

doi: 10.3969/j.issn.1002-0268.2019.02.012

服役桥梁构件随机场参数估计及 估计方法比较分析

阳逸鸣, 彭建新, 张建仁

(长沙理工大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410114)

摘要: 为了估计服役钢筋混凝土结构材料性能和结构尺寸参数的波动系数, 以3片服役36 a的RC梁为研究对象, 首先对样本梁的保护层厚度和混凝土抗压强度进行了测量, 运用普通Kriging法对实测结果进行了空间插值以获取更多的有效数据。其次, 采用自相关函数(ACF)法和半变异函数(SVF)法对保护层厚度和混凝土抗压强度的波动系数进行了估计。然后, 基于246根锈蚀钢筋不同位置的点蚀系数实测值, 得到钢筋锈蚀不均匀系数的波动性质, 且基于一维随机场理论对梁进行离散, 根据不同估计方法得到的相关系数将随机变量转化为空间相关变量, 得到各个离散单元的参数值, 进而得到各离散梁单元和整梁的抗弯承载能力。最后, 结合锈蚀梁的理论弯矩值与承载力试验结果, 对上述两种估计方法进行了比较分析。结果表明: 由SVF法得到的混凝土抗压强度和保护层厚度的波动系数均值分别为2.242和2.467, 均大于由ACF法得到的对应值, 且混凝土抗压强度的波动范围随着波动系数值的增加而减小; 同一锈蚀钢筋表面蚀坑之间的分布并未存在很强的相关性; 基于SVF法估计得到的理论弯矩值较基于ACF法估计得到的对应值与试验结果更为接近, 且前者的平均相对误差为6.52%, 比后者的对应值低33.19%, 说明与ACF法相比, SVF法更能精确估计参数的波动性质。

关键词: 桥梁工程; 波动系数; ACF法; SVF法; 钢筋混凝土结构; 锈蚀; 弯矩

中图分类号: U442.5, TU375

文献标识码: A

文章编号: 1002-0268(2019)02-0085-10

Random Field Parameter Estimation for Service Bridge Components and Comparative Analysis on Estimation Methods

YANG Yi-ming, PENG Jian-xin, ZHANG Jian-ren

(School of Civil Engineering, Changsha University of Science and Technology, Changsha Hunan 410114, China)

Abstract: In order to estimate the fluctuation coefficient θ of structural dimensions and material property of RC structure in service, three 36-year-old beams are taken as the research objects. First, the protective layer thickness C_d and the concrete compressive strength f_c of sample girder are measured, and the ordinary Kriging method is used to interpolate the measured data to get more effective data. Second, the θ values of C_d and f_c are estimated by ACF method and the SVF method. Then, based on the measured values of pitting factor R at different positions of 246 corroded steel bars, the spatial fluctuation property of non-uniform coefficient of reinforcement corrosion is studied. Based on the 1D random field (RF) theory, each beam is discretized into several small elements, the random variables are transformed into spatial correlation variables according to the fluctuation coefficients obtained by different estimation methods, the parameters of different discrete elements are obtained, and the bending capacity of each discrete beam element and the corresponding whole beam are

收稿日期: 2017-08-22

基金项目: 国家重点基础研究发展计划项目(2015CB057700); 国家自然科学基金项目(51178060, 51378081); 湖南省教育厅优秀青年项目(15B015); 长沙理工大学交通基础设施安全风险管控行业重点实验室开放基金项目(16BCX08)

作者简介: 阳逸鸣(1991-), 男, 湖南长沙人, 博士。(yimingyang91@outlook.com)

obtained. Finally, the above 2 estimation methods are compared and analyzed by comparing the theoretical moment value and the bearing capacity test result of corroded beams. The result shows that (1) the mean θ values of C_d and f_c obtained by SVF method are 2.242 and 2.467 respectively, which are larger than those obtained by ACF method, and the fluctuation range of concrete compressive strength is smaller with the increase of θ value; (2) the spatial distribution has no strong correlation between pits on the surface of a corroded steel reinforcement; (3) the bending moments obtained by SVF method are in better agreement with the experimental values than those obtained by ACF method, and the average relative error of the former is 6.52%, which is 33.19% lower than that of the latter. This demonstrates SVF method is more accurate to estimate the fluctuation property compared with ACF method.

Key words: bridge engineering; fluctuation coefficient; autocorrelation function (ACF) method; semivariogram function (SVF) method; RC structure; corrosion; bending moment

0 引言

以往钢筋混凝土结构可靠度的研究主要基于各性能参数在空间分布均匀这一假设,只考虑了结构性能参数的时变性和不确定性,忽视了空间变异性对结构可靠度的影响^[1-4]。但是越来越多的试验和研究发现,不同位置的结构性能参数值存在差异,如混凝土抗压强度、表面氯离子浓度和氯离子扩散系数等^[5-7],并且不考虑结构性能参数的空间变异性将高估结构的可靠性。因此,考虑参数的空间变异性对结构可靠度的评估至关重要。

考虑空间变异性的参数主要由均值 μ 、标准差 σ 和波动系数 θ 这3个特征量表征,然而目前仅有少数学者对结构性能参数的波动性质展开研究。Karimi^[8]以3片处于除冰盐环境的十字梁为研究样本,采用线性拟合法对表面氯离子浓度的波动系数进行了估计。Li^[9]采用最大似然函数法对表面氯离子浓度和氯离子扩散系数的波动系数进行了估计,但只得到了波动系数的范围,并未得到唯一的 θ 值,且错误地将“波动系数”定义为相关距离^[10-11]。O'Connor^[12]运用简单Kriging法对服役钢筋混凝土(RC)构件表面氯离子浓度和氯离子扩散系数的实测值进行了处理,通过最大似然函数法和自相关函数法得到上述参数的波动系数值,并将上述结果与相关的研究结果进行了比较;Vu等根据工程经验将混凝土抗压强度、保护层厚度和表面氯离子浓度的相关距离取为2 m,以此开展了构锈胀裂缝的研究,但是对相关距离的取值过程并未详细介绍^[13]。

目前,仅有少数学者基于服役结构实测数据对参数的波动特性进行研究,且研究对象主要集中在表面氯离子浓度和氯离子扩散系数,忽视了混凝土

抗压强度和保护层厚度的波动特性对结构可靠度的影响。同时,相关的研究主要基于有限的试验数据,即使有学者运用简单Kriging插值法对实测数据进行处理^[11],但关于插值方法的选择还有待商榷。这是因为运用简单Kriging插值法计算目标参数 Z 在未知点的参数值时,需要知道 Z 在此区域内的真实期望值。而当实测的初始样本点过少或所选取的样本点不具有代表性时,以观测值的均值代替真实的期望值会导致插值结果存在较大偏差。

因此,为了准确估计结构性能参数的波动系数,本研究以3片服役36 a的RC梁为研究对象,首先对样本梁的保护层厚度和混凝土抗压强度进行测量,运用普通Kriging法对上述实测结果进行空间插值获取更多的有效数据;然后采用自相关函数法和半变异函数法来估计混凝土抗压强度和保护层厚度的波动系数;最后基于梁的理论抗弯能力与承载力试验结果,对两种估计方法进行比较分析。

1 波动系数的估计方法

1.1 自相关函数法

在随机场分析中,若某参数 Z 的实测数据足够多,且所有实测值的大小及其对应位置已知,就能运用自相关函数(ACF)法对该参数的波动系数进行估计^[6]。基于不同的随机场分析模型,通过对实测数据得到的样本相关系数和对应的点间距 τ 进行线性拟合,选取最佳拟合模型,并根据最佳模型的参数即可推导得到 Z 的波动系数。具体分析模型及相应的模型参数与波动系数的关系式见表1。样本相关系数 $\rho(\tau)$ 的计算式为^[14]:

$$\rho(\tau) = \frac{E\{[Z(x_i) - \mu_Z] \cdot [Z(x_i + \tau) - \mu_Z]\}}{\sigma_Z^2}, \quad (1)$$

式中, μ_Z 和 σ_Z 分别为参数 Z 实测值的均值和标准差; $E\{\cdot\}$ 为期望值; $Z(x_i)$ 为参数 Z 在点 x_i 的实测值; $Z(x_i + \tau)$ 为与点 x_i 距离 τ 的位置处 Z 的实测值。

表1 自相关函数模型^[15-18]

Tab. 1 Autocorrelation function models

ACF 模型	表达式	波动系数	ACF 模型	表达式	波动系数
三角型	$\rho(\tau) = \begin{cases} 1 - \frac{ \tau }{d} & \tau \leq d \\ 0 & \tau > d \end{cases}$	d	二阶马尔可夫型	$\rho(\tau) = \left(1 + \frac{ \tau }{d}\right) \exp\left(-\frac{ \tau }{d}\right)$	$4d$
指数型	$\rho(\tau) = \exp\left(-\frac{\tau}{d}\right)$	$2d$	余弦指数型	$\rho(\tau) = \exp\left(-\frac{ \tau }{d}\right) \cdot \cos\left(\frac{ \tau }{d}\right)$	d
平方指数(高斯)型	$\rho(\tau) = \exp\left[-\left(\frac{\tau}{d}\right)^2\right]$	$\sqrt{\pi}d$	正弦函数型	$\rho(\tau) = \frac{\sin\left[-2.2\left(\frac{ \tau }{d}\right)\right]}{-2.2\left(\frac{ \tau }{d}\right)}$	d

注: d 为相关距离值。

1.2 半变异函数法

半变异函数通常用来描述土壤性质在不同位置的变化,同理,它能用来研究 RC 结构性能参数的空间变异性。在参数的实际测量中,由于测量间距往往不全相同,即相同点间距的样本数据可能不足,造成样本半变异函数值与实际值存在误差。因此,引入距离改进系数 $\Delta\tau$,所有在 $\tau + \Delta\tau$ 范围内的实测数据对均被用来计算样本半变异函数值,改进的半变异函数 $\gamma(\tau)$ 的计算式为^[19-20]:

$$\gamma(\tau) = \gamma'(\tau + \Delta\tau) =$$

$$\frac{1}{2N(\tau + \Delta\tau)} \sum_{i=1}^{N(\tau)} [Z(x_i) - Z(x_i + \tau)]^2, \quad (2)$$

式中 $N(\tau)$ 为点间距为 τ 时用来计算的数据对的个数。

同理,在得到样本半变异函数及其相应点间距 τ 的散点图后,参数的波动系数值可以通过寻找多种半变异函数模型中的最佳线性拟合和模型参数与波动系数之间的关系式确定。表2列出了6种不同的半变异函数模型,每种分析模型包含2个特征参数:基台值 C 和块金值 C_0 ^[21],以上参数的具体意义见文献[22]。

表2 半变异函数模型

Tab. 2 Semivariogram function models

SVF 模型	表达式	波动系数	SVF 模型	表达式	波动系数
球形模型	$\gamma(\tau) = \begin{cases} C\left(\frac{3\tau}{2a} - \frac{\tau^3}{2a^3}\right) + C_0, & \tau \leq a \\ C + C_0, & \tau \geq a \end{cases}$	$\frac{3a}{4}$	圆形模型	$\gamma(\tau) = \begin{cases} C\left\{1 - \frac{2}{\pi} \cos^{-1}\left(\frac{\tau}{a}\right) + \frac{2}{\pi}\left(\frac{\tau}{a}\right) \cdot \left[1 - 2\left(\frac{\tau}{a}\right)^{0.5}\right]\right\} + C_0, & 0 < \tau \leq a \\ C + C_0, & \tau > a \end{cases}$	$\frac{8a}{\pi}$
指数型	$\gamma(\tau) = C(1 - e^{-\frac{\tau}{a}}) + C_0$	$2a$	快金效应模型	$\gamma(\tau) = \begin{cases} 0 & \tau = 0 \\ C & \tau \neq 0 \end{cases}$	未知
高斯型	$\gamma(\tau) = C(1 - e^{-\frac{\tau^2}{a^2}}) + C_0$	$\sqrt{\pi}a$	幂模型	$\gamma(\tau) = C\tau^\omega, 0 < \omega < 2$	未知

注: a 为影响范围值; ω 为幂函数增长速率。

2 工程实例

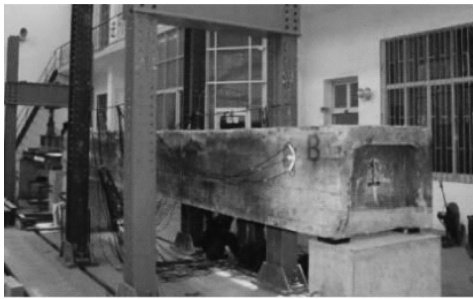
2.1 工程概况

姜公桥为服役 36 a 的 II 型截面简支梁桥,桥长 8 m,宽 1.05 m,高 0.66 m,肋宽 0.15 m,采用 C30 混凝土,主筋采用 4 根 $\phi 24$ 和 2 根 $\phi 22$ (中排)的组合钢筋布置在肋板的下缘,箍筋直径为 $\phi 8$,间距为 150 mm。鉴于其已不满足目前的使用要求,将

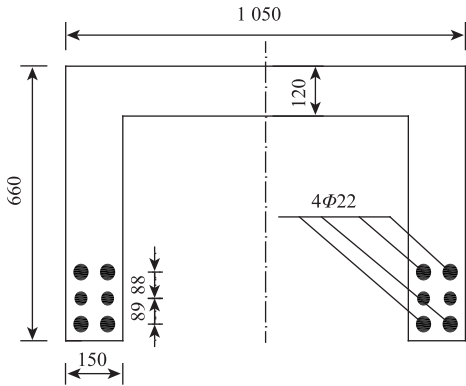
原桥全部拆除重建新桥。本试验分别从现场取 3 片 II 型截面的梁,运回实验室重新安装、正位,测量相关参数的空间变异性,并采用加载系统对 II 型截面进行承载力试验,构件及其横截面见图 1。

2.2 数据的获取

由于混凝土抗压强度和保护层厚度对 RC 构件的抗弯承载能力有较大影响^[12],故对锈蚀梁的腹板位置进行取样,基于上述参数的实测数据研究其波动



(a) 主梁构件



(b) 主梁横截面(单位: mm)

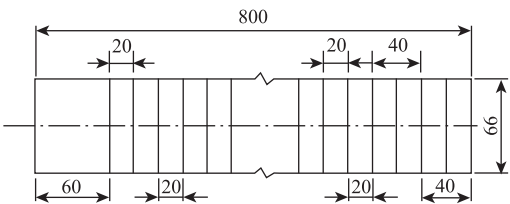
图 1 姜公桥主梁构件

Fig. 1 Main girder component of Jiangong Bridge

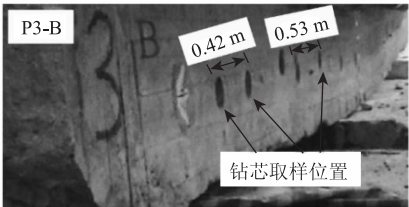
特性。完成构件的承载力试验后,分别采用破损实测法和钻芯取样法测试主筋的保护层厚度和混凝土的抗压强度。在混凝土强度测试中,首先通过HITIDD200 钻芯取样机在每片梁的两侧腹板各选取10个测区进行取样,然后将样本加工成直径为100 mm、高为150 mm的圆柱体混凝土构件,共60

个。最后将构件编号,并根据《钻芯法检测混凝土强度技术规程》测定混凝土的抗压强度。若测试对象为不标准混凝土样本,则需进行尺寸系数修正,具体尺寸系数的取值见上述规程。

将每片梁分为腹板 A 和腹板 B,具体见图 1 (a) 和图 2 (b),共得到 6 块锈蚀梁腹板。为了清楚地描述测点位置,以每片梁腹板下边缘的左侧顶点为原点建立二维直角坐标系,梁长方向为 x 轴,梁高方向为 y 轴。部分腹板的取样位置(图 2)及其对应的主筋保护层厚度 C_d 或混凝土强度实测值分别见表 3 和表 4。对于数据 (a, b, c) 而言, a 为样本点的 x 坐标, b 为样本点的 y 坐标, c 为主筋保护层厚度 C_d 或混凝土抗压强度实测值 f_c 。



(a) 主筋保护层厚度测点分布 (cm)



(b) 钻芯取样测点分布

图 2 样本测点分布

Fig. 2 Layout of measuring points on sample

表 3 部分梁腹板的保护层测点位置及对应的保护层厚度 (单位: m)

Tab. 3 Partial measuring point positions on protective layer of beam webs and corresponding protective layer thicknesses (unit: m)

梁腹板编号		(测点位置坐标 a 和 b, 对应的保护层厚度 C_d)							
P1-B	测点 1	测点 2	测点 3	测点 4	测点 5				
	(0.6, 0.152, 0.037)	(1.4, 0.166, 0.032)	(2, 0.172, 0.039)	(2.8, 0.134, 0.035)	(3.4, 0.188, 0.04)				
	测点 6	测点 7	测点 8	测点 9	测点 10				
	(4.6, 0.195, 0.037)	(5, 0.158, 0.038)	(5.8, 0.176, 0.034)	(6.8, 0.162, 0.039)	(7.4, 0.186, 0.033)				
P3-A	测点 1	测点 2	测点 3	测点 4	测点 5				
	(0.6, 0.146, 0.034)	(1.4, 0.172, 0.033)	(1.8, 0.151, 0.038)	(2.4, 0.162, 0.03)	(3.4, 0.178, 0.046)				
	测点 6	测点 7	测点 8	测点 9	测点 10				
	(3.8, 0.185, 0.034)	(4.2, 0.144, 0.039)	(5.8, 0.138, 0.035)	(6, 0.167, 0.038)	(7.4, 0.156, 0.037)				

2.3 试验数据处理

由于保护层厚度 C_d 和混凝土抗压强度 f_c 的实测数据不充足,或实测点的间距较大,所以需要对实测数据进行空间插值来获取更多可靠的估计数据。假设 C_d 和 f_c 服从平稳正态分布,则可引入普通Kriging

法对实测数据进行处理。该法通过求解已有的实测数据在未知点估计中的最适合权重,进行各实测点的权重组合,得到无偏最小误差估计^[23-24]。因此,基于目标参数 Z 的 n 个实测数据,点 x_0 处 Z 的估计值 Z_0 可表达为^[25]:

表4 部分梁腹板的钻芯取样位置及对应的混凝土抗压强度

Tab. 4 Partial core sampling positions of beam webs and corresponding concrete compressive strengths

梁腹板编号	(取样位置坐标 a/m 和 b/m , 对应的混凝土强度 f_c/MPa)				
P1-B	样本1	样本2	样本3	样本4	样本5
	(0.51, 0.332, 27.6)	(1.16, 0.304, 25.4)	(1.74, 0.372, 30)	(2.92, 0.336, 24.1)	(3.66, 0.364, 25.6)
	样本6	样本7	样本8	样本9	样本10
	(4.28, 0.322, 22.8)	(4.98, 0.342, 27.6)	(5.86, 0.361, 25.4)	(6.78, 0.366, 20.6)	(7.48, 0.348, 27.4)
P3-A	样本1	样本2	样本3	样本4	样本5
	(0.82, 0.322, 24.9)	(1.18, 0.342, 21.2)	(1.74, 0.362, 23.2)	(2.36, 0.334, 19.7)	(3.12, 0.398, 26)
	样本6	样本7	样本8	样本9	样本10
	(3.74, 0.346, 18.9)	(4.66, 0.357, 27.9)	(5.25, 0.334, 18.3)	(6.46, 0.318, 22.3)	(7.22, 0.388, 24.1)

$$Z_0(x_0) = \sum_{i=1}^n \lambda_i Z(x_i), \quad (3)$$

式中 λ_i 为点 x_i 的实测值在估计未知点参数值时所占的权重, 具体计算方法见文献 [25]。

2.4 结果分析

2.4.1 普通 Kriging 插值结果

尽管笔者主要研究 C_d 和 f_c 沿梁长方向的波动性质, 但考虑到上述两参数的实测点并未稳定在同一高度, 而是在某高度附近上下波动, 若仅对实测数据进行一维插值, 则会造成插值结果与实际数值存在较大的偏差。因此假设参数在 x 和 y 方向具有相同的波动性质, 对实测数据进行二维插值。由于 y 方向上的插值在一个很小的区域内进行, 因此可以取同一 x 坐标上参数的平均值作为未知点的参数估计值。部分插值结果如图3所示。

2.4.2 波动系数估计结果

基于结构性能参数实测值和普通 Kriging 插值结果, 各样本间的相关系数 $\rho(\tau)$ 可由式 (1) 计算得到。以往相关研究表明, 高斯型自相关函数在钢筋混凝土结构领域运用最广, 因此本研究基于高斯自相关函数模型对参数 C_d 和 f_c 的波动系数进行估计, 腹板 P3-A 和 P3-B 的估计曲线见图4。同理, 高斯型半变异函数用来估计上述参数的波动系数, 部分样本的估计曲线见图5。通过上述两种方法的计算, 所有参数 C_d 和 f_c 的波动系数值见表5。

2.4.3 结果比较

ACF 法和 SVF 法估计结果的比较见表5和图6。无论对于混凝土抗压强度还是保护层厚度而言, ACF 法得到的波动系数估计结果均小于 SVF 法得到的估计结果, 且保护层厚度和混凝土抗压强度波动系数的最大偏差分别为 80.25% (腹板 P2-B) 和 140.8% (腹板 P2-A)。而对于相同时间点的同一

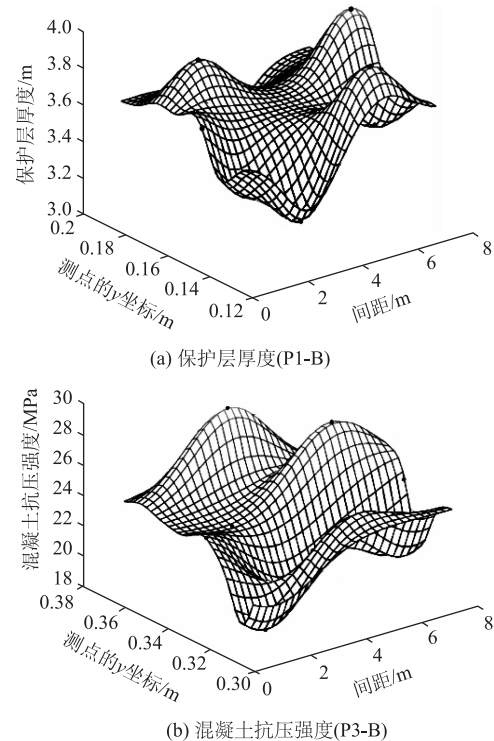


图3 普通 Kriging 插值结果

Fig. 3 Interpolation results of ordinary Kriging method

梁试件而言, 任一参数的波动系数值应是相同的, 不因估计方法的不同而产生差异。因此还需进一步对上述两种估计方法的可靠性和适用性展开研究。

3 比较分析

为了比较 ACF 法和 SVF 法的可靠性和适用性, 以姜公桥的3片服役构件为研究对象, 基于一维随机场理论对梁进行离散, 根据不同估计方法得到的相关系数将随机变量转化为空间相关变量, 得到各个离散单元的参数值, 进而得到各离散梁单元和整梁的抗弯承载能力, 最后基于梁不同截面的理论弯矩值与静载试验结果, 对 ACF 法和 SVF 法进行比较分析。

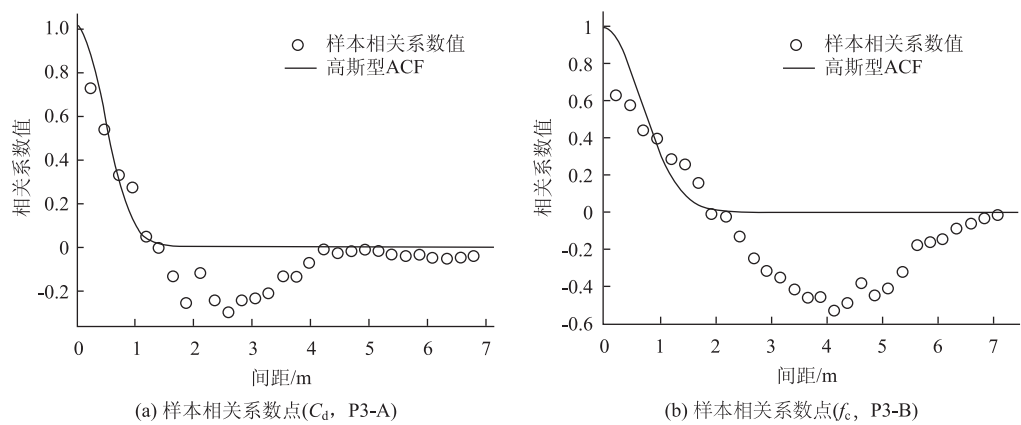


图 4 ACF 法估计波动系数

Fig. 4 Estimated fluctuation coefficient by ACF method

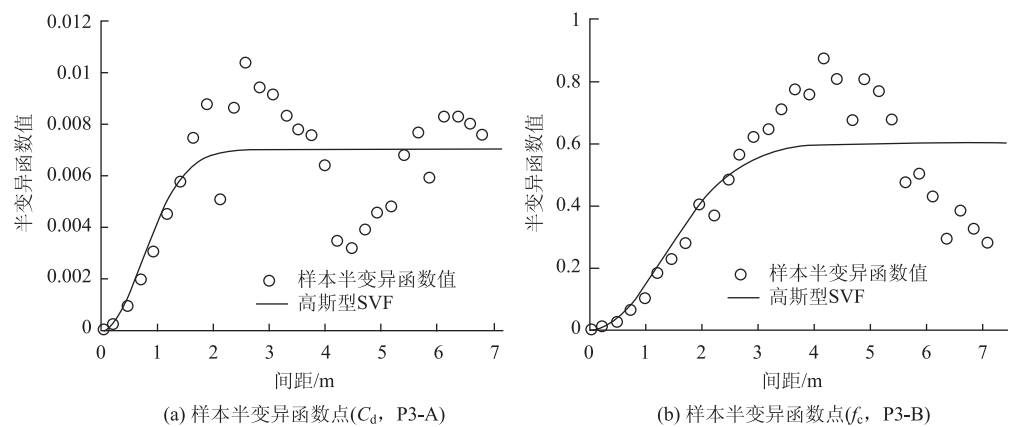


图 5 SVF 法估计波动系数

Fig. 5 Estimated fluctuation coefficient by SVF method

表 5 C_d 和 f_c 波动系数估计值

Tab. 5 Estimated fluctuation coefficients of C_d and f_c

梁腹板编号	C_d 的波动系数		f_c 的波动系数	
	ACF 法	SVF 法	ACF 法	SVF 法
P1 - A	1.742	3.021	1.520	2.121
P1 - B	1.080	1.931	1.391	2.341
P2 - A	1.220	1.992	0.853	2.054
P2 - B	1.661	2.994	1.243	2.218
P3 - A	1.171	1.875	1.681	2.775
P3 - B	1.143	1.637	1.699	3.291
均值	1.336	2.242	1.398	2.467
标准差	0.288	0.605	0.318	0.478

3.1 静载试验结果

为了模拟姜公桥构件 II 型梁的实际受力状态,采用特制的千斤顶 - 反力架系统进行三分点同步加载,每个加载点放有 3 个千斤顶,采用 17 级分布加载。静载试验结果显示: P1 梁、P2 梁和 P3 梁的极限荷载分别为 264, 284.1, 291 kN, 从而不考虑空

间变异性时 3 片构件跨中截面的弯矩值见表 6。同时
在完成构件静载试验后,通过钻芯法测试混凝土抗压强度,采用酚酞溶剂测试混凝土的碳化深度,对锈蚀梁进行破型取样后,测试底部纵筋的力学性能,部分测试结果见表 7。

3.2 理论分析

在锈蚀梁截面理论弯矩的计算中,若两个随机场变量存在正相关,则可假设上述两个随机场变量具有相同的波动特性^[11]。例如混凝土抗压强度与氯离子扩散系数和锈蚀电流密度 i_{corr} 之间可视为正相关,因此,氯离子扩散系数和锈蚀电流密度的波动系数可视为与本研究混凝土抗压强度波动系数的估计值相同。此外,表面氯离子浓度的波动系数可取值为 2.7^[11],除锈蚀不均匀系数 R (最大蚀坑深度与平均蚀坑深度之比)、保护层厚度和混凝土抗压强度外,其他用于锈蚀梁弯矩计算的随机场变量的波动系数值均取为 3.5^[6]。

钢筋在锈蚀状态下主要发生坑蚀,而此时钢筋

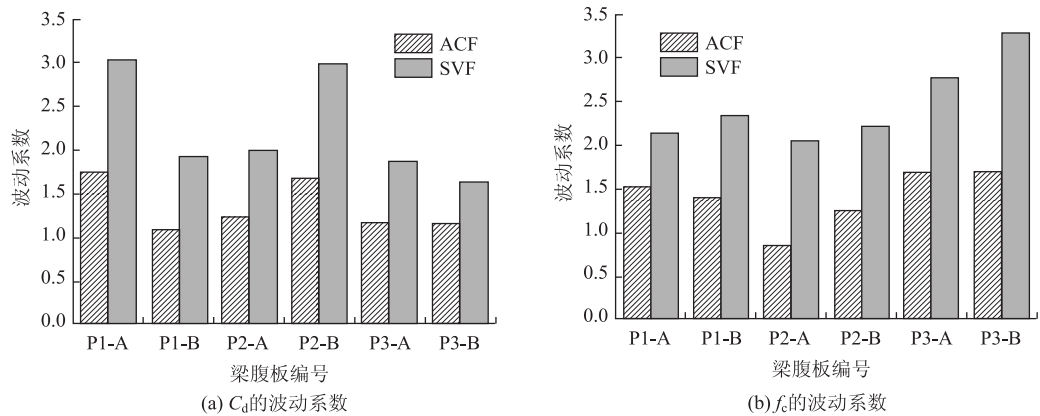


图 6 不同方法估计结果比较

Fig. 6 Comparison of estimation results obtained by different methods

表 6 服役桥梁构件弯矩实测值和理论值及其相对误差比较

Tab. 6 Comparison of bending moments of service bridge members between measured values and theoretical values and corresponding relative errors

实测值 (跨中截面)		梁编号		
		P1	P2	P3
		668. 8	719. 7	737. 2
理论值 (最不利截面) / (kN · m)	SVF 法	625. 2	669. 2	692. 8
	ACF 法	608. 3	644. 5	665. 1
相对误差 (理论值/试 验值) /%	SVF 法	6. 52	7. 01	6. 02
	ACF 法	9. 05	10. 45	9. 78

剩余截面面积高度依赖于锈蚀不均匀系数的变化, 因此需要对蚀坑分布的空间性和变异性展开研究。由于上述 3 片 II 型梁构件包含的钢筋试件数量偏少, 且钢筋锈蚀程度较为接近, 会导致分析结果具有较

表 8 部分锈蚀钢筋表面测点位置及对应蚀坑深度

Tab. 8 Partial measuring point positions on corroded steel bars and corresponding pit depths

锈蚀钢筋 编号	(测点位置/cm, 对应蚀坑深度/mm)						锈蚀钢筋截面 损失率/%
I5 - B	(18, 1.44)	(35, 1.25)	(49, 1.15)	(58, 1.35)	(73, 1.18)	(85, 1.20)	6.42
	(92, 1.88)	(107, 1.74)	(115, 1.69)	(123, 1.21)	(135, 1.55)	(144, 1.37)	
	(152, 1.33)	(160, 1.36)	(165, 1.37)	(169, 0.82)	—	—	
L18 - B	(8, 4.37)	(15, 3.84)	(20, 4.12)	(26, 3.32)	(32, 2.59)	(48, 3.47)	14.09
	(53, 3.10)	(65, 4.37)	(73, 4.42)	(87, 2.48)	(109, 2.52)	(112, 4.22)	
	(145, 2.54)	(157, 1.72)	(168, 3.11)	—	—	—	
I21 - A	(16, 4.49)	(28, 2.28)	(45, 1.06)	(58, 2.30)	(72, 2.16)	(92, 1.91)	10.77
	(98, 1.43)	(104, 0.78)	(110, 1.60)	(115, 2.09)	(154, 1.61)	(168, 1.91)	

对所有钢筋的锈蚀不均匀系数统计发现, R 的均值和标准差分别为 6.574 和 1.994。同时, 采用 ACF 法和 SVF 法对每根锈蚀钢筋锈蚀不均匀系数的

表 7 部分材料性能实测值

Tab. 7 Measured values of partial material property

梁 编 号	混凝土			锈蚀钢筋			
	平均极 限抗压 强度/MPa	平均碳 化深度/ mm	平均保 护层厚 度/cm	直径 $D = 22$ mm		直径 $D = 24$ mm	
	强度/MPa	mm	度/cm	屈服强 度/MPa	极限强 度/MPa	屈服强 度/MPa	极限强 度/MPa
P1	25.6	23.1	3.5				
P2	20.4	22.7	3.4	293.4	440.3	252.1	393.3
P3	22.2	23.3	3.5				

大的局限性。故本研究补充 RC 梁加速锈蚀试验, 在对锈蚀构件进行承载力试验后, 敲碎 RC 梁, 取出锈蚀钢筋进行清洗、干燥和锈蚀率测量, 得到平均截面锈蚀率介于 3.90% ~ 20.65% 之间的直径为 22 mm 的钢筋共 246 根。随后, 沿纵向测量所有锈蚀钢筋不同位置处的蚀坑深度, 部分测量结果见表 8。

表 8 部分锈蚀钢筋表面测点位置及对应蚀坑深度

Tab. 8 Partial measuring point positions on corroded steel bars and corresponding pit depths

锈蚀钢筋 编号	(测点位置/cm, 对应蚀坑深度/mm)						锈蚀钢筋截面 损失率/%
I5 - B	(18, 1.44)	(35, 1.25)	(49, 1.15)	(58, 1.35)	(73, 1.18)	(85, 1.20)	6.42
	(92, 1.88)	(107, 1.74)	(115, 1.69)	(123, 1.21)	(135, 1.55)	(144, 1.37)	
	(152, 1.33)	(160, 1.36)	(165, 1.37)	(169, 0.82)	—	—	
L18 - B	(8, 4.37)	(15, 3.84)	(20, 4.12)	(26, 3.32)	(32, 2.59)	(48, 3.47)	14.09
	(53, 3.10)	(65, 4.37)	(73, 4.42)	(87, 2.48)	(109, 2.52)	(112, 4.22)	
	(145, 2.54)	(157, 1.72)	(168, 3.11)	—	—	—	
I21 - A	(16, 4.49)	(28, 2.28)	(45, 1.06)	(58, 2.30)	(72, 2.16)	(92, 1.91)	10.77
	(98, 1.43)	(104, 0.78)	(110, 1.60)	(115, 2.09)	(154, 1.61)	(168, 1.91)	

波动性质进行估计, 其中由 ACF 法估计得到的 R 的波动系数的均值和标准差分别为 0.197 和 0.131, 而由 SVF 法估计得到的对应结果分别为 0.211 和

0.175。由此可见,同一锈蚀钢筋表面各蚀坑之间的分布并没有很强的相关性。

锈蚀速率与周围环境密切相关。考虑到所研究的3片Ⅱ型梁构件位于除冰盐环境,本研究选取类似区域的锈蚀电流 $i_{\text{corr}} = 2.586 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ 作为该地区的典型工作条件^[26]。此外,表面氯离子浓度、氯离子扩散系数和临界氯离子浓度等锈蚀影响参数均视为随机变量,其初始值的分布特征参数参考类似除冰盐环境中的相关取值,具体见文献[27]。以各锈蚀梁腹板A的左侧为起始位置,选取单元尺寸为0.5 m对实桥锈蚀构件进行单元离散,共得到16个离散单元,如图7所示。

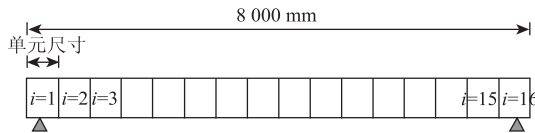


图7 一维随机场单元离散

Fig.7 One-dimensional random field element discretization

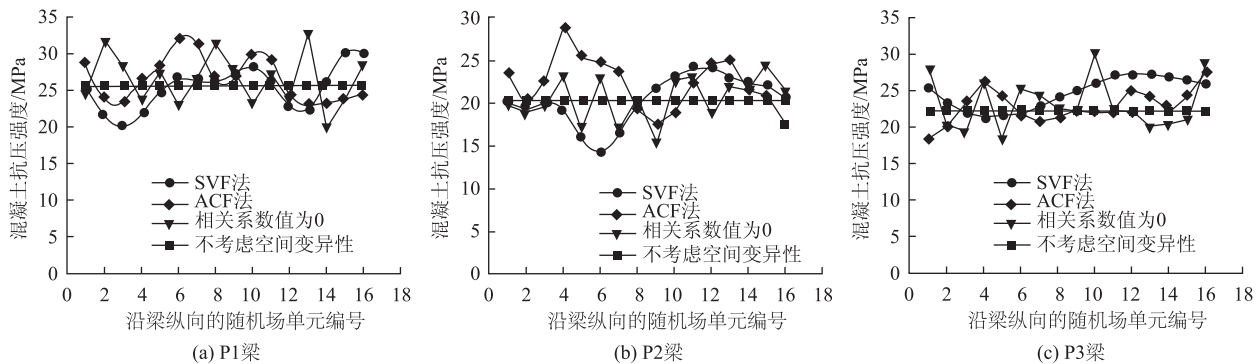


图8 基于不同波动系数值得到的混凝土抗压强度在x方向的波动范围

Fig.8 Fluctuation range of f_c in x direction based on different fluctuation coefficients values

3.3 结果比较

由于锈蚀梁的破坏主要为受弯破坏,因此以梁的纯弯段为研究对象。在三分点法加载中,梁的 $L/3 \sim 2L/3$ 区域为纯弯区域,与之对应的离散单元区域为单元6 ~

一旦参数的波动系数值和离散单元尺寸被确定,则空间相关矩阵随之被确定,随后对上述进行Choleski分解,并基于分解结果将随机产生的变量转化为空间相关变量,得到所有离散单元中该参数的值及其沿梁长方向的变化规律。其中,基于不同波动系数值得到的混凝土抗压强度的波动范围如图8所示。由图8可知,波动系数值越大,混凝土强度的波动范围越小,即所有离散单元中混凝土抗压强度的变化越趋向稳定(对其他参数进行相同研究,结果发现此结论同样适用)。并且由图8可得到任一离散单元中混凝土的抗压强度值。同理,每个离散单元的所有参数值可通过上述方法得到。在计算锈蚀梁截面的弯矩时,将Ⅱ型梁截面转化为T型梁截面,得到所有离散单元中截面的弯矩值,继而选取所有离散单元中截面弯矩的最小值作为考虑参数空间变异性时整个锈蚀梁最不利截面(跨中截面或其他截面)的弯矩值,具体结果见表6。

单元11。同时,因各离散单元自身不再考虑空间变异性,每个离散单元中截面的弯矩值与此单元各截面的弯矩值均相同,因此仅将离散单元中截面的理论弯矩值与锈蚀梁纯弯段相应截面的弯矩值进行比较,见图9。

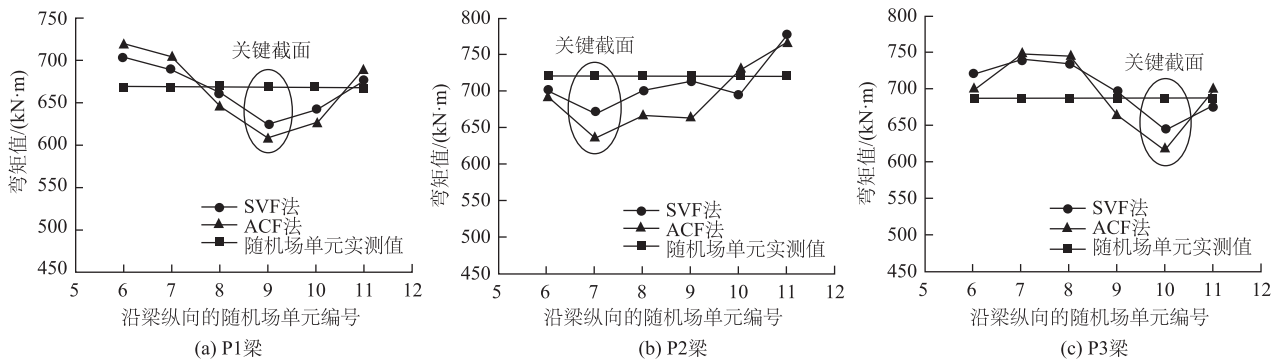


图9 弯矩实测值和理论值比较

Fig.9 Comparison of bending moments between measured values and theoretical values

由图9可知,基于SVF法估计得到的理论弯矩值比基于ACF法估计得到的对应值更接近试验结果,这说明SVF法在估计材料性能和结构尺寸参数的波动系数时更有效。同时图9显示,P1梁的最不利截面在跨中截面(单元8或单元9)附近,而P2梁和P3梁的最不利截面分别位于单元7和单元10。而承载力试验结果表明,P1梁、P2梁和P3梁的失效位置分别位于区域(3.95 m, 4.20 m), (3.25 m, 3.55 m)和(4.65 m, 4.90 m)中,这与理论计算得到的对应梁的最不利截面位置基本一致。以上分析不仅证明了本研究估计结果的有效性,也证明了考虑各性能参数的空间变异性对钢筋混凝土结构失效概率评估的重要性。此外,由表6可知,基于SVF法得到的理论结果的平均相对误差为6.52%,比基于ACF法得到的对应值低33.19%。且对于两种估计方法自身的适用性而言,在ACF法中,基于实测数据得到的不同位置间的相关系数 $\rho(\tau)$ 包含大量的负值,特别在拟合曲线的中后段(见图5),而高斯模型中对应的理论值均大于0,造成实测数据在估计参数的波动系数时不能充分运用,进而降低了估计结果的可靠性。因此,SVF法较ACF法更能精确估计服役结构尺寸和材料性能参数的波动性质。

4 结论

以服役36 a的实桥构件为研究对象,运用普通Kriging法对保护层厚度和混凝土抗压强度实测值进行空间插值,采用自相关函数法和半变异函数法对上述两参数的波动系数进行了估计,最后基于上述估计结果,计算得到考虑空间变异性时锈蚀梁不同截面的理论弯矩值,并与静载试验结果进行了比较,结论如下:

(1) 由SVF法得到的混凝土抗压强度和保护层厚度的波动系数均值分别为2.242和2.467,均大于由ACF法得到的对应结果,且混凝土强度的波动范围随着波动系数值的增加而减小。

(2) 基于246根锈蚀钢筋不同位置的点蚀系数实测值,运用ACF法和SVF法得到点蚀系数波动系数的均值和标准差,结果显示同一锈蚀钢筋表面蚀坑之间的分布并未存在很强的相关性。

(3) 基于SVF法估计得到的理论弯矩值较基于ACF法估计得到的对应值与试验结果更为接近。且基于SVF法得到的理论结果的平均相对误差为6.52%,比基于ACF法得到的对应值低33.19%。这说明与ACF法相比SVF法更能精确估计参数的波动性质。

参考文献:

References:

- [1] 雷宇,黎曦.大跨度组合梁斜拉桥全过程稳定性研究[J].公路交通科技,2009,26(10):71-75.
LEI Yu, LI Xi. Study of Stability of Long-span Composite Deck Cable-stayed Bridge during Construction Process [J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2009, 26 (10): 71 - 75.
- [2] 彭建新,张建仁,张克波,等.锈蚀RC桥梁弯曲抗力时变概率模型与试验研究[J].工程力学,2012,29(6):125-132.
PENG Jian-xin, ZHANG Jian-ren, ZHANG Ke-bo, et al. Probabilistic Resistance Model and Experimental Investigation for Corroded RC Bridges [J]. Engineering Mechanics, 2012, 29 (6): 125 - 132.
- [3] GUO T, SAUSE R, FRANGOPOL D M, et al. Time-dependent Reliability of PSC Box-girder Bridge Considering Creep, Shrinkage, and Corrosion [J]. Journal of Bridge Engineering, 2011, 16 (1): 29 - 43.
- [4] 马亚丽,张爱林.基于规定可靠指标的混凝土结构氯离子侵蚀耐久寿命预测[J].土木工程学报,2006,39(2):36-41.
MA Ya-li, ZHANG Ai-lin. Durability Life Prediction of Concrete Structure Based on the Regulated Reliability Index under Chloride Environment [J]. China Civil Engineering Journal, 2006, 39 (2): 36 - 41.
- [5] 彭建新,胡守旺,张建仁,等.钢筋混凝土结构锈胀开裂宽度的试验研究及预测模型[J].实验力学,2014,29(1):33-41.
PENG Jian-xin, HU Shou-wang, ZHANG Jian-ren, et al. Experimental Study and Prediction Model of Corrosion-induced Crack width in RC Structure [J]. Journal of Experimental Mechanics, 2014, 29 (1): 33 - 41.
- [6] VU K A, STEWART M G. Predicting the Likelihood and Extent of Reinforced Concrete Corrosion-induced Cracking [J]. Journal of Structural Engineering, 2005, 131 (11): 1681 - 1689.
- [7] MULLARD J A, STEWART M G. Stochastic Assessment of the Timing and Efficiency of Maintenance for Corroding RC Structures [J]. Journal of Structural Engineering, 2009, 135 (8): 887 - 895.
- [8] KARIMI R A. Probabilistic Assessment of Deterioration and Strength of Concrete Bridge Beams and Slabs [J]. Japanese Journal of Leprosy, 2002, 53 (2): 8 - 14.
- [9] LI Y. Effect of Spatial Variability on Maintenance and Repair Decisions for Concrete Structures [D]. Delft: Delft University of Technology Press, 2004.

- [10] LI Y, VROUWENVELDER T, WIJNANTS G H, et al. Spatial Variability of Concrete Deterioration and Repair Strategies [J]. *Structural Concrete*, 2004, 5 (3): 121 – 129.
- [11] KENSHEL O. Influence of Spatial Variability on Whole Life Management of Reinforced Concrete Bridges [D]. Dublin: Trinity College Dublin, 2009.
- [12] O'CONNOR A, KENSHEL O. Experimental Evaluation of the Scale of Fluctuation for Spatial Variability Modeling of Chloride-induced Reinforced Concrete Corrosion [J]. *Journal of Bridge Engineering*, 2009, 18 (1): 3 – 14.
- [13] STEWART M G. Spatial Variability of Pitting Corrosion and Its Influence on Structural Fragility and Reliability of RC Beams in Flexure [J]. *Structural Safety*, 2004, 26 (4): 453 – 470.
- [14] VANMARCKE E. Random Fields: Analysis and Synthesis [M]. Cambridge: MIT Press, 1983.
- [15] RAMACHANDRAN K, KARIMI A, ZINGONI A. Estimation of Corrosion Initiation Time with Observed Data [J]. *Structural Engineering Mechanics and Computation*, 2001 (1): 1431 – 1437.
- [16] GOMES H M, AWRUCH A M. Reliability of Reinforced Concrete Structures Using Stochastic Finite Elements [J]. *Engineering Computations*, 2002, 19 (7): 764 – 786.
- [17] PHOON K K, KULHAWY F H, GRIGORIU M D. Development of a Reliability-based Design Framework for Transmission Line Structure Foundations [J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2003, 129 (9): 798 – 806.
- [18] KIM H. Spatial Variability in Soils: Stiffness and Strength [D]. Atlanta: Georgia Institute of Technology, 2005.
- [19] UZIELLI M, VANNUCCHI G, PHOON K K. Random Field Characterization of Stress-normalised Cone Penetration Testing Parameters [J]. *Geotechnique*, 2006, 55 (1): 3 – 20.
- [20] CLARK I, HARPER W V. Practical Geostatistics 2000 (CD-ROM Version) [J]. *Technometrics*, 2012, 43 (4): 492 – 492.
- [21] GOOVAERTS P. Geostatistics for Natural Resources Evaluation [D]. Oxford: Oxford University Press, 1997.
- [22] KELKAR M, PEREZ G. Applied Geostatistics for Reservoir Characterization [D]. Richardson: Society for Petroleum Engineers, 2002.
- [23] DEUTSCH C V. Geostatistical Reservoir Modeling [D]. Oxford: Oxford University Press, 2002.
- [24] KRIGE D G. Two-dimensional Weighted Moving Averaging Trend Surfaces for Ore Evaluation [J]. *South African Institute of Mining and Metallurgy*, 1966, 66: 13 – 38.
- [25] WACKERNAGEL H. Multivariate Geostatistics: An Introduction with Applications Seconded [D]. Berlin: Springer-Verlag, 1998.
- [26] 彭建新, 胡守旺, 张建仁. 考虑温室效应的氯盐环境下 RC 桥梁锈胀开裂性能预测 [J]. *工程力学*, 2013, 30 (8): 103 – 110.
- PENG Jian-xin, HU Shou-wang, ZHANG Jian-ren. Corrosion-induced Crack Performance Prediction of RC Bridge under Chloride Attack Considering Effect of Global Warming [J]. *Engineering Mechanics*, 2013, 30 (8): 103 – 110.
- [27] VAL D V, STEWART M G. Life-cycle Cost Analysis of Reinforced Concrete Structures in Marine Environments [J]. *Structural Safety*, 2003, 25 (4): 343 – 362.