引言 .....                           | 105 |
| 6.2  | 相关的概念 .....                        | 105 |
| 6.3  | 相关的基本变量 .....                      | 112 |
| 6.4  | 非正态基本变量 .....                      | 119 |
| 第七章  | 结构体系的可靠度 .....                     | 124 |
| 7.1  | 引言 .....                           | 124 |
| 7.2  | 完全脆性和完全延性的构件 .....                 | 125 |
| 7.3  | 基本体系 .....                         | 126 |
| 7.4  | 等相关构件的体系 .....                     | 134 |
| 第八章  | 结构体系的可靠度界限 .....                   | 142 |
| 8.1  | 引言 .....                           | 142 |
| 8.2  | 简单界限 .....                         | 143 |
| 8.3  | Ditlevsen 界限 .....                 | 147 |
| 8.4  | 不等相关构件的并联体系 .....                  | 148 |
| 8.5  | 不等相关构件的串联体系 .....                  | 150 |
| 第九章  | 随机过程论及其应用初步 .....                  | 159 |
| 9.1  | 引言 .....                           | 159 |
| 9.2  | 随机过程 .....                         | 159 |
| 9.3  | 高斯过程 .....                         | 163 |
| 9.4  | 阈交问题 .....                         | 165 |
| 9.5  | 峰值分布 .....                         | 171 |
| 第十章  | 荷载组合 .....                         | 176 |
| 10.1 | 引言 .....                           | 176 |
| 10.2 | 荷载组合问题 .....                       | 178 |
| 10.3 | Ferry Borges-Castanheta 荷载模型 ..... | 182 |
| 10.4 | 组合规则 .....                         | 184 |
| 第十一章 | 在结构规范中的应用 .....                    | 194 |
| 11.1 | 引言 .....                           | 194 |

|                             |     |
|-----------------------------|-----|
| 11.2 结构的安全度和水准1的规范 .....    | 195 |
| 11.3 对水准1规范建议的安全度模式 .....   | 198 |
| 11.3.1 极限状态函数和校核方程 .....    | 199 |
| 11.3.2 基本变量的特征值 .....       | 201 |
| 11.3.3 几何变量的处理 .....        | 202 |
| 11.3.4 材料性能的处理 .....        | 204 |
| 11.3.5 荷载和其它作用的处理 .....     | 205 |
| 11.4 分项系数的计算方法 .....        | 208 |
| 11.4.1 分项系数与水准2设计点的关系 ..... | 208 |
| 11.4.2 估算分项系数的近似直接方法 .....  | 211 |
| 11.4.3 计算分项系数的通用方法 .....    | 214 |
| 11.5 概率规范校准的实例 .....        | 218 |
| 11.5.1 校准的目标 .....          | 218 |
| 11.5.2 校准计算结果 .....         | 218 |
| 第十二章 在固定式离岸结构中的应用 .....     | 223 |
| 12.1 引言 .....               | 223 |
| 12.2 导管架结构可靠性分析的响应模式 .....  | 224 |
| 12.2.1 海况模型 .....           | 228 |
| 12.2.2 波浪模型 .....           | 238 |
| 12.2.3 荷载模型 .....           | 242 |
| 12.2.4 自振频率模型 .....         | 244 |
| 12.2.5 结构响应的计算 .....        | 244 |
| 12.2.6 峰值响应的计算 .....        | 246 |
| 12.2.7 其它模型 .....           | 248 |
| 12.3 重要荷载变量的概率分布 .....      | 249 |
| 12.3.1 风速 .....             | 249 |
| 12.3.2 Morison 系数 .....     | 252 |
| 12.4 可靠性分析方法 .....          | 254 |
| 12.4.1 概述 .....             | 254 |
| 12.4.2 水准2方法 .....          | 255 |
| 12.5 导管架结构研究的某些成果 .....     | 260 |

|                                      |     |
|--------------------------------------|-----|
| 第十三章 可靠性理论和质量保证 .....                | 265 |
| 13.1 引言 .....                        | 265 |
| 13.2 总体误差 .....                      | 265 |
| 13.2.1 概述 .....                      | 265 |
| 13.2.2 总体误差的分类 .....                 | 267 |
| 13.3 可靠性理论和质量保证的相互关系 .....           | 270 |
| 13.3.1 概述 .....                      | 270 |
| 13.3.2 总体误差对分项系数选择的影响 .....          | 272 |
| 13.4 质量保证 .....                      | 275 |
| 附录 A 随机数发生器 .....                    | 276 |
| A.1 概述 .....                         | 276 |
| A.2 均匀随机数发生器 .....                   | 276 |
| A.3 乘同余法 .....                       | 277 |
| A.4 具有指定的概率分布函数 $F_x$ 的随机子样的产生 ..... | 278 |
| A.5 特殊情形: 具有正态和对数正态分布的随机子样的产生 .....  | 279 |
| 附录 B 波浪力的谱分析 .....                   | 281 |
| B.1 引言 .....                         | 281 |
| B.2 运动的一般方程 .....                    | 281 |
| B.3 模态分析 .....                       | 283 |
| B.4 解法策略 .....                       | 283 |
| B.5 群桩 .....                         | 287 |
| B.6 计算程序 .....                       | 287 |
| 参考文献 .....                           | 288 |

# 第一章 结构工程中不定性的处理

## 1.1 引言

直到最近, 依然存在着确定性的思想支配结构工程的倾向; 其特征是在设计计算中利用规定的最低的材料性能、规定的荷载强度和特定的步骤来计算应力和挠度。由于结构工程设计已编辑成规范, 而且缺乏结构实际性能的反馈, 这无疑在很大程度上加强了这种确定性方法。例如, 实际的应力难于知道; 挠度很难观测或监视, 而且由于多数结构不会毁坏, 实际的强度储备一般是不知道的。反之, 在水力学系统领域中, 例如管路网络、堤坝和溢洪道等的实际性能大多数是知道的, 因为它们在使用中的性能比较容易观测或确定。

由于缺乏有关结构的实际性能的资料, 加之使用安全系数比较高的规范, 从而使得一些工程师及某些公众仍然坚持认为绝对安全是可以达到的。绝对安全当然是不可能得到的; 这样的目标也不合需要, 因为绝对安全只有调用无限多的资源才能达到。

但是, 现在普遍认为, 必须容许不能接受的结构性能所造成的某种风险。因此, 结构设计的主要目标是, 在可接受的概率水平上保证每一结构在规定的设计使用期间内能够满足预期的用途。可是, 大多数结构应具有多种性能, 这些性能通常由一组耐用性和主要的极限状态来表示, 它们多数不是彼此独立的; 因此这个问题比仅仅是单一可能性的情形要复杂得多。

### 1.1.1 公认的风险水准

为了评价作为死亡原因之一的结构失效的相对重要性，我们将英国对一些死亡原因的统计比较列在表 1.1 中。这些数字表明，至少对于典型的西欧国家，结构失效对生命的风险是可以忽略的。根据三年期间的报告，每年直接由结构失效引起的平均死亡数为 14，建造期间失效和建成后失效所造成的死亡差不多各占一半。另外一些失效没有造成伤亡；这些失效的数据更难于收集，因为在许多国家不需要报告这些数据。

为了比较表 1.1 中给出的相对风险，对各种活动应该考虑在典型的经历时间内的差别。例如，虽然空中旅行每小时

表 1.1 死亡风险比较 [英国 1970~1973 年的平均数，根据中央统计局 1974 年摘要]

| 活动/原因           | 每小时每亿人的死亡数 |
|-----------------|------------|
| 登山活动(国际的)       | 2700       |
| 航空旅行(国际的)       | 120        |
| 深水捕捞            | 59         |
| 汽车旅行            | 56         |
| 采煤业             | 21         |
| 建筑工地            | 7.7        |
| 制造业             | 2.0        |
| 家中意外事故(全部)      | 2.1        |
| 家中意外事故(健康的人)    | 0.7        |
| 家庭火灾            | 0.1        |
| 结构失效            | 0.002      |
| 自然原因(平均数, 所有年龄) | 129        |
| 30 岁男性(全部原因)    | 15         |
| 30 岁女性(全部原因)    | 13         |
| 50 岁男性(全部原因)    | 84         |
| 50 岁女性(全部原因)    | 51         |

都具有高风险,但是一个有代表性的旅客每年可能只坐  $10 \sim 100$  小时飞机,因而死亡的风险为每年  $10^{-5}$  到  $10^{-4}$  (即十万分之一到万分之一)。反之,大多数的人一生中至少有 70% 的时间呆在室内,并因此承受着结构失效的后果;但是每人平均每年的风险只有  $10^{-7}$ 。比较这种风险的唯一合理的根据是与一个不可避免的最小风险相比较,这个风险由于超出了个人的控制能力,因而是社会每个成员都必须接受的,而且不能怪罪于他人,例如因病死亡的风险。许多人自愿承受更高数量级的风险;但是在讨论结构安全时,这些风险却不应考虑在内。

评价结构失效的严重性时,还应该考虑毁坏和不能使用所造成的经济后果。事实上,可以认为经济方面是主要的,因为每附加一百万英镑投资用以改进结构安全度来拯救生命所得到的收益,较之用同样数额的投资用于诸如交通安全或保健方面所得到的收益为小。尽管如此,只要有可能,结构设计还应当充分预报即将到来的失效,而且脆性破坏模式应比延性破坏模式具有更大的安全储备(即更高的可靠性)。

### 1.1.2 结构规范

多数的结构是按照实用的规范进行设计的,这些规范在许多国家有着法律上的地位,虽然在英国建筑物的结构规范不过是简单地《认为满足》建筑规则,这意味着遵照规范就自动地遵循了建筑法令的有关条款。结构规范有标准的且严格的确定格式,并对各种类型结构的设计、施工和工艺应当具有怎样的最低标准作了描述。可以认为,多数规范实质上是在发展的,考虑到新型结构的出现(例如加筋的砖石结构)、对结构性能的进一步了解(例如加劲板结构)、制造的容许偏差或质量控制方法的变化、对荷载的进一步了解等,每隔 3~10

年要对规范作一些修改或作出重大的修订。

直到最近,结构规范仍然被看成是汇编了公认的好的实践经验的文献;依靠这些文献可以生产安全的(即使是不经济的)结构。对于大多数结构,这些高安全标准是能达到的,它们所依据的不是对影响荷载和响应的所有不定性的理解,而是汇编了令人满意的实践经验。新近制订的结构规范,包括欧洲规范以及钢和混凝土的协同模式规范,本质上是更科学的。它们典型地包括了更为广泛的结构构件,并且吸收了许多实验和理论研究的成果。对于吸收和应用,它们也是比较复杂的文献。如果在解释中出现较多的错误时,相应的设计费用就会较高。

因此这些新规范的优点取决于下述的可能性:

- (1) 以同样的建造成本,提高总体的安全度;
- (2) 在降低建造成本的同时,保持同样的或较为一致的安全度水准;
- (3) 或前两条的结合。

在适当的条件下,进一步的目标应该转向这样的设计程序,它能够可信地用于全新的构造形式,而事先不需要做原型试验。

上述的目标和优点,只能通过合理地估计与每种类型结构有关的各种不定性并研究它们的相互关系才能达到。这就是结构可靠性分析的实质。其基本原理以及某些近代应用将在以后各章中加以叙述。

## 1.2 不定性

### 1.2.1 概述

结构可靠性分析研究结构工程设计中不定性的合理处理

以及作出合理决策的有关问题。考虑下面的说明:

通常在工程计算中涉及的所有的量(物理的和数学的量除外)事实上都带有某种不定性。现行的和先前的规范都含蓄地承认这个事实。如果事实不是如此,那么在所有的情况下,“安全系数”只要略大于1就足够了。制订适当的安全度标准时,需要用某些适当的方法使这些不定性定量化,并对所讨论的结构研究这些不定性之间的相互关系。

在继续讨论之前,值得注意的是有些论点认为,所有变量的量值或者是有界的,或者是可运用适当的控制标准把它限制在规定的界限内,并认为这些有界值可作为设计的根据。但是,在结构工程中有许多理由认为这样的论点是不恰当的:

(1) 各个荷载的上限和材料强度的下限实际上是不容易确定的(例如建筑物的活荷载和风荷载,钢材的屈服应力,混凝土立方体或圆柱体的强度);

(2) 即使存在这样的自然界限,把它们直接用到设计中去很可能是非常不经济的;

(3) 由质量控制和试验所强加的界限决不是完全有效的,特别是在只由破坏性试验才能测量性能的情况下,或者是在抽样试件和实际使用的材料之间潜在性能发生改变的情况下(例如混凝土);

(4) 即使存在公认的界限,它们的使用也不可能总是合理的。

**例 1.1** 考虑支承某建筑物  $n$  层楼板的支柱,已知作用在楼板上的荷载独立地随时间而变化。假定每一层楼板上的荷载受到某种假设的故障保险装置的限制,以致在任何情况下荷载都不能超过某个规定的最大值,又假定每一荷载有 1% 的时间达到这个最大值。通常认为支柱的合理设计荷载小于最大荷载的总和,当然,这个设计荷载取决于所支承的楼层

数和结构的设计寿命。

图 1.1 表明了五十年间的某一时刻底层支柱的最大荷载达到各层荷载的最大值的总和(即最大可能支柱荷载)的概率  $P$ , 这里假定了楼层间的荷载是相互独立的, 它们在一个小时内保持常数然后变到某一新的随机值, 它们每次更新, 有 1% 的可能 ( $p = 0.01$ ) 达到它的最大值 (即每一层大约有 1%

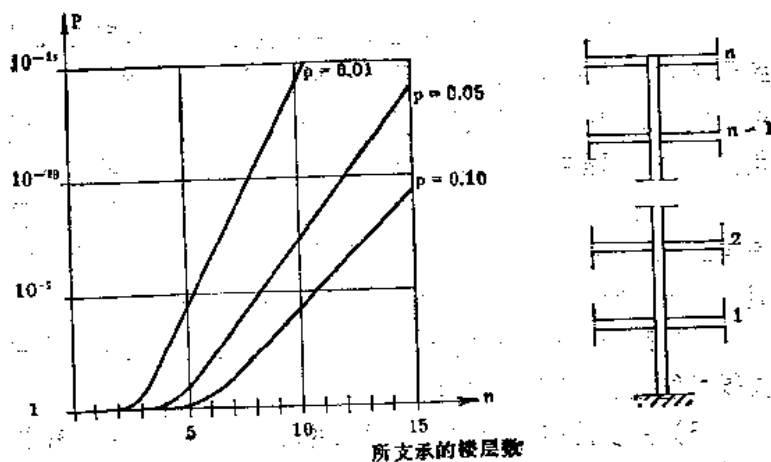


图 1.1

的时间承受它的最大值)。此图表明, 即使只有六层楼, 在五十年内支柱荷载达到最大可能值的概率小到  $10^{-6}$ , 即使每一层楼板的荷载大约有 10% 的时间 ( $p = 0.1$ ) 达到它的最大值, 如果所支承的楼层数等于或大于 10, 支柱荷载达到最大可能值的概率仍然非常小。

在这种情况下, 按照可能的最不利的条件来设计是不合理的, 而且是不经济的。但是应该注意到, 保守的程度实际上取决于各层楼板所承受的荷载是否真正相互独立; 而且可接受的风险水准是由失效的后果和失效发生的迟早来决定的。

为了作出合理的设计，也需要了解每层楼板的荷载小于最大值的概率。

上面的例子表明，即使各层楼板最大荷载值没有（严格地，可忽略的）不定性，由支柱承受的最大组合荷载在量值上还可能存在明显的不定性。

现在转到结构可靠性分析中可能出现的各种不定性的分类问题。然而在讨论这个问题之前引入基本变量的概念是有好处的。这个概念在第五章中有更详细的论述。

### 1.2.2 基本变量

为了在结构工程方面将不定性量化，并为了以后进行可靠性分析，需要定义一组**基本变量**。它们被定义为决定结构的静态或动态反应的一组基本量。基本变量是诸如材料的力学性质、尺寸、单位重量及环境荷载等这样的量。从它们在结构计算中被设计师和分析者公认为是最基本的量而加以使用这个意义上来看，它们是基本的。

因此，钢材的屈服应力可作为基本变量，虽然它的性质依赖于自己的化学成分和各种微观结构参数。包含上述后面两个参数的数学模型经常被钢铁生产者用来预测结构钢的力学性质，并用于质量控制。但是，对于结构可靠性分析，把力学性质作为基本变量通常是合理的。一个理由是（例如钢材的）力学性质的统计数据要比其基本的冶金性质的统计数据更为适用。

也应该指出，试图获得充分的统计数据以便直接地模拟全部结构构件强度的变化是不现实的，需要时，必须依靠分析人员综合这种更高水平信息的能力。

理想地，所选择的基本变量应该是统计独立的量。但是，这不见得总是可能的，例如，当结构的强度依赖于任意两个相

关的力学性质时(比如同一批混凝土的抗拉强度和抗压强度)就是这样。

### 1.23 不定性的类型

结构可靠性分析必须区分为至少三种不定性的类型——物理不定性、统计不定性和模型不定性。现在加以说明。

以后应该注意，随机变量用大写字母表示，例如  $X$ ，而它们的结果用小写字母表示，例如  $x$ 。

#### 物理不定性

当结构或构件承受荷载时，它们是否失效部分地取决于控制其强度的有关材料性能的实际值。因此，可靠性的分析者必然要关心物理量(例如荷载、材料性能和几何尺寸)的实际可变性的性质。这种可变性可用概率分布或随机过程来描述，一些典型的例子将在第三章详细讨论。但是，物理可变性只有靠考查样本数据才能数量化，而且，样本的大小受到实际情况和经济上考虑的限制，必然存在某些不定性。这种实际的限制导致所谓的统计不定性。

#### 统计不定性

正如以后各章所讨论的，与概率相反，统计和推断有关，特别是和由样本观察所得出的推断有关。为了建立某些物理量的可变性的概率模型，我们可以先收集数据，选择合适的概率分布类型，然后确定它的参数的数值。常用的概率分布有一到四个参数，这些参数直接依赖于所需样本大小的下界，但是实际上需要用很大的样本来确定参数值的可靠估计。因此，对于一组已知的数据，可以认为分布参数本身是随机变量，其不定性依赖于样本数据的总合，或者一般地依赖于数据的总

合和任何已有的知识。这种不定性叫做统计不定性，而且和物理可变性不一样，只是由于缺乏信息而产生的。

### 模型不定性

结构设计和结构分析要利用的是把所要求的输出量（例如钢筋混凝土梁中心的挠度）同一组输入量或基本变量（例如荷载强度、弹性模量和荷载的持续时间等）联系起来的数学模型。这些模型一般地在形式上是确定的（例如线性弹性结构分析），虽然它们也可能是概率性的（例如离岸结构对于随机波荷载的峰值响应的计算）。此外，它们可以根据对问题的深入的力学理解来建立（例如钢框架的延性破坏分析），也可以是很经验的（例如离岸平台导管架结构中管节点的冲切计算）。但是，除了极少数例外，典型的土木工程结构对于荷载响应的大小，即使精确地知道主要输入量，也难于作出精确的推断。换句话说，典型的结构和构件的响应除了由基本的荷载和强度变量的不定性所产生的那些成分外，本身也含有不定性的成分。这个额外来的不定性叫做模型不定性，是由简化假设和未知的边界条件而产生的，也是由未包含在模型中的其它变量和它们之间相互关系的未知效应产生的。例如，即使对试件之间的各种已知的差异给出适当的允许公差，标值相同的钢筋混凝土梁的剪切强度也呈现相当大的离散性。

和特定的数学模型有关的模型不定性可用变量  $X_m$  的概率分布表示， $X_m$  定义为：

$$X_m = \frac{\text{实际的强度(响应)}}{\text{用模型预测的强度(响应)}} \quad (1.1)$$

在许多构件和结构中，模型不定性对结构可靠性有很大的影响，而且是不能忽略的。

## 1.3 结构可靠性分析和安全检验

上面的论述涉及到不定性的不同类型和来源。在预测结构承受施加于它的实际的但却未知的荷载的能力时，这些不定性是必须加以考虑的。现在我们讨论能作出预测的各种方法以及它们具有的用途。但是要先给出一些定义和准备。

### 1.3.1 结构可靠度

结构可靠度这个术语有两个含义——一般的含义和数学的含义。

(1) 在最一般的意义上，结构的可靠度是在某规定的时间内，结构实现设计目的的能力。

(2) 在狭义上，是在特定的基准期内结构没有达到各个规定的极限状态(强度极限状态或使用性极限状态)的概率。

本书只涉及狭义的结构可靠度，并分别地、明确地论述每一个极限状态或失效模式。但是，多数的结构和结构构件有许多可能的失效模式，并且在确定一个结构体系的总的可靠度时，必须考虑这一点，对由共同的荷载源和共同的材料性质引起的相关关系则给予适当的修正。这方面的问题将在第七章和第八章中讨论。

虽然上面的定义似乎是清楚的，但是，还必须认真地探讨“在特定的基准期内结构没有达到各个规定的极限状态的概率”意味着什么。

首先考虑为什么要限定一个基准期。因为大多数结构的荷载是以不确定的方式随时间而变化的，它在固定的时间区间内超过任何所选定的荷载强度的概率是区间长度(还可能是起始时间)的函数，因此结构可靠度一般地依赖于结构处于

荷载环境下的时间。如果材料的性能是随时间变化的,它也会影响结构的可靠度。只在很少有的情况下,当荷载和强度是常量时,基准期才可以被忽略。在这种情况下,荷载是一次加载,而结构或者失效或者不失效(例如当结构或构件全部承受它本身的自重时)。

更加迫切的是第二个问题。“…的概率”是什么意思?这个最好通过简单的例子来讨论。

**例 1.2** 假定把离岸结构理想化成刚性连接到海底的均匀的垂直悬臂梁,当悬臂梁根部的力矩  $S$  大于抗弯强度  $R$  时,结构会失效。再假定  $R$  和  $S$  是随机变量,由于大量的测量,它们的统计分布很显然是知道的。 $R$  表示标值相同的结构间的强度变化的变量,而  $S$  表示连续的  $T$  年期间的最大荷载效应。 $R$  和  $S$  的分布都假定是不随时间变化的。在这些假定下,在任何持续  $T$  年的基准期内结构毁坏的的概率将在第四章中得到,它是

$$P_f = P(M \leq 0) = \int_{-\infty}^{+\infty} F_R(x) f_S(x) dx \quad (1.2)$$

其中

$$M = R - S \quad (1.3)$$

式中  $F_R$  是  $R$  的概率分布函数,  $f_S$  是  $S$  的概率密度函数。这些术语将在第二章中更完全地定义。

因为  $R$  和  $S$  是依据频率定义的,由 (1.2) 式确定的概率可以解释为长远失效频率。类似地,定义可靠度  $\mathcal{R}$  为

$$\mathcal{R} = 1 - P_f \quad (1.4)$$

它可解释为长远幸存频率或长远可靠度。 $\mathcal{R}$  是想象的无穷多个标值相同的结构在基准期  $T$  的持续时间内幸存的百分比。因此  $\mathcal{R}$  可以叫做频率性可靠度。但是,如果我们只关注于一个特定的结构[对于单挑出来 (“one-off”) 的土木工程结构,通常是这种情况],  $\mathcal{R}$  也可以解释为该特定结构的可靠

度的量度。

可靠度的这种解释和前面给出的是完全不一样的,因为,虽然可以从随机变量  $R$  描述的理论上当为无限的总体中随机抽取结构,但一旦这特定的结构(在实践中是已建造的)被选到了,可靠度就变成  $r$  被  $S$  超过的概率,这里小写的  $r$  表示  $R$  的结果,是固定的但却是未知的抗力,  $S$  是还未抽样的基准期内的极值荷载效应。失效概率的数值仍然一样,但现在却依赖于两个类型根本不同的不定性,首先是极值荷载效应的物理变异性,其次是缺少关于固定的但却未知的抗力准确值的知识。这种类型的概率没有相应的频率解释,而通称为主观概率;相应的可靠度叫做主观可靠度或 **Bayes 可靠度**。对于特定的结构,这个可靠度的数值是随着对结构的了解程度的变化而变化的,例如,在结构上可作非破坏性试验来估计  $r$  的大小。在  $r$  能准确知道的范围内由 (1.2) 式给出的失效的概率变成

$$P_f = P(r - S \leq 0) = 1 - F_S(r) \quad (1.5)$$

这个特殊的情况也可解释为条件失效概率,它相应的频率解释是

$$P_f = P(R - S \leq 0 | R = r) \quad (1.6)$$

符号  $|$  可读成“已知”。

### 1.3.2 安全检验的方法

近十年来结构可靠性分析取得了巨大的进展,众多的文献使初学者感到惶惑。为了有助于澄清这种情况,结构安全度联合委员会(由诸如 CEB、CIB、CECM、IABSE、IASS、FIP 和 RILEM 等国际组织赞助的国际机构)在 1975 年设立了一个分会,对检验结构安全度的各种方法提供了广泛的分类体系,并确定它们之间的主要差别。这种分类法到现在仍然是