

中华人民共和国国家标准

公路工程结构可靠度
设计统一标准

Unified standard for reliability design of
highway engineering structures

GB/T 50283—1999

主编部门：中华人民共和国交通部

批准部门：中华人民共和国建设部

施行日期：1999年10月1日

中国计划出版社

1999 北 京

关于发布国家标准《公路工程结构 可靠度设计统一标准》的通知

建标[1999]151号

根据国家计委《一九八七年工程建设标准规范制订修订计划》(计综[1986]2630号文附件八)的要求,由交通部会同有关部门共同制订的《公路工程结构可靠度设计统一标准》,经有关部门会审,批准为推荐性国家标准,编号为 GB/T 50283—1999,自 1999 年 10 月 1 日起施行。

本标准由交通部负责管理,交通部公路规划设计院负责具体解释工作,建设部标准定额研究所组织中国计划出版社出版发行。

中华人民共和国建设部

1999 年 6 月 10 日

前 言

本标准是根据国家计委计综[1986]2630号文的要求,由交通部负责主编,具体由交通部公路规划设计院会同交通部公路科学研究所等八个单位共同编制而成。经建设部1999年6月10日以建标[1999]151号文批准发布。

在本标准编制过程中,编制组在总结实践经验和科研成果的基础上,主要对结构功能要求、结构可靠度和结构设计安全等级,结构极限状态、设计状况、目标可靠指标,作用的分类、统计特性、代表值、效应组合,材料与岩土性能和结构几何参数的统计参数、标准值,结构分析与试验,极限状态设计表达式、分项系数,质量管理和控制等方面作了规定,并广泛征求了全国有关单位的意见。最后由交通部会同有关部门审查定稿。

鉴于本标准系初次编制,在执行过程中,希望各单位结合工程实践和科学研究,认真总结经验,注意积累资料,如发现需要修改和补充之处,请将意见和有关资料寄交通部公路规划设计院(地址:北京东四前炒面胡同33号,邮政编码:100010),以供今后修订时参考。

本标准主编单位、参编单位和主要起草人:

主 编 单 位:交通部公路规划设计院

参 编 单 位:交通部公路科研所

同济大学

交通部重庆公路科研所

西安公路交通大学

重庆交通学院

湖南大学

吉林省交通科研所

福建师范大学

主要起草人: 郑绍珪 沙庆林 姚祖康 林忠民 李扬海
郭修武 鲍卫刚 逯一新 邹天一 程翔云
李玉良 徐光辉 邓卫东 张书廷 张士铎
黄征宇 陈祥宝 谈至明 李晓松 唐伯明
王旭东 李正熔 刘庆成 陈谦应

目 次

1	总 则	(1)
2	术语和符号	(3)
2.1	术 语	(3)
2.2	符 号	(5)
3	极限状态设计原则	(8)
3.1	一般规定	(8)
3.2	极限状态方程	(9)
3.3	结构的可靠指标	(10)
4	结构上的作用	(12)
4.1	一般规定	(12)
4.2	作用的分类	(12)
4.3	作用的随机特性和基本设计参数	(13)
4.4	作用效应及其组合	(14)
5	材料与岩土的性能和结构的几何参数	(16)
5.1	材料与岩土的性能	(16)
5.2	结构的几何参数	(16)
6	结构分析与试验	(18)
7	极限状态设计方法	(19)
7.1	一般规定	(19)
7.2	极限状态设计表达式	(20)
8	质量管理和控制	(23)
	本标准用词说明	(25)
	附:条文说明	(27)

1 总 则

1.0.1 为了统一公路工程结构设计的基本原则,使公路工程各类结构设计符合技术先进、安全可靠、适用耐久、经济合理的要求,制定本标准。

1.0.2 本标准适用于公路桥梁整体结构及结构构件,高速、一级和二级公路路面等结构的设计,也适应于结构的施工阶段及使用阶段。其他道路工程结构可参照执行。

1.0.3 本标准按照国家标准《工程结构可靠度设计统一标准》GB 50153-92 的基本原则编制。本标准规定的设计原则和方法是编制公路工程各类结构规范应遵守的共同准则。

1.0.4 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称为结构可靠度。

1.0.5 公路工程结构的设计基准期 T 应采用:桥梁结构 100 年;水泥混凝土路面结构不大于 30 年,沥青混凝土路面结构不大于 15 年。

1.0.6 公路工程结构必须符合下列功能要求:

1 在正常施工和正常使用时,能承受可能出现的各种作用;

2 在正常使用时,具有良好的工作性能;

3 在正常维护下,具有足够的耐久性能;

4 在预计的偶然事件发生时及发生后,仍能保持必需的整体稳定性。

1.0.7 公路工程结构的设计安全等级,应根据结构破坏可能产生的后果的严重程度划分为三个等级,并应符合表 1.0.7 的规定。

表 1.0.7 公路工程结构的设计安全等级

安全等级	路面结构	桥涵结构
一 级	高速公路路面	特大桥、重要大桥
二 级	一级公路路面	大桥、中桥、重要小桥
三 级	二级公路路面	小桥、涵洞

对于有特殊要求的公路工程结构,其安全等级可根据具体情况另行确定。

1.0.8 同一技术等级公路的路面结构宜取相同的安全等级;当必要时部分地段的设计安全等级可降低一级。公路桥梁结构构件的安全等级宜与整体结构相同;当必要时也可作部分调整,但调整后的级差不得超过一级。

1.0.9 公路工程结构均应具有规定的可靠度。在勘察、设计、施工及使用阶段应根据设计可靠度进行有效的质量管理和控制;相应的规范应按本标准的要求对质量管理和控制作出具体规定。

2 术语和符号

2.1 术 语

2.1.1 可靠性 reliability

结构在规定的时间内,在规定的条件下,完成预定功能的能力。它包括结构的安全性、适用性和耐久性。

2.1.2 设计基准期 design reference period

在进行结构可靠性分析时,考虑持久设计状况下各项基本变量与时间关系所取用的基准时间参数。

2.1.3 安全等级 safety classes

为使结构具有合理的安全性,根据工程结构破坏所产生后果的严重程度而划分的设计等级。

2.1.4 设计状况 design situations

代表一定时段的一组物理条件,设计时必须做到使结构在该时段内不超越有关的极限状态。

2.1.5 极限状态方程 limit state equation

在结构或构件处于极限状态时,各有关基本变量的关系式。

2.1.6 基本变量 basic variables

影响结构可靠度的各主要变量。它们一般是随机变量。

2.1.7 结构功能函数 function of structural performance

用来描述结构完成功能状况的、以基本变量为自变量的函数。

2.1.8 校准法 calibration method

通过对现存结构或以往设计规范隐含可靠度水平的反演分析,以确定结构设计时采用的目标可靠指标的方法。

2.1.9 可靠指标 β reliability index β

度量结构可靠性的一种由 $\beta = -\Phi^{-1}(p_f)$ 定义的数量指标,其中 $\Phi^{-1}(\cdot)$ 为标准正态分布反函数。标准规定的作为结构设计依据的可靠指标称为目标可靠指标。

2.1.10 随机过程 stochastic processes

随连续时间参数变化的随机变量。可用随机过程概率模型来描述。

2.1.11 概率分布 probability distribution

随机变量统计规律的描述,一般用概率密度函数或概率分布函数表示。

2.1.12 统计参数 statistical parameter

一般指随机变量的数字特征,如平均值、标准差、变异系数等。

2.1.13 分位值 fractile

与随机变量分布函数的某一概率相应的变量值。

2.1.14 作用代表值 representative value of actions

结构或结构构件设计时,针对不同设计目的所采用的作用规定值,它包括作用标准值、准永久值、频遇值等。

2.1.15 作用效应组合 combination for action effects

结构上几种作用分别产生的效应的随机叠加。

2.1.16 几何参数附加值 additive geometrical quantity

实际结构或结构构件的几何参数因与标准值存在偏差而采用的调整值。

2.1.17 抗力 resistance

结构或结构构件承受作用效应的能力,包括承载能力、刚度、抗裂度等。

2.1.18 结构重要性系数 coefficient for importance of structure

对不同安全等级的结构,为使其具有规定的可靠度而采用的分项系数。

2.1.19 作用效应组合系数 coefficient for combination of action effects

在作用效应组合中,由于几个独立可变作用效应最不利值同时出现的概率较小而对作用采用的折减系数。

2.1.20 分项系数 partial safety factor

用概率极限状态设计法设计时,为保证所设计的结构具有规定的可靠度,而在设计表达式中采用的系数。分为作用分项系数和抗力分项系数两类。

2.1.21 可靠度系数 reliability coefficient

用概率极限状态设计法设计时,为保证所设计的结构具有规定的可靠度,而在设计表达式中采用的单一综合系数。

2.2 符 号

2.2.1 结构可靠性有关符号

p_f —— 结构的失效概率

p_s —— 结构可靠度(可靠概率)

R —— 结构或结构构件的抗力

S —— 作用效应

T —— 结构的设计基准期

X_i —— 第*i*个基本变量

Z —— 结构的功能函数

β —— 结构的可靠指标

μ_R —— 结构或结构构件抗力的平均值

σ_R —— 结构或结构构件抗力的标准差

δ_R —— 结构或结构构件抗力的变异系数

μ_S —— 作用效应的平均值

σ_S —— 作用效应的标准差

δ_S —— 作用效应的变异系数

2.2.2 作用及作用效应有关符号

F —— 结构上的作用

G —— 永久作用

G_k —— 永久作用标准值

Q —— 可变作用

Q_k —— 可变作用标准值

S_k —— 作用标准值效应

S_d —— 作用设计值效应

2.2.3 材料、岩土性能和几何参数有关符号

a —— 结构或结构构件的几何参数

a_k —— 结构或结构构件几何参数标准值

a_d —— 结构或结构构件几何参数设计值

f —— 结构材料、岩土性能

f_k —— 材料、岩土性能标准值

f_d —— 材料、岩土性能设计值

μ_f —— 材料、岩土性能的平均值

δ_f —— 材料、岩土性能的变异系数

Δa —— 结构或结构构件的几何参数附加值

μ_a —— 结构或结构构件的几何参数平均值

δ_a —— 结构或结构构件几何参数的变异系数

2.2.4 结构极限状态设计式有关符号

S_{Gik} —— 第 i 个永久作用标准值的效应

S_{Gid} —— 第 i 个永久作用设计值的效应

S_{Q1k} —— 含有冲击系数的汽车荷载标准值的效应

S_{Q1d} —— 含有冲击系数的汽车荷载设计值的效应

S_{Qjk} —— 除汽车荷载外第 j 个其他可变作用标准值的效应

S_{Qjd} —— 除汽车荷载外第 j 个其他可变作用设计值的效应

S_{Qik} —— 第 i 个可变作用标准值的效应

- γ_0 —— 结构重要性系数
- γ_s —— 结构或结构构件几何参数的分项系数
- γ_m —— 作用的分项系数
- γ_f —— 结构材料、岩土性能的分项系数
- γ_{Gi} —— 第 i 个永久作用的分项系数
- γ_{Q1} —— 汽车荷载的分项系数
- γ_{Qj} —— 除汽车荷载外第 j 个其他可变作用的分项系数
- γ_e —— 作用效应计算模式不定性系数
- γ_R —— 结构或结构构件抗力计算模式不定性系数
- γ_r —— 路面结构的可靠度系数
- Ψ_e —— 除汽车荷载外,其他可变作用效应组合时的组合系数
- S_{sd} —— 作用短期效应组合设计值
- S_{ld} —— 作用长期效应组合设计值
- Ψ_{1j} —— 第 j 个可变作用的频遇值系数
- Ψ_{2j} —— 第 j 个可变作用的准永久值系数

3 极限状态设计原则

3.1 一般规定

3.1.1 整体结构或结构的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时,此特定状态为该功能的极限状态。

对结构的各种极限状态均应有明确的限制或规定。

3.1.2 公路工程结构宜按承载能力极限状态和正常使用极限状态进行设计。这两种极限状态应符合下列规定:

1 承载能力极限状态是指对应于结构、结构构件达到最大承载能力或出现不适于继续承载的变形或变位的状态。当结构或结构构件出现下列状态之一时,应认为超过了承载能力极限状态:

- 1) 结构或结构的一部分作为刚体失去平衡;
- 2) 结构、结构构件或其连接因超过材料强度而破坏,或因过度的塑性变形而不能继续承载;
- 3) 结构转变为机动体系;
- 4) 结构或结构构件丧失稳定。

2 正常使用极限状态是指对应于结构或结构构件达到正常使用或耐久性的某项限值的状态。当结构或结构构件出现下列状态之一时,应认为超过了正常使用极限状态:

- 1) 影响正常使用或外观的变形;
- 2) 影响正常使用或耐久性的局部损坏;
- 3) 影响正常使用的振动;
- 4) 影响正常使用的其他特定状态。

3.1.3 公路工程结构宜根据不同种类的作用及其对结构的影响

和结构所处环境条件,分为以下三种设计状况:

1 持久状况。结构建成后承受自重、车辆荷载等持续时间很长的状况。

2 短暂状况。结构施工过程中承受临时性作用的状况。

3 偶然状况。在结构使用过程中偶然出现的状况。

3.1.4 公路工程结构应按各自情况确定设计状况,并据此选定极限状态和相应的结构计算模式、作用和材料性能设计值及结构目标可靠指标进行设计。

3.1.5 当需要考虑偶然设计状况时,可仅按承载能力极限状态对主要承重结构采用下列原则之一进行设计或采取防护措施:

1 主要承重结构不致因非主要承重结构发生破坏而导致丧失承载能力;

2 允许主要承重结构发生局部破坏,但其剩余部分在一段时间内不发生连续倒塌。

3.2 极限状态方程

3.2.1 结构的极限状态采用下列极限状态方程来描述:

$$Z = g(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0 \quad (3.2.1-1)$$

式中 $X_i (i=1, 2, \dots, n)$ --- 影响结构的基本变量;

Z 或 $g(\cdot)$ --- 结构的功能函数。

结构极限状态方程中的基本变量包括作用、材料和岩土性能、结构几何参数、计算模式不定性等随机变量。

极限状态方程中的若干变量也可组合为作用效应和结构抗力两个综合变量,此时极限状态方程可表达为:

$$Z = g(R, S) = R - S = 0 \quad (3.2.1-2)$$

式中 R --- 结构或结构构件的抗力;

S --- 作用的效应。

3.2.2 结构按极限状态设计时应符合下列要求:

$$Z = g(X_1, X_2, \dots, X_n) \geq 0 \quad (3.2.2-1)$$

$$\text{或} \quad Z = g(R, S) = R - S \geq 0 \quad (3.2.2-2)$$

3.3 结构的可靠指标

3.3.1 结构不能完成预定功能的概率称为失效概率。结构的失效概率可以下列公式表达：

$$p_f = P[g(X_1, X_2, \dots, X_n) < 0] \quad (3.3.1-1)$$

结构的可靠度(即可靠概率) p_s 与失效概率 p_f 有以下关系：

$$p_s = 1 - p_f \quad (3.3.1-2)$$

结构的可靠指标 β 与失效概率 p_f 有以下关系：

$$\beta = -\Phi^{-1}(p_f) \quad (3.3.1-3)$$

式中 $\Phi^{-1}(\cdot)$ ——标准正态分布的反函数。

3.3.2 结构和结构构件的可靠指标应根据基本变量的概率分布类型和统计参数进行计算。当极限状态方程仅含有作用效应和结构抗力两个相互独立的综合变量时,结构和结构构件的可靠指标 β 应按下列公式计算：

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (3.3.2)$$

式中 μ_R, σ_R ——结构或结构构件综合抗力的平均值与标准差；

μ_S, σ_S ——作用效应的平均值与标准差。

3.3.3 公路工程结构设计应以规定的目标可靠指标为依据。目标可靠指标按照“校准法”并结合工程经验和经济优化原则判断确定。

按持久状况进行承载能力极限状态设计时,公路桥梁结构的目标可靠指标应符合表 3.3.3-1 的规定;路面结构的目标可靠指标应符合表 3.3.3-2 的规定。

当有特殊要求时,结构的目标可靠指标可不受本条规定的限制。

按偶然状况进行承载能力极限状态设计时,公路桥梁结构的目标可靠指标应符合有关规范的规定。

表 3.3.3-1 公路桥梁结构的目标可靠指标

结构安全等级 构件破坏类型	一级	二级	三级
延性破坏	4.7	4.2	3.7
脆性破坏	5.2	4.7	4.2

注:1 表中延性破坏系指结构构件有明显变形或其他预兆的破坏;脆性破坏系指结构构件无明显变形或其他预兆的破坏;

2 当有充分依据时,各种材料桥梁结构设计规范采用的目标可靠指标值,可对本表的规定值作幅度不超过 ± 0.25 的调整。

表 3.3.3-2 路面结构的目标可靠指标

结构安全等级	一级	二级	三级
目标可靠指标	1.64	1.28	1.04

注:与表中目标可靠指标安全等级一级、二级、三级相应的目标可靠度,分别为95%、90%、85%。

3.3.4 按正常使用极限状态设计时,公路工程结构的目标可靠指标可根据不同类型结构的特点和工程经验确定。

4 结构上的作用

4.1 一般规定

4.1.1 结构上的作用应分为直接作用和间接作用。直接作用为直接施加于结构上的集中力或分布力；间接作用为引起结构外加变形或约束变形的地震、基础变位、温度和湿度变化、混凝土收缩和徐变等。直接作用又称为荷载。

4.1.2 结构上的各种作用，若在时间上或空间上可认为相互随机独立，则每一种作用都可按对结构单独的作用分别考虑。若某些作用是随机相关的，且经常以它们的最大值同时出现，则可将它们按一种作用考虑。

4.2 作用的分类

4.2.1 作用按随时间变化可分为永久作用、可变作用和偶然作用三类，并应符合下列规定：

1 永久作用。在设计基准期内量值不随时间而变化，或其变化值与平均值比较可忽略不计，包括结构自重、土重和土侧压力、混凝土收缩和徐变、水位不变的水压力、浮力、基础变位、预加应力等。

2 可变作用。在设计基准期内量值随时间而变化，且变化值与平均值比较不可忽略，包括车辆荷载及其冲击力、离心力和制动力、人群荷载、车辆荷载产生的土侧压力、风荷载、温度和湿度变化、水位变化的水压力和冰压力等。

3 偶然作用。在设计基准期内出现的概率很小，一旦出现，其值很大且持续时间很短。例如罕遇地震、车辆或船舶撞击力等。

4.2.2 作用按空间位置变化可分为固定作用和自由作用两类，并

应符合下列规定：

1 固定作用。在结构空间上具有固定位置的作用，包括结构自重、固定设备自重等。

2 自由作用。在结构空间的一定范围内可改变位置的作用，包括车辆荷载、人群荷载等。

4.2.3 作用按对结构的反应可分为静态作用和动态作用两类，并应符合下列规定：

1 静态作用。在结构上不产生加速度或产生的加速度可忽略不计的作用，包括结构自重等。

2 动态作用。在结构上产生不可忽略加速度的作用，包括汽车荷载、地震等。

4.3 作用的随机特性和基本设计参数

4.3.1 结构上的可变作用随时间变化的规律宜用随机过程概率模型来描述。汽车荷载随机过程可模型化为滤过泊松过程或伽马—更新过程。其他作用则可采用等时段的矩形波函数或合适的其他随机过程概率模型。

在结构的概率极限状态设计中，均可将随机过程概率模型转化为随机变量概率模型来描述。

4.3.2 作用的各种统计参数和概率分布类型应以实际观测或试验数据为基础，运用参数估计和概率分布假设检验方法确定。当受条件限制而统计资料不足时，也可结合工程经验分析判断确定。

4.3.3 结构应根据不同极限状态的设计要求，选用不同的作用代表值。

永久作用 G 的代表值采用标准值；可变作用的代表值应采用标准值、频遇值或准永久值。当设计上有特殊要求时，公路工程各类结构的设计规范尚可规定作用的其他代表值。

4.3.4 结构按承载能力极限状态设计时应采用作用标准值。

4.3.5 在一般情况下，结构自重标准值可由设计尺寸与材料重力

密度标准值的乘积计算。对于某些自重变异较大的材料或结构构件,其自重标准值应经统计分析并取概率分布的某一分位值确定:当自重增大对结构不利时,取概率分布的高分位值;当自重减小对结构不利时,取概率分布的低分位值。

4.3.6 汽车车队荷载的标准值可用具有一定压力强度的分布力和集中力图式表示。按该图式计算的荷载效应,应与汽车车队经统计所得的荷载效应设计基准期最大值概率分布的 0.95 分位值等效。

设计路面结构时,应采用标准轴载作为标准值。

4.3.7 结构按正常使用极限状态下长期效应组合设计时,可变作用应采用准永久值。其值可根据作用在足够长的观测期内达到或超过该值的总持续时间与观测期的某一比值确定,该比值可取不大于 0.5;或按超过该值的平均跨越率确定。

4.3.8 结构按正常使用极限状态下短期效应组合设计时,可变作用应采用频遇值。其值可根据作用在足够长的观测期内达到或超过该值的总持续时间与观测期的较小比值确定,该比值可取 0.05;或按超过该值的平均跨越率确定。

4.3.9 偶然作用的标准值可根据历史记载、现场观测和试验,并结合工程经验经综合分析判断确定。

4.4 作用效应及其组合

4.4.1 结构对所受作用的反应,称为作用效应。作用效应应包括由作用产生的结构的轴力、弯矩、剪力、扭矩、应力、变形、裂缝、位移等。

4.4.2 作用效应组合时,可根据作用的统计规律近似确定作用效应的统计规律。汽车车队荷载效应及其统计特征,可在该荷载的统计基础上通过计算分析确定。

4.4.3 公路工程结构设计时,应按各种设计状况对可能同时产生的作用效应进行组合,并取其最不利组合的设计值。互不相容的作

用,其效应不应进行组合。

多个同时出现的可变作用效应可采用塔克斯特拉(Turkstra)规则进行组合,以确定其在设计基准期最大值的统计特征。

4.4.4 公路工程结构按承载能力极限状态设计时,应根据各自的情况选用以下一种或两种作用效应组合:

1 基本组合。永久作用的设计值效应与可变作用设计值效应相组合;

2 偶然组合。永久作用标准值效应与可变作用某种代表值效应、一种偶然作用标准值效应相组合;

4.4.5 对于持久状况下承载能力极限状态设计,当有多个可变作用效应参与组合时,应根据可变作用的性质和数量,采用不同的分项系数和效应组合系数。

4.4.6 公路工程结构当需要按正常使用极限状态设计时,应根据结构不同的设计要求,选用以下一种或两种效应组合:

1 短期效应组合。永久作用标准值效应与可变作用频遇值效应相组合;

2 长期效应组合。永久作用标准值效应与可变作用准永久值效应相组合。

5 材料与岩土的性能和结构的几何参数

5.1 材料与岩土的性能

5.1.1 材料与岩土的性能系指其强度、弹性模量、变形模量、压缩模量、粘聚力、内摩擦角等物理力学性能。各种性能应按标准试验方法经试验确定。

5.1.2 材料性能 f 应采用随机变量的概率模型来描述。其概率分布类型和统计参数应以试验数据为基础,运用参数估计和概率分布的假设检验方法确定。

5.1.3 按标准试验方法确定的材料性能应通过换算系数或函数转换为实际结构的材料性能。结构中材料性能的不定性,可根据标准试验方法确定的材料性能不定性和换算系数或函数的不定性经计算确定。

5.1.4 材料性能的标准值 f_k 应根据符合规定质量的材料性能的概率分布的某一分位值确定。

当受条件限制而试验数据不足时,材料性能标准值可采用有关的规定值,也可结合工程经验分析判断确定。

当材料性能与时间因素有关或因环境条件而变化时,确定材料性能标准值宜考虑这些因素的影响。

5.1.5 岩土性能宜根据现场取样的试验结果,用随机变量概率模型来描述。其标准值应根据概率分布的某一分位值确定。当试验数据不足时,可采用有关的规定值。

5.2 结构的几何参数

5.2.1 当几何参数 a 的变异对作用效应和结构抗力的影响不可忽略时,可采用随机变量概率模型来描述。其概率分布类型和统计

参数应以正常生产的结构几何尺寸的测试数据为基础,运用参数估计和概率分布假设检验确定。当几何参数的变异对作用效应和结构抗力的影响可忽略时,可将其作为常量处理。

5.2.2 当测试数据不足时,几何参数的概率分布类型可采用正态分布,其统计参数可根据有关标准规定的公差经分析确定。

5.2.3 几何参数的标准值 α_k 应采用设计文件的规定值。

6 结构分析与试验

6.0.1 结构分析应包括确定结构及其连结中的作用效应及结构、结构构件的抗力和其他性能。

结构分析可采用计算、模型试验或原型试验等方法来完成。

6.0.2 结构分析采用的计算模式和基本假定,应考虑结构型式、支承条件、材料性能、作用情况、施工方法等特点,并应较确切地描述结构在所考虑的极限状态下的反应。

结构可根据具体情况按一维、二维或三维的计算模型分析。

6.0.3 对于承载能力极限状态,可根据材料、岩土和结构对作用的反应,采用线性、非线性、塑性或粘弹性理论进行分析。

对于正常使用极限状态,可采用线性理论,必要时也可采用非线性理论进行分析。

6.0.4 当结构承受自由作用时,应考虑每一作用可能出现的空间位置,确定作用对结构的最不利布置。

6.0.5 当结构按极限状态设计时,计算模式的不定性可在极限状态方程中引进一个或几个附加的基本变量来反映,其概率分布类型和统计参数可通过按计算模式的计算结果与按精确模式的计算结果或试验结果相比较,经统计分析估计,或根据工程经验判断确定。

计算模式不定性亦可在可靠度系数或分项系数中反映。

6.0.6 若环境条件对材料或岩土、结构和结构构件性能的影响不能忽略时,这种影响应在结构分析中考虑。

6.0.7 结构或结构的一部分可根据模型试验或原型试验进行设计。模型或原型试验应接近实际,所采用的试验和分析方法应能正确地预测实际结构的性能。

7 极限状态设计方法

7.1 一般规定

7.1.1 公路工程结构的极限状态设计表达式,可根据各类结构的设计要求,采用分项系数模式或可靠度系数模式表达。

7.1.2 极限状态设计表达式中的各分项系数,应根据基本变量的概率分布类型和统计参数,以及规定的目标可靠指标,按优化原则,通过计算分析并结合工程经验确定。

7.1.3 结构极限状态设计表达式中各基本变量应采用设计值。其值应按下列公式计算:

1 作用的设计值 F_d :

$$F_d = \gamma_m F_k \quad (7.1.3-1)$$

式中 F_d —— 作用的设计值;

F_k —— 作用的标准值;

γ_m —— 作用的分项系数。

2 结构或构件材料、岩土性能的设计值 f_d :

$$f_d = f_k / \gamma_f \quad (7.1.3-2)$$

式中 f_d —— 材料、岩土性能的设计值;

f_k —— 材料、岩土性能的标准值;

γ_f —— 材料、岩土性能的分项系数。

3 几何参数的设计值 a_d :

$$a_d = a_k \pm \Delta a \quad (7.1.3-3)$$

式中 a_d —— 几何参数的设计值;

a_k —— 几何参数的标准值;

Δa —— 几何参数的附加值。

7.1.4 公路工程结构设计,在极限状态设计表达式中可引入结构

重要性系数,其值按结构安全等级确定。

7.2 极限状态设计表达式

7.2.1 公路工程结构的承载能力极限状态设计表达式应按下列规定采用:

1 作用效应基本组合:

$$\gamma_0 \gamma_s \left(\sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} S_{Gik} + \gamma_{Q1} S_{Q1k} + \Psi_c \sum_{j=2}^n \gamma_{Qj} S_{Qjk} \right) \leq \frac{1}{\gamma_R} R(\gamma_f, f_k, a_k) \quad (7.2.1-1)$$

或

$$\gamma_0 \gamma_s \left(\sum_{i=1}^m S_{Gid} + S_{Q1d} + \Psi_c \sum_{j=2}^n S_{Qjd} \right) \leq \frac{1}{\gamma_R} R(f_d, a_d) \quad (7.2.1-2)$$

对于路面结构,可采用下式:

$$\gamma_r \sum_{i=1}^n S_{Qik} \leq R(f_k, a_k) \quad (7.2.1-3)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数,对于公路桥梁,安全等级为一级、二级、三级时,分别取 1.1、1.0、0.9;

γ_s ——作用效应计算模式不定性系数,如已在作用分项系数中体现,可取 $\gamma_s = 1.0$;

γ_R ——结构或结构构件抗力计算模式不定性系数,如已在抗力分项系数中体现,可取 $\gamma_R = 1.0$;

γ_{Gi} ——第 i 个永久作用的分项系数,对于恒荷载(结构及附加物自重),取 $\gamma_G = 1.2$;

S_{Gik} 、 S_{Gid} ——第 i 个永久作用标准值和设计值的效应;

γ_{Q1} ——汽车荷载分项系数,对于公路桥梁,根据作用效应的组合情况取 $\gamma_{Q1} = 1.4$ 或 $\gamma_{Q1} = 1.1$;

S_{Q1k} 、 S_{Q1d} ——含有冲击系数的汽车荷载标准值和设计值的效应;

γ_{Qj} ——除汽车荷载外第 j 个其他可变作用的分项系数;

S_{Qjk} 、 S_{Qjd} ——除汽车荷载外第 j 个其他可变作用标准值和设计值

的效应；

Ψ_c ——除汽车荷载外其他可变作用效应的组合系数；

γ_i ——结构材料、岩土性能的分项系数；

f_k, f_d ——材料、岩土性能的标准值和设计值；

a_k, a_d ——结构或结构构件几何参数的标准值和设计值；

γ_r ——路面结构的可靠度系数；

S_{Qik} ——路面结构第 i 个可变作用标准值的效应；

$R(\cdot)$ ——结构或结构构件的抗力函数。

2 对于作用效应的偶然组合，极限状态设计表达式应按以下原则确定：

1) 偶然作用取标准值效应，其分项系数取 1.0；

2) 与偶然作用同时出现的可变作用，可根据观测资料和工程经验取适当的代表值效应；

3) 设计表达式及各项系数的取值，可按公路工程有关规范的规定采用。

7.2.2 采用分项系数表达式的结构承载能力极限状态设计，当永久作用效应的增大对结构的承载能力有利时，则其荷载分项系数 γ_G 应取不大于 1.0，对由结构及附加物自重组成的恒载，可取 $\gamma_G = 0.9$ 。

7.2.3 公路工程结构按正常使用极限状态时，作用效应组合设计值应按下列规定采用：

1 作用短期效应组合：

$$S_{sd} = \gamma_s \left(\sum_{i=1}^m S_{Gik} + \sum_{i=1}^n \Psi_{1i} S_{Qik} \right) \quad (7.2.3-1)$$

式中 S_{sd} ——作用短期效应组合设计值；

Ψ_{1i} ——第 i 个可变作用的频遇值系数。

2 作用长期效应组合：

$$S_{ld} = \gamma_s \left(\sum_{i=1}^m S_{Gik} + \sum_{i=1}^n \Psi_{2i} S_{Qik} \right) \quad (7.2.3-2)$$

式中 S_{ld} ——作用长期效应组合设计值；

Ψ_{2i} ——第 i 个可变作用的准永久值系数。

8 质量管理和控制

8.0.1 对公路工程结构必须严格实施质量管理和控制,以保证结构在设计基准期内具有规定的可靠度,达到预定的安全性、适用性和耐久性要求。同时应重视保护环境,以符合环保要求。

8.0.2 在质量管理和控制中应及时收集各种质量信息和数据,进行统计、分析和判断,对存在的问题采取措施。

8.0.3 公路工程结构质量管理和控制的范围应包括勘察、设计、施工、使用和养护,以及所涉及的材料和制品各有关的质量标准、保证措施和本标准的要求,均应在各相关的标准、规范中作出明确规定。

8.0.4 对公路工程勘察、设计的质量管理和控制,应贯穿于工程项目可行性研究和各设计阶段,应建立明确的责任制和严格的检查校核制度。每个项目均应执行与技术业务有关的质量管理规定或办法,以保证工程方案经济合理,方法正确无误,数据准确完整,结论全面可靠。

8.0.5 公路工程结构的施工质量应通过政府监督、社会监理和施工单位自检的多层次质量管理体系予以保证。质量管理和控制应符合下列要求:

1 工程结构的施工质量应按准备阶段、施工阶段和竣工阶段实行分阶段管理和控制。应对各阶段的合格质量水平、控制标准和具体实施办法提出要求,并作经常性检验或合格性验收。

2 在施工验收规范和质量检验评定标准规定的结构工程材料、制品等的合格质量水平,应以保证结构符合设计采用的目标可靠指标为依据。

3 材料、制品的质量检验,可采用抽样或全数检验的方法。当

采用抽样方法检验时,其质量验收标准应按数理统计的方法制定。对抽样办法、样本容量、验收批量和验收界限等均应有明确的规定。当采用全数检验方法时,应规定符合质量要求的特征指标和容许偏差等。

8.0.6 结构的使用应符合设计文件给定的使用条件。工程管理部门应对使用状况进行必要的监测和检查。当结构的实际使用状况需超越设计给定的使用条件时,有关部门应预先组织进行专门验算和评定。

8.0.7 在结构使用期内应有规定的检查和养护制度,定期对结构的退化或损坏情况进行监测。结构不应长期存在削弱承载能力和妨碍正常使用的缺陷。

本标准用词说明

1. 为便于在执行本标准条文时区别对待,对于要求严格程度不同的用词说明如下:

1) 表示很严格,非这样做不可的用词:

正面词采用“必须”,反面词采用“严禁”;

2) 表示严格,在正常情况下均应这样做的用词:

正面词采用“应”,反面词采用“不应”或“不得”;

3) 表示允许稍有选择,在条件许可时首先应这样做的用词:

正面词采用“宜”,反面词采用“不宜”;

表示有选择,在一定条件下可以这样做的用词采用“可”。

2. 标准中指定应按其他有关标准、规范执行时,写法为“应符合……的规定”或“应按……执行”。

中华人民共和国国家标准

公路工程结构可靠度
设计统一标准

GB/T 50283 - 1999

条文说明

目 次

1 总 则	(31)
2 术语和符号	(36)
3 极限状态设计原则	(37)
3.1 一般规定	(37)
3.2 极限状态方程	(38)
3.3 结构的可靠指标	(40)
4 结构上的作用	(55)
4.1 一般规定	(55)
4.2 作用的分类	(55)
4.3 作用的随机特性和基本设计参数	(56)
4.4 作用效应及其组合	(83)
5 材料与岩土的性能和结构的几何参数	(87)
5.1 材料与岩土的性能	(87)
5.2 结构的几何参数	(93)
6 结构分析与试验	(97)
7 极限状态设计方法	(100)
7.1 一般规定	(100)
7.2 极限状态设计表达式	(118)
8 质量管理和控制	(122)

1 总 则

1.0.1 以往,我国公路工程结构曾采用过多种设计方法,不论它们属于弹性理论的还是非弹性理论的,都把影响结构可靠性的各种参数视为确定性的量,结构设计的安全系数一般依据经验或主要依据经验来确定。这些方法统称为“定值设计法”。然而,影响结构可靠性的诸如荷载、材料性能、结构几何参数等因素,无一不是随机变化的不确定的量。《公路工程结构可靠度设计统一标准》(以下简称《统一标准》)引入了结构可靠性理论,把影响结构可靠性的各种因素均视为随机性变量,以大量调查实测资料和试验数据为基础,运用统计数学的方法,寻求各随机性变量的统计规律,确定结构的失效概率(或可靠度)来度量结构的可靠性。这种方法可称为“可靠度设计法”。用于结构的极限状态设计也可称为“概率极限状态设计法”。制订《统一标准》的一个主要意义就在于它提供的原则和方法,把我国公路工程结构设计由长期沿用的、不甚合理的“定值设计法”转变为“概率极限状态设计法”,即在度量结构可靠性上由经验方法转变为运用统计数学的方法。这无疑是设计思想和设计理论的一大进步,使结构设计更符合客观实际情况。

1.0.2 本条规定的适用范围,仅指结构目标可靠指标而言。公路桥梁和路面结构(这里指水泥混凝土路面和沥青混凝土路面)都曾经进行过结构可靠性研究,《统一标准》中规定的目标可靠指标就是经研究得到的。没有参与可靠性研究的其他类型的结构,则不能普遍地适用。作为公路工程结构之一的路基(路堤稳定和沉降)也曾做了可靠性研究,做了大量调查实测试验分析工作,求得了结构的目标可靠指标。但由于路基属岩土工程,具有很强的区域特点,情况非常复杂,目前尚很难取得适用于全国的目标可靠指标值。所

以在《统一标准》审查会上专家意见,暂不列入路基的目标可靠指标,作为参考资料写进条文说明中。

除结构的目标可靠指标外,本标准在各章节中所体现的一些基本原则,例如,结构可靠性的分析方法,极限状态设计原则和表达式,结构作用和抗力的有关规定,结构分析与试验的要求,质量控制准则等,对于所有公路工程结构都是适用的,也适用于结构的施工阶段及使用阶段。这些基本原则对于其他道路工程结构也是适用的。

1.0.3 长期以来,我国公路工程结构即使是同类结构,在一些设计原则上也存在不统一的问题,尤其表现在公路桥梁设计上。例如:不同材料结构其设计理论和方法不统一;不同材料结构其荷载效应分项系数和组合系数不统一;材料性能代表值的取值原则不统一;极限状态设计表达式不统一,等等。这就给设计人员的应用和理解造成困难,特别在进行不同材料的组合结构设计时更是如此。《统一标准》作为编制公路工程结构规范的指导性文件,为新一代规范制定了一个共同遵守的准则,使同类规范多年来未能统一的诸多问题,可望在《统一标准》的基础上逐步实现基本统一。这必将对提高设计水平和质量,促进规范的合理性和先进性起到直接的推动作用。

1.0.4 本条给出了结构可靠度的定义。定义中所说的“规定的时间”是指结构的设计基准期;“规定的条件”是指正常设计、正常施工和正常使用,更具体地说是具备了本章 1.0.9 条要求的条件,人为的过失在结构可靠度中是不被考虑的;“预定功能”则随各类结构而异,例如对于公路桥梁结构是指结构构件的强度、变形、抗裂度等;对于路面是指疲劳断裂或表面最大弯沉和层底最大弯拉应力,总之预定功能是指结构的安全性、适用性和耐久性,也可统称为结构的可靠性。由此可见,结构可靠度就是度量结构完成预定功能的概率。它是建立在统计数学的基础上并经计算分析确定的,能给结构可靠性以统一一定量的描述。

1.0.5 以可靠性理论为基础的极限状态设计都需有一个确定的设计基准期。例如,在结构可靠度分析中,公路桥梁的可变荷载一般是按随机过程概率模型来描述的,随机过程的时间域一般就取为设计基准期;路面结构设计规定的设计累计标准轴载作用次数也可视为时间参数。设计基准期只是结构可靠度计算的一个参考时间坐标,可结合结构使用寿命的要求适当选定。但设计基准期不能简单地理解为结构的使用寿命,两者是有联系而不全等同。当结构的使用年限越过设计基准期时,表明它的可靠指标将可能低于目标可靠指标,而不是结构全部报废。

公路桥梁的设计基准期统一取为 100 年,这是根据我国公路桥梁使用现状和以往设计经验确定的。国际桥梁的设计基准期多取 80~120 年,我国取 100 年也属适中时域。车辆荷载的统计分析表明,当设计基准期定为 100 年时,该荷载效应最大值分布的 0.95 分位值接近于现行规范规定的汽车荷载标准值。人群荷载也有如此结论。这说明公路桥梁设计基准期选为 100 年,就可避免规范主要荷载的取值出现过大的变动,对保持今后设计的连续性是有利的。一般认为,桥梁的大小和重要程度不同应给予不同的设计基准期。但如果给出不同的设计基准期,就有不同的荷载统计参数及其代表值,这样不但给统计分析和设计使用带来麻烦,也增加了规范表达的复杂性,是不可取的。《统一标准》采用了统一的设计基准期,而以不同的结构安全等级去体现不同状况的桥梁在可靠度上的差异。

水泥混凝土路面的设计基准期规定不大于 30 年是与现行《公路水泥混凝土路面设计规范》JTJ 012-94 相适应的。具体地说,高速公路和一级公路路面确定为 30 年,相当于现行规范按交通等级划分的“特重”和“重”的设计使用年限;二级公路路面取为 20 年,则与交通等级“中等”和“轻”的设计使用年限相对应。为了统一起见,水泥混凝土路面的设计基准期由原规范按交通等级划分改为按交通功能等级划分。

沥青混凝土路面的设计基准期不大于 15 年也基本沿用现行的《公路沥青路面设计规范》JTJ 014-97 设计年限的规定,高速公路和一级公路路面采用 15 年;二级公路路面采用 12 年。

1.0.7 本条对结构的安全等级做出了规定。这是为满足公路工程结构设计和现实需要而首次提出的,表明处于不同情况的同类结构其可靠度应有的差异。

公路桥梁结构按其重要性和跨径大小及破坏后果的影响程度划分为三个安全级别,每一级都有其相应的目标可靠指标。二级用于大桥、中桥与重要的小桥,它的目标可靠指标相当于按现行规范“校准”的可靠度水平。安全等级一级用于特大桥与重要大桥;三级用于小桥与涵洞。它们的目标可靠指标相应于 100 年设计基准期内在二级基础上增加或减小约一个数量级(其值为 0.5)。在设计中从结构可靠度的角度考虑,可按现行的《公路工程技术标准》JTJ01-97 单孔跨径判定现实中的特大桥,大、中、小桥。对于多跨不等跨桥梁,以其中最大跨径为准。设计工程师也可根据桥梁的具体情况,按照自己的经验确定安全级别。表 1.0.7 中冠以“重要”的大桥和小桥,一般系指高速公路上、城市附近交通繁忙的城郊公路上以及国防公路上的桥梁。

路面结构的安全等级基本按设计要求划分。水泥混凝土路面分为三个安全等级,与现行规范规定的在各交通等级作用下计算荷载疲劳应力相对应。安全等级一级相应于“特重”,用于高速公路;二级、三级分别对应于“重”、“中等”,用于一级公路和二级公路。沥青路面的安全等级则与现行设计规范计算容许弯沉值的分级相适应。

1.0.9 为了确保公路工程结构具有规定的可靠度,本条规定了对结构工程从勘察、设计、施工直到使用的全过程都要进行有效的质量管理和控制,并按本标准第 8 章的要求对质量管理和控制在各相应的规范中作出具体的规定。这样,就能使设计规范与其他规范得以在《统一标准》统一要求下相互配套,设计预期的可靠度可通

过上述的质量管理和控制在工程的各个环节得到保证。

本条的规定突出地表明,结构可靠度不是仅对设计而言,而是对整体工程全过程而言的。这是它的一个主要特点。

2 术语和符号

本章仅针对本标准中出现的术语和符号作了说明。术语基本按出现的先后顺序列出；符号则按结构可靠性、作用、材料性能和几何参数等分类列出。有关公路工程结构专业性术语，本标准未予编入，可参看有关标准的规定。

本章给出的术语的解释，只是术语的概括性涵义，并非国际公认的定义。遇有国际上已定义的术语，本标准都将其定义列入条文中，如“结构可靠度”、“极限状态”等。对于作为标准的重要内容，并从结构设计意义上已在标准中加以说明的术语，如有关三种设计状态的，有关作用分类的等，本章均不再重复列出。

本章给出的对应于术语中文名称的英文名称，不是标准化名称，仅供引用时参考。

本标准的符号根据现行国家标准的规定采用。当现行国家标准无统一规定时，则尽量采用国际上通用的符号或现行相近标准的符号。

3 极限状态设计原则

3.1 一般规定

3.1.2 按照本标准第 1.0.6 条的规定,公路工程结构必须满足的各项功能要求,归结起来为结构的安全性、适用性和耐久性。前者属于承载能力极限状态,后者统属于正常使用极限状态。承载能力极限状态关系到结构的破坏和安全问题,例如桥梁结构整体或局部是否失稳,构件或连接是否破坏,路面是否疲劳断裂等,是设计必须解决的结构的主要问题。正常使用极限状态仅涉及结构的工作条件和性能,例如桥梁结构的变形或振动是否过大,构件裂缝是否过宽,路面的不平整度是否过大等。这些现象并不引起结构的破坏,不造成生命和国家财产的严重损失。因此,结构的正常使用极限状态设计,其可靠度水平一般要低于承载能力极限状态设计。

3.1.3 根据结构在施工和使用过程中面临的不同情况,本条规定了公路工程结构的三种设计状况,即持久状况、短暂状况和偶然状况。

持久状况是指结构的使用阶段。这个阶段持续的时间很长,一般取与设计基准期相同的时间。在这期间结构可能承受的作用,结构设计时均需加以考虑。

短暂状况所对应的是结构的施工阶段。这个阶段的持续时间相对于使用阶段是短暂的,结构体系、结构所受作用等与使用阶段也不同,结构设计时要根据具体情况而定。

偶然状况是指结构可能遇到的罕遇地震等状况。这种状况出现的概率极小,且持续的时间极短。结构在极短时间内承受的作用以及结构可靠度水平等在设计中都需特殊考虑。

3.1.4 公路工程结构的三种设计状况,由于它们的结构体系、所

处环境、经历的时间长短都有所不同,所以设计时采用的结构计算模式、承受的作用和材料性能的取值以及结构的可靠度水平等方面也都是不同的。各类结构要根据各自的具体条件分别加以确定。尽管所有结构都要经历施工和使用阶段,但作为设计要求,不是所有公路工程结构都考虑这三种设计状况。持久状况是结构设计的主要对象,各类结构均需考虑。但是,有些结构或者由于本身的特点,或者采取一些措施,最终回避了短暂状况或偶然状况的设计。一般地说,公路桥梁结构需要考虑三种设计状况。

在确定了设计状况以后,每一种设计状况还有一个极限状态设计的选择问题。持久状况的承载能力极限状态是考验结构是否完成其主要功能的能力,所有结构均需进行设计;至于正常使用极限状态设计是否需要进行,要视各类结构具体情况而定,公路桥梁结构必须考虑。当需要考虑短暂状况设计时,承载能力极限状态设计必须进行;除特殊情况,一般不再做正常使用极限状态设计。偶然状况只需按承载能力极限状态设计,不必考虑正常使用极限状态设计。

3.2 极限状态方程

3.2.1 公路工程结构的可靠度通常受各种作用效应、材料或岩土性能、结构几何参数、计算模式准确程度等诸多因素的影响。在进行结构可靠性分析时,针对所要求的结构各种功能,把这些有关因素均作为“基本变量” $X_1, X_2, \dots, X_n$ 来考虑,建立极限状态方程:

$$Z = g(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0 \quad (1)$$

其中: Z 或 $g(\cdot)$ 为结构的功能函数。

也可将若干基本变量组合成综合的作用效应 S 和综合的结构抗力 R 。则结构的极限状态方程变为:

$$Z = g(R, S) = R - S = 0 \quad (2)$$

在公路工程结构中,在建立各自的结构可靠度模型时,应依据不同结构的特点和所采用的设计标准,对其极限状态方程中的综

合变量给予不同的含义。例如,当路面结构采用疲劳概率模型时,其极限状态方程中相当于作用效应的综合变量,以用设计基准期内预期的标准轴载累计作用次数表示;而相当于综合抗力的变量,以路面结构所能承受的标准轴载作用次数(路面疲劳寿命)表示。

其他各类结构,其极限状态方程中的综合变量,各有其一定的意义。

3.2.2 结构可靠性设计可能出现三种状态:可靠状态、极限状态和失效状态。这三种结果可用图1示意。

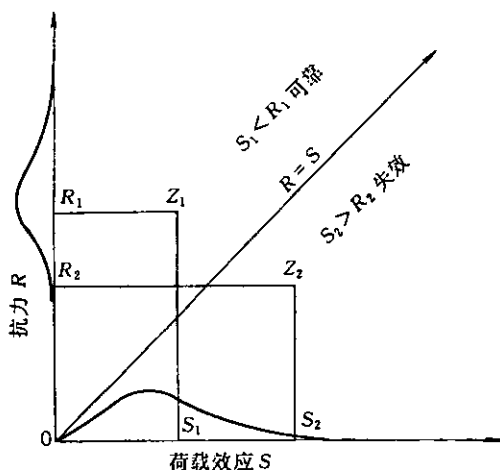


图1 结构所处状态

图中,45°直线表示结构处于极限状态,此时的极限状态方程为 $Z = R - S = 0$,作用效应 S 等于结构抗力 R ,即 $S = R$ 。图中位于直线上方的表示结构可靠,即 $S_1 < R_1$;位于直线下方的表示结构失效,即 $S_2 > R_2$ 。

结构可靠性设计的目的,就是要使结构处于可靠状态,至少也应处于极限状态。用功能函数表示时应符合以下要求:

$$Z = g(X_1, X_2, \dots, X_n) \geq 0 \quad (3)$$

或
$$Z = g(R, S) = R - S \geq 0 \quad (4)$$

3.3 结构的可靠指标

3.3.1 按照本标准第 1.0.4 条的规定,结构可靠度(即可靠概率)定义为在规定的时间内,在规定的条件下,结构能完成预定功能的概率。结构的失效概率则为结构不能完成预定功能的概率,也就是结构的功能函数小于零的概率:

$$p_f = P[g(X_1, X_2, \dots, X_n) < 0] \quad (5)$$

根据概率论,结构可靠度与失效概率有互补关系,即:

$$p_s = 1 - p_f \quad (6)$$

如果结构功能函数服从正态分布,按第 3.3.2 条说明公式(10),失效概率与可靠指标的关系为:

$$p_f = \Phi(-\beta) \quad (7)$$

取反函数则为:

$$\beta = -\Phi^{-1}(p_f) \quad (8)$$

式中 $\Phi(\cdot)$ 为标准正态分布函数。

3.3.2 本条给出的结构可靠指标 β 的计算公式,是假定综合变量 S 和 R 均为正态分布得到的。根据概率论定理,此时,结构的功能函数 $Z = R - S$ 也服从正态分布。 Z 的平均值为 $\mu_z = \mu_R - \mu_S$; 标准差为 $\sigma_z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$ 。式中 μ_R, μ_S 分别为 R, S 的平均值; σ_R, σ_S 分别为 R, S 的标准差。

图 2 给出了随机变量 Z 的密度函数分布曲线。结构失效概率由 0 至 $-\infty$ 阴影面积给出,则由 0 至 $+\infty$ 曲线包围的面积给出了结构可靠度。 $Z < 0$ 的失效概率 $p_f = P(Z = R - S < 0)$ 为:

$$p_f = P(Z < 0) = \int_{-\infty}^0 \frac{1}{\sigma_z \sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{(Z - \mu_z)^2}{2\sigma_z^2}\right] dZ \quad (9)$$

引入标准正态变量 x , 即令 $\mu_x = 0, \sigma_x = 1.0$, 以便于利用现成的标准正态分布表。

$$x = \frac{Z - \mu_z}{\sigma_z} \quad dZ = \sigma_z dx$$

所以

$$p_f = \int_{-\infty}^{-\frac{\mu_z}{\sigma_z}} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{x^2}{2}\right) dx = \Phi\left(-\frac{\mu_z}{\sigma_z}\right) = \Phi(-\beta) \quad (10)$$

式中 $\Phi(\cdot)$ 为标准正态分布函数。

由此可知,结构可靠指标 β 值为

$$\beta = \frac{\mu_z}{\sigma_z} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (11)$$

结构可靠度可用同样方法求得:

$$p_s = P(Z > 0) = \Phi(\beta) \quad (12)$$

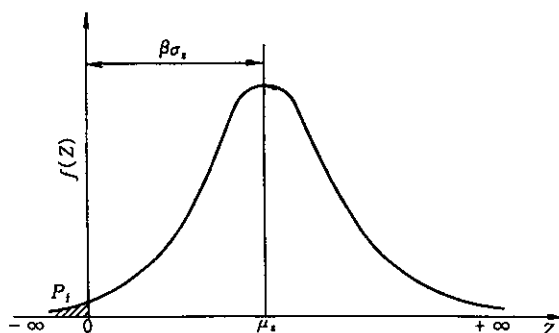


图2 结构失效概率与可靠指标的关系

式(11)表明,结构可靠指标 β 不仅与结构抗力 μ_R 和荷载效应 μ_S 有关,而且与它们的变异性(σ_R 和 σ_S)也有关。结构抗力和荷载效应变异性减小,可使 β 值提高,即结构可靠度提高,失效概率降低。而传统的设计法,按中心安全系数表达为 $K = \mu_R / \mu_S$,只考虑抗力和荷载效应的相对位置,没有计及 R 和 S 的离散程度。此外, β 还与基本变量的概率类型有关,概括了基本变量的统计特征,较全面地反映了各影响因素的变异性。显然,概率设计法比之以前的传统设计法更具科学性和合理性。

若将极限状态方程原坐标系 ROS (条文说明图1)中的 R 、 S

分别除以标准差 σ_R, σ_S , 形成 $R' = R/\sigma_R, S' = S/\sigma_S$ 的新坐标系 $R'O'S'$ (见图 3), 再将此坐标系平移, 原点由 O' 移至 $\hat{O}$ 处 ($\mu_R/\sigma_R, \mu_S/\sigma_S$), 则得到另一个新坐标系 $\hat{R}\hat{O}\hat{S}$ (见图 3):

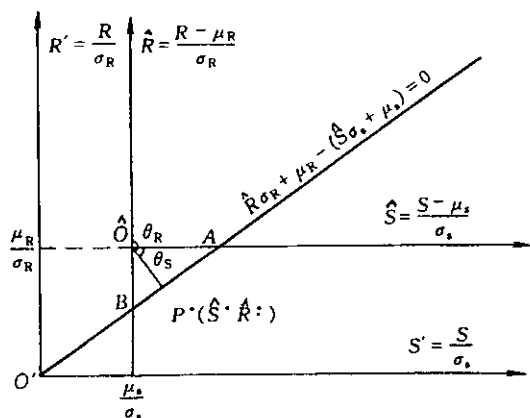


图 3 两个变量时可靠指标与极限状态方程的关系

$$\left. \begin{aligned} \hat{R} &= \frac{R}{\sigma_R} - \frac{\mu_R}{\sigma_R} = \frac{R - \mu_R}{\sigma_R} \\ \hat{S} &= \frac{S}{\sigma_S} - \frac{\mu_S}{\sigma_S} = \frac{S - \mu_S}{\sigma_S} \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

公式(13)表明, 前面坐标系的变换, 实质上是正态分布标准化, $\hat{R}, \hat{S}$ 为标准正态变量。原坐标系 ROS 与新坐标系 $\hat{R}\hat{O}\hat{S}$ 之间的关系由公式(13)得到

$$\left. \begin{aligned} R &= \hat{R}\sigma_R + \mu_R \\ S &= \hat{S}\sigma_S + \mu_S \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

此时, 极限状态方程变为

$$Z = R - S = (\hat{R}\sigma_R + \mu_R) - (\hat{S}\sigma_S + \mu_S) = 0$$

或

$$\hat{R}\sigma_R - \hat{S}\sigma_S + \mu_R - \mu_S = 0$$

将上式除以 $-\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$, 成为

$$\hat{S} \frac{\sigma_s}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} - \hat{R} \frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} - \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} = 0$$

$$\left. \begin{aligned} \cos \theta_s &= \frac{\sigma_s}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \\ \cos \theta_R &= \frac{-\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

则上式变为

$$\hat{S} \cos \theta_s + \hat{R} \cos \theta_R - \beta = 0 \quad (16)$$

由解析几何可知,公式(16)正是 $\hat{R}\hat{O}\hat{S}$ 坐标系中标准型法线式直线方程,常数项 β 是原点 $\hat{O}$ 到极限状态直线的法线长度, $\cos \theta_s$ 和 $\cos \theta_R$ 是法线 $\hat{O}P^*$ 对坐标向量的方向余弦。也就是说,可靠指标的几何意义就是标准正态坐标系中原点到极限状态直线的最短距离 $\hat{O}P^*$ (见图 3)。 P^* 是极限状态直线上的一点,称为“设计验算点”。这一几何意义可推广应用于多个基本变量和非线性的极限状态方程。

由图 3 可知,法线垂足 P^* 的坐标为:

$$\left. \begin{aligned} \hat{S}^* &= \hat{O}P^* \cos \theta_s = \beta \cos \theta_s \\ \hat{R}^* &= \hat{O}P^* \cos \theta_R = \beta \cos \theta_R \end{aligned} \right\} \quad (17)$$

由公式(14),设计验算点 $P^*(\hat{S}^*, \hat{R}^*)$ 在原坐标系 ROS 中的坐标为

$$\left. \begin{aligned} S^* &= \hat{S}^* \sigma_s + \mu_s = \beta \cos \theta_s \cdot \sigma_s + \mu_s \\ R^* &= \hat{R}^* \sigma_R + \mu_R = \beta \cos \theta_R \cdot \sigma_R + \mu_R \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

因为在坐标系 ROS 中极限状态方程为 $R - S = 0$,所以在这条极限状态直线上的 P^* 点坐标 (S^*, R^*) 也必然满足以下条件:

$$R^* - S^* = 0 \quad (19)$$

以上讨论的是极限状态方程只含两个正态基本变量的情况。但在实际工程中往往有两个以上基本变量。此时的极限状态方程为

$$Z = g(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0 \quad (20)$$

方程(20)可能是线性,也可能是非线性的。它表达为以基本变量 $X_i (i=1, 2, \dots, n)$ 为坐标的 n 维空间上的一个曲面。作标准正态化变换:

$$\hat{X}_i = \frac{X_i - \mu_{X_i}}{\sigma_{X_i}} \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (21)$$

则极限状态方程(20)在坐标系 $\hat{O} - \hat{X}_1 \hat{X}_2 \dots \hat{X}_n$ 中表达为

$$Z = g(\hat{X}_1 \sigma_{X_1} + \mu_{X_1}, \hat{X}_2 \sigma_{X_2} + \mu_{X_2}, \dots, \hat{X}_n \sigma_{X_n} + \mu_{X_n}) = 0 \quad (22)$$

类似两个正态变量的情况,此时的可靠指标 β 是标准正态空间坐标系 $\hat{O} - \hat{X}_1 \hat{X}_2 \dots \hat{X}_n$ 中原点 $\hat{O}$ 到极限状态曲面的最短距离,也即是 P^* 点沿其在极限状态曲面的切平面法线方向至原点 $\hat{O}$ 的长度。图 4 示出了三个正态基本变量的情况。

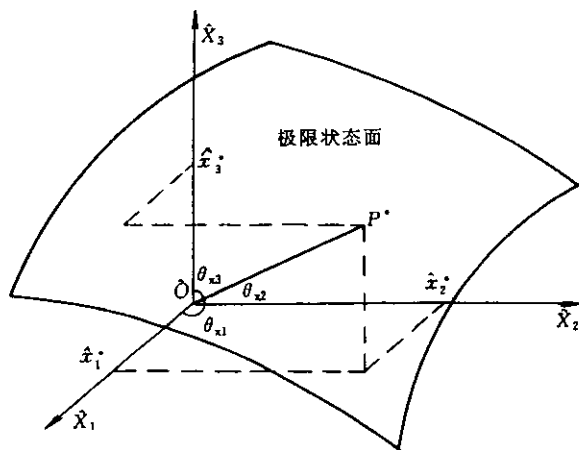


图 4 多个变量时可靠指标与极限状态方程的关系

参照公式(15),极限状态曲面在 P^* 点的法线 $\hat{O}P^*$ 对坐标向量的方向余弦为

$$\cos \theta_{X_i} = \frac{-\left. \frac{\partial g}{\partial \hat{X}_i} \right|_{P^*} \cdot \sigma_{X_i}}{\left[\sum_{i=1}^n \left(\left. \frac{\partial g}{\partial \hat{X}_i} \right|_{P^*} \cdot \sigma_{X_i} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}} \quad (23)$$

式中 $\left. \frac{\partial g}{\partial X_i} \right|_{P^*}$ 表示函数 $g(X_i)$ 对 X_i 的偏导数在 P^* 点赋值。

由方向余弦定义：

$$\hat{x}_i^* = \hat{O}P^* \cos \theta_{X_i} = \beta \cos \theta_{X_i} (i=1, 2, \dots, n)$$

又由公式(21)：

$$\hat{x}_i^* = \frac{x_i^* - \mu_{X_i}}{\sigma_{X_i}} (i=1, 2, \dots, n)$$

得

$$\frac{x_i^* - \mu_{X_i}}{\sigma_{X_i}} = \beta \cos \theta_{X_i}$$

即得与公式(18)类似式：

$$x_i^* = \mu_{X_i} + \beta \sigma_{X_i} \cos \theta_{X_i} (i=1, 2, \dots, n) \quad (24)$$

式中, x_i^* 为 P^* 点原坐标值, μ_{X_i} 、 σ_{X_i} 为基本变量 X_i 的平均值和标准差。

与公式(19)相似, 因为 P^* 是极限状态曲面上的点, 必然满足方程(20), 即

$$g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) = 0 \quad (25)$$

当已知各基本变量的统计参数后, 按照公式(23)、(24)、(25)即可联立求解 β 值。例如, 当极限状态方程为 $g(R, S_Q, S_G) = R - S_Q - S_G = 0$, 且 R 、 S_Q 、 S_G 均为正态分布, 利用上述三个公式可以得到

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_{SQ} - \mu_{SG}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_{SQ}^2 + \sigma_{SG}^2}} \quad (26)$$

式中, μ_R 、 μ_{SQ} 、 μ_{SG} 和 σ_R 、 σ_{SQ} 、 σ_{SG} 分别为结构抗力 R 、可变荷载效应 S_Q 、永久荷载效应 S_G 的平均值和标准差。

上面讨论均假定基本变量是正态分布的, 当极限状态方程中含有非正态变量时, 就要把非正态变量“当量正态化”, 才能运用以上方法计算 β 。所谓非正态变量当量正态化, 就是在设计验算点 x_i^* 处, 令当量正态变量 X_i (其平均值为 μ_{X_i} , 标准差为 σ_{X_i}) 的分布函数值 $F_{X_i}(x_i^*)$ 与原变量 (其平均值为 μ_{X_i} , 标准差为 σ_{X_i}) 的分布函

数值 $F_{X_i}(x_i^*)$ 相等; 和当量正态变量概率密度函数值 $f_{X'_i}(x_i^*)$ 与原变量概率密度函数值 $f_{X_i}(x_i^*)$ 相等 (见图 5), 求得当量正态变量 X'_i 的平均值 $\mu_{X'_i}$ 和标准差 $\sigma_{X'_i}$ 。经推演其计算公式如下:

$$\mu_{X'_i} = x_i^* - \Phi^{-1}[F_{X_i}(x_i^*)]\sigma_{X'_i} \quad (27)$$

$$\sigma_{X'_i} = \frac{\varphi[\Phi^{-1}F_{X_i}(x_i^*)]}{f_{X_i}(x_i^*)} \quad (28)$$

式中, $\Phi^{-1}(\cdot)$ 为标准正态分布的反函数, $\varphi(\cdot)$ 为标准正态概率密度函数

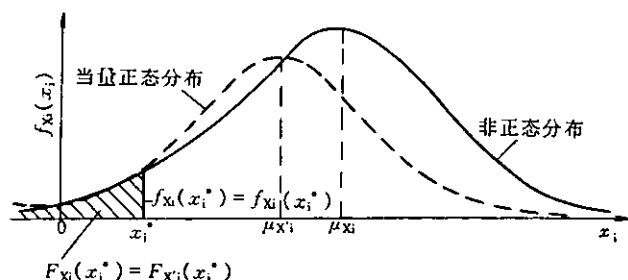


图 5 当量正态化的条件

若随机变量 X_i 为对数正态分布时, 则 $\ln X_i$ 服从正态分布, 当量正态变量 X'_i 的平均值和标准差由公式 (27)、(28) 变为

$$\mu_{X'_i} = x_i^* (1 - \ln x_i^* + \mu_{\ln X_i}) = x_i^* (1 - \ln x_i^* + \ln \frac{\mu_{X_i}}{\sqrt{1 + \delta_{X_i}^2}}) \quad (29)$$

$$\sigma_{X'_i} = x_i^* \sigma_{\ln X_i} = x_i^* \sqrt{\ln(1 + \delta_{X_i}^2)} \quad (30)$$

式中, δ_{X_i} 为 X_i 的变异系数, $\delta_{X_i} = \sigma_{X_i} / \mu_{X_i}$;

$$\mu_{\ln X_i} = \ln \frac{\mu_{X_i}}{\sqrt{1 + \delta_{X_i}^2}} \quad (31)$$

$$\sigma_{\ln X_i} = \sqrt{\ln(1 + \delta_{X_i}^2)} \quad (32)$$

在极限状态方程中, 当以当量正态变量的 $\mu_{X'_i}$ 、 $\sigma_{X'_i}$ 代替非正

态变量的 μ_{X_i} 、 σ_{X_i} 后,就可以由公式(23)、(24)、(25)计算 β 值。但由于当量正态化的公式(27)、(28)或公式(29)、(30)涉及到设计验算点的坐标 x_i^* ,而 x_i^* 也是一个待求值。所以当极限状态方程中有非正态变量时,必须利用公式(23)、(24)、(25)与公式(27)、(28)或公式(29)、(30)进行联合求解才能算得 β 值。但这样计算是很麻烦的,一般采用迭代法。其计算步骤示于图6。

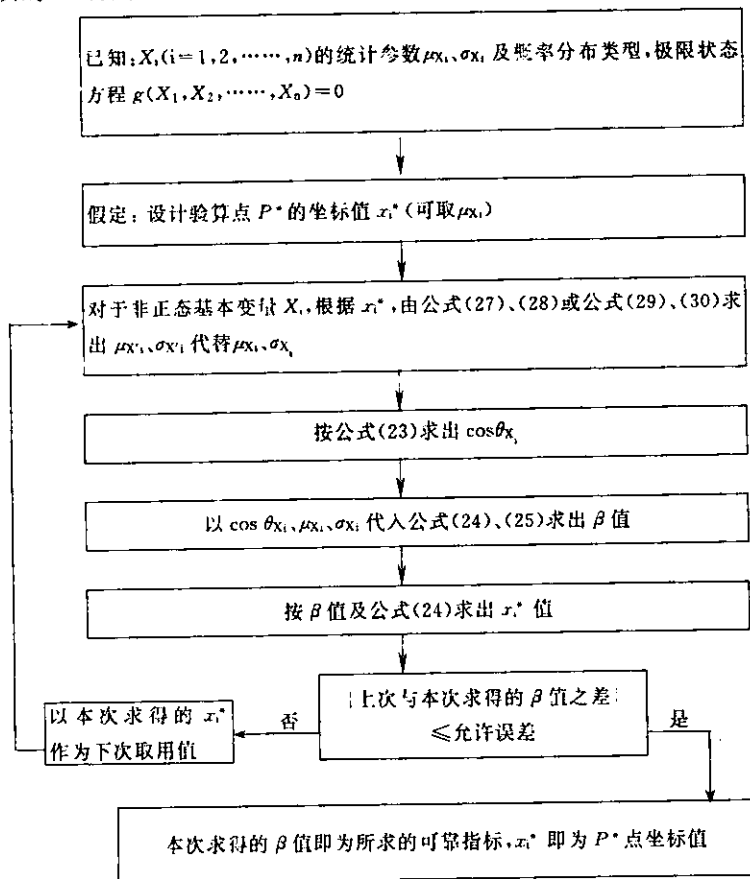


图6 计算 β 值的迭代过程

3.3.3 公路工程结构规定用可靠指标来度量结构的可靠性,其优点是可靠指标与失效概率或可靠度(可靠概率)有一一对应的关系,只要知道其中之一,就容易得到其他。然而,失效概率或可靠概率一般要通过多维积分才能求得,而可靠指标仅涉及结构抗力 R 和作用效应 S 的一、二阶矩[见本标准第 3.3.2 条公式(3.3.2)],运算起来较为简单。因此,国际上对于桥梁、房屋等具有较高可靠度(也即有较大可靠指标)的结构,普遍地采用可靠指标来度量结构的可靠性。路面结构由于可靠指标较小,国际上也有用可靠度 ρ 作为度量结构可靠性的数值指标。

用作结构设计依据的可靠指标,称为目标可靠指标。它主要是采用“校准法”并结合工程经验加以确定的。所谓“校准法”就是根据各基本变量的统计参数和概率分布类型,运用可靠度的计算方法,揭示以往规范(主要是现行规范)隐含的可靠度,以此作为确定目标可靠指标的主要依据。这种方法在总体上承认了以往规范的设计经验和可靠度水平,同时也考虑了渊源于客观实际的调查统计分析资料,是比较现实和稳妥的。当然也不排除辅以其他方法经综合分析后来确定目标可靠指标。现就公路桥梁和路面结构扼要说明如下:

1 公路桥梁结构。例如对现行规范《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTJ 023-85 进行“校准”。该规范规定的钢筋混凝土结构承载能力极限状态设计,其作用效应设计值的表达式归纳如下:

$$\gamma_3 \gamma_4 \gamma_5 (\gamma_1 S_{GK} + \gamma_2 S_{QK}) = R_K \quad (33)$$

式中, S_{GK} 为按规范规定的恒载标准值计算的效应; S_{QK} 为按规范规定的汽车荷载标准值计算的效应; γ_1 为恒载分项系数; γ_2 为汽车荷载分项系数; γ_3 为构件工作条件系数,延性破坏构件与脆性破坏构件采用不同值; γ_4 为材料分项系数; γ_5 为荷载分项系数的调整系数,规范有明文规定; R_K 表示结构构件的抗力标准值,可通过公式(33)计算求得。

另外,根据调查统计分析得到的有关恒载、汽车荷载和结构抗力的统计参数(见第 4.3.2 条和第 7.1.2 条说明) K_{SG} 、 δ_{SG} 、 K_{SQ} 、 δ_{SQ} 、 K_R 、 δ_R , 可得:

$$\left. \begin{aligned} \mu_{SG} &= K_{SG} S_{Gk} & \mu_{SQ} &= K_{SQ} S_{Qk} & \mu_R &= K_R R_k \\ \sigma_{SG} &= \mu_{SG} \delta_{SG} & \sigma_{SQ} &= \mu_{SQ} \delta_{SQ} & \sigma_R &= \mu_R \delta_R \end{aligned} \right\} \quad (34)$$

通过公式(33)与公式(34)将规范以标准值表达的设计表达式与基本变量的统计参数联系起来。如果恒载 S_G 、汽车 S_Q 、抗力 R 均为正态变量,按公式(33)算出 R_k 以后,再按公式(34)算出各基本变量的平均值 μ 和标准差 σ ,将它们代入第 3.3.2 条说明公式(26)即可求得可靠指标 β 值。如果基本变量中有非正态变量,则需考虑各基本变量的分布类型,按第 3.3.2 条说明图 6 所示步骤计算 β 值。

在运用上述方法“校准”求 β 值时,有以下几个问题需进一步加以说明:

1)一般情况下公路桥梁的最主要荷载是结构恒载 G 和汽车荷载 Q , 把它们作为 β 运算的最基本荷载组合。汽车荷载在调查统计时分为密集运行状态和一般运行状态,前者取得与现行规范汽车—超 20 级效应比值的统计特征;后者取得与现行规范汽车—20 级效应比值的统计特征,这两种运行状态都参与了 β 的运算。

2)在最基本荷载组合中,汽车荷载标准值效应与恒载标准值效应的比值 $\rho(=S_{Qk}/S_{Gk})$ 不同, β 值也将随之变化。从公式(33)可以看出,当汽车荷载效应与恒载效应的比值确定后, S_{Gk} 或 S_{Qk} 量值的增减也使 R_k 值按同一比例增减,表明荷载效应的具体取值并不影响 β 的计算结果,重要的是需要明确效应标准值的比值。根据公路桥梁的常遇范围,选用了 $\rho=0.1、0.25、0.5、1.0、1.5、2.5$ 六种比值参与计算。

3)不同的构件种类有不同的可靠指标,根据现行规范罗列的构件选择了轴心受压、轴心受拉、正截面受弯、大偏心受压、斜截面

受剪五种进行“校准”分析。其中延性构件和脆性构件采用不同的工作条件系数。

按照运算结果可以作出以下结论：

1) 无论是延性破坏构件或是脆性破坏构件，汽车一般运行状态下同类构件 β 的平均值与密集运行状态下同条件的 β 值非常接近，表明汽车运行状态对 β 值影响是很小的；

2) 无论是汽车一般运行状态或是密集运行状态，脆性构件 β 值的平均值比延性构件 β 值的平均值大 0.5 左右，因而可将 0.5 作为这两类构件相应于设计基准期内失效概率的一个数量级差；

3) 按照运算结果并结合工程经验，取延性构件的目标可靠指标 $\beta=4.2$ ，对应于失效概率 $p_f=1.34 \times 10^{-5}$ ，恰好介于工民建的 $\beta=3.2$ 与铁路桥梁的 $\beta=4.7$ 之间。再按上述 2) 的原则，脆性构件的目标可靠指标可取为 $\beta=4.7$ 。

以上确定的目标可靠指标是按现行规范持久状况设计“校准”分析得到的，适用于二级安全等级公路桥梁持久状况的承载能力极限状态设计。安全等级一级和三级桥梁持久状况设计的目标可靠指标，在安全等级二级桥梁的基础上提高或降低一个数量级差 0.5。

2 路面结构。路面结构的可靠度比公路桥梁低很多，在进行结构可靠性分析时直接引用了可靠度（可靠概率）这个数值指标，为了与公路桥梁取得统一，在取得目标可靠度以后再转化为目标可靠指标。因为可靠度与可靠指标有对应关系，所以实质是相同的。路面结构的目标可靠度是采用校准法并结合使用要求和经济比较，经综合分析确定的。

水泥混凝土路面：对新修订的《公路水泥混凝土路面设计规范》JTJ 012-94 各交通等级路面所隐含的可靠度进行“校准”分析，同时分析了 30 余条已建路面的实际可靠度，其综合结果分别列于表 1 和表 2。

表 1 现行规范隐含可靠度(%)

公路等级 交通等级	高速公路	一级公路	二级公路
特 重	99.8	99.6	99.1
重	99.6	99.2	98.4
中			95.7

表 2 已建水泥混凝土路面实际可靠度(%)

公路等级 交通等级	高速公路	一级公路	二级公路
特 重	99.3		97.7
重		99.2~99.4	82.8~98.9
中			71.6~93.0

沥青混凝土路面:对现行规范《公路柔性路面设计规范》JTJ 014-97 隐含可靠度作了分析,同时也计算分析了已建和在建公路的实际可靠度,结果分别列于表 3 和表 4。

表 3 现行规范隐含可靠度(%)

公路等级 交通等级	高速公路	一级公路	二级公路
重	90~94	85~90	
中	84~90	75~85	70~80
轻	75~82	65~75	60~75

表 4 已建沥青路面实际可靠度(%)

公路等级	高速公路	一级公路	二级公路
实际可靠度(%)	90~99	85~95	75~90

路面结构在确定目标可靠度时,还对不同可靠度路面结构的使用状况以及项目费用和用户费用进行了分析,按各级公路对路面的使用要求和使期总费用最小的原则,提出了相应的可靠度要求。在经过水泥混凝土路面和沥青混凝土路面可靠度的多方面综合分析比较以后,认为两种路面结构可以提出一个统一的目标可靠指标,以示当前各级公路总的可靠度水平。这就是本标准第 3.3.3 条表 3.3.3-2 给出的目标可靠指标及其相应的目标可靠度。

公路路基的路堤稳定也曾进行可靠度分析,提出了各级公路的目标可靠指标值,按照《统一标准》审查会上专家们的意见,作为参考资料,见表 5:

表 5 路基(路堤稳定)目标可靠指标

公路等级	高速公路	一级公路	二级公路
目标可靠度(%)	3.00~2.54	2.86~2.42	2.60~2.20

3.3.4 公路桥梁结构正常使用极限状态设计的可靠度,由于影响因素比较复杂,尤其缺乏足够可靠的统计资料,目前国内外都还研究得很不够。这次公路桥梁正常使用极限状态可靠度研究,仅对钢筋混凝土梁的裂缝和挠度作些探索性的工作。说明如下:

荷载短期效应组合下裂缝和挠度的概率分布类型。一般情况下,结构正常使用极限状态的可靠度是比较低的,结构抗力和荷载效应的概率分布形式对结构失效概率的计算结果影响不大,可以认定为正态分布或对数正态分布。本次研究还是对裂缝和挠度的分布类型进行了探讨。利用重庆交通学院 133 根部分预应力混凝土梁的实测裂缝宽度和原南京工学院 155 根矩形梁的实测挠度资料,应用 X^2 检验法进行概率分布的优度拟合检验,结果表明它们均不拒绝对数正态分布。

结构可靠度的计算模式。仍用与承载能力极限状态可靠度相同的近似概率法,其极限状态方程用下式表达:

$$R - S = 0 \quad (35)$$

式中, S 为广义的荷载效应, 即荷载作用下产生于构件的最大裂缝宽度、最大挠度等, 是随机变量; R 为广义的结构抗力, 即使构件正常使用失效的最大裂缝宽度、最大挠度等, 可作为随机变量, 也可作为常量。若将 R 作为随机变量, 则需有足够的使构件正常使用失效的最大效应的统计资料, 但这样的数据目前还是难以取得的。本次研究假定 R 为常量。

当功能函数为对数正态分布时, 结构可靠指标按下式计算:

$$\beta = \frac{\ln \frac{R}{\mu_s} \sqrt{1 + \delta_s^2}}{\sqrt{\ln(1 + \delta_s^2)}} \quad (36)$$

式中 R —— 结构构件的抗力, 等于现行规范规定的正常使用极限状态设计的各项限值;

μ_s —— 广义荷载效应的平均值;

δ_s —— 广义荷载效应的变异系数。

正常使用极限状态的可靠指标应用公式(36)对公路桥梁标准图有关钢筋混凝土梁、板的裂缝和挠度隐含的可靠度进行计算。广义荷载效应的统计参数, 利用现行规范的计算公式及有关规定计算, 其中少数缺乏调查的统计数据, 引用了有关资料; 设计荷载按现行规范规定的采用, 短期效应组合时(现行规范只规定短期效应组合)可变荷载采用最大值, 即采用汽车荷载频遇值系数 $\Psi_1 = 1.0$ 。计算结果表明, 可靠指标 β 值离散性较大, 但无论是钢筋混凝土梁、板的裂缝或挠度, 其运算的可靠指标均不小于 0.8。造成 β 值离散性大的原因很多, 例如由于缺乏统计资料未能考虑计算模式的不定性; 标准图原设计效果直接影响可靠指标的计算结果等。尽管如此, 我们认为可将运算的最小可靠指标 $\beta_{\min} = 0.8$ 适当提高, 确定 $\beta_{\min} = 1.0$ 作为正常使用极限状态设计的最小控制值是可以的。

按照《统一标准》的规定, 结构在进行正常使用极限状态设计

时,可变荷载可取其频遇值或准永久值,这在现行规范中是无此规定的。为此,将汽车荷载经统计分析得到的频遇值和准永久值,分别按短期效应组合和长期效应组合,对钢筋混凝土构件的裂缝进行可靠度计算,所得可靠指标比现行规范规定的计算结果有较大提高,这说明按《统一标准》规定编制的新规范,其正常使用极限状态设计的可靠度增大了。为使新老规范的计算效果不致相差过大,在制订新规范时应采取适当措施,避免因正常使用极限状态设计而过多变更材料用量。

作为路基正常使用极限状态设计的路堤沉降曾作了概率分析,所得结果见表 6,以供参考。

表 6 路堤沉降设计目标可靠指标

公路等级	高速公路	一级公路	二级公路
目标可靠指标	2.46~1.65	1.65~1.28	1.28~0.84

4 结构上的作用

4.1 一般规定

4.1.1 长期以来,把所有引起结构反应的原因习惯地统称为“荷载”,这种叫法并不科学和确切。众所周知,引起结构反应的原因有两种截然不同的性质,一种是施加于结构上的外力,如车辆、人群、结构自重等,它们是直接施于结构上的,可用“荷载”这一术语来概括。另一种不是以外力形式施加于结构,它们产生的效应常与结构本身特性、结构所处环境有关。如地震、基础不均匀沉降、混凝土收缩和徐变、温度变化等,这些都是间接作用于结构的,如果也称“荷载”,就会引起人们的误解。如应用“地震荷载”一词,就容易被误解为地震是对结构直接施加的、与地基和结构无关的外力。因此,国际上普遍地把所有引起结构反应的原因统称为“作用”,而“荷载”仅限于表达施加于结构上的直接作用。

4.2 作用的分类

4.2.1 作用按随时间变化分为永久作用、可变作用和偶然作用。这种分类应用较为广泛,是结构作用的基本分类。在各类极限状态设计中,采用什么作用代表值往往与作用出现的持续时间长短有关,例如永久作用只用一个代表值,而可变作用则采用多个代表值。在作用统计分析中,这种分类直接关系到概率模型的选择,例如永久作用可采用随机变量概率模型,而可变作用一般采用随机过程概率模型。

4.2.3 作用按对结构的反应分为静态作用和动态作用。所以作这样的分类是因为在进行结构分析时,需要考虑某些作用的动力效应。把作用分为静态或动态,不在于作用本身是否有动力特性,而主要在于它是否使结构产生不可忽略的加速度。例如,人群荷载虽

是一个具有一定动力特性的荷载,但它对桥梁产生的动力效应可忽略不计,所以仍视为静态作用。

4.3 作用的随机特性和基本设计参数

4.3.1 施加于结构上的可变作用是随时间变化而变化的,所以一般要用随机过程概率模型来描述它的变化规律较切实际。持久设计状况随机过程的时间域一般取结构的设计基准期 T 。公路桥梁结构的可变作用曾采用了以下几种随机过程概率模型:

1 滤过泊松过程(或伽马——更新过程)。

在一般运行状态下的车辆荷载,其出现的时间间隔经拟合检验不拒绝伽马分布,则车辆荷载随机过程可用伽马——更新过程来描述。参数 α 的估计值为, $\alpha=0.9043$,为处理方便起见,取 $\alpha=1.0$ 。当 $\alpha=1.0$ 时,伽马分布退化为指数分布,当车辆的时间间隔为指数分布时,车辆荷载随机过程可用滤过泊松过程来描述。

滤过泊松(Poisson)过程的样本函数如图 7 所示。

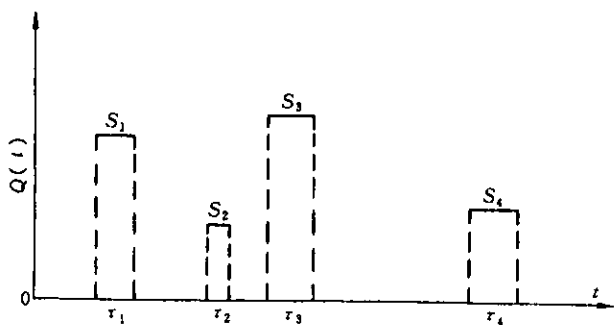


图 7 车辆荷载样本函数

车辆荷载随机过程 $\{Q(t), t \in [0, T]\}$ 符合滤过泊松过程,它可表达成

$$Q(t) = \sum_{n=0}^{N(t)} \omega(t; \tau_n, S_n)$$

式中, 1) $\{N(t), t \in [0, T]\}$ 为参数 λ 的泊松过程;

2) 响应函数

$$\omega(t; \tau_n, S_n) = \begin{cases} S_n, & t \in \tau_n \\ 0, & t \notin \tau_n \end{cases}$$

其中 τ_n 为第 n 个荷载持续时间, 令 $\tau_0 = 0$;

3) $S_n (n=1, 2, \dots)$ 为相互独立同分布于 $F_Q(x)$ 的随机变量序列, 称为截面随机变量且与 $N(t)$ 互相独立, 令 $S_0 = 0$ 。

滤过泊松过程最大值 $Q_m = \max\{Q(t), 0 \leq t \leq T\}$ 的概率分布表达式为

$$F_{Q_m} = \exp\{-\lambda T[1 - F_Q(x)]\} \quad (37)$$

式中, $F_Q(x)$ 为车重的截面分布, 拟合检验结果不拒绝对数正态分布; λ 为泊松过程参数, 这里为时间间隔指数分布参数的估计值; T 为设计基准期。

2 滤过韦泊随机过程。

在密集运行状态下的车辆荷载, 其出现的时间间隔经拟合检验不拒绝韦泊过程, 所以密集运行状态车辆荷载随机过程用韦泊过程描述。

韦泊过程可认为是泊松过程的推广, 两者强度函数不同, 韦泊过程的强度函数为 $\lambda(t) = \lambda\beta t^{\beta-1} (t \geq 0, \lambda, \beta > 0)$, 当分布参数 $\beta=1$ 时, 韦泊过程退化为强度 λ 的泊松过程。

滤过韦泊过程最大值 $Q_m = \max\{Q(t), 0 \leq t \leq T\}$ 的概率分布函数为

$$F_{Q_m} = \exp\{-\lambda T^\beta[1 - F_Q(x)]\} \quad (38)$$

式中, λ, β 为韦泊过程强度函数的参数; T 为设计基准期; $F_Q(x)$ 为车重的截面分布, 即为对数正态分布。

3 平稳二项随机过程。

可变荷载的样本函数也可模型化为等时段的矩形波函数(见图 8), 即假定:

1) 荷载一次持续施加在结构上的时段长度为 τ , 将设计基准

期 T 等分为 r 个相等的时段, 即 $r=T/\tau$;

2) 在每个时段上, 荷载出现的概率为 p , 不出现的概率为 $q=1-p$;

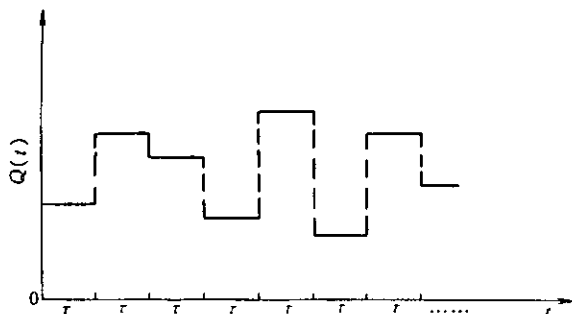


图 8 荷载的样本函数

3) 每一时段荷载出现时, 其幅值是非负随机变量, 且不同时段上的概率分布函数 $F_Q(x)$ 是相同的, $F_Q(x)$ 称为荷载的截口分布;

4) 不同时段上的幅值随机变量是相互独立的, 且与在时段上是否出现荷载也相互独立。

在结构可靠度一次二阶矩的分析方法中, 结构功能函数的各基本变量是按随机变量考虑的, 所以需要把上述荷载随机过程 $Q(t)$ 转换为设计基准期最大荷载随机变量 Q_T , 才能便于运算。根据上述假定, 可以导出设计基准期 Q_T 的概率分布函数为

$$F_{Q_T}(x) = \{1 - p[1 - F_Q(x)]\}^r$$

设荷载在设计基准期内平均出现的次数为 m , $m = pr$ 。当 $p = 1$ 时, $m = r$, 则上式可写为

$$F_{Q_T}(x) = [F_Q(x)]^m \quad (39)$$

公式(39)表明, 设计基准期内最大荷载随机变量的概率分布函数, 只要根据截口荷载随机变量的概率分布函数和荷载在设计基准期内平均出现次数就可求得。

4.3.2 本条对作用的统计参数和概率分布函数提出了要求。这些

作用的统计特征都是以实际调查测量数据为基础,通过参数估计和概率分布假设检验确定的。现就公路桥梁和路面结构的情况分述如下:

1 公路桥梁结构有关作用。

1)恒荷载。根据公路桥梁可靠度的研究任务,恒荷载的调查实测着重于钢筋混凝土和预应力混凝土桥梁。实测的内容包括钢筋混凝土和预应力混凝土 T 梁、箱梁和板的自重,桥面沥青混凝土和水泥混凝土的重力密度和厚度。桥面栏杆、人行道块件因为自重较轻,所占恒荷载比例很小,未加测量。调查实测的规模遍及全国六大片区的 10 多个省、市、自治区。测量了 42 个桥梁工地和预制厂的构件重量,获得了 1488 根梁、板自重数据。从不同年代建成的 36 座桥梁上,测得了水泥混凝土和沥青混凝土桥面铺装层厚度数据 4140 个,重力密度数据 804 个,它们的分布面积达 2980 多 m^2 。

被调查的桥梁一般由省级施工队伍施工,施工情况正常。

恒荷载属于永久作用,随时间的变化很小,可近似地认为在设计基准期内保持恒定的量值,可以选用随机变量概率模型来描述(不作随机过程分析)。为了使统计结果适用于各种构件和各类桥梁,采用无量纲参数作为恒荷载的基本统计对象。构件和桥面重量采用 $K_G = G/G_k$, 其中 G 为实测的构件重或桥面重; G_k 为现行规范规定的构件标准重或桥面标准重(即现行规范规定的标准重力密度乘设计体积);桥面重力密度采用 $K_r = r/r_k$, 其中 r 为实测桥面重力密度; r_k 为现行规范规定的桥面标准重力密度(即标准容重)。

对实测资料进行整理,剔除异常值,在此基础上作分布假设检验,分析结果表明恒荷载均不拒绝正态分布。其统计参数及概率分布函数列于表 7。

桥梁的恒荷载是由构件重和桥面重组成的,因此,需要把它们统计参数组合起来。取桥面重分别为结构总重的 10%、15%、20%、25%、30%作上述两者的组合。结果表明,桥面重与构件重的

表 7 恒荷载统计参数及概率分布函数

恒荷载种类		分布类型	平均值/标准值 κ_G 或 κ_T	变异系数 δ_G 或 δ_T	概率分布函数
水泥 混凝土 桥面	重力 密度	正态	0.9870	0.0397	$F_1(x) = \frac{1}{0.0392r_k \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x \exp\left[-\frac{(u - 0.9870r_k)^2}{0.0031r_k^2}\right] du$
	自重				$F_G(x) = \frac{1}{0.0976G_k \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x \exp\left[-\frac{(u - 0.9865G_k)^2}{0.0187G_k^2}\right] du$
沥青 混凝土 桥面	重力 密度	正态	0.9991	0.0436	$F_1(x) = \frac{1}{0.0976r_k \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x \exp\left[-\frac{(u - 0.9991r_k)^2}{0.0038r_k^2}\right] du$
	自重				$F_G(x) = \frac{1}{0.1102G_k \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x \exp\left[-\frac{(u - 0.9891G_k)^2}{0.0243G_k^2}\right] du$
构件 重		正态	1.0212	0.0462	$F_G(x) = \frac{1}{0.0472G_k \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x \exp\left[-\frac{(u - 1.0212G_k)^2}{0.0045G_k^2}\right] du$

不同比例对恒荷载的统计参数影响甚微。组合后的统计参数可取用： $K_G=1.0148$ ， $\delta_G=0.0431$ ，分布类型仍为正态分布。结构可靠度分析就采用这些统计特征。

2) 汽车荷载。这次研究对汽车荷载及荷载效应都作了统计分析，这里只介绍汽车荷载效应分析结果。因为结构设计只需荷载效应，而行驶于桥上的汽车车队荷载以多个参数(车重或轴重、车间距、轴距)影响产生于结构中的效应，它不能被直接引入可靠度分析之中。所以必须在汽车荷载调查分析基础上，通过对不同桥型、各种跨径的大量计算，求得具有控制作用的各类效应。

汽车车队荷载的调查是通过“公路车辆动态测试仪”进行的。根据全国交通量调查长期观测的资料，选择 207、328、305、101 四条国道干线上相应的山西晋城、江苏扬州、辽宁大洼、河北承德设置了测点。晋城测点运煤车多，车重大；扬州测点车流多，密度大；大洼测点车型变化多，集装箱和拖挂车占较大比例；承德测点则是车重不大，行车密度也较稀。这些测点的车辆交通情况各具特点，在一定程度上反映了我国各级公路的车流状况。通过对各个测点连续五天的测录，获得了 6 万多辆汽车的相关数据。此外，还用人工方法测得了 300 多辆汽车自然堵塞情况。这些调查数据构成了对汽车荷载分析，进而进行汽车荷载效应分析的基础。

汽车的行驶密度对结构设计有着重要的影响。而公路上实际行车密度随时间(一天内)和季节的变化其差异是很大的。在汽车荷载统计分析时，不能把所有样本笼统地集合在一起，而应根据实测资料大致地划分汽车的运行状态。按照现行标准的规定以及目前设计所采用的汽车荷载标准，统计时将汽车荷载分为密集运行和一般运行两种状态。前者的两辆相随汽车的时间间隔在 3s 以下，也包括堵车状态，比拟于现行规范汽车—超 20 级；后者的两辆相随汽车的时间间隔在 3s 及 3s 以上，比拟于现行规范的汽车—20 级。

从统计学的角度出发，要取得汽车荷载效应的统计资料，理应

从实际结构上直接测得。但是,目前在测试技术上尚存在困难,无法做到。汽车荷载效应只能根据汽车荷载的实测数据及统计结果通过大量计算确定。这样,就忽略了结构(空间或平面)、材料(弹性或非弹性)、计算(精确或近似假定)等因素的不定性对荷载效应统计规律的影响。既然汽车荷载效应要通过计算加以确定,如何选择汽车荷载样本也是一个重要问题。根据现有调查统计资料有以下三个方案可供选择:①从汽车荷载统计规律中随机抽取车重和车间距组成各式车队;②在时段内寻找使结构产生最大效应的车队;③经剔除异常值后连续测录的自然车队。经分析比较后认为,第三方案为最佳方案。因为它不但更接近于实际车流状况,而且从统计分析结果看,无论是一般运行状态还是密集运行状态均不过多地脱离现行规范规定的汽车荷载标准产生的效应值,这样就可避免在材料用量上与以往设计结果比较波动过大。

汽车荷载效应的可靠性分析采用无量纲参数 $K_{sq} = S_q / S_{qk}$, 其中 S_q 为根据实测的汽车荷载计算的效应值,分为一般运行状态和密集运行状态; S_{qk} 为根据现行规范规定的汽车荷载标准计算的对应于 S_q 的效应值,一般运行状态时汽车荷载标准采用汽车—20级,密集运行状态时汽车荷载标准采用汽车—超20级。用 $K-S$ 检验法或小样本 W^2 检验法进行截面分布的拟合检验,设计基准期的最大值分布根据截面分布选用了两个分布类型。汽车荷载效应统计分析结果列于表8。

3)人群荷载。人群荷载调查以城市或城市郊区桥梁为对象。全国六大片区分别选择了沈阳、北京、天津、上海、武汉、广州、西安和昆明等10个城市共30座桥梁进行实测调查。每座桥梁选其行人高峰期观测三天。观测的方法是在人行道上任意划出 $2m^2$ 面积和10m、20m、30m观测段,分别连续记录瞬时出现其上的最多人数。据此计算每平方米的人群荷载。人体标准重经大量称重统计分析,取 $0.65kN$ 。人群荷载的统计分析以 $K_L = L / L_k (i=1,2)$ 和 L 同时进行,两者互为校核。式中 L 为每平方米人群荷载实测值;

表 8 汽车荷载效应统计参数及概率分布函数

随机情况	汽车运行状态	效应种类	分布类型	平均值/标准值 μ_{SQ}/σ_{SQ}	变异系数 δ_{SQ}	概率分布函数
最不利分布	一般运行状态	弯矩	I-泊	0.2993	0.3598	$F_{0M}(x) = 1 - e^{-\left(\frac{x}{0.333S_{QK}}\right)^{3.0321S_{QK}}}$
		剪力		0.2629	0.3659	$F_{0V}(x) = 1 - e^{-\left(\frac{x}{0.2947S_{QK}}\right)^{2.9465S_{QK}}}$
设计标准	密集运行状态	弯矩	正态	0.5522	0.1248	$F_{0M}(x) = \frac{1}{0.0689S_{QK}\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x \exp\left[-\frac{(u-0.5522S_{QK})^2}{0.0095S_{QK}^2}\right] du$
		剪力		0.5202	0.1063	$F_{0V}(x) = \frac{1}{0.0553S_{QK}\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x \exp\left[-\frac{(u-0.5202S_{QK})^2}{0.0061S_{QK}^2}\right] du$
	一般运行状态	弯矩	正态	0.6684	0.1994	$F_M(x) = \frac{1}{0.1333S_{QK}\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x \exp\left[-\frac{(u-0.6684S_{QK})^2}{0.0355S_{QK}^2}\right] du$
		剪力		0.5925	0.2008	$F_V(x) = \frac{1}{0.1190S_{QK}\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x \exp\left[-\frac{(u-0.5925S_{QK})^2}{0.0283S_{QK}^2}\right] du$
期望最大值分布	密集运行状态	弯矩	极值 I 型	0.6861	0.1569	$F_M(x) = \exp\{-\exp[-\frac{(x-0.6376S_{QK})}{0.084S_{QK}}]\}$
		剪力		0.6083	0.1581	$F_V(x) = \exp\{-\exp[-\frac{(x-0.5650S_{QK})}{0.0750S_{QK}}]\}$
	一般运行状态	弯矩	正态	0.7882	0.1082	$F_M(x) = \frac{1}{0.0853S_{QK}\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x \exp\left[-\frac{(u-0.7882S_{QK})^2}{0.0146S_{QK}^2}\right] du$
		剪力		0.7096	0.0964	$F_V(x) = \frac{1}{0.0684S_{QK}\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x \exp\left[-\frac{(u-0.7096S_{QK})^2}{0.0094S_{QK}^2}\right] du$
设计标准	密集运行状态	弯矩	极值 I 型	0.7995	0.0862	$F_M(x) = \exp\{-\exp[-\frac{(x-0.7685S_{QK})}{0.0537S_{QK}}]\}$
		剪力		0.7187	0.0769	$F_V(x) = \exp\{-\exp[-\frac{(x-0.6938S_{QK})}{0.0431S_{QK}}]\}$

L_{ki} 为现行规范规定的人群荷载标准值,即 $L_{k1}=3.0\text{kN/m}^2$ 或 $L_{k2}=3.5\text{kN/m}^2$ 。考虑 2m^2 的调查面积很小,行人又是高峰期,且又取规定时间段内的最大值,可以认为在设计基准期内的实测值变化不大,已趋最大值,可只作随机变量分析。观测段 10m、20m、30m 划定的面积较大,随机性也大,尽管调查时选在行人高峰期,但这样的高峰期在设计基准期内有很大变化,短期实测值难以保证达到设计基准期内的最大值。因此,需要进行随机过程分析。荷载持续时段近似地取为一年。

用 K-S 检验法进行截口分布的拟合检验,结果人群荷载均不拒绝极值 I 型分布。设计基准期的最大值分布按第 4.3.1 条说明公式(39)计算如下:

$$\begin{aligned} F_{LT}(x) &= [F_L(x)]^m = \{\exp[-\exp(\frac{x-\beta}{\alpha})]\}^m \\ &= \exp[-\exp(-\frac{x-\beta}{\alpha} + \ln m)] \\ &= \exp\{-\exp[-\frac{x-(\beta + a \ln m)}{\alpha}]\} \\ &= \exp[-\exp(-\frac{x-\beta_T}{\alpha_T})] \end{aligned} \quad (40)$$

式中, α, β 为截口分布参数, α_T, β_T 为设计基准期最大值分布参数, $\alpha_T = \alpha, \beta_T = \beta + a \ln m$, 对于公路桥梁结构, $m=100$ 。

分析表明,观测段 10m、20m、30m 的结果相近,不一一列出。作为比较,现仅将 2m^2 和观测段 10m 的统计分析结果列于表 9。

4) 汽车荷载冲击系数。汽车的冲击系数是汽车过桥时对桥梁结构产生的竖向动力效应的增大系数。现场实测得知,桥梁最大竖向动力效应总是发生在最大竖向静力效应处。因此,汽车荷载的冲击系数可表示为

$$\eta = \frac{Y_{dmax}}{Y_{jmax}} \quad (41)$$

式中 Y_{jmax} ——在汽车过桥时测得的效应时间历程曲线上最大

表 9 人群荷载统计参数及概率分布函数

统计项目	随机情况	标准值 $L_{k1}(\text{kN/m}^2)$	分布类型	平均值/标准值 μ/σ	变异系数 δ_L	概率分布函数
2m^2	栈口分布	3.0	极值	0.5786	0.3911	$F_L(x) = \exp\{-\exp[-\frac{(x-0.4768L_{k1})}{0.1764L_{k1}}]\}$
		3.5		0.4959	0.3911	$F_L(x) = \exp\{-\exp[-\frac{(x-0.4087L_{k2})}{0.1512L_{k2}}]\}$
	设计基准期分布	3.0	I 型	0.5786	0.3911	$F_{L_T}(x) = \exp\{-\exp[-\frac{(x-0.4768L_{k1})}{0.1764L_{k1}}]\}$
		3.5		0.4959	0.3911	$F_{L_T}(x) = \exp\{-\exp[-\frac{(x-0.4087L_{k2})}{0.1512L_{k2}}]\}$
观测段 10 m	栈口分布	3.0	极值	0.1571	0.9356	$F_L(x) = \exp\{-\exp[-\frac{(x-0.0909L_{k1})}{0.1146L_{k1}}]\}$
		3.5		0.1346	0.9356	$F_L(x) = \exp\{-\exp[-\frac{(x-0.0779L_{k2})}{0.0982L_{k2}}]\}$
	设计基准期分布	3.0	I 型	0.6847	0.2146	$F_{L_T}(x) = \exp\{-\exp[-\frac{(x-0.6186L_{k1})}{0.1145L_{k1}}]\}$
		3.5		0.5869	0.2146	$F_{L_T}(x) = \exp\{-\exp[-\frac{(x-0.5302L_{k2})}{0.0982L_{k2}}]\}$

静力效应处量取的最大静力效应值；

Y_{dmax} ——在效应时间历程曲线上最大静力效应处量取的最大动力效应值。

现今各国公路桥梁规范规定的冲击系数，大多是移动的汽车荷载与桥梁结构产生“共振”时得到的，它是冲击系数的极大值，在桥梁上实际发生的概率是很小的。汽车荷载对桥梁产生的振动具有随机性。在荷载方面，通过桥梁的汽车流大小、车间间距、轴重大小、行驶速度、汽车横向位置以及汽车本身的动力特性等都是不确定的；在桥梁结构方面，桥梁所具有的初始条件，诸如桥头接缝状况、引道和桥面的平整度等也具有不定性。上述这些都是对移动汽车的激振及桥梁振动产生影响的随机因素。这些随机因素很难在实验室模拟，所以本次研究从现场实测入手，选择不同跨径的桥梁，通过连续测试，采集汽车流对桥梁产生冲击系数的随机样本，并用概率和数理统计的方法来寻求其统计规律。

利用动态测试系统经 12h 连续观测，收集了各种桥梁的 6600 多个冲击系数样本。汽车荷载冲击系数与汽车荷载是随机相关的，汽车荷载已作随机过程分析，汽车荷载冲击系数就无需再作随机过程分析而只作随机变量分析就可以了。对采集的样本进行统计参数的估计和概率分布的优度拟合检验，表明各种桥梁汽车荷载冲击系数均不拒绝极值 I 型分布，其统计参数和概率分布函数列于表 10。

5) 风荷载。选择了我国六大片区共 490 个气象台站的全部风速资料作为风荷载统计分析的依据。这些台站记录了 1951~1988 年我国沿海和内陆地区具有代表性的风气候。在现行的《公路桥涵设计通用规范》JTJ 021-89 中，桥涵设计风速是按平坦空旷地面，离地 20m 高，重现期为 100 年的 10min 平均最大风速确定的。考虑到我国气象台站的风速记录大多在离地面 10m 高度处，所以根据现有调查的原始资料，经观测次数、时距等的换算，整理成为离

表 10 汽车荷载冲击系数统计参数及概率分布函数

桥梁名称	结构类型	标准跨径(m)	均值	变异系数	概率分布函数
马家桥	钢筋混凝土板	6	1.2439	0.0768	$F_1(x) = \exp\{-\exp[-\frac{(x-1.2009)}{0.0745}]\}$
左家桥	钢筋混凝土板	8	1.2336	0.0851	$F_1(x) = \exp\{-\exp[-\frac{(x-1.1975)}{0.0626}]\}$
木家洼子桥	钢筋混凝土T梁	10	1.2221	0.0563	$F_1(x) = \exp\{-\exp[-\frac{(x-1.1911)}{0.0536}]\}$
太阳沟桥	钢筋混凝土T梁	13	1.2124	0.0547	$F_1(x) = \exp\{-\exp[-\frac{(x-1.1826)}{0.0517}]\}$
新开河桥	钢筋混凝土T梁	16	1.1901	0.0481	$F_1(x) = \exp\{-\exp[-\frac{(x-1.1644)}{0.0446}]\}$
东辽河桥	钢筋混凝土T梁	20	1.1776	0.0428	$F_1(x) = \exp\{-\exp[-\frac{(x-1.1549)}{0.0393}]\}$
乌金屯桥	预应力混凝土箱梁	45	1.0899	0.0279	$F_1(x) = \exp\{-\exp[-\frac{(x-1.0762)}{0.0237}]\}$

地面 10m,重现期为 100 年的 10min 平均最大风速作为制定规范
的依据。再把风速转换为风压。

对转换的风压进行分析,以此为依据绘制全国基本风压分布
图。另取 $\Omega_w = W_{oy}/W_{ok}$ 进行分析,以求其统计特征。其中 W_{oy} 为实
测的年最大风压值; W_{ok} 为现行规范规定的基本风压值。根据各气象
台站风压的统计参数,取其算术平均值作为代表全国的统计参数。

经统计假设检验,可认为年最大风压概率分布服从极值 I 型
分布,其分布函数为

$$F_{w_{oy}}(x) = \exp\left\{-\exp\left[-\frac{(x-0.250W_{ok})}{0.085W_{ok}}\right]\right\} \quad (42)$$

其平均值 $\mu_{w_{oy}} = 0.298W_{ok}$, 标准差 $\sigma_{w_{oy}} = 0.106W_{ok}$, 变异系数 $\delta_{w_{oy}} = 0.356$ 。

年最大风荷载 W_y 系在年最大风压 W_{oy} 的基础上经计算确定,
其值为

$$W_y = k'_1 k'_2 k'_3 W_{oy} \quad (43)$$

式中, k'_1, k'_2, k'_3 均为随机变量,其意义及统计参数如下:

k'_1 ——风载阻力系数,相当于现行规范中的风载体型系数 k_2 ,
其平均值 $\mu_{k'_1}$ 可取现行规范值 k_2 (视为平均值 μ_{k_2}), 即
 $\mu_{k'_1} = k_2$, 变异系数取为 $\delta_{k'_1} = 0.12$;

k'_2 ——广义阵风系数,考虑了现行规范的风压高度变化系数
 k_3 和瞬时脉动风压对桥梁的不利影响,其平均值约为
 k_3 (视为平均值 μ_{k_3}) 的 1.64 倍, 即 $\mu_{k'_2} = 1.64k_3$ 变异系
数取为 $\delta_{k'_2} = 0.1$;

k'_3 ——地形地理条件系数,即为现行规范的 k_4 (视为平均值
 μ_{k_4}), 其平均值 $\mu_{k'_3} = k_4$, 变异系数 $\delta_{k'_3} = 0.02$ 。

按公式(43),年最大风荷载的平均值计算如下:

$$\begin{aligned} \mu_{W_y} &= \mu_{k'_1} \mu_{k'_2} \mu_{k'_3} \mu_{W_{oy}} \\ &= 1.64 \times 0.298 k_2 k_3 k_4 W_{ok} = 0.489 W_k \end{aligned}$$

式中, W_k 为现行规范的风荷载标准值(规范中设计风速频率换算

系数 k_1 另加考虑)。

年最大风荷载的变异系数为:

$$\begin{aligned}\delta_{w_y} &= \sqrt{\delta_{k_1}^2 + \delta_{k_2}^2 + \delta_{k_3}^2 + \delta_{w_{oy}}^2} \\ &= \sqrt{0.12^2 + 0.1^2 + 0.02^2 + 0.356^2} = 0.389 \\ \sigma_{w_y} &= \mu_{w_y} \delta_{w_y} = 0.489 \times 0.389 W_k = 0.190 W_k\end{aligned}$$

假定年最大风荷载的分布类型与风压的相同,也服从极值 I 型,则它的概率分布函数为

$$F_{w_y}(x) = \exp\left\{-\exp\left[-\frac{(x-0.404W_k)}{0.148W_k}\right]\right\} \quad (44)$$

公式(44)为风荷载的截口分布,根据第 4.3.1 条说明公式(39)及第 4.3.2 条说明公式(40),可得设计基准期 100 年最大风荷载 W_T 的概率分布函数:

$$\begin{aligned}\beta_T &= \beta + \alpha \ln m = 0.404W_k + 0.148W_k \ln 100 = 1.086W_k \\ \alpha_T &= \alpha = 0.148W_k\end{aligned}$$

$$F_{w_T}(x) = [F_{w_y}(x)]^{100} = \exp\left\{-\exp\left[-\frac{(x-1.086W_k)}{0.148W_k}\right]\right\} \quad (45)$$

设计基准期内最大风荷载 W_T 的统计参数,按其分布参数的关系计算得:

$$\begin{aligned}\mu_{w_T} &= 1.171W_k \\ \sigma_{w_T} &= 0.190W_k \\ \delta_{w_T} &= 0.162\end{aligned}$$

6) 温度作用。这里所说的温度作用,仅指环境平均气温变化对桥梁结构的影响,未包括日照引起的结构温差的作用。

气温的调查选择了分布于我国六大片区具有代表性的哈尔滨、兰州、北京、成都、上海和广州的气象台站,收集了这些台站建台以来有记录的极值气温资料,分别代表东北、西北、华北、西南、华东和华南六大地区的气温特征。统计分析年最高和最低日平均气温,结果表明六个地区都通过了 K-S 的假设检验,均不拒绝极

值 I 型分布。在此基础上,利用第 4.3.1 条说明公式(39)和极值 I 型分布的有关性质,求得设计基准期 100 年的最大值分布。

现将六个气象台站极值气温的统计特征列于表 11 和表 12。表 12 的平均值,正号表示负温度;负号表示正温度。

表 11 年最高日平均气温统计参数及概率分布函数

随机情况	地区	分布类型	平均值 (°C)	变异系数	概率分布函数
截 口 分 布	哈尔滨	极 值 I 型	27.28	0.039	$F_t(x) = \exp\{-\exp[-\frac{(x-26.8)}{0.84}]\}$
	兰 州		26.97	0.039	$F_t(x) = \exp\{-\exp[-\frac{(x-26.5)}{0.81}]\}$
	北 京		29.95	0.033	$F_t(x) = \exp\{-\exp[-\frac{(x-29.5)}{0.78}]\}$
	成 都		28.72	0.025	$F_t(x) = \exp\{-\exp[-\frac{(x-28.4)}{0.56}]\}$
	上 海		31.33	0.024	$F_t(x) = \exp\{-\exp[-\frac{(x-31.0)}{0.58}]\}$
	广 州		31.19	0.021	$F_t(x) = \exp\{-\exp[-\frac{(x-30.9)}{0.51}]\}$
设计 基准 期最 大值 分布	哈尔滨	极 值 I 型	31.18	0.035	$F_{i_T}(x) = \exp\{-\exp[-\frac{(x-30.7)}{0.84}]\}$
	兰 州		30.67	0.034	$F_{i_T}(x) = \exp\{-\exp[-\frac{(x-30.2)}{0.81}]\}$
	北 京		33.55	0.030	$F_{i_T}(x) = \exp\{-\exp[-\frac{(x-33.1)}{0.78}]\}$
	成 都		31.32	0.023	$F_{i_T}(x) = \exp\{-\exp[-\frac{(x-31.0)}{0.56}]\}$
	上 海		34.03	0.022	$F_{i_T}(x) = \exp\{-\exp[-\frac{(x-33.7)}{0.58}]\}$
	广 州		33.59	0.019	$F_{i_T}(x) = \exp\{-\exp[-\frac{(x-33.3)}{0.51}]\}$

表 12 年最低日平均气温统计参数及概率分布函数

随机情况	地区	分布类型	平均值 (C)	变异系数	概率分布函数
截 口 分 布	哈尔滨	极 值 I 型	27.57	0.100	$F_t(x) = \exp\{-\exp[-\frac{(x-26.33)}{2.15}]\}$
	兰 州		11.46	0.161	$F_t(x) = \exp\{-\exp[-\frac{(x-10.63)}{1.44}]\}$
	北 京		10.70	0.187	$F_t(x) = \exp\{-\exp[-\frac{(x-9.80)}{1.56}]\}$
	成 都		-1.28	0.832	$F_t(x) = \exp\{-\exp[-\frac{(x+1.76)}{0.83}]\}$
	上 海		3.14	0.474	$F_t(x) = \exp\{-\exp[-\frac{(x-2.47)}{1.16}]\}$
	广 州		5.76	0.272	$F_t(x) = \exp\{-\exp[-\frac{(x+6.46)}{1.22}]\}$
设计 基准 期最 大值 分布	哈尔滨	极 值 I 型	37.24	0.074	$F_{t,T}(x) = \exp\{-\exp[-\frac{(x-36.00)}{2.15}]\}$
	兰 州		18.03	0.102	$F_{t,T}(x) = \exp\{-\exp[-\frac{(x-17.20)}{1.44}]\}$
	北 京		17.90	0.112	$F_{t,T}(x) = \exp\{-\exp[-\frac{(x-17.00)}{1.56}]\}$
	成 都		2.49	0.428	$F_{t,T}(x) = \exp\{-\exp[-\frac{(x-2.00)}{0.83}]\}$
	上 海		8.47	0.176	$F_{t,T}(x) = \exp\{-\exp[-\frac{(x-7.80)}{1.16}]\}$
	广 州		-0.20		$F_{t,T}(x) = \exp\{-\exp[-\frac{(x+0.90)}{1.22}]\}$

2 路面结构交通参数。

交通参数是路面结构主要的设计参数之一。我国路面设计规范采用的交通参数是路面设计基准期内标准轴载的累计作用次数。根据现行路面设计方法，一个车道上的预估累计当量轴载次数 N_e 。按下式计算：

$$N_e = \frac{[(1+r)^t - 1] \times 365}{r} \times N_0 \times \eta \quad (46)$$

式中, N_0 为公路开放交通第一年(初期)日平均标准轴载次数; t 为设计基准期; r 为交通量年平均增长率; η 为车道系数(沥青混凝土路面)或轮迹横向分布系数(水泥混凝土路面)。可见, 标准轴载累计作用次数 N 是初期日平均标准轴次 N_0 、交通量年平均增长率 r 和车道系数或轮迹横向分布系数三个随机变量的函数, 必须首先分析这三个变量的变异性, N 的变异水平才能推演得到。

1) 初期日平均标准轴载次数 N_0 。它与车辆轴载组成和轴载换算系数有关。即由轴载组成调查后利用轴载换算系数计算求得。我国公路上行驶的车辆种类繁多, 后轴重相同的车辆甚少, 且近年来货车超载现象较为普遍, 而路面设计唯一有赖于依据的全国交通量调查资料, 只能提供年平均日交通量, 而无轴载数据。因此, 要较准确地掌握公路上行驶车辆的轴载组成, 必须进行轴载调查。目前, 我国较理想的轴重仪很少, 且无车型记录, 所测轴重与现有分类车型难以对照。为此, 本次研究以人工目测为主, 将车辆类型、装载情况(满载、半载、空载)、车辆通过时间分别记录下来; 在一些典型路段同时辅以仪器测试, 通过对人工与仪器测定结果的对比, 确定目测法的误差。

轴载调查选择了河北、浙江、江苏、上海和北京五个省市的各级公路以及京石、沪嘉、沈大、京津塘四条高速公路计 20 条国道、24 条省市级公路上共 100 多个观测点, 其中有些公路途经煤矿、油田, 有些连接主要港口, 这些公路上行驶的车辆基本能反映我国高等级公路交通状况。观测的时间, 无论是人工目测还是仪器检测, 每个测点都要求 3d, 每天至少 6h, 上下午高峰时间各 3h。

欲求初期日平均当量标准轴次, 首先应将行驶于公路上的车辆划分为若干种车型, 然后利用车辆轴重资料将轴载进行分类统计, 从而确定路面使用初期的轴载组成。根据交通量调查资料的车型分类, 选择其中对路面设计有用的中型货车、重型货车、大型客车、拖挂车等 6 类车辆, 再按公路上行驶车辆的实际情况, 将 6 类车辆进一步细分为 16 种车型, 以便进行实地调查。数据整理时, 按

规范所列轴载换算公式进行等效换算,根据 16 种车型满载时的载重量,计算出各种车型的标准轴载换算系数,然后利用交通量调查资料,把 16 种车型转换为 6 类车型,计算其各自的平均轴载换算系数,统计分析各条公路 6 类车辆的平均轴载换算系数后,即可得到各类车辆轴载换算系数的统计参数。

水泥混凝土路面,对各地区、各级公路进行综合统计分析。从各类车辆组成比例及它们轴载换算系数的统计参数,求得平均的标准差及变异系数;同时考虑目测与仪测相对误差的统计参数,最后得到综合的轴载换算系数的标准差及变异系数: $\sigma_{\text{轴}} = 0.451$, $\delta_{\text{轴}} = 0.792$,分布检验通过正态分布和对数正态分布。

沥青混凝土路面则按不同等级公路进行统计分析。当知道不同等级的公路实测轴载换算系数及变异系数后,依照各类车的组成情况便可计算出初期日平均当量轴次的统计参数。列于表 13。 N_0 的分布检验不拒绝对数正态分布。

表 13 N_0 的统计参数

公 路 等 级	高速、一级	二级
δ_{N_0}	0.3917	0.3801
σ_{N_0}	0.0867	0.0308

2) 交通量年平均增长率。交通量年平均增长率是指在整个设计基准期内某一条公路上年平均当量轴次的增长率。一条正在使用的公路,它的年平均当量轴次增长率是由过去使用年限内的实际当量轴次增长率和未来使用年限内的预测当量轴次增长率两部分构成。计算年平均当量轴次增长率,水泥混凝土路面和沥青混凝土路面根据各自情况采用两种不同的方法。

水泥混凝土路面设计基准期较长,最长达 30 年,可根据我国全国交通量观测站积累的分类交通量数据,统计分析出交通量增长率同基年日交通量的回归关系式。我国交通量观测站仅有 10 年

历史。根据这一情况,可采用分段推算的方法,由基年平均日交通量,用回归关系式得出 0~10 年的增长率 r ,算出期末的年平均日交通量;再以此为基年交通量,用相同公式得到 10~20 年的增长率 r ;如此反复得到不同设计期的增长率。依据上述推算方法,按各级公路的交通量适应范围和上限交通量(饱和交通量),分析得到不同设计基准期的交通量年平均增长率推荐范围。

根据回归方程的方差分析方法,可求得回归方程的标准差和变异系数,由回归方程在不同基年平均日交通的标准差和变异系数,并按各等级公路适应交通量的范围,即可得到其相应的年平均增长率的预估标准差和变异系数,见表 14。 r 不拒绝正态分布和对数正态分布。

表 14 各级公路交通量年平均增长率预估的标准差、变异系数

统计参数	公 路 等 级		
	高速	一级	二级
σ_r	2.42	2.44	2.49~2.63
δ_r	0.437	0.326	0.232~0.175

沥青混凝土路面的设计基准期最长达 15 年,而高等级公路沥青路面在交通量增长快的情况下,中修期为 8 年,甚至更短。因此,沥青路面采用实际的年平均当量轴次增长率,除个别高速公路外,尽可能选择连续使用 8 年左右的公路交通量的观测资料,用数值解法计算出其逐年的年平均当量轴次增长率,并求其平均值和方差。然后再对同一等级公路的年平均当量轴次增长率 r 进行统计,得到其标准差和变异系数。最后将各地公路实际的年平均当量轴次增长率进行统计分析,其标准差和变异系数见表 15。交通量年平均增长率 r 服从正态分布。

表 15 各级公路年平均当量轴次增长率的标准差、变异系数

统 计 参 数	公 路 等 级	
	高速、一级	二级
σ_t	1.41	1.19
δ_t	0.1024	0.0797

3) 车道系数或轮迹横向分布系数。车道系数是指一条车道宽度内通过的车辆数占整个断面通过交通量的比例;路面特定位置(如纵缝边缘)上轮迹宽度(可选 0.5m)范围内所受车轮作用次数占整个断面车辆通过次数的比例,则称为轮迹横向分布系数。它们受到很多因素的影响,例如交通组织方式、路面和车道宽度、交通密度及交通组成等。

水泥混凝土路面以现行规范规定的纵缝边缘中部为临界荷位,组织了对沪嘉、华松、沈大、京津塘等高速公路和京密、京石、沈抚等一级公路的轮迹横向分布的调查测定,同时也对河北、浙江和广东等省一些二级和二级以下的公路进行了实地观测。根据这些调查获得的数据,分别按三种情况提出纵缝边缘处的轮迹横向分布系数建议值。经统计分析得出了相应的标准差和变异系数,列于表 16。

表 16 轮迹横向分布系数及其标准差、变异系数

统计参数	专用公路	一般公路	
		路面宽>7m	路面宽≤7m
η	0.17~0.22	0.34~0.39	0.54~0.62
σ_η	0.038	0.047	0.079
δ_η	0.333	0.290	0.360

轮迹横向分布系数 η 服从正态分布或对数正态分布。

沥青混凝土路面的车道系数,利用上述有关的调查资料,按三种情况统计分析,结果列于表 17。

表 17 车道系数及其标准差、变异系数

统计参数	双车道混行	双车道分道行驶	多车道
η	0.528	0.509	0.422
σ_{η}	0.0519	0.0499	0.0700
δ_{η}	0.0985	0.0979	0.1660

车道系数 η 服从正态分布或对数正态分布。

通过以上调查统计分析,取得了影响累计当量轴载次数 N_c 的初期日平均标准轴次 N_0 、交通量年平均增长率 r 、车道系数或轮迹横向分布系数 η 的统计参数。由本条说明公式(46),可根据数理统计学的误差传递公式推演得到累计标准轴次 N_c 的方差计算式,引入上述各项参数即可计算出各级公路 N_c 的变异系数。累计标准轴载作用次数 N_c 确定服从对数正态分布。

4.3.3 作用代表值是为结构设计而给定的量值。尽管它是一个定值,但来源于实际调查,经数理统计分析,已赋予概率意义,与以往的“定值设计”是不同的。

永久作用(如恒荷载)被近似地认为在设计基准期内是不变的,它的代表值只有一个,即标准值。可变作用按其随机过程中出现的持续时间或次数的不同,而取标准值、频遇值和准永久值作为代表值。

4.3.4 作用的标准值是承载能力极限状态设计的采用值,是结构设计的主要参数,关系到结构的安全问题,所以也是作用的基本代表值。其量值应取结构设计规定期限内可能出现的最不利值,对于持久设计状况也即为作用在设计基准期内最大值概率分布的某一分位值。现就人群荷载和风荷载的标准值(结构自重和汽车荷载标准值见第 4.3.5 条和第 4.3.6 条说明)举例说明如下:

1 人群荷载。其标准值 L_k 按国际惯例取设计基准期最大值概率分布的 0.95 分位值,则由第 4.3.2 条说明表 9 中概率分布函数可得:

2m² 观测统计时

$$L_k = 1.00L_{k1} \quad (\text{现行规范标准值 } L_{k1} = 3.0\text{kN/m}^2)$$

$$L_k = 0.86L_{k2} \quad (\text{现行规范标准值 } L_{k2} = 3.5\text{kN/m}^2)$$

10m 段观测统计时

$$L_k = 0.96L_{k1} \quad (\text{现行规范标准值 } L_{k1} = 3.0\text{kN/m}^2)$$

$$L_k = 0.82L_{k2} \quad (\text{现行规范标准值 } L_{k2} = 3.5\text{kN/m}^2)$$

由上可见, 2m^2 观测统计所得人群荷载标准值 L_k 大于 10m 段观测统计结果。它的最大值相当于现行规范规定的标准值 $L_{k1} = 3.0\text{kN/m}^2$, 而仅为现行规范规定的另一项标准值 $L_{k2} = 3.5\text{kN/m}^2$ 的 86%。

现行《公路桥涵设计通用规范》JTJ 021-89 规定: 人群荷载一般规定为 $L_{k1} = 3.0\text{kN/m}^2$; 城市郊区行人密集地区可为 $L_{k2} = 3.5\text{kN/m}^2$, 但也可根据实际情况或参照所在地区城市桥梁设计的规定确定。本次人群荷载调查的数据多来自城市桥梁行人高峰期, 统计分析所得标准值仅为 $L_k = 3.0\text{kN/m}^2$, 显然用于一般公路桥梁设计是安全的, 而现行规范规定城市郊区桥梁人群荷载采用 3.5kN/m^2 显得大些。

2 风荷载。由第 4.3.2 条说明有关风荷载的统计参数可知, 现行规范的风荷载标准值 W_k 与调查统计所得设计基准期内最大风荷载 W_T 平均值 μ_{WT} 的关系为

$$W_k = \mu_{WT} / 1.171 \approx 0.85\mu_{WT}$$

说明现行规范风荷载标准值由于没有考虑瞬时脉动风压的影响, 其值偏低。新规范应根据本次研究成果将风荷载标准适当提高。

此外, 对于风荷载现行规范还有一个规定, 即对于特殊大桥及在高速公路、一、二级公路上的大中桥, 其设计风速采用 100 年重现期, 而其他桥梁的设计风速为 50 年重现期。提供给规范使用的基本风压图是按重现期 100 年绘制的, 所以新规范的风荷载标准值还需考虑设计风速重现期的换算。根据全国 490 个气象台站的 50 年与 100 年重现期基本风压比值的统计, 样本的平均值 $\mu_{\frac{W_{50}}{W_{100}}} =$

0.884, 标准差 $\sigma_{\frac{W_{50}}{W_{100}}} = 0.022$, 新规范 50 年风速重现期的换算系数可采用 0.88。

4.3.5 在公路工程结构设计中, 有些结构如路面等是不考虑结构自重影响的。公路桥梁的结构自重则作为主要荷载之一参与计算, 现以它为例对结构自重标准值加以说明。

公路桥梁的自重包括桥面铺装重和结构构件重, 它们是由结构尺寸和材料重力密度控制的。作为设计规定, 规范中只能规定材料重力密度(容重)标准值, 结构尺寸由设计时决定, 结构自重标准值由设计尺寸与材料重力密度标准值经计算确定。但是, 从统计角度出发, 结构自重标准值需要考虑尺寸和材料重力密度两者的变异性, 尤其是某些自重变异较大的构件。

第 4.3.2 条说明表 7 列出了水泥混凝土和沥青混凝土桥面的统计参数和概率分布函数。由表列数值可知, 桥面铺装重力密度和自重的平均值 μ_r 和 μ_G 与现行规范规定的重力密度标准值 r_k 和自重标准值(按现行规范规定的重力密度标准值与设计厚度计算) G_k 有如下关系:

重力密度

$$\text{水泥混凝土桥面 } r_k = \mu_r / 0.9870 = 1.013\mu_r$$

$$\text{沥青混凝土桥面 } r_k = \mu_r / 0.9991 = 1.001\mu_r$$

桥面铺装自重

$$\text{水泥混凝土桥面 } G_k = \mu_G / 0.9865 = 1.014\mu_G$$

$$\text{沥青混凝土桥面 } G_k = \mu_G / 0.9891 = 1.011\mu_G$$

从以上材料重力密度和桥面重量(厚度和密度两个变异性)两个方面的统计数据均表明, 无论是水泥混凝土或是沥青混凝土桥面, 其统计均值与规范标准值都很接近, 前者略小于后者。因此, 可以确定桥面铺装层自重(即重力密度)标准值仍可保持现行规范的规定值不变, 这样是偏于安全的。

关于结构构件的自重标准值, 现行规范规定: 含筋量(以体积计)小于 2% 的钢筋混凝土, 其重力密度标准值(容重)以 25kN/m^3

计;含筋量大于 2% 的以 26kN/m^3 计。由于构件的重力密度难以取得统计数据,实际调查以构件自重为对象,按构件实测重与规范标准重(重力密度标准值乘设计体积)之比进行统计分析。计算标准重时,改变现行规范的规定,将主筋配筋率在 3% 及以内的钢筋混凝土和预应力混凝土,按重力密度 25kN/m^3 计算。第 4.3.2 条说明表 7 给出了构件重的统计分析结果,构件实测重的平均值 μ_G 与构件计算标准重 G_k 的关系如下:

$$G_k = \mu_G / 1.0212 = 0.979\mu_G$$

表明实际构件已超重约 2%,略偏于不安全。从另一项调查中得知,构件尺寸的变异性是很小的,梁、板截面高和宽的实测均值与设计值之比仅为 1.0064 和 1.0013,说明尺寸对构件重变异的影响不大。因此,建议新规范钢筋混凝土和预应力混凝土构件的重力密度(容重)标准值采用 25kN/m^3 (现行规范规定的下限值),但需明确此值用于主筋配筋率在 3.0% 及以下的构件;当配筋率超过 3.0% 时应分别按混凝土重和钢筋重计算构件自重。

结构自重(或其他永久作用)标准值的确定,应随与可变作用组合后对结构的影响而定。例如,结构自重与汽车荷载组合,且后者的效应绝对值大于前者,当两者效应同号时,结构自重的增大对结构是不利的,则其标准值应取概率分布的高分位值;当两者效应异号时,结构自重的增大更多地抵消了汽车荷载效应,使组合后的总效应减小,对结构反而有利,因而其标准值应取概率分布的低分位值。然而,在公路桥梁中出现上述情况是很少的,一般在确定结构标准值时,多考虑与现行规范尽可能地衔接,而概率分布高低分位值的差异以荷载分项系数不同取值来体现。

4.3.6 按以下两类结构分别加以说明。

1 公路桥梁等结构的汽车荷载标准值。现行规范以一辆重车和具有规定间距的若干辆标准车组成的车队表示。实践表明这种图式对人工和计算机加载计算都不很方便,且计算效应随桥梁跨径变化是不连续的。《统一标准》规定采用具有一定压力强度的分

布力 q 和集中力 P 组成的图式(见图 9)作为新规范的汽车荷载标准图式。以该图式表示的汽车荷载称为车道荷载。

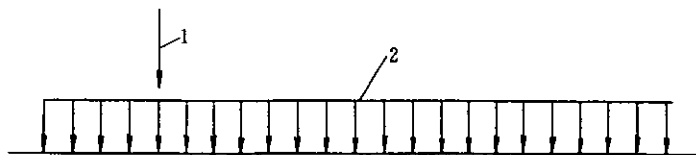


图 9 车道荷载标准图式

1—集中力 P ; 2—均布力 q

汽车荷载标准值是由设计基准期内汽车荷载效应最大值概率分布的某一分位值确定的。所以车道荷载 q 和 P 值的求得,需要将其施加于各种结构的各种跨径,并使计算效应大致等于这个分位值。

第 4.3.2 条说明表 8 列出了汽车荷载效应在设计基准期内的统计参数和概率分布函数。可以看出,在任何情况下剪力效应均不起控制作用,汽车荷载标准值应以弯矩效应的概率分布为基础取值。按照国际惯例,荷载标准值 S_{Qk} 取保证率为 95% 的分位值。则

一般运行状态时:

$$\text{由正态分布计算得} \quad S_{Qk} = 0.8877 S'_{Qk}$$

$$\text{由极值 I 型分布计算得} \quad S_{Qk} = 0.8871 S'_{Qk}$$

密集运行状态时:

$$\text{由正态分布计算得} \quad S_{Qk} = 0.9285 S'_{Qk}$$

$$\text{由极值 I 型分布计算得} \quad S_{Qk} = 0.9280 S'_{Qk}$$

以上各式中, S'_{Qk} 为由现行规范的汽车荷载标准图式产生的效应值。一般运行状态时 S'_{Qk} 对应于汽车—20 级;密集运行状态时 S'_{Qk} 对应于汽车—超 20 级。显而易见,实际调查统计得到的效应标准值 S_{Qk} 均小于现行规范汽车车队荷载标准值产生的效应值 S'_{Qk} :一般运行状态时约小 11%;密集运行状态时约小 7%。

上述取值原则承担了 5% 的风险率。若将风险率降到 1%,则所得调查统计标准值 S_{Qk} ,一般运行状态和密集运行状态均达到

了现行规范的标准值 S'_{Qk} 。

鉴于我国公路桥梁的可靠性研究尚属首次,在汽车荷载研究中又忽略了一些不定性因素,荷载标准值取值以保持较低风险率为好。因此,建议在确定车道荷载 q 和 P 标准值时,谋求计算结果在一般情况下,一般运行状态不低于 $0.89S'_{Qk}$,密集运行状态不低于 $0.93S'_{Qk}$;多数情况接近于 S'_{Qk} ,但最大者不宜超过 $1.1S'_{Qk}$ 。

2 路面结构的车辆荷载标准值。现行规范以标准轴载表示,高等级路面设计均采用 $100kN$ 。

车辆荷载对路面结构的影响是累积的,且路面上任一点承受轴载的大小是随机的。路面结构设计对不同轴载采取以下处理方法:首先选择一个标准的轴载,通过调查统计,将公路上出现的、对路面设计有意义的各种轴载换算为标准轴载,然后根据不同轴载的作用次数,按对路面结构疲劳损耗等效原则转换为标准轴载的作用次数。而考虑不同轴载对路面疲劳损耗影响的累计标准轴载作用次数是按 Miner 原理迭加得到的。车辆荷载的标准轴载是一个虚拟荷载,是专供路面结构设计应用的。

另一个方法在国际上得到应用,就是用轴载谱来描述各种组成比例的不同轴载。即轴载 P 为一随机变量,它的分布密度函数称为轴载谱。累计标准轴载作用次数由下式计算:

$$n = n' \int_0^{P_{\max}} L(P) f_p(P) dP \quad (47)$$

式中, n' 为总的交通量,即为 $\sum_{i=1}^m n_i$; $f_p(P)$ 为轴载谱; $L(\cdot)$ 为不同轴载的换算系数。

可以看出,公式(47)的积分部分就是轴载换算系数的均值,记为 α_n ,则累计标准轴载作用次数 n 与交通量 n' 的关系为:

$$n = n' \cdot \alpha_n \quad (48)$$

系数 α_n 的物理意义是交通量的平均轴载换算系数,根据公路等级和功能可采用不同值。这个方法简单实用,人为误差小。

4.3.7 可变作用的准永久值是指在结构上经常出现的作用取值，是正常使用极限状态长期效应组合设计时采用的作用代表值。对可变作用进行足够长期的连续观测，可得到可变作用 $Q(t)$ 随时间 t 变化的样本函数图（见图 10）。按超过准永久值 $\Psi_2 Q_k$ 的总持续时间 $\sum t_i$ 与整个观测期 T_0 的比值 μ ，即以 $\mu = \sum t_i / T_0$ 来确定准永久值。国际上普遍认为，一般可取 $\mu \leq 0.5$ 。使结构产生令人不适感的振动和变形等这些结构使用功能不良的现象，就主要取决于超限的持续时间。可变作用的准永久值还可按作用在足够长观测期内超过 $\Psi_2 Q_k$ 的平均超越率，即超越的次数 n 与观测期 T_0 的总观测次数的比值来确定。使结构产生裂缝等这些局部损坏现象，就主要涉及这种超限的频繁程度。

实际上，可变作用的准永久值是标准值乘一个折减系数，该系数叫准永久值系数。各个可变作用准永久值系数的具体取值，由各个作用调查统计结果并结合工程经验综合分析后确定。

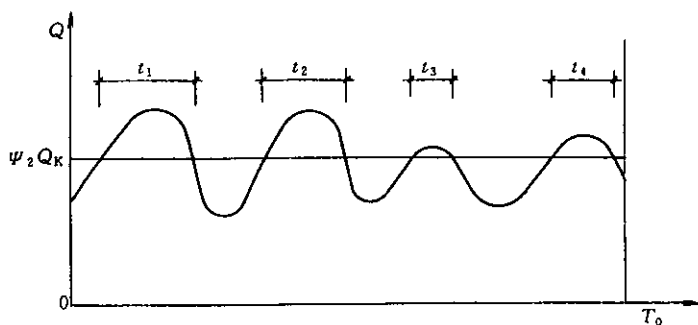


图 10 准永久值取值示意图

4.3.8 可变作用的频遇值是指结构上较频繁出现的且量值较大的作用取值，是正常使用极限状态短期效应组合设计时采用的作用代表值。频遇值的确定方法与准永久值相同。一种是按超过频遇值 $\Psi_1 Q_k$ 的总持续时间 $\sum t_i$ 与整个观测期 T_0 的比值 μ 来确定，只是 μ 值取较小值，一般 $\mu = 0.05$ 。另一种是按作用在足够长观测期内超越频遇值 $\Psi_1 Q_k$ 的次数 n 与观测期 T_0 的总观测次数比值

来确定。

Ψ_1 为频遇值系数,各个可变作用的 Ψ_1 值,由各个作用调查统计结果并结合工程经验,综合分析后确定。

4.4 作用效应及其组合

4.4.2 作用效应目前还很难直接获得统计数据,一般只能从作用的统计分析入手,假定作用与作用效应成线性关系,从作用的统计规律确定作用效应的统计规律,提供给作用效应组合和结构可靠性分析时使用。对于理想的静定结构,材料为各向同性的线弹性体,或在极限状态下构件的变形影响可以忽略不计时,作用与作用效应具有简单的线性关系,两者的统计规律是一致的;对于超静定结构,且其材料为弹塑性体,构件的变形影响不能忽略时,这时作用与作用效应不存在简单线性关系,上述处理方法会造成一定误差。

汽车荷载效应,由于它是车重或轴重、车辆间距、轴距等因素的函数,在进行作用效应组合时,本标准采用了汽车荷载实测的各种统计数据,按常用的各种桥型和跨径,进行了大量的效应计算,再经细致的统计分析,确定汽车荷载效应的统计特征。

4.4.3 结构通常要承受多种可变作用。在进行结构分析与设计时,必须考虑可能同时出现的多种作用的效应组合。

在概率极限状态设计理论中,可变作用被模型化为设计基准期 $[0, T]$ 内的随机过程,效应组合就是把多种参与组合的作用随机过程进行叠加,寻求其效应和的统计特征。

近年来,国际上许多学者提出了多种作用组合模式和规则。本标准选用了塔克斯特拉(Turkstra)组合规则。该规则的基本思路是:作用效应组合最大值一般出现在某一个主导作用出现设计基准期内最大值,其他伴随出现的作用为任意时点值时。按此规则,当有 N 个可变作用参与组合时,需轮流取其中一个为主导,以其设计基准期效应最大值与其余 $N-1$ 个取任意时点效应值组合,

这样就可得到 N 个组合相对最大值:

$$\left. \begin{aligned} S_{M1} &= \max_{0 \leq t \leq T} S_1(t) + \sum_{i=2}^N S_i(t_0) \\ S_{M2} &= S_1(t_0) + \max_{0 \leq t \leq T} S_2(t) + \sum_{i=3}^N S_i(t_0) \\ &\vdots \\ S_{MN} &= \sum_{i=1}^N S_i(t_0) + \max_{0 \leq t \leq T} S_N(t) \end{aligned} \right\} \quad (49)$$

式中, $\max S_j(t)$ 为第 j 种作用在设计基准期 $[0, T]$ 内的效应最大值; $S_i(t_0)$ 为此时对应的第 i 种作用任意时点的效应值。

当 $S_i(t_0)$ 的分布函数 $F_i(x)$ 和 $\max S_j(t)$ 的分布函数 $F_{SMj}(x)$ 为已知时, 则可以通过分布函数计算公式, 求得 N 个组合相对最大值 S_{Mj} ($j=1, 2, \dots, N$) 的分布函数 $F_{Mj}(x)$, 即

$$\left. \begin{aligned} F_{M1}(x) &= F_{SM1}(x) * F_2(x) * \dots * F_N(x) \\ F_{M2}(x) &= F_1(x) * F_{SM2}(x) * \dots * F_N(x) \\ &\vdots \\ F_{MN}(x) &= F_1(x) * F_2(x) * \dots * F_{SMN}(x) \end{aligned} \right\} \quad (50)$$

从结构可靠度的角度出发, 从中取一个起控制作用的组合 (记为 S_M) 作为综合作用效应最大值, 它的分布函数 $F_M(x)$ 就是作用效应组合最大值的分布函数。

恒荷载、汽车荷载和人群荷载的组合是公路桥梁最常见、主要的组合, 本标准在编制过程中对这三种荷载作了大量的观测, 获得了较为完整的实测数据和统计资料, 并在此基础上作了大量的分析推断工作。

分别用 S_G 、 S_Q 和 S_L 表示恒荷载、汽车荷载和人群荷载的任意时点效应值; S_{QT} 、 S_{LT} 表示汽车荷载、人群荷载在设计基准期

$[0, T]$ 的效应最大值,按塔克斯特拉组合规则有:

$$\left. \begin{aligned} S_{M1} &= S_G + S_Q + S_L \\ S_{M2} &= S_G + S_{QT} + S_L \\ S_{M3} &= S_G + S_Q + S_{LT} \end{aligned} \right\} \quad (51)$$

由于人群荷载取 $2m^2$ 的统计资料,其设计基准期的最大值等于任意时点(截面)值(见第 4.3.2 条说明中表 9),公式(51) S_{M2} 中的 S_L 实际是 S_{LT} 。由此可见,上列三种相对最大值组合中, S_{M2} 显然是起控制作用的。它的分布函数 $F_{M2}(x)$ 就是综合荷载效应最大值的分布函数。

4.4.4 公路工程结构的承载能力极限状态设计,按照可能出现的作用,将其分为两种作用效应组合,即基本组合和偶然组合。

作用效应的基本组合是指永久作用设计值效应与可变作用设计值效应的组合。这种组合用于结构的常规设计,是所有公路工程结构都应该考虑的。

作用效应的偶然组合是指永久作用标准值、可变作用代表值和一种偶然作用标准值的效应组合。视具体情况有时也不考虑可变作用效应参与组合。作用效应偶然组合用于结构的特殊情况下的设计,所以不是所有公路工程结构都要采用的。一些结构可只采取构造或其他预防措施;当需要进行设计时,因为偶然作用出现的概率极小,结构可靠度也可大为降低。

4.4.5 本条规定是针对公路桥梁提出的。按照公路桥梁现行规范的规定,作用效应组合有“主要组合”与“附加组合”之分,两者的设计要求不同,实质上可靠度水平是有差异的。作为持久状况承载能力极限状态设计依据的目标可靠指标,本标准第 3.3.3 条的规定值是对现行规范“主要组合”的“校准”得到的;而对“附加组合”的可靠性分析表明,它的可靠指标比“主要组合”时约低一个数量级差 0.5。为了维持公路桥梁长期沿用的这项设计规定,尤其不希望材料设计指标总体水平的提高,在本标准既定目标可靠指标的前提下,采取调整可变作用分项系数和效应组合系数的办法,以适应

“附加组合”与“主要组合”在可靠度上的差异。

另一方面,从概率意义上说,当有多个可变作用参与组合时,随着参与组合的不同作用数量,其效应组合系数也是不同的。有关这方面的详细情况可参见第 7.1.2 条说明。

4.4.6 在公路工程结构中,对于需要进行正常使用极限状态设计的结构,除了考虑作用的短期效应组合外,还需考虑作用的长期效应组合。例如公路桥梁的混凝土结构,由于受混凝土收缩、徐变等长期作用效应的影响,结构构件的抗裂度、裂缝宽度或变形等都将发生变化。作用的长期效应有可能使结构失效。

从概率意义上讲,在可变作用随机过程中较短持续时间出现的,有较大的量值;较长持续时间出现的,其量值必然较小。所以在进行作用短期效应组合和长期效应组合时,可变作用代表值的取值是不同的。前者取为频遇值;后者取为准永久值。这是《统一标准》给予的正常使用极限状态设计的新概念。

公路桥梁现行规范给出的正常使用极限状态设计,以作用的短期效应组合为主,组合中的可变作用一律取最大值,新规范应按《统一标准》规定的原则,对正常使用极限状态设计提出新的要求。

5 材料与岩土的性能和结构的几何参数

5.1 材料与岩土的性能

5.1.2 本条提出了材料性能统计分析的要求,现就公路桥梁和路面结构的情况分述如下:

1 公路桥梁结构方面。着重调查统计了混凝土和钢筋的强度指标。有关混凝土方面,在全国范围内几乎所有省、市、自治区的重点桥梁工地和预制厂(场)进行了调查,同时收集了已建桥梁存档试验数据,经整理剔除异常值,取得了各级强度可用的数据 3 万多组。标准试件尺寸均为 $200\text{mm} \times 200\text{mm} \times 200\text{mm}$ 。有关钢筋方面,从各个钢厂、桥梁工地试验室、大学和研究单位的试验报告中收集了各个品种的钢筋强度数据共 29 万多个,其中非预应力钢筋近 14 万个,预应力钢筋 15.6 万多个。这些全国调查资料构成材料性能统计分析的基础。经参数估计和概率分布的假设检验,表明混凝土和钢筋的试件强度均不拒绝正态分布。其统计参数分别列于表 18 和表 19。

表 18 混凝土立方体试件强度统计参数

样本容量及统计参数	混凝土强度等级(边长 200mm 立方试件)(MPa)					
	15 [#]	20 [#]	25 [#]	30 [#]	40 [#]	50 [#]
试件组数 n	1560	9087	6432	5780	5734	2009
均值 $\mu_{f_{cu}}$ (MPa)	20.49	27.00	3287	37.53	48.76	56.50
标准差 $\sigma_{f_{cu}}$ (MPa)	5.42	5.78	5.42	5.50	5.95	5.32
变异系数 $\delta_{f_{cu}}$	0.2645	0.2141	0.1648	0.1464	0.1221	0.0942

表 19 普通钢筋试件强度统计参数

钢筋级别	样本容量 n	统 计 参 数		
		平均值 μ_{fs} (MPa)	标准差 σ_{fs} (MPa)	变异系数 δ_{fs}
I 级钢筋	63336	282.29	32.88	0.1165
II 级钢筋	53986	388.28	26.60	0.0685
III 级钢筋	20988	434.91	26.09	0.0606
IV 级钢筋	1480	638.44	48.46	0.0759

2 水泥混凝土路面结构方面。水泥混凝土路面的可靠度分析采用了疲劳概率模型,以路面疲劳寿命表示结构的综合抗力。影响混凝土路面疲劳寿命的因素很多,就材料性能而言,目前仅考虑了混凝土弯拉强度和弹性模量、基层顶面综合回弹模量的不定性。至于计算模式的不定性以及用标准试件测试的材料性能与路面结构实际材料性能的差异等,均在结构可靠度验证中加以综合考虑。

在广东、浙江、安徽、河北、黑龙江等省的多个地、市选择了 600km 以上 150 多个有代表性的新建和早建混凝土路段,通过实地测试采集了大量数据。采集的方法和数量见表 20。

表 20 材料性能采集方法和数量

项 目	采 集 方 法		路 段 数	测 点 数
混凝土强度	新 建	标准小梁试件弯拉强度	92	4881 组
		钻芯弯劈裂强度	18	302
	早 建	钻芯弯劈裂强度	48	560
混凝土弹性模量	新 建	标准小梁试件弯拉模量	9	181 组
基层综合回弹模量	新 建	弯沉测定	306	740/路段

用 K-S 法进行概率分布的假设检验,结果上述材料性能均不拒绝正态分布或对数正态分布。

实测数据的统计分析表明,各项材料性能的变异范围较大,有

必要根据不同施工技术和管理水平将路面材料性能的变异范围大体划分为三个区间,分别代表低、中、高三级变异水平。具体范围见表 21。

表 21 材料性能变异水平分级

变 异 水 平	弯拉强度 δ_m (%) 弹性模量 δ_{EC}	基顶回弹模量 δ_E (%)
低	5~10	15~25
中	11~15	26~35
高	16~20	36~55

各级公路有其不同的目标可靠指标,材料性能的变异水平也不同。表 22 列出了供设计采用的各级公路变异水平等级。

表 22 各级公路采用的变异水平等级

公路技术等级	高速公路	一级公路	二级公路
变异水平等级	低	低~中	中

3 沥青路面结构方面。沥青路面的材料性能着重于土基回弹模量、路面结构层的回弹模量和强度以及路面的回弹弯沉的试验统计分析。路面结构层主要是半刚性底基层、半刚性基层和沥青面层,材料模量分抗压回弹模量和劈裂回弹模量,各层材料均有标准试件和现场试件两种。回弹弯沉有:施工过程观测,包括路基、底基层、基层和竣工时的面层;跟踪观测,包括长期观测路段和“七五”攻关试验路。

材料性能的变异性分析是在取得大量观测和试验资料的基础上进行的。这些资料来自于京石、济青、广深、沈大等高速公路;三铜(三原至铜川)一级公路;沪宁(上海至南京)二级公路等的各个观测试验段,其中土基回弹模量 439 个,结构层抗压回弹模量 2583 个;劈裂回弹模量 1614 个;抗压强度试件 2179 个;劈裂强度试件 2192 个,施工过程弯沉测点 15800 多个,跟踪观测弯沉点

40200 多个。

运用参数估计和概率分布假设检验,考虑各种材料变异范围较大,按保证率为 90% 的上限值、中值和下限值作为高、中、低的不同变异水平,经对分析结果进行适当调整取整以后,将各种材料性能的变异系数连同概率分布类型列于表 23。

表 23 各种材料性能的变异系数及概率分布类型

项 目		变异系数(%)			概率分布类型
		高	中	低	
土 基 模 量		36~45	25~35	15~24	对数正态分布
抗压模量	底基层	38~47	29~37	19~28	对数正态分布
	基 层	43~54	32~42	21~31	
	面 层	29~40	18~28	7~17	
劈裂模量	底基层	32~37	23~31	17~22	对数正态分布
	基 层	47~55	31~46	23~30	
	面 层	41~57	26~40	20~25	
抗压强度	底基层	28~37	19~27	10~18	正 态 分 布
	基 层	33~42	24~32	14~23	
	面 层	18~23	13~17	7~12	
劈裂强度	底基层	34~44	25~33	14~24	正 态 分 布
	基 层	33~38	26~32	20~25	
	面 层	30~40	19~29	8~18	
弯 沉		52~68	29~51	20~28	正态分布和对数正态分布

5.1.3 材料性能是用标准试件和标准试验方法确定的,但这是试件材料性能。对于结构构件中的材料性能,因为受材料品质、制作工艺、受荷情况、环境条件等因素的影响而引起变异,所以除考虑试件材料性能的不定性以外,还要考虑构件实际材料性能与标准试件材料性能的差异。具体地说,结构构件中材料性能的不定性,包括标准试件材料性能不定性和试件材料性能换算为构件材料性能的不定性。

结构构件中材料性能的不定性可用随机变量 Ω_i 来表达:

$$\Omega_i = \frac{f_c}{f_k} = \frac{f_c}{f_s} \cdot \frac{f_s}{f_k} \quad (52)$$

式中 f_c —— 结构构件中的材料性能值;

f_k —— 规范规定的试件材料性能的标准值;

f_s —— 试件材料性能值。

$$\text{令 } \Omega_0 = f_c / f_s, \quad \Omega_1 = f_s / f_k \quad (53)$$

$$\text{则 } \Omega_i = \Omega_0 \cdot \Omega_1 \quad (54)$$

式中 Ω_0 —— 反映结构构件中材料性能与试件材料性能差异(即换算系数)的随机变量;

Ω_1 —— 反映试件材料性能不定性的随机变量。

利用数理统计学中的误差传递公式可求得 Ω_i 的统计参数:

$$\text{平均值 } \mu_{\Omega_i} = \mu_{\Omega_0} \cdot \mu_{\Omega_1} = \mu_{\Omega_0} \cdot \mu_{f_s} / f_k \quad (55)$$

$$\text{变异系数 } \delta_{\Omega_i} = \sqrt{\delta_{\Omega_0}^2 + \delta_{f_s}^2} \quad (56)$$

式中 μ_{f_s} 、 μ_{Ω_0} 、 μ_{Ω_1} —— 分别为试件材料性能 f_s 的平均值和随机变量 Ω_0 、 Ω_1 的平均值;

δ_{f_s} 、 δ_{Ω_0} —— 分别为试件材料性能 f_s 的变异系数和随机变量 Ω_0 的变异系数。

对于混凝土强度,设计采用的是棱柱体试件轴压强度 f_s ,对比试验统计表明,它与边长 200mm 立方体试件抗压强度 f_{200} 之间平均值的关系为

$$\mu_{f_s} = 0.8 \mu_{f_{200}}$$

如果立方体试件为 150mm × 150mm × 150mm,则

$$\mu_{f_s} = 0.8 \times 0.95 \mu_{f_{150}} = 0.76 \mu_{f_{150}}$$

随机变量 Ω_0 平均值 $\mu_{\Omega_0} = 0.88$ 。按公式(55)可得结构构件中混凝土强度的平均值 μ_{Ω_i} :

$$\left. \begin{aligned} \mu_{\Omega_i} &= \mu_{\Omega_0} \cdot \mu_{f_s} / f_k = 0.88 \times 0.8 \mu_{f_{200}} / f_k \approx 0.70 \mu_{f_{200}} / f_k \\ \text{或} \quad \mu_{\Omega_i} &= 0.88 \times 0.76 \mu_{f_{150}} / f_k \approx 0.67 \mu_{f_{150}} / f_k \end{aligned} \right\} \quad (57)$$

式中 μ_{f200} 在 5.1.2 条说明表 18 中已给出,按公式(57)即可求得 μ_{nf} 。

随机变量 Ω_{n0} 的变异系数 $\delta_{n0}=0.1$ 。假定混凝土棱柱体强度变异性与立方体强度的变异性相同,即 $\delta_{fs}=\delta_{f200}=\delta_{f150}$,则 δ_{fs} 值在 5.1.2 条说明表 18 中也已给出,按公式(56)可算出 δ_{nf} 。

钢筋的 μ_{n0} 和 δ_{n0} 如下:

I 级钢筋	$\mu_{n0}=0.92$	$\delta_{n0}=0.033$;
II 级钢筋	$\mu_{n0}=0.95$	$\delta_{n0}=0.022$;
III 级钢筋	$\mu_{n0}=0.95$	$\delta_{n0}=0.022$ 。

钢筋的 μ_{fs} 和 δ_{fs} 已列于 5.1.2 条说明表 19。已知钢筋的 μ_{fs} 、 μ_{n0} 、 δ_{fs} 、 δ_{n0} ,按公式(55)和公式(56)计算,可得钢筋强度的统计参数 μ_{nf} 和 δ_{nf} 。

现将结构构件中混凝土和钢筋强度统计参数的计算结果列于表 24。

表 24 构件中混凝土和钢筋强度 Ω_f 的统计参数

材料种类	材料品种及受力状况		μ_{nf}	δ_{nf}
混凝土	轴心受压	C15	1.6874	0.2828
		C20	1.7182	0.2363
		C25	1.5868	0.1928
		C30	1.5012	0.1773
		C40	1.4840	0.1578
		C50	1.3877	0.1374
钢筋	受拉	I 级钢筋	1.0821	0.1211
		II 级钢筋	1.0849	0.0719
		III 级钢筋	1.0873	0.0645

5.1.4 材料性能标准值是极限状态设计表达式中所含主要设计

参数之一,它由经数理统计得到的材料性能概率分布的某一分位值确定。公路桥梁材料强度的标准值取其概率分布的 0.05 分位值。

公路桥梁现行规范中混凝土强度的标准值在以下条件下确定:混凝土标准试件采用 $200\text{mm} \times 200\text{mm} \times 200\text{mm}$ 的立方体;标准值的保证率取为 85%。为了与国内外标准保持一致,新规范中的混凝土强度标准值应实行新的确定方案,即混凝土标准试件由原边长 200mm 的立方体改为边长 150mm 的立方体,混凝土强度标准值的取值原则由原保证率 85% 改为保证率 95%。这表明在同--批混凝土中,新规范的强度标准值比现行规范的低,也就是说,新规范对混凝土质量的要求提高了。

5.2 结构的几何参数

5.2.1 结构的几何参数是极限状态方程中的一个基本变量,是影响结构抗力的主要因素之一,所以需要研究它的不定性。也就是以调查实测数据为基础,运用参数估计和概率分布假设检验,寻求其统计特征。各类公路工程结构几何参数的不定性分析各有特点,兹分别作如下说明。

1 公路桥梁结构几何参数的不定性可用随机变量 Ω_k 来表达:

$$\Omega_k = a/a_k \quad (58)$$

$$\text{平均值} \quad \mu_{\Omega_k} = \mu_a/a_k \quad (59)$$

$$\text{变异系数} \quad \delta_{\Omega_k} = \delta_a \quad (60)$$

式中 a —— 结构构件的实际几何参数值;

a_k —— 结构构件几何参数标准值,即设计几何参数值;

μ_a 和 δ_a —— 分别为结构构件几何参数的平均值和变异系数。

在全国六大片区的 10 多个省、市、自治区的桥梁工地和预制厂(场),在进行恒载调查的同时,实测了构件的尺寸。取得了 T 形梁、空心板、箱形梁的高度、肋宽、翼宽、翼厚、板厚等 14800 多个数

据。截面有效高度专门进行测量,获得了钢筋混凝土梁、板和预应力混凝土梁、板近 500 个数据。按不同片区、不同截面形式进行整理和分析,再经组合分析,可认为几何参数不拒绝正态分布。用公式(59)和公式(60)计算的统计参数列于表 25。

表 25 钢筋混凝土构件几何参数 Ω 的统计参数

项 目	μ_{Ω}	δ_{Ω}
梁、板截面高度	1.0064	0.0255
梁、板截面宽度	1.0013	0.0081
梁翼、肋板厚度	1.0320	0.1019
梁、板截面有效高度	1.0124	0.0229
混凝土圆柱截面半径	1.0000	0.0070
钢筋截面面积	1.0000	0.0350
空心板圆孔孔径	0.9769	0.0329
混凝土保护层厚度	1.0178	0.0496

钻孔桩的设计直径按规范规定采用成孔直径,并且要求成孔直径大于钻头直径:旋转钻 30~50mm;冲击钻 50~100mm;冲抓钻 100~200mm。但为了达到经济效果,实际施工时采用的钻头直径往往比设计直径小上述尺寸,造成成孔直径接近于设计桩径。本次研究对 8 座桥梁的 335 根桩(桩径 1.2~2.2m)进行调查统计,其扩孔率(成孔直径与设计直径之比)的平均值为 1.039~1.130,变异系数为 0.025~0.110,概率分布类型均为极值 I 型分布,95%保证率的扩孔率为 0.995~1.053,平均为 1.009。这说明钻孔桩的成孔直径几等于设计直径,在进行桩的承载力(抗力)分析时,桩的周长变异性可以忽略不计;调查中同时发现,凡实行监理施工的桥梁,桩长均能得到保证,桩长差多数在 0~100mm 范围内变动,对于几十米桩长的钻孔桩而言,其变异性甚小,也可忽略不计。

2 水泥混凝土路面几何参数的不定性主要指面板厚度的变异性。几何参数的调查实测与材料性能同时进行,数据的采集方法和数量见表 26。

表 26 面板厚度采集方法和数量

项 目	采集方法		路段数	测点数
面板厚度	新建	水准测厚	33	2264
		钻芯测厚	18	302
	早建	钻芯测厚	48	560

统计的变异范围与材料性能一样也分为低、中、高三级水平,详见表 27。各级公路适用的面板厚度变异水平等级同第 5.1.2 条说明表 22。

表 27 面板厚度的变异系数

变异水平	低	中	高
变异系数 $\delta_h(\%)$	2~4	5~6	7~8

概率分布假设检验表明,水泥混凝土面板厚度同时服从正态分布和对数正态分布。

3 沥青路面几何参数的不定性主要是结构层的底基层厚度、基层厚度和面层厚度的变异性。路基顶面的平整度对底基层厚度的变异性有很大影响,并进一步影响基层和面层厚度的变异性。有一个较好平整度的路基,底基层厚度的变异性就小,用摊铺机铺筑的基层平整度较好,从而沥青面层厚度的变异性就小。由于实际结构层厚度的标准差不大,因此其变异系数随结构层厚度的增加而减小。

实测数据同时表明,沥青面层厚度的变异性不但与摊铺厚度有关,而且与其下基层的摊铺方式有关。当基层用摊铺机摊铺时,面层厚度的变异系数较小,而当基层用推土机或平地机摊铺时,沥青面层厚度的变异系数较大。考虑以上两种因素,沥青面层的变异性按三个不同厚度(50~80mm、90~150mm 和 160~200mm)、两

种基层摊铺方式分别加以分析。

结构层共有样本数 7824 个,其中底基层厚度 2127 个,基层厚度 1478 个,面层厚 4219(平地机摊铺 2804 个,摊铺机摊铺 1415 个),按 90%的保证率考虑,将变异系数以高、中、低三个变异水平列于表 28。概率分布类型也列入该表中。

表 28 结构层厚度变异系数及概率分布类型

项 目			变异系数(%)			概率分布类型
			高	中	低	
底基层厚度(mm)			11~14	7~10	4~6	正态分布和对数正态分布
基 层 厚 度(mm)			10~12	7~9	4~6	正态分布和对数正态分布
面层 厚度	平地机 摊 铺 基 层	50~80	19~23	14~18	10~13	正态分布
		90~150	14~16	11~13	7~10	
		160~200	9~10	6~8	4~5	
	摊铺机 摊 铺 基 层	50~80	16~20	11~15	5~10	
		90~150	11~13	8~10	4~7	
		160~200	7~8	4~6	2~3	

6 结构分析与试验

6.0.1 结构分析一般用计算的方法来完成,特别重大或构造特殊的结构,必要时也配以局部或整体的结构试验。结构分析的目的在于确定结构在作用影响下的反应(即作用效应)和结构构件的抗力。当作用效应是构件的内力如轴向力、弯矩、剪力、扭矩等时,与计算的构件抗力相比较,以验证结构是否安全可靠。当作用效应是构件的变形、裂缝等时,则与规定的限值相比较,以验证结构是否符合适用性和耐久性的要求。

6.0.2 结构分析所采用的计算模式和基本假定应尽可能地符合结构实际情况和条件。选择计算模型有以下三种情况:如梁、柱、拱等构件,它们的一维比其他二维大得多,可按一维结构进行分析;如双向板、壳体、深梁等,结构的一维比其他二维均小得多,则可采用二维结构的计算模型进行分析;如结构没有任何一维显著地大或显著地小,就得选用三维的结构计算模型来分析。

6.0.3 对于公路桥梁结构,无论是承载能力极限状态设计还是正常使用极限状态设计,结构受力分析目前一般还是采用线性理论,假定结构完全处于弹性阶段,不考虑结构和材料的非线性变形。但是,对于特大跨径的桥梁或在极限状态条件下结构的变形影响不能被忽略时,就应采用非线性理论进行结构分析。塑性理论可适用于承载能力极限状态设计,这种状态结构构件已处于破坏阶段,有条件考虑材料塑性的极限平衡作结构分析。粘弹性理论通常用于路面结构分析。

6.0.5 在结构可靠度分析和极限状态设计中,计算模式不定性包括作用效应计算模式不定性和结构抗力计算模式不定性。发生在结构内的作用效应涉及到结构形式、作用位置、结构变形性质、传

递系统构造形式等,影响因素极其复杂,尤其目前尚缺乏测试技术和条件,难以获得精确的效应数据,所以在结构可靠度研究中,一般对作用效应作了一些近似处理,对作用效应计算模式不定性不作深入探求。本条所谈的计算模式不定性主要是对结构抗力而言的。

考虑疲劳影响的结构,其抗力实质上与作用也有很大关系。例如路面结构的抗力以路面疲劳寿命表示的,抗力的计算模式不定性在结构可靠度验证中综合加以考虑,不单独进行分析。

公路桥梁的抗力着重于研究钢筋混凝土结构,其抗力计算模式不定性用随机变量 Ω_p 来表达:

$$\Omega_p = R^0 / R^C \quad (61)$$

式中 R^0 —— 结构构件的实际抗力值,取试验值;

R^C —— 按规范公式计算的抗力值,计算时采用材料性能和几何尺寸的实测值,以排除它们的变异性对分析 Ω_p 的影响。

为了取得抗力计算模式不定性的分析资料,收集了各种受力构件承载力的试验数据 1200 多个,同时进行了各 50 根圆截面钢筋混凝土偏压构件和钢筋混凝土梁斜截面抗剪承载力的试验。通过对 Ω_p 的统计分析,取得了 Ω_p 的统计参数,结果列于表 29。

表 29 钢筋混凝土构件计算模式 Ω_p 的统计参数

受 力 状 态		$\mu_{\Omega p}$	$\delta_{\Omega p}$
轴 心 受 压(短柱)		1.0105	0.0702
轴 心 受 拉		1.0000	0.0400
正 截 面 受 弯		1.0980	0.0710
斜 截 面 受 剪	矩 形 截 面	1.4861	0.2832
	T 形 截 面	2.0152	0.0884
偏 心 受 压(短柱)	矩 形 截 面	大 偏 心	1.0650
		小 偏 心	1.0700
	圆 形 截 面		0.9480
			0.1120

桥梁结构抗力计算模式不定性参数作为极限状态方程中一个基本变量,最后融入结构抗力统计参数的分析,在极限状态设计中转化为抗力分项系数。

7 极限状态设计方法

7.1 一般规定

7.1.1 以可靠性理论为基础的极限状态设计一般可有两种表达模式。一种是采用带有分项系数的极限状态设计表达式,式中的设计基本变量通过概率分析取其代表值,而以分项系数来反映它们的变异性。另一种是直接利用可靠度计算的基本公式,给出目标可靠指标和设计基本变量的统计参数或其他综合设计参数,而这些指标和参数也是用概率方法分析或计算得到的。这两种设计模式具有相同的本质,只是按照结构各自的设计要求和习惯而采用不同的表达模式。

极限状态设计表达式与前面提及的极限状态方程有不同的含义。前者供设计计算应用,式中的设计参数都是统计分析值,是定值。而后者所包含的设计基本变量都是随机变量,具有一定的统计特性。目前的结构概率极限状态设计方法均不引用极限状态方程,避免设计时进行基本变量复杂的概率运算。

7.1.2 公路工程结构的承载能力极限状态设计一般以分项系数表达式进行,路面结构的设计表达式则以一个综合系数表达,这个系数称可靠度系数 γ 。无论是多项系数或单一系数,都是根据功能函数中基本变量的统计特征及规定的目标可靠指标,经计算优化确定的。

1 公路桥梁结构极限状态设计表达式中的分项系数有:作用分项系数、作用效应组合系数和结构抗力系数。在它们的优化过程中需应用各基本变量的概率分布类型和统计参数、目标可靠指标及可靠度设计方法。其中作用概率分布类型、统计参数和目标可靠指标已分别于第4.3.2条和第3.3.4条作了说明。这里还需补充

说明结构抗力的概率分布类型、统计参数和结构可靠度设计方法，然后才能分述各分项系数的确定原则和方法。

1) 结构构件抗力的统计特征。在进行结构构件抗力统计分析时，由于难以直接获得同一条条件下真实构件抗力实测值组成的样本，一般先对影响抗力的主要因素进行统计分析，而后通过抗力与各主要因素的函数关系，运用数理统计学的误差传递公式，从各种因素的统计参数推求出抗力的统计参数。而构件抗力的概率分布类型，可根据各主要因素的概率分布类型用数学分析方法或经验判断方法来确定。作为一般表达式，上述误差传递公式作如下描述：

设随机自变量 $X_1, X_2, \dots$ 相互独立，且已知它们的统计参数，当随机变量 $Z = g(X_1, X_2, \dots, X_n)$ 时，则有

$$Z \text{ 的平均值} \quad \mu_z \approx g(\mu_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots, \mu_{x_n}) \quad (62)$$

Z 的标准差

$$\sigma_z \approx \left[\left(\frac{\partial g}{\partial X_1} \right)_m^2 \cdot \sigma_{x_1}^2 + \left(\frac{\partial g}{\partial X_2} \right)_m^2 \cdot \sigma_{x_2}^2 + \dots + \left(\frac{\partial g}{\partial X_n} \right)_m^2 \cdot \sigma_{x_n}^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (63)$$

$$Z \text{ 的变异系数} \quad \delta_z = \sigma_z / \mu_z \quad (64)$$

式中，下标 m 表示偏导数中的 $X_i (i=1, 2, \dots, n)$ 以各自的平均值赋值。

影响结构构件抗力的因素很多，但通常考虑的主要有以下三个：材料性能的不定性（见第 5.1.2 条和第 5.1.3 条说明）；结构几何参数的不定性（见第 5.2.1 条说明）和计算模式的不定性（见第 6.0.5 条说明）。由几种材料构成并共同受力的结构构件，其抗力采用随机变量 R 以下列形式表达：

$$R = \Omega_p \cdot R_p = \Omega_p \cdot R(f_{c_i} \cdot a_i) (i=1, 2, \dots, n) \quad (65)$$

式中 R_p —— 由计算公式确定的结构构件的抗力， $R_p = R(\cdot)$ ，

$R(\cdot)$ 为抗力函数；

f_{c_i} —— 结构构件中第 i 种材料的材料性能；

a_i ——与第 i 种材料相应的几何参数。

将第 5.1.3 条说明公式(52)和第 5.2.1 条说明公式(58)的关系代入公式(65),则得:

$$R = \Omega_p \cdot R[(\Omega_{f_i} \cdot f_{k_i}) \cdot (\Omega_{a_i} \cdot a_{k_i})] (i=1, 2, \dots, n) \quad (66)$$

式中 Ω_{f_i}, f_{k_i} ——结构构件中第 i 种材料的材料性能随机变量及其试件材料性能标准值;

$\Omega_{a_i} \cdot a_{k_i}$ ——与结构构件中第 i 种材料相应的几何参数随机变量及其标准值。

由公式(65)可知, R_p 是随机变量 $f_{C_i}, a_i (i=1, 2, \dots, n)$ 的函数。运用公式(62)~公式(64)可求得 R_p 的统计参数:

$$\text{平均值} \quad \mu_{R_p} = R(\mu_{f_{C_i}} \cdot \mu_{a_i}) (i=1, 2, \dots, n) \quad (67)$$

$$\text{标准差} \quad \sigma_{R_p} = \left[\sum_{i=1}^n (\partial R_p / \partial X_i)^2 \cdot \sigma_{X_i}^2 \right]^{1/2} \quad (68)$$

$$\text{变异系数} \quad \delta_{R_p} = \sigma_{R_p} / \mu_{R_p} \quad (69)$$

式中, X_i 表示函数 $R(\cdot)$ 中有关的随机变量 $f_{C_i}, a_i (i=1, 2, \dots, n)$ 。

在取得计算模式 Ω_p 的统计参数以后, 抗力 R 的统计参数即可求得:

$$\kappa_R = \mu_R / R_k = \mu_{\Omega_p} \cdot \mu_{R_p} / R_k \quad (70)$$

$$\delta_R = \sqrt{\delta_{\Omega_p}^2 + \delta_{R_p}^2} \quad (71)$$

式中, R_k 为按规范规定的材料性能和几何参数标准值用抗力计算公式求得的构件抗力值。 R_k 表达为

$$R_k = R(f_{k_i} \cdot a_{k_i}) (i=1, 2, \dots, n) \quad (72)$$

当结构构件仅由单一材料制成或多种材料组成仅单一材料受力时, 公式(66)可写成

$$R = \Omega_p \cdot (\Omega_{f_i} \cdot f_k) \cdot (\Omega_a \cdot a_k) = \Omega_p \cdot \Omega_{f_i} \cdot \Omega_a \cdot R_k \quad (73)$$

而 $R_k = f_k \cdot a_k$

按随机变量函数统计参数的运算法则, 可求得 R 的统计参数:

$$\kappa_R = \mu_R / R_k = \mu_{n_p} \cdot \mu_{n_f} \cdot \mu_{n_a} \quad (74)$$

$$\delta_R = \sqrt{\delta_{n_p}^2 + \delta_{n_f}^2 + \delta_{n_a}^2} \quad (75)$$

根据第 5.1.3 条说明表 24、第 5.2.1 条说明表 25 和第 6.0.5 条说明表 29 所列的 Ω_f 、 Ω_s 、 Ω_p 的统计参数，代入公式(70)、(71)或公式(74)、(75)计算，即能求得各种受力构件在不同参数情况下的统计参数 κ_R 、 δ_R 。经综合分析比较后列于表 30。

表 30 钢筋混凝土构件抗力 R 的统计参数

受力状态	κ_R		δ_R
轴心受力(短柱)	1.3743		0.1546
轴心受拉	1.0821		0.1322
正截面受弯	1.2262		0.1414
斜截面受剪	矩形截面	1.6717	0.2883
	T形截面	2.1798	0.2230
大偏心受压(短柱)	1.2042		0.1447
小偏心受压(短柱)	1.4362		0.1517

由公式(66)、(73)可知，结构构件抗力 R 是由多个影响程度相近的随机变量相乘而得，其概率分布一般是偏态的。由概率论知，若随机变量之积为 $Y = X_1 \cdot X_2 \cdots X_n$ ，则 $\ln Y = \ln X_1 + \ln X_2 + \cdots + \ln X_n$ ，当 n 充分大时， $\ln Y$ 的分布近似为正态分布，而 Y 的分布近似于对数正态分布。因此，在实际工程中，无论材料性能、几何参数、计算模式是什么分布，一般可假定抗力 R 为对数正态分布。

2) 结构可靠度设计方法。这里所说的结构可靠度设计，也就是对《统一标准》第 3.3.2 条规定的可靠指标计算公式进行逆运算。即预先给出目标可靠指标及各基本变量的统计特征，然后通过可靠度计算公式反求结构构件抗力，进行构件截面设计。

例如,公路桥梁有一线性极限状态方程 $R - S_G - S_Q = 0$, 已知目标可靠指标 β 及恒载效应统计参数 μ_{SG} 和 δ_{SG} 、活载效应统计参数 μ_{SQ} 和 δ_{SQ} 、抗力统计参数 δ_R , 且 S_G 、 S_Q 、 R 均为正态随机变量, 则根据第 3.3.2 条说明公式(26)可得:

$$\mu_R - \mu_{SQ} - \mu_{SG} - \beta \sqrt{(\mu_R \delta_R)^2 + (\mu_{SQ} \delta_{SQ})^2 + (\mu_{SG} \delta_{SG})^2} = 0 \quad (76)$$

由公式(76)可解得构件抗力平均值 μ_R , 再按以下关系式求得构件抗力标准值 R_k^* :

$$R_k^* = \mu_R / \kappa_R$$

上式中 κ_R 在本条说明表 30 中已给出。得到 R_k^* 以后就可进行截面设计。

以上假定线性极限状态方程中所有基本变量均是正态变量, 运算起来比较简单。对于非正态基本变量 X_i 或极限状态方程为非线性的情况, 就需要由第 3.3.2 条说明中公式(23)、(24)、(25)、(27)、(28)联立求解某一变量 X_i 的平均值 μ_{X_i} 。而此时 μ_{X_i} 还是一个待求值, 只假定 X_i^* 还不能迭代计算 σ_{X_i} 、 μ_{X_i} , 需采用双重迭代法才能求出 μ_{X_i} 值, 计算相当复杂。然而在实际工程中在给出目标可靠指标 β 以后, 需要求解的是构件抗力 R 的平均值 μ_R , 而 R 一般是服从对数正态分布的, 在极限状态方程为线性的情况下, 可应用第 3.3.2 条说明的公式(29)、(30)把对数正态分布的 R 当量正态化。其统计参数为

$$\mu_{R'} = R^* (1 - \ln R^* + \ln \frac{\mu_R}{\sqrt{1 + \delta_R^2}}) \quad (77)$$

$$\sigma_{R'} = R^* \sqrt{\ln(1 + \delta_R^2)} \quad (78)$$

由公式(78)知, $\sigma_{R'}$ 只与 δ_R 有关, 而 δ_R 是已给出的。所以假定 R^* 后即可求得 $\sigma_{R'}$ 、 $\cos \theta_{X_i}$ 等项, 最后解出 μ_R 。

可靠度设计方法的具体计算框图见图 11。

3) 荷载系数和抗力系数。按照第 3.3.2 条说明中公式(25), 在验算点 P^* 处极限状态方程可写为:

$$S_G^* + S_Q^* = R^* \quad (79)$$

式中, S_G^* 、 S_Q^* 、 R^* 分别为恒载效应、活载效应和构件抗力的设计验算点坐标。而以标准值和分项系数表示的设计表达式可写为

$$\gamma_G S_{Gk} + \gamma_Q S_{Qk} = R_k / \gamma_R \quad (80)$$

式中, S_{Gk} 、 S_{Qk} 、 R_k 分别为按规范规定的标准值计算的恒载效应、活载效应和构件抗力, γ_G 、 γ_Q 、 γ_R 分别为恒载系数、活载系数和构件抗力系数。

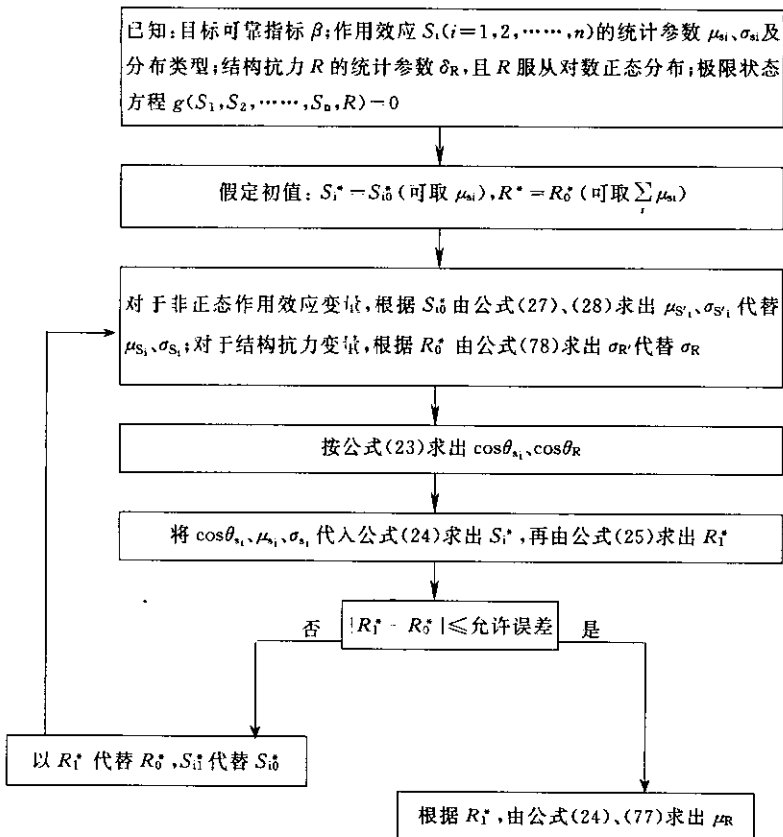


图 11 计算 μ_R 迭代过程框图

要使公式(79)与公式(80)等价,必须满足下列条件:

$$\left. \begin{aligned} \gamma_G &= S_G^* / S_{Gk} \\ \gamma_Q &= S_Q^* / S_{Qk} \\ \gamma_R &= R_k / R^* \end{aligned} \right\} \quad (81)$$

由公式(81)及第 3.3.2 条说明中公式(23)、(24)可知,系数 γ_G 、 γ_Q 、 γ_R 不仅与给定的可靠指标有关,而且也与结构功能函数所包含的全部基本变量的统计特征有关。活载、恒载效应的变化将直接影响结构可靠度。欲使结构按公式(80)设计的可靠指标符合预先给定值,各分项系数必将随活载、恒载效应比值 ρ 的变化而改变,这是不符合实用要求的。若 γ_G 、 γ_Q 均取定值, γ_R 也按各种构件取不同的定值,则所设计的构件其实际具有的可靠指标就不可能与原先给定值相一致。显然,为了设计上的方便,最佳分项系数的选择就是使在该分项系数下构件的可靠指标与给定的目标可靠指标误差最小。为达到此目的采用了两种方法进行计算。

(a) 抗力最小二乘法。按照公式(80),可得按设计表达式求出的抗力标准值:

$$R_k = \gamma_R (\gamma_G S_{Gk} + \gamma_Q S_{Qk}) \quad (82)$$

而给定可靠指标和各基本变量的统计特征后,按前节所述的可靠度设计法可求得相应于目标可靠指标的抗力平均值 μ_R ,进而由下式求得对应于规范规定的标准值的抗力值:

$$R_k^* = \mu_R / \kappa_R \quad (83)$$

式中, κ_R 在本条说明表 30 中已给出。

对于某一种构件,若按公式(82)和公式(83)求得的抗力标准值相等,即 $R_k = R_k^*$,则按公式(82)设计的构件所具有的可靠指标必然与规定的可靠指标相等;若 $R_k > R_k^*$,则按公式(82)设计的构件,其可靠指标也必大于规定的可靠指标。按照上述选择最佳分项系数的原则,对于每种荷载效应组合,分项系数的确定可转换为使下列 H_i 值为最小的条件:

$$H_i = \sum_m \sum_j (R_{kimj}^* - R_{kimj})^2 \quad (84)$$

式中, R_{kimj}^* 为第 i 种构件在第 m 种车辆运行状态和第 j 种荷载效应比值下, 根据规定的目标可靠指标 (见第 3.3.3 条), 采用可靠度设计方法并按公式 (83) 确定的抗力标准值; R_{kimj} 为第 i 种构件在第 m 种车辆运行状态和第 j 种荷载效应比值下, 根据所选的分项系数, 按公式 (82) 计算的抗力标准值。为了计算的需要, 将公式 (82) 改写为下列形式:

$$R_{kimj} = \gamma_{R_i} [\gamma_G (S_{Gk})_{mj} + \gamma_Q (S_{Qk})_{mj}] \quad (85)$$

式中 γ_{R_i} 为第 i 种构件的抗力分项系数, 可用以下优化方法确定: 把公式 (85) 代入公式 (84), 得:

$$\begin{aligned} H_i &= \sum_m \sum_j \{ R_{kimj}^* - \gamma_{R_i} [\gamma_G (S_{Gk})_{mj} + \gamma_Q (S_{Qk})_{mj}] \}^2 \\ &= \sum_m \sum_j (R_{kimj}^* - \gamma_{R_i} B_{mj})^2 \end{aligned} \quad (86)$$

$$\text{令} \quad \partial H_i / \partial \gamma_{R_i} = 0$$

可得

$$\gamma_{R_i} = \frac{\sum_m \sum_j R_{kimj}^* \cdot B_{mj}}{\sum_m \sum_j B_{mj}^2} \quad (87)$$

式中

$$B_{mj} = \gamma_G (S_{Gk})_{mj} + \gamma_Q (S_{Qk})_{mj}$$

实际上, 两种车辆运行状态所取活载、恒载效应比值是相同的, 所以上式可改写为

$$B_j = \gamma_G (S_{Gk})_j + \gamma_Q (S_{Qk})_j$$

公式 (87) 中的 $\sum_m \sum_j B_{mj}^2$, 也可改为 $\sum_j B_j^2$ 。

每给出一组 γ_G 和 γ_Q 值, 对于每一种构件 (i) 按公式 (87) 可求得 γ_{R_i} 值, 进而按公式 (86) 求得与优化的 γ_{R_i} 相对应的 H_i 值。显然, 适用于各种构件的最佳分项系数必须满足使下列 I 值为最小的条件:

$$I = \sum_i \sum_m \sum_j \left(\frac{R_{kimj}^* - R_{kimj}}{R_{kimj}^*} \right)^2 = \sum_i \sum_m \sum_j \left(1 - \frac{R_{kimj}}{R_{kimj}^*} \right)^2 \quad (88)$$

上式采用相对误差便于对各种构件统一计算。

在计算确定分项系数时,选择的构件种类和活载、恒载效应比值与确定目标可靠指标时相同,构件有轴心受压、轴心受拉、正截面受弯、大偏心受压、斜截面受剪五种;活载、恒载效应比有 $\rho = 0.1, 0.25, 0.5, 1.0, 1.5, 2.5$ 六种,针对作用效应“主要组合”和“附加组合”(见 4.4.5 条说明)的不同要求分别进行计算分析。这样,在一组 γ_G 和 γ_Q 之下,计算每种构件(i) H_i 时,公式(84)右边包括 2 (两种汽车运行状态) $\times 6$ (六种荷载效应比值) $= 12$ 组数据,而计算 I 值时,公式(88)右边包括 12×5 (五种构件) $= 60$ 组数据。考虑到恒载效应分项系数不应因不同作用效应组合而异,首先选定 $\gamma_G = 1.2$,然后再选择 $\gamma_Q = 0.8, 0.9, 1.0, 1.1, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5$ 八个值,分别与 $\gamma_G = 1.2$ 组合,计算出各种组合的 I 值。

图 12 示出了 $\gamma_G = 1.2$ 、 γ_Q 不同取值时 I 值的变化规律。按照 I 值最小的条件得到的各分项系数列于表 31。

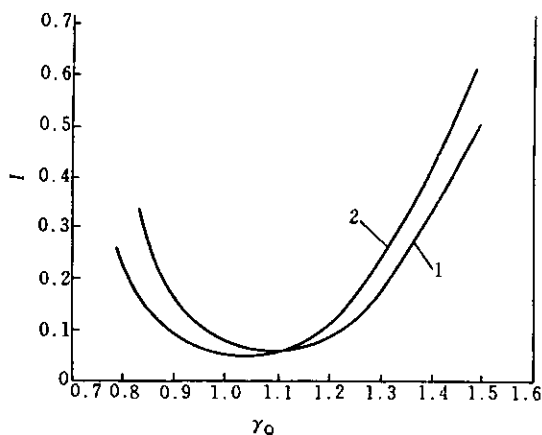


图 12 $\gamma_G = 1.2$ 时 γ_Q 与 I 的关系

1—作用效应“主要组合”时曲线;2—作用效应“附加组合”时曲线

表 31 以抗力最小二乘法确定的分项系数

分项系数 作用效应组合	恒载效应 γ_G	活载效应 γ_Q	轴心受压 γ_{R_1}	轴心受拉 γ_{R_2}	受弯 γ_{R_3}	大偏心 γ_{R_4}	受剪 γ_{R_5}
主要组合	1.2	1.1	1.3403	1.4238	1.2980	1.3376	1.6074
附加组合	1.2	1.0	1.2785	1.3705	1.2460	1.2827	1.4708

以这种方法确定的分项系数,用实用表达式设计的结构构件,其可靠指标的平均值与目标可靠指标是极为相近的。但是表 31 中“主要组合”的活载(汽车)分项系数 $\gamma_Q = 1.1$,与现行规范规定值 $\gamma_Q = 1.4$ 相差较多,如果再取定 $\gamma_Q = 1.4$,则由于人为地减少了一个优化条件,经计算表明,以此计算的分项系数反算的可靠指标,普遍地低于目标可靠指标,且偏低很多。

(b)可靠指标最小二乘法。以实用设计表达式之下的结构可靠指标与目标可靠指标误差最小的原则来确定分项系数。即

$$H_i = \sum_m \sum_j (\beta_{imj} - \beta_{Ti})^2 \quad (89)$$

式中, β_{Ti} 为第 i 个构件的目标可靠指标; β_{imj} 为第 i 个构件在第 m 种汽车运行状态第 j 种荷载效应比值 ρ 时实用设计表达(85)之下的可靠指标。

对“主要组合”取 $\gamma_Q = 1.4$; 对“附加组合”取 $\gamma_Q = 1.1$, 以使公式(89)为最小来解 γ_{R_i} 。但因 β_{imj} 是 γ_{R_i} 的隐性函数, 不能直接解出, 所以采用了一维优化的 0.618 方法。由可靠指标最小二乘法求得的分项系数列于表 32。按此分项系数反算构件可靠指标, 其平均值与目标可靠指标相近。

比较表 31 和表 32 不难看出: 前表中活载(汽车)效应的分项系数 γ_Q 与现行规范规定值有一定的差距, 而后表中的 γ_Q 与现行规范规定值是相同的; 前表中结构构件抗力分项系数 γ_{R_i} 在“主要组合”时与“附加组合”时相差较大, 而不同作用效应组合在抗力分

项系数上是不应有差异或差异很大的,后表中两者的 γ_{R_i} 比较接近。因此,表 32 的数值可被用于新规范和作用效应组合系数分析。

表 32 以可靠指标最小二乘法确定的分项系数

作用效应组合 \ 分项系数	恒载效应 γ_G	活载效应 γ_Q	轴心受压 γ_{R_1}	轴心受拉 γ_{R_2}	受弯 γ_{R_3}	大偏心 γ_{R_4}	受剪 γ_{R_5}
主要组合	1.2	1.4	1.1506	1.2334	1.1254	1.1600	1.2521
附加组合	1.2	1.1	1.1536	1.2466	1.1346	1.1683	1.2094

以上讨论的分项系数是恒载效应与活载效应同号时的情形。但桥梁等结构设计也会遇到两者异号的情况,这在第 7.2.2 条加以说明。

4) 荷载(或作用)效应的组合系数。前面已经谈到,目标可靠指标、恒载和活载(汽车)效应的分项系数都是在荷载最基本组合下确定的。但是桥梁等结构往往同时作用着多个活载(或作用)。随着可变荷载(或作用)种类和比例的不同,综合荷载效应最大值的统计规律也发生相应的变化,从而影响了结构可靠指标 β 和荷载分项系数 γ_G 、 γ_Q 的取值。本标准从设计人员使用规范方便出发,保持目标可靠指标不变,选定一组分项系数 γ_G 、 γ_Q ,用引入荷载效应组合系数 Ψ 对上述的变化加以考虑。具体的做法是:在荷载分项系数 γ_G 、 γ_Q 已选定的条件下,对有多个可变荷载(或作用)参与效应组合,引入荷载效应组合系数 Ψ ,对荷载效应标准值作等值折减,即:

$$\gamma_G S_{Gk} + \Psi \sum_{i=1}^n \gamma_{Q_i} S_{Qik} = R_k / \gamma_R \quad (90)$$

或

$$\Psi = \frac{R_k / \gamma_R - \gamma_G S_{Gk}}{\sum_{i=1}^n \gamma_{Q_i} S_{Qik}} \quad (91)$$

式中, $\gamma_G, \gamma_{Q_1}, \gamma_R$ 均为荷载效应最基本组合下确定的分项系数(见本条说明表 32); R^* 则根据荷载最基本组合下的 β 值和在设计基准期内起控制作用的组合最大荷载效应(见第 4.4.3 条说明), 按结构可靠度设计方法确定。由公式(91)可知, Ψ 值是随构件种类、参与组合的荷载(或作用)种类、活载效应与恒载效应比值 ρ 以及各种可变作用效应之间的比值 ξ 而变化的。如果直接按公式(91)计算, 且在上述不同条件下取不同的 Ψ 值, 则按公式(90)设计的构件, 其可靠指标必然与规定值相等。但这样做在应用上极不方便。为此, 必须在一定的荷载效应组合下, 针对不同的 ξ 值, 通过优化来确定适用于各种构件和各种比值 ρ 的最佳组合系数。此时, 应使下列 I 值达到最小:

$$I = \sum_{(i)} \sum_{(j)} \{1 - \gamma_{R(i)} [\gamma_G (S_{Gk})_{(i)} + \Psi \sum_{k=1}^n \gamma_{Q_k} (S_{Qk})_{(i)}] / R_{k(i)}^*\}^2 \quad (92)$$

式中, (i) 表示第 i 种构件, (j) 表示第 j 个 ρ 值。

尽管如此, Ψ 仍是随 ξ 而变化的值, 应用起来还是不方便。本标准采用主导荷载效应 S_{Q_1} 不折减的办法, 则承载能力极限状态设计表达式应是:

$$\gamma_G S_{Gk} + \gamma_{Q_1} S_{Q1k} + \Psi_c \sum_{k=2}^n \gamma_{Q_k} S_{Qk} = R_k / \gamma_R \quad (93)$$

式中 Ψ_c 即为综合荷载效应的组合系数, 仍可在保持可靠指标基本一致的原则下取一个定值。

为了达到公式(93)与公式(90)等值的效果, Ψ_c 与 Ψ 应有如下关系:

$$\Psi = \frac{\gamma_{Q_1} S_{Q1k} + \Psi_c \sum_{k=2}^n \gamma_{Q_k} S_{Qk}}{\sum_{k=1}^n \gamma_{Q_k} S_{Qk}} \quad (94)$$

式中, S_{Q1k} 为主导荷载标准值效应, 公路桥梁结构多选取汽车荷载标准值效应; $\sum_{i=2}^n S_{Qik}$ 为除汽车荷载效应外, 其他参与组合的伴随荷载标准值效应之和; 分母中 $\sum_{i=1}^n S_{Qik}$ 为所有参加组合的可变荷载标准值效应之和。

下面就公路桥梁最常见的两种组合情况加以具体说明。

(a) 恒载、汽车荷载与人群荷载效应组合。这是简支结构的荷载组合, 属于“主要组合”。由于公式(94)中荷载效应分项系数 γ_Q 是相同的, 该式可改写为

$$\Psi = \frac{S_{Q1k} + \Psi_c S_{Q2k}}{S_{Q1k} + S_{Q2k}} = \frac{1 + \xi \Psi_c}{1 + \xi} \quad (95)$$

式中 $\xi = S_{Q2k}/S_{Q1k}$ 为人群荷载标准值效应与汽车荷载标准值效应的比值。

公式(94)只是一个等值的系数换算公式, 只要适当地选择 Ψ_c 为某一定值, 就可以使公式(95)右边的函数值 $(1 + \xi \Psi_c)/(1 + \xi)$ (记为 Ψ') 随 ξ 变化的规律与 Ψ 的规律接近。

公路桥梁的人群荷载效应与汽车荷载效应的比值通常在 0.3 以下, 计算时适当放宽到 0.5。因此选用了 $\xi = 0.01$ 、0.025、0.05、0.1、0.25、0.5 六个档次, 按照公式(92) I 值为最小的条件, 优化确定通过公式(91)计算的适用于轴心受压、轴心受拉、正截面受弯、大偏心受压和斜截面受剪五种构件和活、恒载效应比 $\rho = 0.1$ 、0.25、0.5、1.0、1.5、2.5 的 Ψ 值。计算恒载、汽车荷载和人群荷载效应组合时的 Ψ 值, 采用第 3.3.3 条规定的安全等级二级结构的目标可靠指标和本条说明的表 32 中“主要组合”的分项系数。汽车荷载仍分为一般运行状态和密集运行状态两种情况。

表 33 列出了经优化得到的随 ξ 变化的 Ψ 值; 其关系曲线绘于图 13。可以看出, 随 ξ 的增大 Ψ 值呈下凹曲线。

表 33 恒载、汽车、人群荷载效应组合时的组合系数

$\xi = S_{Q2k}/S_{Q1k}$	0.010	0.025	0.050	0.100	0.250	0.500
一般运行状态下的 Ψ	0.9945	0.9866	0.9740	0.9514	0.9009	0.8752
密集运行状态下的 Ψ	0.9950	0.9878	0.9766	0.9569	0.9190	0.9354
$\Psi'_c=0.72$ 时相应的 Ψ	0.9972	0.9931	0.9866	0.9745	0.9440	0.9067
$\Psi'_c=0.74$ 时相应的 Ψ	0.9974	0.9937	0.9876	0.9765	0.9480	0.9133

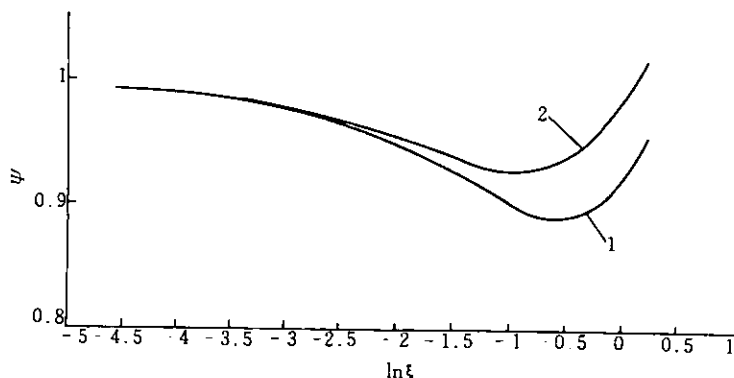


图 13 恒载、汽车、人群荷载效应组合时 Ψ 与 $\ln\xi$ 关系曲线

1 一般运行状态; 2 密集运行状态

在优化确定 Ψ 值以后, 就可按公式(95)选取定值 Ψ'_c , 使 $\Psi' = ((1+\xi\Psi'_c)/(1+\xi))$ 与 Ψ 值相接近。取 $\Psi'_c=0.72$ 时 Ψ' 值也列于表 33 中。从表中可看出, 在 $\xi=0.5$ 以下 Ψ' 值接近或略大于 Ψ 值, 是安全的。只有当密集运行状态 $\xi=0.5$ 的个别情况, Ψ' 比 Ψ 略小 3%。但实际工程中人群荷载与汽车荷载效应比 $\xi=0.5$ 几乎是不出现的。

上述求荷载效应组合系数是先按优化条件求出 Ψ 值, 然后再通过计算使 $\Psi' \approx \Psi$ 确定 Ψ'_c 值。也可以按总体优化条件, 即从公式

(93)出发,采用使下式 I_c 为最小来确定适用各种构件(i)、各种活、恒载效应比 $\rho(j)$ 和各種活載效应比(ξ)的最佳组合系数 Ψ_c :

$$I_c = \sum_{(\xi)} \sum_{(j)} \sum_{(i)} \{1 - \gamma_{R(i)} [\gamma_G(S_{Gk})_{(j)(\xi)} + \gamma_Q(S_{Q1k})_{(j)(\xi)} + \Psi_c \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi}(S_{Qik})_{(j)(\xi)}] / R_{k(i)(j)(\xi)}^* \}^2 \quad (96)$$

令 $\partial I_c / \partial \Psi_c = 0$ 可得

$$\Psi_c = \frac{\sum_{(\xi)} \sum_{(j)} \sum_{(i)} [(1 - C \cdot S') (C \cdot S'')]}{\sum_{(\xi)} \sum_{(j)} \sum_{(i)} (C \cdot S'')^2} \quad (97)$$

以上公式中

$$C = \gamma_{R(i)} / R_{k(i)(j)(\xi)}^* \quad (97)$$

$$S' = \gamma_G(S_{Gk})_{(j)(\xi)} + \gamma_Q(S_{Q1k})_{(j)(\xi)}$$

$$S'' = \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi}(S_{Qik})_{(j)(\xi)}$$

运用公式(97)得到:一般运行状态时 $\Psi_c = 0.5904$; 密集运行状态 $\Psi_c = 0.7411$ 。 Ψ_c 值由密集运行状态控制。当 $\Psi_c = 0.74$ 时,相应的 Ψ' 值列于表 33。与前述方法确定的 $\Psi_c = 0.72$ 比较相差甚小。以安全计。取 $\Psi_c = 0.74$ 以供新规范参考应用。

(b)恒载、汽车荷载、人群荷载与其他荷载(或作用)的效应组合。这种组合属于“附加组合”。超静定结构或桥梁的下部结构等,除了承受恒载、汽车荷载与人群荷载外,还要伴随多种其他荷载(或作用),如风荷载、汽车制动力、温差影响力等。这些荷载(或作用)有些目前还未能获得完整的或适用于全国的可靠统计资料,所以也无法应用第 4.4.3 条规定的塔克斯特拉规则将众多荷载(或作用)组合起来,以确定其组合后的最大值及分布函数。为了使荷载(或作用)效应组合既能满足设计需要,又使组合后的结构可靠度保持在总体水平上,认定了恒载、汽车荷载与人群荷载的效应组合在公路桥梁上的主要作用,采取了使恒载、汽车荷载、人群荷载与其他可变荷载(或作用)的效应组合与其等价的原则,则公式(94)改写为:

$$\Psi = \frac{S_{Q1k} + \Psi_{\alpha} \sum_{i=2}^n S_{Qi k}}{S_{Q1k} + S_{Q2k}} = \frac{1 + \Psi_{\alpha} \sum_{i=2}^n \xi_i}{1 + \xi_2} \quad (98)$$

式中 Ψ —— 汽车荷载与人群荷载效应组合时乘在它们之和前面的组合系数；

S_{Q1k} —— 汽车荷载标准值效应；

S_{Q2k} —— 人群荷载标准值效应；

Ψ_{α} —— 汽车荷载与其他可变荷载(或作用)效应组合时,乘在其他可变荷载(或作用)效应之和前面的组合系数；

ξ_2 —— 人群荷载标准值效应与汽车荷载标准值效应的比值 S_{Q2k}/S_{Q1k} ；

ξ_i —— 第 i 个其他可变荷载(或作用)标准值效应与汽车荷载标准值效应的比值 $S_{Qi k}/S_{Q1k}$ 。

按“附加组合”的条件用本条说明公式(91)计算的 Ψ 值列于表 34。

表 34 按“附加组合”条件计算的组合系数

$\xi_2 = S_{Q2k}/S_{Q1k}$		0.01	0.025	0.05	0.10	0.25	0.50
Ψ	一般运行状态	0.9953	0.9886	0.9781	0.9593	0.9193	0.9050
	密集运行状态	0.9958	0.9897	0.9804	0.9642	0.9345	0.9445

表 34 表明, Ψ 值以密集运行状态控制, 在以后的运算中选用这种状态的 Ψ 值。

其他可变荷载(或作用)效应与汽车荷载效应的比值 ξ_i , 在公路桥梁中是千变万化的, 它们随荷载(或作用)种类、结构型式、跨径大小和结构所处环境等而变化, 但除个别情况需特殊处理外, 一般可控制在 $\xi_i = 0.5$ 以内。所以运算时设定 $\xi_2 = \xi_3 = \xi_4 = \xi_5 = 0.01$ 、 0.025 、 0.5 、 0.1 、 0.25 、 0.5 六个档次。即使这样, Ψ_{α} 值随 ξ_i 的变化范围还是很大。例如, 当 $\xi_2 = 0.5$, $\xi_3 = 0.01$ 与 $\xi_2 = 0.01$, $\xi_3 = 0.5$ 时, 按公式(98)计算所得 Ψ_{α} 值差距就很大, 这样, 取 Ψ_{α} 为定值就有一定困难。如果为覆盖所有不利情况而将 Ψ_{α} 取高, 对不少情况

的荷载(或作用)效应组合将是偏于保守的;但如 Ψ_{ci} 取值过低,将使按公式(98)求得的 Ψ 值比表 34 值降低太多而导致结构可靠度的降低。为此,以 $\xi_2=0.5$,其他荷载(或作用)与汽车荷载效应比值平均每一种不小于 ξ_2 的一半为原则来选取 Ψ_{ci} 值。

依据这个原则,分别选定三种、四种、五种可变荷载(或作用)效应参与组合时的组合系数 $\Psi_{ci}=0.55、0.45、0.35$ 。

2 路面结构承载能力极限状态设计表达式中只采用一个综合的可靠度系数 γ_r ,它是从下列可靠指标计算公式(见第 3.3.2 条)推演得到的:

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (99)$$

式中, μ_R 、 σ_R 为结构抗力的均值和标准差,对于路面结构则为材料的弯拉强度、容许弯沉等的均值和标准差; μ_S 、 σ_S 为作用效应的均值和标准差,对于路面结构则为实际的弯拉应力、弯沉等均值和标准差。

由公式(99)可得结构的可靠条件:

$$\mu_R \geq \mu_S + \beta \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (100)$$

令 $\gamma_r = \mu_R / \mu_S$ 则公式(99)可改写为:

$$\beta = \frac{\gamma_r - 1}{\sqrt{\gamma_r^2 \delta_R^2 + \delta_S^2}}$$

由此可得:

$$\gamma_r = \frac{1 + \beta \sqrt{\delta_S^2 + \delta_R^2 - \beta^2 \delta_R^2 \delta_S^2}}{1 + \beta^2 \delta_R^2} \quad (101)$$

式中, δ_R 、 δ_S 为结构抗力和作用效应的变异系数。可见,可靠度系数是结构可靠指标、作用效应和结构抗力变异系数的函数,可根据调查统计按不同公路等级(或参数不同变异水平)求得。

7.1.4 不同安全等级的结构有其不同的目标可靠指标(见《统一标准》第 3.3.3 条规定),对于以分项系数模式表达的极限状态设

计,不同安全等级在计算上是以表达式中的结构重要性系数 γ_0 来体现的(见《统一标准》第 7.2.1 条规定)。例如,公路桥梁结构的安全等级分为一级、二级和三级(见《统一标准》第 1.0.7 条规定)。二级结构的目标可靠指标按现行规范隐含的可靠度,经“校准”并结合工程经验确定,所以其结构重要性系数可取为 $\gamma_0=1.0$ 。一级结构和三级结构的目标可靠指标在二级结构的基础上增大或减小各 0.5(见《统一标准》第 3.3.3 条规定及其说明),它们的结构重要性系数取多大,应由极限状态设计表达式的可靠度分析确定。具体运算时计入各分项系数,取第 7.1.2 条说明表 32 所列数据;活、恒载标准值效应的比值 ρ 取与目标可靠指标“校准”时相同(见第 3.3.3 条说明)。

表 35 列出了当 $\gamma_0=1.1$ (一级结构)和 $\gamma_0=0.9$ (三级结构)时的计算结果。数据表明,计算的可靠指标平均值,某些情况略高于目标可靠指标,某些情况略低于目标可靠指标。由此可以认为,安全等级一级结构和三级结构的重要性系数至少要取 $\gamma_0=1.1$ 和 $\gamma_0=0.9$ 。

表 35 安全等级一、三级公路桥梁运算的可靠指标平均值

结构安全等级	作用效应组合情况	汽车运行状态	延性构件可靠指标平均值	脆性构件可靠指标平均值
一级 ($\gamma_0=1.1$)	主要组合	一般运行状态	4.7749	5.1244
		密集运行状态	4.8809	5.1587
		目标可靠指标	4.7	5.2
	附加组合	一般运行状态	4.3014	4.6420
		密集运行状态	4.3180	4.6207
		目标可靠指标	4.7-0.5	5.2-0.5
三级 ($\gamma_0=0.9$)	主要组合	一般运行状态	3.5921	4.2095
		密集运行状态	3.5586	4.1683
		目标可靠指标	3.7	4.2
	附加组合	一般运行状态	3.0945	3.7160
		密集运行状态	2.9689	3.6197
		目标可靠指标	3.7-0.5	4.2-0.5

路面结构的安全等级按公路的技术等级划分,不同安全等级的影响已融入可靠度系数或其他设计参数之中,不再在设计表达式中另作描述。

7.2 极限状态设计表达式

7.2.1 本条所列表达式(7.2.1-1)和(7.2.1-2)是公路工程结构承载能力极限状态设计的通式,是国内外较普遍采用的。前者的基本设计参数采用标准值,另给出各分项系数;后者则以设计值来表达基本设计参数,各分项系数已包含其中。两个表达式本质是相同的。路面结构的设计表达式简化为公式(7.2.1-3),是以标准值(取均值)和综合的可靠度系数表达的。现就设计表达式中有关内容说明如下:

1 结构重要性系数 γ_0 按结构不同安全等级采用。公路桥梁不同安全等级所对应的结构类型,规定于本标准第 1.0.7 条,有关 γ_0 的采用值见第 7.1.4 条说明。路面结构的重要性系数已融入可靠度系数。

2 反映作用效应和结构抗力计算模式不定性系数 γ_s 和 γ_R ,公路桥梁在统计分析中已纳入各自的分项系数,可取 $\gamma_s = \gamma_R = 1.0$;路面结构也已考虑在可靠度系数之中。

3 公路桥梁恒载(结构自重)效应的分项系数 γ_G 在一般情况下(恒载效应增大对结构承载能力不利时),取 $\gamma_G = 1.2$,详见本标准第 7.1.2 条说明;但当恒载效应增大对结构承载能力反而有利时,则应取不大于 1.0 的值,详见本标准第 7.2.2 条说明。路面结构设计是不计恒载影响的。

4 汽车荷载在公路工程结构中通常被视为主导的可变作用,在设计表达式中与永久作用一样单独列出。在桥梁设计中,汽车荷载分项系数按不同的作用效应组合采用,详见本标准第 7.1.2 条说明;当某个可变作用对结构或结构构件确实起到主导影响(在同类效应中其值超过汽车效应),则其分项系数宜采用该作用效应组

合的汽车荷载分项系数;对于专为承受某作用而设置的结构或装置,设计时该作用可被视为主导作用,分项系数取与汽车荷载同值。

5 公路桥梁多个可变作用效应组合时的效应组合系数 Ψ_c ,应根据作用效应组合情况和可变作用数量多少取值,详见第4.4.5条和第7.1.2条说明。

6 结构抗力分项系数 γ_R 不能直接用于设计,编制新规范时尚需将其转化为材料性能分项系数 γ_f 来表达。

7.2.2 在公路工程结构的实际受荷中,有些结构有时出现永久作用效应与可变作用效应同号(方向相同)的情况,此时永久作用效应的增大对结构承载是不利的,荷载分项系数的取值已阐明于第7.1.2条说明。但是,有些结构有时出现上述两种作用效应异号(方向相反)的情况,且可能控制设计,此时若可变作用效应(绝对值)大于永久作用效应,则永久作用效应的增大反而对结构承载有利,如果永久作用的分项系数仍取同号时的数值,必将使结构可靠度大为降低。因此需要考虑异号时永久作用分项系数 γ_G 的取值问题。其原则应为:在不同效应组合情况和不同活、恒荷载效应比值 ρ 下的各种受力构件,运算的可靠指标平均值接近于同号时相应条件下的可靠指标平均值。

计算时选用的 ρ 值大于 1.0,具体取为 $\rho=1.2、2.5、4.5、7.5$;同时考虑“主要组合”和“附加组合”两种情况,可变作用的分项系数“主要组合”时 $\gamma_Q=1.4$;“附加组合”时 $\gamma_Q=1.1$ (以上情况见第7.1.2条说明表 32);永久作用的分项系数取 $\gamma_G=+1.2、-1.2、-1.0、-0.8$ 。计算结果列于表 36。

从表列数据可以看出,无论“主要组合”或“附加组合”,永久作用的分项系数取 $\gamma_G=-0.8$ 时,运算的可靠指标 β 值除个别外均大于或接近于 $\gamma_G=+1.2$ 时的可靠指标;而“主要组合”密集运行状态时 $\gamma_G=-1.0$ 就已超过 $\gamma_G=+1.2$ 的水平。考虑现行规范的实践经验,新规范取 $\gamma_G=0.9$ (绝对值)较合适。

表 36 荷载同号和异号效应组合时 β 值的比较

作用效应 组合情况	汽车运 行状态	永久作用效应 分 项 系 数 γ_G	荷载效应比值 $\rho = S_{Qk}/S_{Gk}$			
			1.2	2.5	4.5	7.5
主要组合	一般运 行状态	+1.2	4.6774	4.6371	4.5933	4.5638
		-1.2	3.7118	4.2475	4.3849	4.4396
		-1.0	4.3049	4.4764	4.5031	4.5089
		-0.8	4.8060	4.6908	4.6182	4.5769
	密集运 行状态	+1.2	4.7682	4.8976	4.9217	4.9248
		-1.2	4.2318	4.7627	4.8591	4.8894
		-1.0	4.9824	5.0460	5.0063	4.9751
		-0.8	5.6015	5.3092	5.1478	5.0575
附加组合	一般运 行状态	+1.2	4.0374	3.9094	3.8191	3.7631
		-1.2	2.1833	3.2049	3.4437	3.5405
		-1.0	3.1328	3.5187	3.6016	3.6313
		-0.8	3.8194	3.8031	3.7520	3.7192
	密集运 行状态	+1.2	3.9992	3.9950	3.9557	3.9230
		-1.2	2.1151	3.2275	3.6672	3.7542
		-1.0	3.4722	3.7590	3.8723	3.8716
		-0.8	4.3940	4.2049	4.0655	3.9751

7.2.3 本条所列结构正常使用极限状态设计作用效应的设计表达式,主要适用于公路桥梁等结构的设计。表达式中用于作用短期效应组合设计的频遇值和用于作用长期效应组合设计的准永久值,已分别于第4.3.8条和第4.3.7条说明中作了叙述。以往参与

结构正常使用极限状态设计的可变作用,均取其最大值,相当于结构使用期内最大值概率分布的某一分位值。可变作用的频遇值和准永久值则不然,它们与在随机过程中出现的持续时间或次数有关,其值应取随机过程截面分布的某一分位值。显然,按《统一标准》要求进行的正常使用极限状态设计,可变作用的量值与以往设计是不同的,前者小于后者。为了使新规范的正常使用极限状态设计大体保持与现行规范正常使用极限状态设计隐含的可靠度,制订新规范时应作出妥善的协调,避免因此项设计造成材料用量的大起大落。

8 质量管理和控制

8.0.1 本标准引入结构可靠性理论,改变以往传统的设计方法,建立以概率理论为基础的极限状态设计法,把结构可靠度(常以目标可靠指标表示)作为设计的依据,谋求在不破坏环保的前提下使结构达到预期功能的要求。结构可靠度可给结构可靠性一个定量的描述,它是建立在大量客观的试验和观测数据,并对结构功能函数进行不定性分析的基础之上的,只有结构获得质量保证,才能使其在设计基准期内得以维持,也才能使结构的安全性、适用性和耐久性在设计基准期内达到设计预定的要求。

8.0.2 及时收集质量信息和数据,进行统计、分析和判断,这是质量管理和控制的最基本的做法,符合结构可靠度的基本原则。只有全面掌握质量信息和数据,才能实行全面质量管理和控制,把握构成一个循环的计划、实施、检查、处理的各个环节。计划——对现状进行分析,找出存在的质量问题及其主要影响因素,针对主要影响因素,制订出措施;实施——将这些措施付于有效地实施;检查——随时检查实施的效果;处理——不断总结经验,把成功的经验和措施纳入标准,把遗留的问题转入下一个循环。如此多次循环,找到消除问题根源,最终提高工程质量水平。

8.0.3 结构可靠度是有“规定条件”的要求的(见本标准第1.0.4条结构可靠度定义),这个“规定条件”就是指正常设计、正常施工和正常使用,工程结构的勘察、设计、施工、使用和养护以及所涉及的材料和制品,是整个工程相互关联的各个实施部分,也是结构可靠度的保证条件,因此需要对上述各个部分都进行质量管理和控制。有关部门应把对各个部分的质量要求以及保证质量必不可少的活动和措施,补充到相关标准、规范中,对工程实行全面的质量

保证。

8.0.4 工程结构的勘察设计质量对结构可靠性有着首要的、直接的影响,必须严格管理和控制。建立明确的责任制和严格的检查校核制度对防止发生设计事故具有极其重要的作用,本条特别加以强调。公路工程设计单位通过实施全面质量管理曾建立一套技术业务系统的管理办法,其中对勘察设计各阶段的质量要求和保证措施都有具体规定,只要设计单位自上而下都认真执行这些规定,勘察设计质量无疑将得以控制。

8.0.5 本条对公路工程结构的施工质量概括地提出几点要求,现说明如下:

1 一般工程结构的施工分准备阶段、正式施工阶段和竣工阶段,所以施工的质量管理和控制也按这三个阶段实行。施工准备阶段的主要工作是根据材料和制品的合格质量水平,确定合理的原材料组成和工艺参数,为后两个阶段提供材料和制品性能的统计参数;正式施工阶段则根据规定的质量控制标准,对材料和制品的性能进行经常性检验,及时纠正偏差,保持施工过程中的质量稳定;竣工阶段主要是交付使用前根据规定的质量检验标准对制品质量进行合格性验收,保证符合要求。

2 为了符合结构可靠性设计的要求,施工中材料和制品的合格水平应以本标准规定的目标可靠指标为依据来制定。下面介绍公路桥梁和路面的具体情况。

1)公路桥梁材料性能的质量控制。由于材料性能具有不定性,为使材料性能的实际质量水平达到设计预期要求,需要利用材料性能的统计参数建立描述材料性能与可靠指标 β 之间函数关系的“质量方程式”:

$$q(\mu_i, \sigma_i, \beta, f_k) = 0 \quad (102)$$

式中, μ_i 和 σ_i 为材料性能的平均值和标准差,描述标准值为 f_k 的试件材料性能的实际质量水平; β 为可靠指标,标志设计对结构构件质量水平的要求。

根据《统一标准》规定的目标可靠指标和荷载、抗力的统计参数,对结构构件(例如混凝土轴压短柱)进行计算,并按不同的 μ_t (或 σ_t) 画出关系曲线;同时按《统一标准》容许的 β 值差异($\beta_1 = \beta - 0.25$, 见标准第 3.3.2 条)划分不同的质量水平。这样,就可将与材料性能标准值 f_k 相应的材料性能质量水平划分为合格、准合格和不合格三个质量区(见图 14)。

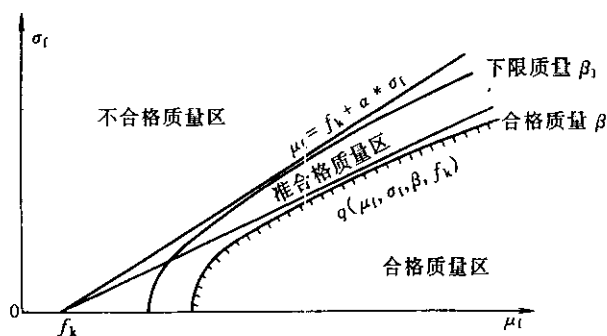


图 14 材料性能的质量分区

但是,质量方程是个曲线型方程,实用上很不方便。若材料性能的变异仅在某个范围内波动,公式(102)曲线方程可近似地用直线方程来代替,如图 14 所示。令该直线与横坐标 μ_t 的交点为材料性能的标准值 f_k ,则质量方程式简化为

$$\mu_t = f_k + \alpha_k \sigma_t \quad (103)$$

式中 α_k 为材料性能的保证率系数。对于材料强度,其统计规律服从正态分布,强度标准值 f_k 取概率分布的 0.05 分位值,即保证率为 95%,则

$$f_k = \mu_t - 1.645 \sigma_t \quad (104)$$

公式(104)表明,材料性能 f 的质量控制可用一个规定的标准值 f_k 作为它的代表值,同时给出一个保证率系数来满足与质量

水平相适应的要求。

公路桥梁的主要材料是混凝土和钢筋,分别以轴心受压和轴心受拉构件,就已取得的统计资料及公式(104)给定的标准值校核其质量水平,结果表明混凝土对应于材料强度设计容许的质量下限水平;钢筋对应于材料强度的合格质量水平。

2)路面结构施工质量控制。路面结构除材料性能的质量外,还着重考虑路面的厚度。评价路面质量水平的数量指标就是上述设计参数的平均值和标准差或变异系数。

水泥混凝土路面根据对混凝土强度和面板厚度大量实测数据的统计分析,并结合目前我国施工管理水平,建议表 37 作为路面质量的控制标准。

高速公路和一级公路应按优良质量水平控制;二级公路应按不低于一般质量水平控制。混凝土弯拉强度标准值取其概率分布 0.15 分位值。

表 37 水泥混凝土路面质量控制标准

评价指标		优良	一般	差
混凝土 弯拉强度	变异水平	低~中	中~高	高
	不低于设计要求强度值的百分率(%)	≥ 90	> 80	≤ 80
面板 厚度	变异水平	低~中	中~高	高
	均值/设计值	≥ 1	≥ 1	≥ 1
	偏薄-10mm 以下的百分率(%)	0	≤ 5	> 5
	超厚+10mm 以上的百分率(%)	≤ 30	≤ 50	> 50

3 工程材料或制品在投入使用前要进行质量合格性检验。一般地说,对于量大的材料多用抽样方法检验;而对于数量不大或用于重要部位的制品,则应采用全数检验方法。在制定质量验收标准

时,公路工程各类结构用以确定极限质量水平的可靠指标,可根据各自质量特征而有所变异,但不得低于用于设计的容许的最小目标可靠指标。