钢筋锈蚀率的概率模型及时变可靠度分析

冯云芬1, 贡金鑫1, 杨国平2, 李荣庆2

(1. 大连理工大学 土木工程学院, 辽宁 大连 116024; 2. 中交水运规划设计院有限公司, 北京 100007)

摘要: 氯离子引起的钢筋锈蚀是导致钢筋混凝土结构性能劣化的主要原因,因此有必要对钢筋锈蚀率的计算进行详细研究。考虑钢筋锈蚀过程中各影响因素的不确定性,将钢筋初锈时间和保护层开裂时间作为随机变量,首先分3种情况建立钢筋锈蚀率的计算模型;然后通过 Monte Carlo 模拟对锈蚀率进行概率分析,确定锈蚀率的概率分布类型和统计参数,最后根据收集的试验数据建立钢筋混凝土受弯构件剩余承载力与钢筋锈蚀率的关系,对受腐钢筋混凝土受弯构件进行时变可靠度分析。研究表明:钢筋锈蚀率服从正态-正态双峰分布;暴露时间越长,钢筋未锈蚀和混凝土保护层未开裂的概率越小;构件可靠度随时间的增加明显降低。

关 键 词:钢筋混凝土;时变可靠度;锈蚀; Monte Carlo 模拟

中图分类号: TU528.57 文献标志码: A 文章编号: 1009-640X(2014)01-0024-09

氯离子环境下钢筋锈蚀是海工混凝土结构性能退化的主要原因。钢筋锈蚀的发展规律一直是混凝土结构耐久性研究的热点^[1]。由于诸多因素的影响,混凝土氯离子渗透、钢筋锈蚀呈现高度的随机性。因此,采用随机方法研究氯离子环境下钢筋混凝土构件的性能变化和可靠度是非常必要的。目前,国内外学者已在钢筋混凝土性能劣化和可靠度分析方法方面做了很多的工作^[2-8],但这些研究仍不充分,特别是钢筋不同锈蚀阶段的概率特性,需要更深入地研究。

由于随机性的存在,从设计使用年限中某一时刻 t 来观察,氯离子环境下的钢筋混凝土构件可能处于 3 种不同状态:钢筋未锈蚀、钢筋已锈蚀但保护层未开裂和保护层已经开裂,时刻 t 不同,构件处于 3 种状态的概率就不同。基于这一认识,本文分 3 种情况建立了钢筋锈蚀率的概率模型,并通过随机分析模拟了 t 时刻这 3 种状态出现的概率。基于收集的锈蚀钢筋混凝土梁的试验数据[2-5],建立了剩余承载力与钢筋锈蚀率之间的关系。最后以满足规范中对我国南方海洋环境混凝土结构最低耐久性要求的钢筋混凝土梁为例,进行了时变可靠度分析。

1 构件劣化过程

如图 1 所示,钢筋锈蚀引起的结构性能退化分为 3 个阶段。第 1 阶段为结构建成至钢筋开始锈蚀;第 2 阶段为钢筋开始锈蚀到混凝土保护层开始出现沿钢筋的纵向裂缝;第 3 阶段为保护层纵向开裂至结构破坏到不可接受的程度(我国规范 JTJ302-2006^[8]将钢筋截面损失达 10% 作为结构功能发生明显退化的标志)。

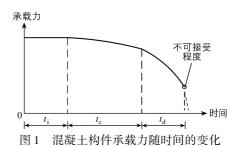


Fig. 1 Load carrying capacity versus service time

收稿日期: 2013-06-20

基金项目: 交通运输部西部科技项目(2009 328 521 076)

作者简介: 冯云芬(1982-), 女, 山东聊城人,博士研究生,主要从事结构可靠度研究。E-mail: fengyunfen@126.com

1.1 钢筋初锈概率模型

氯离子扩散是一个非常复杂的物理、化学过程,可用 Fick 第二定律表示:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D(t) \frac{\partial^2 C}{\partial^2 x} \tag{1}$$

式中:C 为 t 时刻深度 x 处的氯离子浓度(占混凝土质量的百分比);D(t) 为时变氯离子扩散系数(m^2/s),与时间、温度、湿度和应力水平密切相关,此处表示为:

$$D(t) = k_{D,T} k_{D,H} k_{D,\sigma} D_0 \left(\frac{t_0}{t}\right)^m \tag{2}$$

式中: D_0 为某一参考期 t_0 (通常取 28 d 时的扩散系数(m^2/s), $D_0 = 10^{(-12.06+2.4W/C)}$, W/C 为水灰比;m 为扩散 衰减系数,m = 0.2 + 0.4(FA/50 + SG/70),其中 FA, SG 分别为混合物中粉煤灰和矿渣的比例 [6]; $k_{D,T}$, $k_{D,H}$ 和 $k_{D,G}$ 分别为温度、相对湿度和应力水平对氯离子扩散系数的影响因子。

$$k_{D,T} = \exp\left[b_e \left(\frac{1}{T_0 + 273} - \frac{1}{T + 273}\right)\right] \tag{3}$$

式中: T_0 为基准温度,一般取 20°C;T 为混凝土所处环境的温度(°C),取结构所在地平均气温; b_e 为回归系数,基于大量试验,不同混凝土类型对应的 b_e 的统计参数^[7]如下:普通混凝土的均值和标准差分别为 4 500 和 940;掺加 10% 粉煤灰混凝土的相应值为 2 680 和 790;掺加 30% ~ 50% 粉煤灰混凝土的相应值为 –4 650 和 1 725。从统计结果可见服从对数正态分布。

A. V. Saetta 等^[9]将湿度影响系数 k_{DH} 表示为:

$$k_{D,H} = \left[1 + \frac{(1-H)^4}{(1-H_o)^4}\right]^{-1} \tag{4}$$

式中: H_c 为混凝土内部的临界相对湿度,取 75%;H 为混凝土内部的相对湿度,不同暴露条件下 H 的取值有所不同,大气区、浪溅区和水位变动区一般可分别取 75%,90% 和 95% [10]。

研究^[2,11]表明,系数 $k_{p,q}$ 为钢筋应力的 3 次函数,通过对试验数据的分析,表示为^[2]:

$$k_{D,\sigma} = 1 + 2.1 \left(\frac{\sigma_{\rm q}}{f_{\rm vk}}\right)^3 \tag{5}$$

式中: σ_q 为正常使用极限状态准永久组合下的钢筋应力; f_{yk} 为钢筋屈服强度标准值; σ_q/f_{yk} 为应力水平。当氯离子浓度 C 达到临界氯离子浓度 C_t 时,钢筋开始锈蚀。由式 $(1)\sim(5)$ 得钢筋初锈的时间为:

$$t_{i} = \left\{ (1 - m) \left[\frac{c}{2\sqrt{k_{D}\Omega_{P_{i}}D_{0}t_{0}^{m}} \operatorname{erf}^{-1}(1 - C_{i}/C_{s})} \right]^{2} \right\}^{\frac{1}{1 - m}}$$
(6)

式中:c 为混凝土保护层厚度; $erf^{-1}(\cdot)$ 为误差函数的反函数; Ω_{P_1} 为 D_0 的计算模式不定性系数,服从对数正态分布,平均值和变异系数分别为 1.168 和 0.356^[6]; C_s 为表面氯离子浓度, C_r 为临界氯离子浓度。

1.2 保护层开裂阶段的概率模型

当钢筋锈蚀深度达到临界锈蚀深度时,混凝土保护层沿钢筋方向发生纵向开裂。若钢筋锈蚀速度为常数,则钢筋开始锈蚀至保护层开裂所经历的时间 $t_c = \delta_{cr}/\lambda_1$,其中 δ_{cr} 为保护层开裂时钢筋的临界锈蚀深度 (mm); λ_1 为保护层开裂前钢筋的锈蚀速度 (mm/a)。规范 JTJ 302 – 2006 ^[8] 将临界锈蚀深度计算公式表示为:

$$\delta_{\rm cr} = 0.012 \frac{c}{d} + 0.000 84 f_{\rm cu} + 0.018$$
 (7)

式中:d 为钢筋直径: f_{eu} 为混凝土抗压强度。式(7)的计算值与实测值的比值以 Ω_2 表示,其平均值和变异系数为1.014和0.183 $^{[12]}$,服从对数正态分布。

钢筋锈蚀速度一般以腐蚀电流密度表示,本文将保护层开裂前的腐蚀速度表示为:

$$\lambda_1 = 0.011 \ 6k_{i,\sigma} i_{corr} \tag{8}$$

式中: 腐蚀电流密度的应力影响系数 $k_{i,\sigma} = 1 + 1.5(\sigma_q/f_{yk})^3 \ge 0.5^{[2]}; i_{corr}$ 为钢筋锈蚀电流密度($\mu m/cm^2$),可表示为^[13]:

$$i_{\text{corr}}(t_{\text{p}}) = i_{\text{corr}}(1)0.85t_{\text{p}}^{-0.29}$$
 (9)

式中: t_p 为钢筋初锈开始时间; $i_{corr}(1)$ 为钢筋初锈时的腐蚀电流密度, $i_{corr}(1)$ = 37. 8 $(1-W/C)^{1.64}/c$, $i_{corr}(1)$ 的模型不定性 Ω , 的平均值和变异系数分别为 1.0 和 0.2, 服从正态分布^[14]。

钢筋开始锈蚀后 t_0 时刻钢筋的锈蚀深度为:

$$\delta_{\text{av}}(t_{p}) = \int_{0}^{t_{p}} \lambda_{1} dt = 0.014 k_{i,\sigma} \Omega_{3} i_{\text{corr}}(1) t_{p}^{0.71}$$
(10)

当 $\delta_{av}(t_p) = \delta_{cr}$ 时,混凝土保护层沿钢筋方向发生纵向开裂。引入不定性系数 Ω_{P_2} 和 Ω_{P_3} ,从而将钢筋初锈到混凝土保护层开裂时间 t_c 的概率模型表示为:

$$t_{c} = \left[\frac{0.864 \ 1 \frac{c}{d} 0.060 \ 5f_{eu} + 1.296 \ 1}{k_{i,\sigma} \Omega_{2} \Omega_{3} i_{eor}(1)} \right]^{1.4}$$
(11)

2 钢筋锈蚀率

目前,常用的钢筋锈蚀模型有均匀锈蚀模型和点蚀模型。氯离子引起的钢筋锈蚀一般是点蚀。从承载

力的角度考虑,构件的剩余承载力取决于钢筋的最小截面。因此,计算受腐蚀钢筋混凝土构件的剩余承载力,应采用点蚀模型。由于钢筋锈蚀是一个受宏观电流和微观电流耦合控制的过程,实际中无法对其进行区分,因此前面开裂时间计算采用的钢筋锈蚀深度是以宏观电流为基础的。这是因为当钢筋锈蚀率较大时,从宏观上看,仍具有均匀锈蚀的特征。目前,一般由试验结果确定点蚀系数 R(最大点蚀深度 δ_{\max} 与均匀锈蚀深度 δ_{av} 的比值),按均匀锈蚀建立锈蚀模型,再确定最大点蚀深度 δ_{\max} 。分析表明^[14],最大点蚀深度 δ_{\max} 通常为按均匀锈蚀模型确定的平均锈蚀深度 δ_{av} 的3~9倍。需要说明的是,此处的均匀锈蚀不是传统意义上沿钢筋圆周的均匀锈蚀,而是按一定长度的钢筋锈蚀段确定钢筋的平均锈蚀率。

钢筋锈蚀部分实际为月牙形、半圆形或其他形状。本文采用图 2 所示的点蚀模型。

t 时刻最大点蚀深度 $\delta_{max}(t)$ 与均匀锈蚀深度 δ_{av} 之间存在如下关系^[14]:

$$\delta_{\text{max}}(t) = R\delta_{\text{av}}(t) \tag{12}$$

式中:R 为点蚀系数,认为 R 服从平均值为 5.65、变异系数为 0.22 的极值 \mathbb{I} 型分布[14]。

2.1 钢筋锈蚀深度

钢筋初锈时间 t_i 和混凝土保护层开裂时间 t_i+t_c 分别是钢筋开始锈蚀和锈蚀速度加快的转折点,因此,结构性能劣化对钢筋初锈时间 t_i 和混凝土保护层开裂时间 t_i+t_c 非常敏感。由于钢筋锈蚀过程存在大量的不确定因素, t_i 和 t_i+t_c 应为随机变量。因此在 t 时刻进行观察时,可能会存在图 3 所示的 3 种情况。因此,本文将 t_i 和 t_i+t_c 作为随机变量,分 3 种情况建立锈蚀率模型,即:t 时刻未发生锈蚀($t_i>t$),t 时刻钢筋已锈蚀但混凝土保护层未开裂($t_i \leq t$ 且 $t_i+t_c>t$),t 时

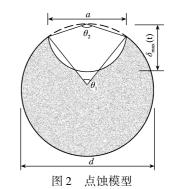


Fig. 2 Corrosion model

rig. 2 Corrosion model

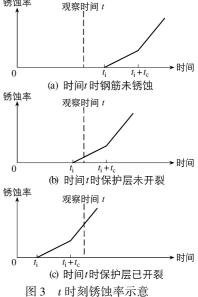


Fig. 3 Steel bar corrosion rate at time t

刻混凝土保护层已发生开裂 $(t_i+t_e \leq t)$ 。

根据图 3 及前面的公式, t 时刻钢筋平均锈蚀深度为:

$$\delta_{\text{av}}(t) = \begin{cases} 0 & , & t_{i} > t \\ \int_{t_{i}}^{t} \lambda_{1} dt = 0.014 k_{i} \sigma i_{\text{corr}}(1) (t - t_{i})^{0.71} & , & t_{i} \leq t \perp t_{i} + t_{c} > t \\ 0.014 k_{i} \sigma i_{\text{corr}}(1) t_{c}^{0.71} + \lambda_{2} (t - t_{i} - t_{c}) & , & t_{i} + t_{c} \leq t \end{cases}$$

$$(13)$$

由式(12)和(13), t时刻钢筋最大点蚀深度为:

$$\delta_{\max}(t) = \begin{cases} 0 & , & t_{i} > t \\ 0.014Rk_{i}\sigma i_{\text{corr}}(1)(t - t_{i})^{0.71} & , & t_{i} \leq t \perp t_{i} + t_{c} > t \\ R[0.014k_{i}, \sigma i_{\text{corr}}(1)t_{c}^{0.71} + \lambda_{2}(t - t_{i} - t_{c})] & , & t_{i} + t_{c} \leq t \end{cases}$$

$$(14)$$

2.2 钢筋锈蚀率

假设钢筋混凝土构件的钢筋直径相等,则t时刻钢筋的锈蚀率 $\eta(t)$ 为:

$$\eta(t) = A_{\text{nit}}(t)/A_0 \tag{15}$$

式中: A_0 为钢筋未锈蚀时的截面面积; $A_{pit}(t)$ 为点蚀引起的钢筋面积损失,可表示为[14]:

$$A_{\text{pil}}(t) = \begin{cases} A_1 + A_2 &, & \delta_{\text{max}}(t) < d/\sqrt{2} \\ \pi d^2/4 - A_1 + A_2 &, & d/\sqrt{2} \le \delta_{\text{max}}(t) \le d \end{cases}$$

$$\pi d^2/4 &, & \delta_{\text{max}}(t) > d$$
(16)

式中:
$$A_1 = 0.5[\theta_1(0.5d)^2 - a|0.5d - \delta_{\max}^2(t)/d|]; A_2 = 0.5[\theta_2\delta_{\max}^2(t) - a\delta_{\max}^2(t)/d]; \alpha = 2\delta_{\max}(t)$$

$$\sqrt{1 - (\delta_{\max(t)}/d)^2}; \theta_1 = 2\arcsin(a/d); \theta_2 = 2\arcsin(0.5a/\delta_{\max}(t))$$

3 钢筋锈蚀率的概率分析

以我国南方海洋环境中满足最低耐久性要求的钢筋混凝土梁为例,对钢筋锈蚀率 $\eta(t)$ 进行分析。分析中假设龄期降低系数 m=0.6;当前温度 T=25 °C;荷载水平 $\sigma_o/f_{vk}=0.5$ 。

3.1 相关变量统计参数

氯离子侵蚀过程中存在大量的不确定因素,锈蚀率模型中的参数应作为随机变量处理,其标准值和最低耐久性要求如表 1 所示,统计参数(均值系数 k 与变异系数 δ)和概率分布类型如表 2 所示。

表 1 变量的标准值和最低耐久性要求

Tab. 1 Characteristic values and minimum durability requirements of variables

参 数	大气区	浪溅区	水位变动区	文 献	参 数	大气区	浪溅区	水位变动区	文 献
c(mm)	50	50	50	[15]	C _s (%)	3.0	4.5	5.0	[8]
W/C	0.5	0.4	0.5	[15]	C _t (%)	0.55	0.4	0.55	[8]
$f_{\mathrm{cu,k}}(\mathrm{N/mm^2})$	30	40	30	[8]	$\lambda_2(\text{mm/a})$	0.05	0.05	0.06	[8]

表 2 各变量的统计参数和概率分布类型

Tab. 2 Statistical parameters and distribution of variables

变量	k	δ	分布	文献	变量		k	δ	分布	文献
\varOmega_1	1.168	0.356	对数正态	[6]	W/C		1.0	0.2	正态	[8]
$arOmega_2$	1.014	0.180	对数正态	[12]	d		1.0	0.018	正态	[17]
Ω_3	1.0	0.2	正态	[14]	f	C30	1.299	0.14	正态	[10]
$C_{ m t}$	1.0	0.3	正态	[8]	J _{cu} C40	C40	1.246	0.12	正心	[18]
$C_{ m s}$	1.0	0.5	对数正态	[8]	λ_2		1.0	0.2	正态	[8]
c	0.85	0.3	正态	[16]						

3.2 钢筋锈蚀率的概率分布与统计参数

接图 4 所示流程,采用 Monte-Carlo 方法模拟确定钢筋锈蚀率 $\eta(t)$ 。我国规范规定港口工程结构的设计使用寿命为 50 年。将[0,50]分为 50 个时间点,即 $t=1,2,\cdots$,50,对每个时点进行 $n=100\,000$ 次数值模拟,接图 5 计算锈蚀率的统计参数,其中 p_1 为 t 时刻钢筋未发生锈蚀的概率(图 6(a)), p_2 , μ_{η_2} 和 σ_{η_2} 分别为 t 时钢筋已锈蚀但保护层未开裂的概率及此种情况下锈蚀率的平均值和标准差(图 6(b)(d)(e)), p_3 , μ_{η_3} 和 σ_{η_3} 分别为 t 时保护层已开裂的概率与此种情况下锈蚀率的平均值和标准差(图 6(c)(f)(g))。 p_1 , p_2 和 p_3 满足 $p_1+p_2+p_3=1$ 。

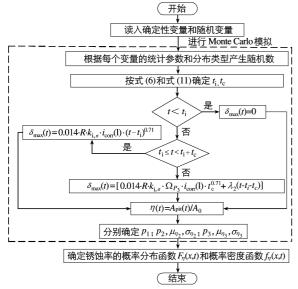


图 4 钢筋锈蚀率 $\eta(t)$ 的计算流程

Fig. 4 Calculation flowchart of $\eta(t)$

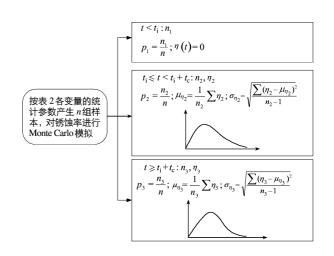


图 5 $p_1, p_2, p_3, \mu_{\eta_2}, \sigma_{\eta_2}, \mu_{\eta_3}$ 和 σ_{η_3} 的计算方法

Fig. 5 Calculation of $p_1, p_2, p_3, \mu_{\eta_2}, \sigma_{\eta_2}, \mu_{\eta_3}$ and σ_{η_3}

为考虑混凝土抗压强度与水灰比之间的相关性,本文将混凝土抗压强度和水灰比分别表示为:

$$W/C = \mu_{W/C} + \sigma_{W/C} Y_1; \quad f_{cu} = \mu_{f_{cu}} + \rho_c \sigma_{f_{cu}} Y_1 + \sqrt{1 - \rho_c^2} \sigma_{f_{cu}} Y_2$$
 (17)

式中: $\mu_{W/C}$, $\sigma_{W/C}$ 和 $\mu_{f_{eu}}$, $\sigma_{f_{eu}}$ 分别为水灰比和混凝土抗压强度的平均值和标准差; Y_1 , Y_2 分别为服从标准正态分布的随机变量; ρ_c 为 W/C 和 f_{eu} 之间的相关系数,此处取为-0.8。

Monte-Carlo 模拟得到的 p_1 , p_2 , p_3 , μ_{η_2} , σ_{η_2} , μ_{η_3} 和 σ_{η_3} 与时间的关系如图 6 所示。由图 6 (a) ~ (c) 可看出,钢筋未锈蚀的概率 p_1 和钢筋已锈蚀但保护层未开裂的概率 p_2 随观察时刻 t 的增加而减小,混凝土保护层发生开裂的概率 p_3 随观察时刻 t 的增加而增大。锈蚀率的平均值和标准差 μ_{η_2} , μ_{η_3} 和 σ_{η_2} , σ_{η_3} 随观察时刻 t 的增加而增大。

以 50 年为例,此时锈蚀率的直方图和拟合的概率密度曲线如图 7 所示。从图中可看出,锈蚀率服从双峰分布。概率密度曲线的 2 个峰分别表示 $t_i \le t < t_i + t_c$ 和 $t \ge t_i + t_c$ 时锈蚀率的概率密度。因此,钢筋锈蚀率 $\eta(t)$ 的概率密度函数可表示为:

$$f_{\eta}(x,t) = \begin{cases} p_1 \delta(x) &, & \eta = 0\\ p_2 f_{\eta_2}(x) + p_3 f_{\eta_3}(x) &, & 0 < \eta \le x \end{cases}$$
 (18)

式中: $f_{\eta_2}(x)$ 和 $f_{\eta_3}(x)$ 分别为 $t_i \le t < t_i + t_c$ 和 $t \ge t_i + t_c$ 时钢筋锈蚀率的概率密度函数; $\delta(x)$ 为脉冲函数, $\delta(0) = \infty$, $\int_{-\infty}^{+\infty} \delta(x) dx = 1$ 。

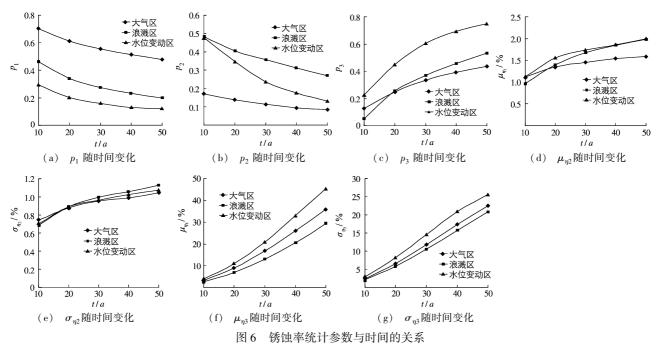


Fig. 6 Statistical parameters of corrosion rate versus time

从而,钢筋锈蚀率 $\eta(t)$ 的概率分布函数为:

$$F_{\eta}(x,t) = \begin{cases} p_1 & , & \eta = 0\\ p_1 + p_2 F_{\eta_2}(x) + p_3 F_{\eta_3}(x) & , & 0 < \eta \le x \end{cases}$$
 (19)

式中: $F_{\eta_2}(x)$ 和 $F_{\eta_3}(x)$ 分别为与 $f_{\eta_2}(x)$ 和 $f_{\eta_3}(x)$ 对应的概率分布函数。分析表明, $F_{\eta_2}(x)$ 和 $F_{\eta_3}(x)$ 均可用正态分布描述, 如图 7 所示。

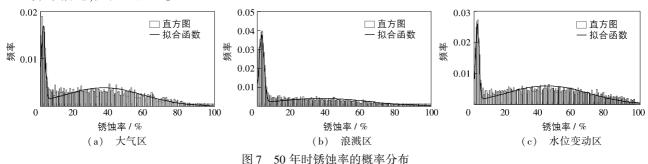


Fig. 7 Histograms of corrosion rate of 50 years

4 抗力衰减模型

钢筋混凝土结构构件的时变抗力通常表示为:

$$R(t) = g(t)R_0 \tag{20}$$

式中: R(t) 为构件 t 时刻的抗力; R_0 为构件钢筋未锈蚀时的抗力; g(t) 为抗力衰减函数。

对文献[2-5]的试验数据进行分析,抗力衰减函数 g(t)表示为:

$$g(t) = 1 - 0.77 [\eta(t)]^2 - 1.05 \eta(t)$$
 (21)

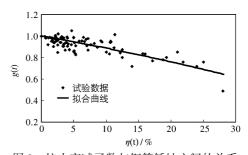


图 8 抗力衰减函数与钢筋锈蚀之间的关系 Fig. 8 Relationship between g(t) and $\eta(t)$

式(21)计算结果与试验结果的比较见图 8。试验值与式(21)计算值比值 Ω 。的平均值和标准差分别为 1.008 和 0.045, 服从对数正态分布。

钢筋混凝土构件的时变可靠度 5

5.1 功能函数与统计参数

可靠度分析中仅考虑永久荷载与码头堆货荷载相组合的情况,则时变功能函数为:

$$Z(t) = \Omega_4 \{1 - 0.77 [\eta(t)]^2 - 1.05\eta(t)\} R_0 - S_G - S_0$$
(22)

式中: S_{c} , S_{0} 分别为永久荷载效应和可变荷载效应。结构可靠指标的大小与荷载效应的具体取值无关,仅与 荷载效应比值 $\rho=S_{0k}/S_{Gk}$ 有关,此处假设 $\rho=2.5$ 。 受弯构件抗力 R_0 的统计参数 k=1.321 , $\delta=0.112$,呈对 数正态分布;永久荷载 S_c 的统计参数 $k=1.02,\delta=0.04$,呈正态分布;堆货荷载 S_o (年最大值)的统计参数 $k = 0.45, \delta = 0.244,$ 呈极值 I 型分布^[19]。

5.2 可靠度分析

结构可靠度分析一般可采用一次二阶矩方法,但该方法仅适用于概率密度曲线为单峰的情况。本文中, 由于钢筋锈蚀率 $\eta(t)$ 的概率密度曲线为双峰,不能直接采用一次二阶矩方法求解可靠指标,为此将式(22) 表示为:

$$Z(t|x) = \Omega_4(1 - 0.77x^2 - 1.05x)R_0 - S_G - S_0$$
(23)

式中: x 为 $\eta(t)$ 的实现值。首先令 $\eta(t)=x$,按式(23) 计算可靠指标 $\beta(t|\eta(t)=x)$ 。其次,采用一次二阶矩 与数值积分相结合的方法按下式计算构件的失效概率:

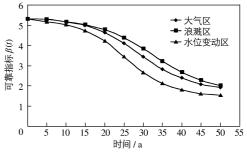
$$p_{f}(t) = \int_{0}^{1} \Phi[-\beta(t | \eta(t) = x)] f_{\eta}(x) dx =$$

$$\int_{0}^{1} \Phi[-\beta(t | \eta(t) = 0)] p_{1} \delta(x) dx + \int_{0}^{1} \Phi[-\beta(t | \eta(t) = x)] [f_{\eta_{2}}(x) + f_{\eta_{3}}(x)] dx =$$

$$p_{1} \Phi[-\beta(t | x = 0)] + \int_{0}^{1} \Phi[-\beta(t | \eta(t) = x)] [f_{\eta_{2}}(x) + f_{\eta_{3}}(x)] dx$$
(24)

式中: $f_n(x)$ 为锈蚀率的概率密度函数(式(18))。

由可靠指标与失效概率之间的关系 $\beta(t) = -\Phi^{-1}[p_f(t)]$ 即可求得构件不同时刻的可靠指标,3 种暴露 条件下可靠指标随时间的变化如图 9 所示。由图 9 可看出, 钢筋锈蚀使钢筋混凝土构件的可靠度降低,第50年时甚至 降到2.0以下。3种暴露条件下,水位变动区可靠指标的降 低最为明显,其次是大气区,浪溅区降低速度最缓慢。需要 注意的是,一般认为浪溅区钢筋的锈蚀比大气区和水位变动 区严重,从而浪溅区构件的可靠度下降得更快,但本文结果 并非如此。这是因为构件钢筋的锈蚀除与环境有关外,还与 采取的耐久性措施有关。本文结果是按规范最低耐久性要 求计算得到的,说明规范对浪溅区采取的耐久性措施要比大 气区和水位变动区高很多。



不同暴露条件的时变可靠指标 $\beta(t)$

Fig. 9 Time-variant reliability index $\beta(t)$ for different exposure conditions

结 语

针对海洋环境混凝土结构钢筋锈蚀过程的特性,分3种情况对钢筋锈蚀率进行了分析;基于试验数据建 立了剩余承载力计算模型;通过 Monte Carlo 模拟对钢筋混凝土梁的时变可靠度进行分析。分析得出如下 结论:

- (1)海洋环境中的钢筋混凝土构件, t 时刻的钢筋锈蚀率与钢筋初锈时间和混凝土保护层开始开裂时间 有关。钢筋锈蚀率服从正态-正态双峰分布。
- (2) 钢筋未发生锈蚀的概率和钢筋已经锈蚀但保护层未开裂的概率随暴露时间 t 的增加而减小,同时混凝土保护层已经开裂的概率随时间 t 的增加而增大。
 - (3)钢筋混凝土构件的可靠指标随时间明显降低。

参考文献:

- [1] MEHTA P K. Durability of concrete-fifty years of progress [C] // Proc of the 2nd International Conference on Concrete Durability, 1991, 126: 1-32.
- [2] 杨国平, 页金鑫, 吴锋, 等. 港工典型钢筋混凝土结构性能退化模型及其评估、预测方法的初步探讨[R]. 北京: 中交水运规划设计院有限公司, 2013. (YANG Guo-ping, GONG Jin-xin, WU Feng, et al. Discussion on performance degradation model and evaluation methods of reinforced concrete structures for port engineerings[R]. Beijing: CCCC Water Transportation Planning and Design Institute Co., LTD, 2013. (in Chinese))
- [3] 袁迎曙, 贾福平, 蔡跃. 锈蚀钢筋的力学性能退化研究[J]. 工业建筑, 2000, 30(1): 43-46. (YUAN Ying-shu, JIA Fuping, CAI Yue. Deterioration of mechanical behavior of corroded steel bar[J]. Industrial Construction, 2000, 30(1): 43-46. (in Chinese))
- [4] 宋嘉文, 詹元, 金慧珍, 等. 锈蚀钢筋力学性能研究[J]. 低温建筑技术, 2011(6): 8-10. (SONG Jia-wen, ZHAN Yuan, JIN Hui-zhen, et al. Research on mechanical properties of corroded steel bar[J]. Low Temperature Architecture Technology, 2011(6): 43-46. (in Chinese))
- [5] 沈德建,吴胜兴. 大气环境锈蚀钢筋混凝土梁力学性能试验研究及分析[J]. 土木工程学报, 2009, 42(8): 75-82. (SHEN De-jian, WU Sheng-xing. Experimental study and analysis on the mechanical performance of corroded reinforcement concrete beams in atmospheric environment[J]. China Civil Engineering Journal, 2009, 42(8): 75-82. (in Chinese))
- [6] THOMAS M D A, BENTZ E C. Life-365: Computer program for predicting the service life and life-cycle costs of reinforced concrete exposed to chlorides [R]. American Concrete Institute, Committee 365, Service Life Prediction, Detroit, Michigan, 2001.
- [7] 史波. 氯离子环境下基于概率和性能的混凝土结构耐久性研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2009. (SHI Bo. Probability and performance based on durability study for reinforced concrete structures in chloride environment [D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2009. (in Chinese))
- [8] JTJ 302-2006, 港口水工建筑物检测与评估技术规范[S]. (JTJ 302-2006. Technical specification for detection and assessment of harbour and marine structures[S]. (in Chinese))
- [9] SAETTA A V, SCOTTA R V, VITALIANI R V. Analysis of chloride diffusion into partially saturated concrete [J]. ACI Materials Journal, 1993, 90(5): 441-451.
- [10] 张建仁, 王华, 彭建新, 等. 多因素腐蚀环境下混凝土结构的初锈时间模型及其可靠度分析[J]. 长沙理工大学学报: 自然科学版, 2012, 9(1): 34-40. (ZHANG Jian-ren, WANG Hua, PENG Jian-xin, et al. Initiation time model and its reliability analysis for concrete structures under multi-corrosive factors [J]. Journal of Changsha University of Science and Technology (Natural Science), 2012, 9(1): 34-40. (in Chinese))
- [11] FRANCOIS R, ARLIGUIE G. Effect of microcracking and cracking on the development of corrosion in reinforced concrete members [J]. Magazine of Concrete Research, 1999, 51(2): 143-150.
- [12] 牛荻涛. 混凝土结构耐久性与寿命预测[M]. 北京: 科学出版社, 2003. (NIU Di-tao. Durability and life forecast of reinforced concrete structure[M]. Beijing: Science Press, 2003. (in Chinese))
- [13] LIU T, WEYERS R W. Modeling the dynamic corrosion process in chloride contaminated concrete structures [J]. Cement and Concrete Research, 1998, 28(3): 365-379.
- [14] VU K A T, STEWART M G. Structural reliability of concrete bridges including improved chloride-induced corrosion models [J]. Structural Safety, 2000, 22(4); 313-333.

- [15] JTJ 275-2000, 海港工程混凝土结构防腐蚀技术规范[S]. (JTJ 275-2000, Corrosion prevention technical specifications for concrete structures of marine harbour engineering[S]. (in Chinese))
- [16] CECS 220: 2007, 混凝土结构耐久性评定标准[S]. (CECS 220: 2007, Standard for durability assessment of concrete structures[S]. (in Chinese))
- [17] 史志华, 胡德炘, 陈基发, 等. 钢筋混凝土结构构件正常使用极限状态可靠度的研究[J]. 建筑科学, 2000, 16(6): 4-11. (SHI Zhi-hua, HU De-xin, CHEN Ji-fa, et al. Research on reliability of serviceability limit states for structural members of reinforced concrete[J]. Building Science, 2000, 16(6): 4-11. (in Chinese))
- [18] 贡金鑫, 魏巍巍. 工程结构可靠性设计原理[M]. 北京: 机械工业出版社, 2007. (GONG Jin-xin, WEI Wei-wei. Design principle of engineering structure reliability[M]. Beijing: China Machine Press, 2007. (in Chinese))
- [19] GB 50158-2010, 港口工程结构可靠性设计统一标准[S]. (GB 50158-2010, Unified standard for reliability design of port engineering structures[S]. (in Chinese))

A probability model for rebar corrosion loss and time-dependent reliability analysis of RC member

FENG Yun-fen¹, GONG Jin-xin¹, YANG Guo-ping², LI Rong-qing²

(1. Faculty of Infrastructure Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China; 2. CCCC Harbor Engineering Consultants Co., Ltd., Beijing 100007, China)

Abstract: Chloride-induced corrosion of reinforcing steel bar is a major factor that affects structural performance of reinforced concrete structures. It is important to acculately calculate the corrosion loss of the reinforcing steel bar. A probability model for corrosion rate is developed in this paper, in which both the time of corrosion initiation and the time of concrete cover cracking are treated as random variables which are related to uncertainties in the process of reinforcing steel bar corrosion. Statistical analysis of the corrosion rate is conducted by Monte Carlo simulation and the statistical parameters and distribution type of the corrosion rate are determined. Finally, an expression to depict the relationship between the resistance of the RC flexual member and the corrosion rate of the reinforcing steel bar is proposed based on the collected experimental data in literatures, and time-dependent reliability analysis of corroded RC member served in marine environment is performed. The analysis results show that the corrosion rate loss of steel bar follows a bimodal probability distribution. The probabilities of having no corrosion and no cover cracking reduce with the time increasing. The reliability indexes reduce significantly with time due to chloride-induced corrosion.

Key words: reinforced concrete member; time-dependent reliability; corrosion; Monte Carlo simulation