

文章编号: 1000-4750(2014)02-0117-08

# 基于车辆荷载效应截尾分布的桥梁限载分析方法

李松辉

(山东省土木工程防灾减灾重点实验室(山东科技大学), 山东, 青岛 266590)

**摘 要:** 根据车辆荷载效应右截尾分布模型, 提出一种基于结构可靠度理论的中、小跨度桥梁限载分析方法。首先以规范规定的车辆荷载效应分布为原始分布, 构造右截尾的车辆荷载效应概率密度函数; 然后, 假定抗力、恒载效应及车辆荷载效应为相互独立的随机变量, 建立了考虑车辆荷载效应右截尾分布特征的限载系数反演模型; 继而, 通过分析车辆荷载效应均值变化对限载系数的影响规律, 提出了理想抗力桥梁条件限载系数的确定方法, 并讨论了条件限载系数对车辆荷载效应变异系数与分布类型的敏感程度; 最后, 根据原桥梁规范受弯构件承载能力设计表达式, 计算了按原规范设计桥梁的条件限载系数。结果表明, 桥梁限载取值仅与设计荷载等级、容许失效概率以及设计采用的活恒载比值有关, 而与车辆荷载效应的统计参数关系不大。所提限载分析方法可为中、小跨径桥梁提供具有统一可靠度水平的限载取值。

**关键词:** 公路桥梁; 桥梁安全; 桥梁限载; 可靠性分析; 截尾分布

中图分类号: U447 文献标志码: A doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2012.09.0691

## ANALYTICAL APPROACH FOR DETERMINING TRUCK WEIGHT LIMITS WITH TRUNCATED DISTRIBUTIONS OF LIVE LOAD EFFECTS ON HIGHWAY BRIDGES

LI Song-hui

(Shandong Provincial Key Laboratory of Civil Engineering Disaster Prevention and Mitigation,

Shandong University of Science and Technology, Qingdao, Shandong 266590, China)

**Abstract:** A reliability-based analytical approach for determining the weight limits of short to medium span bridges is presented according to the right truncated distributions of live load effects. Firstly, a right truncated probability density function is derived from the original live load effect distribution specified in the current specifications. Secondly, to assume that the resistance, dead load effect and live load effect are independent of random variables, a back-calculation model for determining the weight limit coefficients is established by considering the right truncated distribution of live load effects. Thirdly, the conditional weight limit coefficients of bridges with ideal resistances are proposed by investigating the effect of mean values of live load effects on weight limit coefficients. Additionally, a sensitivity analysis is performed to further study the effect of distribution parameters and probability distribution types of live load effects. Finally, for bridges designed according to the previous bridge design specifications, the weight limits coefficients are proposed based on the design expression of the flexural member specified in specifications. The Results show that the bridge weight limits are related to the live load adopted in design, the acceptable probability of failure and the design ratios of live load to dead load, and the distribution parameters of live loads have a little effect on the final weight limits. The proposed methodology can provide a more rational truck weight limits with uniform reliability level for short to medium

收稿日期: 2012-09-21; 修改日期: 2013-01-13

基金项目: 山东省交通科技创新计划项目(2010Y01-2); 旧桥检测与加固技术交通行业重点实验室(北京)开放课题项目(Jqkf2011-14)

通讯作者: 李松辉(1970—), 山东莱州人, 副教授, 博士, 从事桥梁结构安全性研究(E-mail: songhui.1@163.com).

span beam bridges.

**Key words:** highway bridges; bridge safety; truck weight limits; reliability analysis; truncated distribution

随着社会经济的发展,超重运输已成为我国及欧美等发达国家面临的主要社会问题之一,是导致桥梁垮塌的主要原因,给社会造成重大经济损失与人员伤亡。然而,因受原规范车队荷载模式的影响,业内对桥梁限载取值的认识较为模糊,甚至错误地认为设计采用的车辆荷载即为桥梁实际允许通行的最大车辆荷载限值<sup>[1]</sup>,导致我国公路桥梁限载取值不规范,给车辆超重运输管理带来极大的困难。因此,系统开展桥梁限载分析理论方面的研究已刻不容缓。

针对桥梁限载问题,欧美等国起步较早<sup>[2-4]</sup>。美国早在 1974 年就针对州际公路上的商业运输车辆颁布了具有法律效力的桥梁限载公式(Bridge Formula),并沿用至今。依据这一公式,美国各州均详细规定了州内公路的限载取值。近年来,业界学者对该限载公式的合理性争议较大。Ghosn 等<sup>[5-6]</sup>认为该公式过于保守,应用结构可靠度理论进行了校准,并提出了相应的修正公式。然而,由于作者采用的概率模型过于简单,未能提出令人信服的限载分析理论。

因限载分析涉及多个学科,且影响因素较多,国内在该领域开展的研究工作不多,并多集中于超载车辆荷载模型与超载桥梁受力性能等方面的研究<sup>[7]</sup>。相比而言,上海市在桥梁限载方面起步较早,并于 2007 年颁布实施了我国首部地方性限载标准——《上海城市桥梁限载标准》,该标准详细规定了不同荷载等级桥梁的限载取值。然而,与国外桥梁限载标准相比,该标准内容略显粗糙,既没有明确限载车辆模型,也没有规定标准的适用范围,且部分限载取值过于保守,与公路桥梁的实际交通荷载状况差距较大。例如,汽-超 20 级桥梁的限载建议值仅为 40t,远低于该等级车队重车的荷载标准值。若以该值作为公路桥梁的限载依据,将大大增加公路货运成本,并不同程度地影响地区或国家经济的平稳发展。

本文以结构可靠度理论为基础,首次引入了车辆荷载效应的截尾分布模型,通过设定不同安全水平下的结构容许失效概率与临界失效概率,反演分析与之对应的汽车荷载效应限载系数,并提出了按原规范设计桥梁的车辆荷载限值。经分析,按车辆

荷载截尾分布模型建立的桥梁限载分析方法从理论上更为严谨,且限载取值更为合理可信,研究成果可为我国桥梁限载标准制定、超重运输管理等提供参考。

## 1 汽车荷载效应的截尾分布形式

桥梁限载将直接引起桥上车辆荷载分布特性的变化,车辆荷载效应也将由初始的概率分布转变为相应的截尾分布形式。由于限载分析主要涉及车辆荷载效应的右截尾分布模型,因此,下面仅给出随机变量右截尾分布的相关公式。

若某随机变量  $X$  初始分布的概率密度函数(PDF)与累积分布函数(CDF)分别为  $f_X(x)$  和  $F_X(x)$ ,  $Y$  为  $X$  按某限值  $x_r$  经右截尾后得到的新的随机变量,则相对于初始分布的右截尾分布概率密度函数  $f_Y(y)$  为<sup>[8]</sup>:

$$f_Y(y) = \begin{cases} 0, & y > x_r \\ f_X(y) / F_X(x_r), & y \leq x_r \end{cases} \quad (1)$$

根据式(1),若已知随机变量的初始分布函数,即可确定与不同右截尾点取值相对应的截尾分布模型,该模型是桥梁限载分析的重要依据。

根据《公路工程结构可靠度设计统一标准》(以下简称《统一标准》)<sup>[9]</sup>,受弯构件车辆荷载效应初始分布服从极值 I 型分布即 Gumbel 分布,其概率分布函数  $F_{SQ}(s_Q)$  与概率密度函数  $f_{SQ}(s_Q)$  分别为:

$$F_{SQ}(s_Q) = \exp(-\exp(-\alpha(s_Q - u))) \quad (2)$$

$$f_{SQ}(s_Q) = \alpha \exp(-\alpha(s_Q - u) - \exp(-\alpha(s_Q - u))) \quad (3)$$

式中,  $\alpha$  为分布的尺度函数,  $\alpha = \pi / (\sqrt{6}\sigma_{SQ})$ ;  $\mu$  为分布的位置参数或分布的众值,且  $\mu = \mu_{SQ} - 0.5772 / \alpha$ ;  $\mu_{SQ}$ 、 $\sigma_{SQ}$  分别为汽车荷载效应  $S_Q$  的均值和方差。

根据以上各式,若限载后桥梁的汽车荷载效应上限值为  $s_{Qth}$ ,经右截尾后,汽车荷载效应  $S_{QT}$  的概率密度函数  $f_{SQT}(y)$  可表示为:

$$f_{SQT}(s_{QT}) = \begin{cases} 0, & s_{QT} > s_{Qth} \\ f_{SQ}(s_{QT}) / F_{SQ}(s_{Qth}), & s_{QT} \leq s_{Qth} \end{cases} \quad (4)$$

显然,汽车荷载效应初始分布按  $s_{Qth}$  右截尾后,概率密度函数发生了较大的变化,Gumbel 分布截尾前后的概率密度函数如图 1 所示。

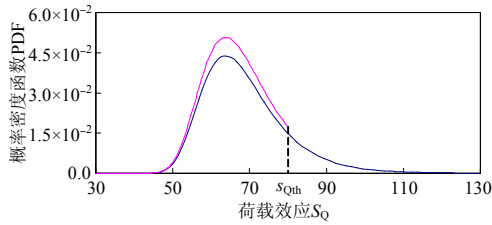


图 1 截尾的 Gumbel 分布

Fig.1 The truncated Gumbel distribution

## 2 限载取值的可靠性基础

### 2.1 分析模型

根据工程结构可靠性理论,若引入汽车荷载效应的截尾分布模型,一次二阶矩法等近似计算方法已不适用,宜采用数值积分方法直接计算结构的失效概率。若已知桥梁结构或构件的抗力  $R$ 、恒载效应  $S_G$  及右截尾后的汽车荷载效应  $S_{QT}$ ,则由上述随机变量构成的结构功能函数可表示为:

$$Z = g(R, S_G, S_{QT}) = R - S_G - S_{QT} \quad (5)$$

若进一步假定  $R, S_G$  与  $S_{QT}$  为相互独立的随机变量,且相应的概率密度函数分别为  $f_R(r)$ 、 $f_{SG}(s_G)$  与  $f_{SQT}(s_{QT})$ ,则结构的失效概率可表示为:

$$P_f = \iiint_{Z < 0} f_R(r) f_{SG}(s_G) f_{SQT}(s_{QT}) dr ds_G ds_{QT} \quad (6)$$

对于某一给定的  $s_{Qth}$ ,式(6)可改写为:

$$P_f = \int_{-\infty}^{+\infty} f_{SG}(s_G) \int_{-\infty}^{s_{Qth}} f_{SQT}(s_{QT}) \cdot \int_{+\varepsilon}^{s_G+s_{QT}} f_R(r) dr ds_G ds_{QT} \quad (7)$$

由式(7),若已知各随机变量的概率密度函数与汽车荷载效应右截尾值  $s_{Qth}$ ,即可应用数值积分法计算结构的失效概率  $P_f$ 。显然,随着  $s_{Qth}$  的增大,  $P_f$  单调递增。反之,若给定结构的容许失效概率  $P_f$ ,由式(7)亦可反算出唯一一个与之对应的车辆荷载效应右截尾值  $s_{Qth}$ 。

为使桥梁限载分析结果具有普遍适用性,对于中、小跨度钢筋混凝土桥梁,可参照规范校准的基本方法<sup>[9-10]</sup>,以恒载与汽车荷载作为桥梁限载分析的最基本荷载组合,并以汽车荷载标准值效应与恒载标准值效应比值  $\rho$  为基本参数分析桥梁结构的限载取值。

在《统一标准》中,抗力  $R$ 、恒载效应  $S_G$  与汽车荷载效应  $S_Q$  的统计参数表示为如下形式<sup>[9]</sup>:

$$\begin{cases} \mu_R = \kappa_R R_k, & \sigma_R = \delta_R \mu_R \\ \mu_{SG} = \kappa_{SG} S_{Gk}, & \sigma_{SG} = \delta_{SG} \mu_{SG} \\ \mu_{SQ} = \kappa_{SQ} S_{Qk}, & \sigma_{SQ} = \delta_{SQ} \mu_{SQ} \end{cases} \quad (8)$$

式中:  $R_k$ 、 $S_{Gk}$ 、 $S_{Qk}$  和  $\kappa_R$ 、 $\kappa_{SG}$ 、 $\kappa_{SQ}$  分别为抗力  $R$ 、恒载效应  $S_G$  与汽车荷载效应  $S_Q$  的标准值以及均值与相应随机变量标准值之比;  $\mu_R$ 、 $\sigma_R$ 、 $\delta_R$  为抗力  $R$  的均值、方差和变异系数;  $\mu_{SG}$ 、 $\sigma_{SG}$ 、 $\delta_{SG}$  为恒载效应  $S_G$  的均值、方差和变异系数;  $\delta_{SQ}$  为汽车荷载效应  $S_Q$  的变异系数;其他符号意义同前。

由式(8)可知,各随机变量的统计参数均与设计采用的标准值有关。因此,若建立抗力  $R$ 、恒载效应  $S_G$  与汽车荷载效应  $S_Q$  标准值间的关系式,可将式(5)涉及的随机变量统一起来,这也是规范可靠性校准的重要途径。

根据现行桥梁设计规范受弯构件抗弯承载力设计表达式,构件抗力标准值与作用效应组合设计值间的关系可表示为<sup>[9,11]</sup>:

$$R_k = \gamma_0 \gamma_R (\gamma_G S_{Gk} + \gamma_Q S_{Qk}) \quad (9)$$

其中:  $\gamma_0$  为桥梁结构的重要性系数,与结构安全等级一级、二级、三级对应的  $\gamma_0$  分别为 1.1、1.0、0.9;  $\gamma_R$  为结构或构件的抗力分项系数;  $\gamma_G$  为恒载效应分项系数,对结构承载能力不利时取 1.2,有利时取 1.0;  $\gamma_Q$  为汽车荷载效应分项系数,取 1.4;其它符号意义同前。

由式(9),若设计采用的汽车荷载标准值效应  $S_{Qk}$  与恒载标准值效应  $S_{Gk}$  的比值  $\rho$  一定,则  $S_{Gk}$  或  $S_{Qk}$  量值的增减将使  $R_k$  值按同一比例增减。进一步分析表明,若抗力、恒载效应与汽车荷载效应等随机变量的统计参数  $\kappa_R$ 、 $\kappa_{SG}$ 、 $\kappa_{SQ}$  和  $\delta_R$ 、 $\delta_{SG}$ 、 $\delta_{SQ}$  等保持不变,则结构的失效概率仅与设计采用的活恒载比值  $\rho$  有关,而与荷载效应的具体取值无关<sup>[9]</sup>。因此,可按桥梁设计采用的活恒载比值  $\rho$  分析桥梁的限载取值,使限载分析结果更具一般性。

根据以上分析,若已知桥梁设计采用的活恒载比值  $\rho$  与汽车荷载效应限值  $s_{Qth}$ ,对于任意给定的  $S_{Gk}$  值,可由式(9)确定相应的  $S_{Qk}$  与  $R_k$  值,继而由式(8)得到抗力、恒载效应与活载效应的统计参数,并由式(7)计算结构的失效概率。同理,若给定活恒载比值  $\rho$  与结构容许失效概率,亦可反算出与之对应的汽车荷载效应限值  $s_{Qth}$ 。

按式(6)或式(7)进行反演分析时,可采用数值积分法计算多重积分。为提高积分精度与计算效率,在积分区间内,对于任意给定的  $s_G$  与  $s_{QT}$ ,采用 Simpson 法对  $r$  积分,积分区间从某一正的微小量  $+\varepsilon$  到  $s_G+s_{QT}$ ;进而,对于积分区域内任意给定的  $s_G$ ,采用 Simpson 法对  $s_{QT}$  积分,积分区间从 0 到

$u_{SQ} + 16\sigma_{SQ}$ ; 最后, 对  $s_G$  进行积分, 积分区间为 0 到  $u_{SG} + 10\sigma_{SG}$ 。同时, 若考虑车辆荷载效应右截尾分布的影响, 只需将  $s_{QT}$  的积分上限改为  $s_{Qth}$ 。上述积分区间的上限值均经试算确定, 以减少数值积分的计算量。

根据上述原理, 作者编制了公路桥梁汽车荷载效应右截尾取值反演程序, 对于给定的结构容许失效概率与活恒载比值  $\rho$ , 即可应用所编程序反演出与之对应的限载取值。

## 2.2 分析方法

根据采用汽车荷载模型的不同, 限载分析可分为两大类, 一是超载桥梁的限载取值分析, 二是非超载桥梁的限载标准制定。前者属被动限载范畴, 可应用桥梁实测车辆荷载效应的极值模型直接反演限载取值, 而后者则要解决桥梁的远期限载问题, 依据规范建议的荷载与抗力分布概型与统计参数尚无法直接反演桥梁的限载取值。例如, 假定某桥梁结构或构件在恒载效应  $S_G$  与汽车荷载效应  $S_Q$  作用下的失效概率为  $P_f$ , 若以该值为容许失效概率反演荷载效应限值, 从理论上,  $s_{Qth}$  将趋于无限大时方能满足要求, 计算程序不可能搜索到一个确定的  $s_{Qth}$ 。即使规定的容许失效概率略低于该  $P_f$ , 反演出的  $s_{Qth}$  亦将是一个较大的数值, 这与工程实际不符, 因此, 不能以  $s_{Qth}$  反算值作为限载取值的依据。

进一步的分析表明, 对于某一特定的桥梁, 其限载取值应该趋近于某一常量, 不应随着桥上汽车荷载效应分布概型的变化而发生显著波动。为此, 以规范建议的汽车荷载效应概率分布模型及其统计参数为基础, 构造不同的车辆荷载效应模型, 并应用右截尾取值反演程序依次检验限载系数  $\zeta_q$  对汽车荷载效应均值、变异系数以及分布类型等因素的灵敏程度。《统一标准》建议的抗力与荷载效应随机变量分布类型与统计参数见表 1。

表 1 抗力与荷载效应统计参数<sup>[9]</sup>

Table 1 Statistical parameters of resistance and load effects<sup>[9]</sup>

变量种类	运行状态	分布类型	平均值/标准值 $\kappa$	变异系数 $\delta$
抗力(受弯)	—	对数正态	1.2262	0.1414
恒载效应	—	正态	1.0148	0.0431
汽车荷载效应	一般	极值 I 型	0.6861	0.1569
(弯矩)	密集	极值 I 型	0.7995	0.0862

为便于分析, 首先引入理想抗力的概念。在  $\gamma_G$  与  $\gamma_Q$  保持不变的情况下, 对于给定的结构目标可靠

指标  $\beta_0$  和活恒载效应比值  $\rho$ , 存在唯一的抗力分项系数  $\gamma_{R,\beta_0}$  与之对应。若以  $\gamma_{R,\beta_0}$  替换式(9)中的抗力分项系数  $\gamma_R$ , 即可得到与不同安全等级目标可靠指标一致的抗力标准值  $R_k$ , 不妨将满足该抗力表达式的构件定义为理想抗力构件或理想抗力桥梁。

应该指出的是, 理想抗力桥梁是为了便于限载分析而假定的一种抗力水平, 为与现行规范保持一致,  $\gamma_{R,\beta_0}$  仍以目标可靠指标为基准, 按可靠度近似计算的一次二阶矩法经反演分析得到的。然而, 由于可靠性分析涉及的随机变量并非全部符合正态分布, 按理想抗力计算得到的可靠指标与按式(6)计算的结构失效概率并无对应关系。

限载分析时尚涉及限载桥梁的容许失效概率问题, 这里不再展开讨论, 直接将《统一标准》规定的目标可靠指标换算为限载分析采用的容许失效概率。例如, 对于中小跨度桥梁受弯构件, 与结构安全等级二级对应的目标可靠指标为 4.2, 对应的结构容许失效概率  $P_f=1.3346 \times 10^{-5}$ ; 与结构安全等级一级对应的目标可靠指标为 4.7, 对应的结构容许失效概率  $P_f=1.3008 \times 10^{-6}$ 。

## 3 限载系数的灵敏度分析

为确定车辆荷载效应分布模型对限载取值的影响程度, 下面从三个方面进行理想抗力桥梁限载取值的灵敏性分析, 分别研究汽车荷载效应均值  $\mu_{SQ}$ 、变异系数  $\delta_{SQ}$  以及分布函数类型等因素对荷载效应限值  $s_{Qth}$  的影响规律。为便于分析, 引入限载系数  $\zeta_q$ , 并以设计采用的汽车荷载标准值效应  $S_{Qk}$  与  $\zeta_q$  的乘积表示车辆荷载效应限值  $s_{Qth}$ , 即  $s_{Qth}=\zeta_q S_{Qk}$ 。

### 3.1 车辆荷载效应均值的影响

在分析汽车荷载效应均值对限载取值的影响规律时, 以汽车荷载效应的初始分布  $S_Q$  为基准, 通过引入某一常量  $k$ , 得到新的汽车荷载效应  $kS_Q$ 。因为  $k$  为常量, 则随机变量  $kS_Q$  的均值为  $k\mu_{SQ}$  或  $k\kappa_{SQ}S_{Qk}$ , 且变异系数保持不变。若进一步定义  $k$  为车辆荷载影响系数, 通过计算与不同  $k$  值对应的限载系数  $\zeta_q$ , 即可分析汽车荷载效应均值变化对限载取值的影响程度。下面以一般运行状态为例, 按桥梁设计采用的活恒载比值  $\rho$  讨论均值变化对限载系数的影响规律。参照《统一标准》,  $\rho$  分别取 0.1、0.25、0.5、1.0、1.5、2.5 等 6 个不同的值。与不同  $\rho$  值对应的  $k-\zeta_q$  关系曲线如图 2 所示。

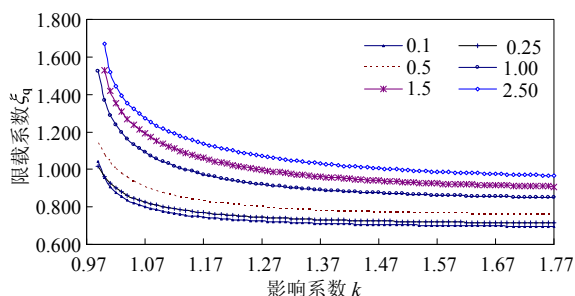


图 2  $k$ - $\zeta_q$  关系曲线(公路-II级)

Fig.2 Relations between  $k$  and  $\zeta_q$  (Highway-II level)

图 2 表明, 限载系数  $\zeta_q$  与  $k$ 、 $\rho$  的取值有关。若  $k$  值一定,  $\rho$  值越大, 相应的  $\zeta_q$  值也就越大, 这就意味着设计采用的活、恒载比值越大, 则桥梁相对于设计汽车荷载的限载取值也就越大, 反之越小。

对于不同的  $\rho$  值,  $k$ - $\zeta_q$  关系曲线具有相同的变化规律。当  $k$  值接近 1.0 时, 限载系数  $\zeta_q$  普遍偏大, 而随着  $k$  值的增大, 限载系数  $\zeta_q$  逐渐减小并趋于稳定。这是由于  $kS_Q$  愈接近初始分布  $S_Q$ , 按  $kS_Q$  计算的失效概率也就愈接近结构容许失效概率, 由反演程序得到的限载系数  $\zeta_q$  必然偏大, 甚至趋于无限大, 与工程实际不符。因此, 仅根据  $k$ - $\zeta_q$  关系曲线难以确定桥梁的限载取值, 需要根据桥梁最不利状态下的车辆荷载状况综合确定。

对于实际桥梁, 在未采取限载措施的情况下, 其所能承受的车辆荷载  $kS_Q$  不是无限大的。当假定的车辆荷载效应  $kS_Q$  超过某一限值后, 结构的失效概率达到某一临界值, 桥梁将处于十分危险的状态, 且伴随着较为明显的超载运营特征, 如结构损伤或大的变形等。此时, 公路管理部门会采取限行、封闭交通或加固维修等应对措施以确保交通安全。因此, 应用  $k$ - $\zeta_q$  关系曲线确定  $\zeta_q$  时, 应首先分析  $kS_Q$  作用下结构的临界失效概率, 并由此确定相应的车辆荷载影响系数  $k$  与限载系数  $\zeta_q$ 。

鉴于桥梁的临界失效概率值涉及大量的试验统计数据, 这里不再展开讨论, 直接在容许失效概率的基础上推算桥梁失效概率的临界值。文献[12]指出, 对于结构重要性等级为一般的受弯构件, 当年失效概率介于  $1 \times 10^{-4}$  与  $1 \times 10^{-5}$  时, 一般认为结构处于较安全至安全状态之间。由此, 若桥梁的设计基准期为 100 年, 则可接受的结构失效概率  $P_f$  约为  $1 \times 10^{-3} \sim 1 \times 10^{-2}$ 。同时, 由于  $\zeta_q$  随着  $k$  值的增大而降低, 若设计基准期内非限载桥梁的临界失效概率取上限值, 即  $P_f = 1.0 \times 10^{-2}$ , 则与该值对应的

影响系数  $k$  为最大值, 而相应的  $\zeta_q$  为最小值。为区别于一般限载系数计算值, 将与临界失效概率对应的  $\zeta_q$  定义为条件限载系数。显然, 按这一方法确定的限载取值是偏于安全的。

为检验上述分析理论的合理性, 作者也开展了限载取值的同步研究, 即假定车辆荷载效应为某一普通变量, 按可靠度理论反算出了相应的限载系数  $\xi_q^*$ , 并应用空心板梁现场破坏性试验数据验证了限载取值的合理性。因此, 通过与  $\xi_q^*$  比较, 可以进一步检验所提限载分析模型的正确性。按不同方法得到的理想受弯构件限载系数见表 2。

表 2 理想桥梁临界影响系数与条件限载系数

Table 2 Critical influence coefficients and conditional weight limit coefficients of ideal resistance bridges

设计荷载等级	$\rho$	$\gamma_{R,\rho_0}$	$k$	$\xi_q$	$\xi_q^*$	相对误差/(%)
公路 II 级	0.1	1.2297	>1.77	0.697	0.689	1.16
	0.25	1.1644	>1.77	0.715	0.706	1.27
	0.5	1.1020	>1.77	0.757	0.747	1.61
	1.0	1.0650	1.83	0.848	0.832	1.92
	1.5	1.0606	1.75	0.910	0.884	2.94
公路 I 级	2.5	1.0646	1.70	0.972	0.936	3.85
	0.1	1.2419	>1.77	0.799	0.801	-0.25
	0.25	1.1875	>1.77	0.804	0.804	0.00
	0.5	1.1278	>1.77	0.814	0.814	0.00
	1.0	1.0675	>1.77	0.837	0.837	0.00
	1.5	1.0413	1.59	0.857	0.856	0.00
	2.5	1.0212	1.52	0.884	0.881	0.00

计算结果表明, 按车辆荷载效应截尾分布反演分析得到的条件限载系数与假定车辆荷载效应为常量得到的限载系数非常接近, 最大相对误差不超过 4%, 因此, 对不同  $kS_Q$  按截尾分布模型反演桥梁限载取值的方法是可行的, 且从理论上更为严谨。

与上述研究方法相比, 作者<sup>[13]</sup>在之前的研究成果中未能解决理想抗力桥梁的限载取值问题, 直接按车辆荷载效应分布的 0.95 分位值确定限载系数。参照《统一标准》, 与公路 I 级和公路 II 级对应的限载系数分别取 0.928 与 0.8871。与表 2 相比, 这一取值方法缺少必要的理论依据, 且限载系数多数情况下要偏大一些。

### 3.2 车辆荷载效应变异系数的影响

前述限载分析是基于汽车荷载效应随机变量乘以某一系数  $k$  进行的, 相当于引入了车辆荷载效应变异系数  $\delta_{S_Q}$  不变的假定。下面进一步分析  $\delta_{S_Q}$  变化对限载系数的影响程度, 以确保所提限载取值的工



程适用性。限于篇幅,这里仅以 $\rho$ 值为1.0的公路II级桥梁为例进行分析。为便于比较,计算采用的车辆荷载效应变异系数均以规范建议值为基础,依次考虑0.9、1.0、1.1、1.2的折减或增大系数,相应的 $\delta_{SQ}$ 分别为0.1412、0.1569、0.1726、0.1883。按前述方法应用反演程序依次计算与不同 $kS_Q$ 对应的限载系数 $\zeta_q$ ,并按临界失效概率确定相应的条件限载系数。图3给出了与不同 $\delta_{SQ}$ 对应的 $k-\zeta_q$ 关系曲线。

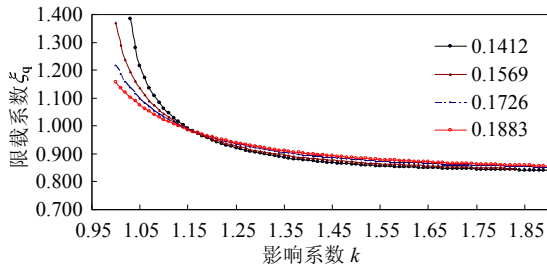


图3 不同 $\delta_{SQ}$ 对应的 $k-\zeta_q$ 关系曲线(公路-II级)

Fig.3 Relations between  $k$  and  $\zeta_q$  due to different  $\delta_{SQ}$  (Highway-II level)

图3表明,车辆荷载效应变异系数 $\delta_{SQ}$ 的变化对不同 $kS_Q$ 下限载系数的变化规律几乎没有影响。随着 $k$ 值的增加,限载系数均逐步减小并稳定于某一特定值。

经进一步分析,当 $\delta_{SQ}$ 依次乘以0.9、1.0、1.1、1.2的系数后,与临界失效概率对应的条件限载系数分别为0.842、0.848、0.855、0.863。由此可知,若 $\delta_{SQ}$ 的相对变化率 $|\Delta\delta_{SQ}/\delta_{SQ}| \leq 10\%$ ,对条件限载系数取值的影响小于1%;若 $\delta_{SQ}$ 的相对变化率 $|\Delta\delta_{SQ}/\delta_{SQ}| \leq 20\%$ ,对条件限载系数的影响小于1.8%。因此,在满足工程精度要求的前提下,车辆荷载效应变异系数 $\delta_{SQ}$ 对桥梁限载取值的影响可忽略不计,按车辆荷载效应截尾分布模型确定的限载取值具有较好的稳定性。

### 3.3 车辆荷载效应分布类型的影响

由上述分析可知,若车辆荷载效应 $S_Q$ 为极值I型分布,且临界失效概率一定,限载系数 $\zeta_q$ 仅与设计采用的活恒载比值有关,而与车辆荷载效应的均值与变异系数关系不大。为使限载计算结果更具一般性,下面分析车辆荷载效应分布类型对条件限载系数的影响规律。

根据《统一标准》,假设车辆荷载效应服从正态分布而统计参数保持不变,按上述方法分析限载系数随均值的变化规律并确定相应的条件限载系

数,通过与表2计算结果对比,进一步检验车辆荷载分布类型对条件限载系数的影响程度。限于篇幅,下面仅给出活恒载比值 $\rho$ 为1.0的公路II级桥梁的 $k-\zeta_q$ 曲线,如图4所示。

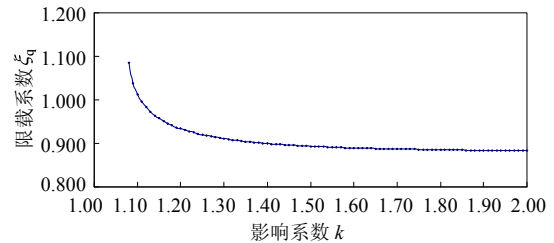


图4  $k-\zeta_q$ 关系曲线(正态分布)

Fig.4 Relations between  $k$  and  $\zeta_q$  (Normal distribution)

图4表明,若车辆荷载效应服从正态分布,其相应的 $k-\zeta_q$ 曲线有着与极值I型分布相似的变化规律。经进一步分析,与临界失效概率对应的条件限载系数为0.884,而表2中按极值I型分布确定的条件限载系数为0.848,显然,按车辆荷载效应为正态分布确定的条件限载系数较前者仅增大4.25%。尽管车辆荷载效应分布类型对条件限载系数的影响较变异系数稍大,但仍满足桥梁限载管理的精度要求。

## 4 按原规范设计桥梁的限载取值

前面主要分析了理想抗力桥梁的限载取值,对于实际桥梁,无论是按原桥规(JTJ 023-85)还是现桥规(JTG D62-2004)设计的桥梁,其抗力分项系数均高于理想抗力分项系数值<sup>[11,14]</sup>。对于按原规范设计的桥梁,根据规范设计表达式,可以很容易地推算出综合抗力分项系数。考虑到按原规范设计桥梁数量极大,下面主要针对按原规范设计的桥梁受弯构件分析其限载取值。

根据原规范受弯构件抗弯承载力设计表达式,其抗力标准值可表示为<sup>[14]</sup>:

$$R_k = \gamma_3 \gamma_4 \gamma_5 (\gamma_1 S_{Gk} + \gamma_2 S_{Qk}) \quad (10)$$

式中: $\gamma_1$ 、 $\gamma_2$ 分别为恒载与汽车荷载安全系数,分别取1.2和1.4; $\gamma_3$ 为材料强度安全系数,一般取1.25; $\gamma_4$ 为工作条件系数,对于受弯构件, $\gamma_4=1.0$ ; $\gamma_5$ 为荷载效应提高系数,可根据汽车荷载效应 $S_{Qk}$ 占总效应( $S_{Gk}+S_{Qk}$ )的百分比进行计算,当该比值大于或等于50%时 $\gamma_5$ 取1.0,小于50%大于或等于33%时 $\gamma_5$ 取1.03,小于33%时 $\gamma_5$ 取1.05; $S_{Qk}$ 为原规范汽车荷载(汽车-20级或汽车-超20级)的标准值效应。

比较式(9)与式(10),可将乘积  $\gamma_3\gamma_4\gamma_5$  视为综合抗力分项系数  $\gamma_R$ , 即  $\gamma_R=\gamma_3\gamma_4\gamma_5$ , 与不同设计活恒载比值  $\rho$  对应的  $\gamma_R$  见表 3。

与现行桥梁设计规范不同,原桥梁设计规范没有涉及结构的安全等级问题。为确保桥梁管理工作的统一性,在分析按原规范设计桥梁的限载取值时,应按结构安全等级一级、二级分别计算桥梁的条件限载系数。为此,在确定条件限载系数时,应综合考虑设计采用的活恒载比值  $\rho$ 、设计荷载等级以及结构的安全等级等因素。与理想抗力桥梁类似,可计算得到按原规范设计桥梁的条件限载系数,见表 3。为验证计算结果的合理性,表 3 中也给出了按车辆荷载效应为常量时的限载系数  $\xi_q^*$ 。

表 3 按原桥规设计桥梁的条件限载系数

Table 3 Conditional weight limit coefficients of highway bridges designed by previous design specifications

结构安全等级	$\rho$	$\gamma_R$	$\xi_q^*$	$\zeta_{q,20}$	误差/ (%)	$\zeta_{q,S20}$	误差/ (%)
一级	0.1	1.3125	0.601	0.604	0.50	0.601	0.00
	0.25	1.3125	0.945	0.958	1.38	0.944	-0.11
	0.5	1.2875	0.997	1.016	1.91	0.997	0.00
	1.0	1.2500	1.007	1.026	1.89	1.008	0.10
	1.5	1.2500	1.039	1.061	2.12	1.039	0.00
	2.5	1.2500	1.063	1.093	2.82	1.065	0.19
二级	0.1	1.3125	1.450	1.483	2.28	1.451	0.07
	0.25	1.3125	1.333	1.356	1.73	1.334	0.08
	0.5	1.2875	1.227	1.254	2.20	1.228	0.08
	1.0	1.2500	1.158	1.187	2.50	1.159	0.09
	1.5	1.2500	1.166	1.205	3.34	1.167	0.09
	2.5	1.2500	1.171	1.220	4.18	1.176	0.43

由表 3 可知,对于按原规范设计的桥梁,依据截尾分布模型计算的条件限载系数与按车辆荷载效应为常量得到的限载系数  $\xi_q^*$  非常接近,其中,按汽车-超 20 级设计的桥梁,其限载系数  $\zeta_{q,S20}$  与  $\xi_q^*$  几乎相同,最大相对误差不足 0.5%。相比而言,按汽车-20 级设计的桥梁,其限载系数  $\zeta_{q,20}$  与  $\xi_q^*$  相差稍大,且最大相对误差不足 5%。因此,按车辆荷载效应截尾分布与按车辆荷载效应为常量计算得到的限载系数没有明显的差异,但基于车辆荷载效应截尾分布模型的反演方法从理论上更为严谨。

进一步分析表明,若结构安全等级相同,汽车-20 级与汽车-超 20 级桥梁对应的限载系数较为接近,最大相对误差仅为 3.74%。因此,对于按原规范设计的桥梁,限载系数仅与设计采用的活恒载比值  $\rho$  与限载要求的结构安全等级有关,而与设计

采用的荷载等级关系不大。

参照美国桥梁评估指南,若给定标准限载车辆荷载模型,可按照荷载效应等效的原则由限载系数  $\zeta_q$  计算出相应的车辆总重限值<sup>[15-16]</sup>。例如,对于按原桥规汽车-20 级或汽车-超 20 级设计的中、小跨径桥梁,可认为车辆荷载标准值效应  $S_{Qk}$  仅由相应车队荷载中的加重车产生,即  $S_{Qk}$  与三轴或五轴加重车的总重  $W$  呈线性关系,则相应典型限载车辆荷载模型的总重限值为  $W_{th}=\zeta_q W$ ,该值是确定桥梁限载取值的依据。

为进一步检验限载结果的工程适用性,下面以  $\rho=1.0$  的桥梁为例予以分析。若结构安全等级为二级,由表 3 可知,汽车-20 级的条件限载系数为 1.187,汽车-超 20 级的限载系数为 1.159,则汽车-20 级 30t 三轴载重汽车和汽车-超 20 级 55t 五轴载重汽车对应的限载值分别为 35.6t 与 63.7t,这一计算结果低于作者之提出的限载建议值,即三轴车限载值 39.9t、五轴车限载值 74.8t<sup>[13]</sup>。若结构安全等级为一级,与汽车-20 级 30t 三轴加重车和汽车-超 20 级 55t 五轴加重车对应的条件限载系数分别为 1.007 和 1.008,相应的车辆总重限值分别为 30.8t 与 55.4t,该限值与设计采用的汽车荷载标准值非常吻合。

## 5 结论

针对中、小跨径公路桥梁,提出一种基于车辆荷载效应截尾分布模型限载分析理论,并计算了理想抗力桥梁与按原规范设计桥梁的限载取值,经分析可以得出如下结论:

(1) 对于理想抗力桥梁,其条件限载系数与车辆荷载效应分布类型及统计参数关系不大,且按车辆荷载效应截尾分布模型与按常量模型反演得到的条件限载系数较为接近,最大误差不足 5%。

(2) 对于按原规范设计的汽车-20 级与汽车-超 20 级桥梁,若活恒载比值  $\rho$  取 1.0,与结构安全等级一级对应的限载取值与原规范车队加重车车重非常接近,而与结构安全等级二级对应的限载取值较相应的车队重车分别高出约 19%和 16%。

(3) 与作者之前的研究成果相比,按车辆荷载效应截尾分布模型确定的桥梁限载分析方法从理论上更为严谨,且计算结果更为合理可信。

## 参考文献:

- [1] JTG B01-2003,公路工程技术标准[S].北京:人民交通出版社,2003.

- JTG B01-2003 Technical standard of highway engineering [S]. Beijing: China Communications Press, 2003. (in Chinese)
- [2] Honefanger J, Strawhorn J, Athey R, et al. Commercial motor vehicle size and weight enforcement in europe [R]. Washington: U.S. Department of Transportation, 2007.
- [3] Fu G K, Fu C. NCHRP synthesis 359: Bridge rating practices and policies for overweight vehicles [R]. Detroit: Wayne State University, 2006.
- [4] Zhou Xiang. Structural and economical impacts of heavy truck loads on bridges [D]. Louisiana: Louisiana Tech University, 2007.
- [5] Ghosn M. Development of truck weight regulations using bridge reliability method [J]. Journal of Bridge Engineering, 2000, 5(4): 293—303.
- [6] Ghosn M, Moses F. Effect of changing truck weight regulations on U.S. bridge network [J]. Journal of Bridge Engineering, 2000, 5(4): 304—310.
- [7] Zhang Jianren, Peng Hui, Cai C S. Field study of overload behavior of an existing reinforced concrete bridge under simulated vehicle loads [J]. Journal of Bridge Engineering, 2011, 16(2): 226—237.
- [8] Benjamin J R, Cornell C A. Probability, statistic, and decision for civil engineers [M]. New York: McGraw-Hill Inc., 1970.
- [9] GB/T 50283-1999, 公路工程结构可靠度设计统一标准 [S]. 北京: 中国计划出版社, 1999.  
GB/T 50283-1999, Unified standard for reliability design of highway engineering structures [S]. Beijing: China Plan Press, 1999. (in Chinese)
- [10] Moses F. NCFRP Report 454: Calibration of load factors for LRFR bridge evaluation [R]. Pittsburgh: University of Pittsburgh, 2001.
- [11] JTG D62-2004, 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范[S]. 北京: 人民交通出版社, 2004.  
JTG D62-2004, Code for design of highway reinforced concrete and prestressed concrete bridges and culverts [S]. Beijing: China Communications Press, 2004. (in Chinese)
- [12] 李国强, 黄宏伟, 郑步全. 工程结构荷载与可靠度设计原理[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002: 164—165.  
Li Guoqiang, Huang Hongwei, Zheng Buquan. Structural load and reliability-based design philosophy [M]. China Architecture & Building Press, 2002: 164—165. (in Chinese)
- [13] 王松根, 李松辉. 公路桥梁限载标准的可靠性分析方法[J]. 工程力学, 2010, 27(10): 162—166.  
Wang Songgen, Li Songhui. Reliability-based vehicular weight limits of highway bridges [J]. Engineering Mechanics, 2010, 27(10): 162—166. (in Chinese)
- [14] JTJ 023-85, 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范[S]. 北京: 人民交通出版社, 1985.  
JTJ 023-85, Code for design of highway reinforced concrete and prestressed concrete bridges and culverts [S]. Beijing: China Communications Press, 1985. (in Chinese)
- [15] LRFR-1, Guide manual for condition evaluation and load and resistance factor rating (LRFR) of highway bridges(1st Edition and 2005 Interim) [S]. Washington DC: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2003.
- [16] BR-MCEB-2-I2, Manual for condition evaluation of bridges (2nd Edition with 2001 and 2003 Interim Revisions) [S]. Washington DC: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2000.