

基于可靠度的锈蚀钢筋混凝土结构使用寿命预测

史 波*, 赵国藩

(大连理工大学 土木水利学院, 辽宁 大连 116024)

摘要: 在役结构能否继续安全使用已成为结构工程师和管理决策者日益关心的重要问题. 针对一般大气环境下的锈蚀钢筋混凝土结构, 提出了基于结构性能的使用寿命预测模型. 该模型包括4个阶段, 即钢筋开始锈蚀阶段、混凝土锈胀开裂阶段、构件适用性达到容许程度所经历的阶段以及构件承载力达到最小可接受程度所经历的阶段. 根据实测的结构响应, 采用可靠度方法确定了在役结构使用寿命的每个时段. 该方法可用于在役钢筋混凝土结构剩余使用寿命评估及其维修加固决策.

关键词: 使用寿命; 可靠度; 锈蚀; 结构性能; 预测; 混凝土结构

中图分类号: TU311.2 **文献标识码:** A

长期以来, 由于原材料易得、造价低廉, 钢筋混凝土已成为各类工程建设领域中最主要的建筑材料之一, 广泛应用于公路及铁路桥梁、海洋及港口工程、工业与民用建筑以及水利工程中.

在环境侵蚀介质(如氯化物、二氧化碳等)作用下, 混凝土对钢筋的保护作用随着时间的推移而逐渐减弱, 最终导致混凝土中的钢筋发生锈蚀. 研究表明, 钢筋锈蚀是造成混凝土结构性能过早退化的主要原因, 它不仅减小了钢筋的有效截面, 而且改变了混凝土与钢筋接触面的性质, 导致粘结性能退化, 承载能力与适用性都明显下降, 剩余使用寿命大为缩短^[1, 2]. 由于剩余使用寿命预测是在役钢筋混凝土结构修复、加固或拆除的决策依据, 建立准确有效的结构使用寿命预测模型是一项重要的研究课题, 国内外学者对此进行了大量研究. Morinaga^[3]以氯离子引起钢筋锈蚀导致混凝土出现顺筋裂缝作为失效准则, 根据混凝土锈胀开裂时的钢筋锈蚀量与钢筋锈蚀速度之间的关系来预测构件的寿命. Amey等^[4]考虑混凝土表面环境状况、氯离子传输、周围介质温度、季节变换以及施工差异等因素的影响来预测处于不同环境中(水下区、浪溅区和上部结构)的混凝土构件的使用寿命. Weyers^[5]通过对90名资深工程

师的调查, 提出以构件损伤面积达12%作为耐久性极限状态, 并建立了桥梁构件寿命预测模型. Michael等^[6]考虑荷载与抗力随时间变化的特性, 采用时变可靠度分析方法预测退化混凝土桥梁的使用寿命. 赵尚传等^[7]提出了基于可靠性与经济优化相结合的在役混凝土结构剩余使用寿命评估准则, 并建立了相应的剩余使用寿命预测优化模型.

结构在服役期间受到诸多因素的影响, 而这些因素大部分是随机的, 因此结构的使用寿命也是一个随机变量, 利用可靠度方法来分析是比较合理的.

1 使用寿命的涵义

从广义上来讲, 混凝土结构的使用寿命应该是自建成投入使用直至报废或拆除重建所经历的时间. 在此期间, 结构报废或拆除的决策依据并不一定是结构自然寿命的终结(即倒塌), 还可能是: 1) 结构使用功能发生变化, 如桥梁的通车能力已不能满足当前日益增长的交通量的要求而不得不拆除重建; 2) 结构经过长期的使用, 性能退化严重, 如果继续保留使用而获得的经济效益要小于结构维修、加固总费用, 此时拆除或重建结构

收稿日期: 2005-03-20; 修回日期: 2006-12-01.

基金项目: 辽宁省交通科研重点资助项目(编号 0101).

作者简介: 史 波*(1971-), 男, 博士生, 工程师; 赵国藩(1924-), 男, 教授, 博士生导师, 中国工程院院士.

©1994-2015 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

是更经济、更合理的做法。

狭义的使用寿命是指结构建成并投入使用后,在正常使用和正常维护的条件下,仍具有其预定使用功能而不需维修的时间。这亦是本文所关心的使用寿命涵义。

2 使用寿命分段模型

对于混凝土结构使用寿命的预测,一个公认的模型就是 Tuutti 模型^[8],如图 1 所示。在该模型中,使用寿命由两个阶段组成,即锈蚀初始阶段及发展阶段。锈蚀初始阶段是指新建结构投入使用后,在外界侵蚀介质(如氯化物、二氧化碳等)的影响下,钢筋表面脱钝并开始锈蚀所经历的时间;锈蚀发展阶段是指钢筋开始锈蚀后,直至发展到可接受的最大锈蚀程度所经历的时间。Tuutti 模型概念清楚,但在使用当中如何确定可接受的最大锈蚀程度却是值得研究的问题。

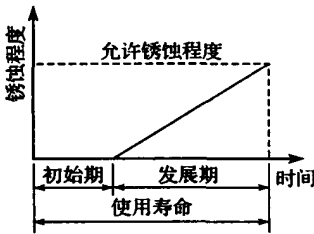


图 1 预测混凝土结构使用寿命的 Tuutti 模型
Fig. 1 Prediction model for service life of reinforced concrete structures by Tuutti

试验结果表明,当钢筋截面锈蚀率不到 5% 时,保护层混凝土即可能发生顺筋锈胀开裂,钢筋与混凝土之间的局部粘结性能有较大幅度下降,在构件性能上表现为横向裂缝开展和跨中挠度增加^[2,9]。不过,由于此时钢筋截面损失率较小,构件的承载力下降幅度并不大。因此,随着钢筋锈蚀的发展,结构的适用性很可能首先不能达到要求。若以承载力下降到某一限值作为使用寿命终结的标准,则结构使用寿命可由以下 4 个阶段构成(图 2):

- (1) 锈蚀控制阶段 $(0, T_i]$, 即结构建成并投入使用后,直至钢筋开始锈蚀所经历的时段;
- (2) 锈胀开裂控制阶段 $(T_i, T_c]$, 即从钢筋锈蚀直至保护层混凝土锈胀开裂为止所经历的时段;
- (3) 适用性控制阶段 $(T_c, T_s]$, 即从混凝土

锈胀开裂直到结构适用性达到容许程度所经历的时段;

- (4) 承载力控制阶段 $(T_s, T_f]$, 即从结构适用性不满足要求到承载力达到最小可接受程度所经历的时段。

图 1 和图 2 所示的模型之间最主要的区别在于,后者的各时段采用结构性能(如承载力或裂缝宽度等)作为终结标准。

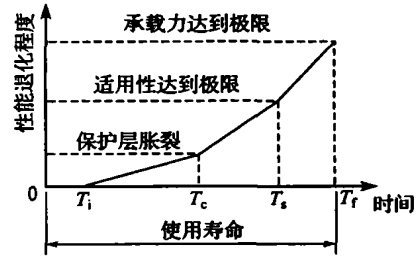


图 2 锈蚀混凝土结构使用寿命分段模型
Fig. 2 Model for service life of reinforced concrete structures affected by corrosion, with a division into four periods of lifetime

3 使用寿命各时段的确定方法

要预测结构的使用寿命,关键在于确定各特征时刻点(即 T_i 、 T_c 、 T_s 和 T_f),本文基于可靠性分析来确定各阶段的时间。

3.1 锈蚀开始时间 T_i

根据钢筋锈蚀的机理可知,钢筋表面脱钝是导致锈蚀发生的前提条件。对于大气环境中的混凝土结构,一般是将碳化深度达到钢筋表面作为钢筋脱钝、锈蚀开始的标志。

目前,公认的碳化深度预测模型为

$$x(t) = K \sqrt{t} \tag{1}$$

式中: $x(t)$ 为混凝土碳化深度 (mm); K 为碳化速度系数 (mm / $\sqrt{a}$); t 为结构服役的时间 (a)。

因此,一般大气环境下钢筋开始锈蚀的极限状态方程为

$$Z(t) = c - T_i \cdot x(t) = 0 \tag{2}$$

式中: $Z(t)$ 为结构功能函数; c 为混凝土保护层厚度 (mm); T_i 为碳化深度计算模式不确定系数。

钢筋发生锈蚀的概率及相应的可靠指标分别为

$$P_{ri} = P(c - T_i \cdot K \sqrt{t} < 0) \tag{3}$$

$$U_i = -H^{-1}(P_{ri}) \tag{4}$$

由式 (4) 求得的碳化可靠指标 U_1 是结构服役时间 t 的函数 (图 3), 若给定允许钢筋发生锈蚀的概率或可靠指标, 由式 (3) 或 (4) 即可确定钢筋开始锈蚀的时间 T_i . 在选取钢筋开始锈蚀的允许概率或目标可靠指标时, 不仅要考虑结构的技术状况, 还要考虑该结构的重要性, 即一旦结构的性能超越了极限状态后对社会、经济等方面造成影响的大小. 文献 [10] 基于建筑物的调查结果, 综合考虑了建筑物的社会文化重要性、日常安全性及构件的重要性, 建议了钢筋开始锈蚀的允许概率和相应的目标可靠指标, 如表 1 所示.

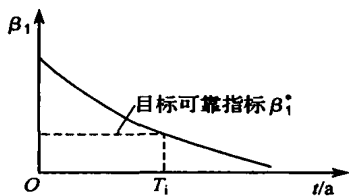


图 3 碳化可靠指标随时间变化曲线
Fig. 3 Time-varying reliability index with regard to the carbonation-induced corrosion of rebar

表 1 钢筋开始锈蚀的允许概率
Tab. 1 Allowable probability related to the initiation of reinforcement corrosion

构件	P_{f1}	U_1
预应力混凝土构件	0.1	1.25
普通混凝土构件	重要建筑	0.3
	一般建筑	0.5

3.2 锈胀开裂时间 T_c

研究表明, 随着锈蚀的发展, 钢筋与混凝土界面上生成的锈蚀层体积逐渐增大, 对钢筋周围的混凝土产生了显著的压力 (锈胀力). 一旦锈胀力超过了混凝土的抗拉强度, 保护层混凝土就会沿钢筋开裂, 致使钢筋锈蚀速度加快.

对于构件的角区混凝土而言, 侵蚀介质可能沿其两个表面侵入混凝土内部, 因而位于角区的钢筋可能最先发生锈蚀. 《混凝土结构耐久性评定标准》(征求意见稿) [11] 建议角区混凝土胀裂时钢筋的临界锈蚀深度 W_{cr} 的计算公式为

光面钢筋

$$W_{cr} = 0.012c/d + 0.00084f_{cu} + 0.022 \quad (5a)$$

变形钢筋

$$W_{cr} = 0.008c/d + 0.00055f_{cu} + 0.022 \quad (5b)$$

式中: d 为钢筋原直径 (mm); f_{cu} 为混凝土立方体抗压强度 (MPa).

根据理论分析, 快速锈蚀试验以及工程检测的结果, 混凝土保护层锈胀开裂前钢筋锈蚀深度 $W(t)$ 可表示为

$$W(t) = \lambda(t - T_i) \quad (6)$$

式中 λ 为混凝土胀裂前钢筋锈蚀速度 (mm/a), 可由下式确定 [12].

$$\lambda = 46k_{cr}k_{ce}e^{0.047(H_r - 0.45)}c^{2/3}f_{cu}^{-1.83} \quad (7)$$

式中: k_{cr} 为钢筋位置修正系数, 对角部钢筋取 1.6, 对中部钢筋取 1.0; k_{ce} 为小环境条件修正系数; H_r 为环境相对湿度.

因此, 混凝土锈胀开裂的极限状态方程可表示为

$$Z(t) = T_{cr}W_{cr} - T_cW(t) = 0 \quad (8)$$

式中: T_{cr} 、 T_c 分别为临界锈蚀深度与胀裂前钢筋锈蚀深度计算模式不确定系数.

混凝土保护层锈胀开裂的概率及相应的可靠指标分别为

$$P_{f2} = P[T_{cr}W_{cr} - T_cW(t) < 0] \quad (9)$$

$$U_2 = -H^{-1}(P_{f2}) \quad (10)$$

与确定锈蚀开始时间 T_i 类似, 如果事先确定了保护层锈胀开裂的允许概率或相应的可靠指标, 再根据 P_{f2} 或 U_2 与时间的关系, 即可求出锈胀开裂时间 T_c . 从混凝土保护层锈胀开裂与混凝土中的钢筋开始锈蚀这两种状态对结构性能的影响程度和人们对此的承受能力来看, 混凝土锈胀开裂的目标可靠指标应该比钢筋开始锈蚀的可靠指标高. 文献 [10] 参考表 1 的结果, 建议锈胀开裂的允许概率及相应的可靠指标如表 2 所示.

表 2 混凝土锈胀开裂的允许概率
Tab. 2 Allowable probability related to the corrosion-induced cracking of concrete

构件	P_{f2}	U_2
预应力混凝土构件	0.05	1.5
普通混凝土构件	重要建筑	0.15
	一般建筑	0.30

3.3 适用性达到极限状态的时间 T_s

混凝土结构在正常使用过程中, 由于荷载或锈蚀的影响, 产生了横向或纵向裂缝, 导致构件刚

度下降,挠度增加,对结构的适用性造成了不利影响. 横向或纵向裂缝的宽度、挠度等必须控制在一定的范围内.

混凝土保护层锈胀开裂后,钢筋锈蚀速度加快,混凝土与钢筋之间的粘结性能发生明显退化,构件的刚度显著降低^[2 9]. 纵向裂缝宽度对结构适用性的影响可能更为不利,因此,本文以纵向锈胀裂缝宽度达到限值的时间作为构件适用性达到极限状态的时间(T_s).

在实际工程中,往往需要根据纵向裂缝宽度来估计钢筋的锈蚀程度. 文献[13]根据试验结果提出了钢筋锈蚀率与纵向裂缝宽度之间的关系,经过转换可得到钢筋锈蚀深度与纵向裂缝宽度之间的关系为

角部的光面钢筋

$$w_z = 14.6W_z(1 - W_z/d) - (0.011f_{cu} + 0.024c + 1.181) \tag{11a}$$

角部的变形钢筋

$$w_z = 11.6W_z(1 - W_z/d) - 0.023f_{cu} + 0.051 \tag{11b}$$

式中: w_z 为纵向裂缝宽度 (mm); W_z 为纵向裂缝宽度等于 w_z 时钢筋的锈蚀深度 (mm).

在上式中,锈蚀深度 W 应该是混凝土胀裂时刻的锈蚀深度 W_r 与胀裂以后增加的锈蚀深度 $\dot{W}$ 之和. W_r 可由式 (5) 确定,而 $\dot{W}$ 可表示为

$$\dot{W} = \lambda'(t - T_c) \tag{12}$$

式中: λ' 为混凝土胀裂后钢筋的锈蚀速度 (mm/a),可由下式确定^[14]:

$$\lambda' = 0.0116i_{corr}(t) \tag{13}$$

式中: $i_{corr}(t)$ 为钢筋开始锈蚀后 t 时刻的腐蚀电流密度 ($\mu A/cm^2$),由现场实测.

若将混凝土构件纵向裂缝宽度允许达到的某一限值 $[w_z]$ 作为广义抗力,构件使用过程中产生的纵向裂缝宽度 $w_z(t)$ 作为广义荷载效应,则极限状态方程可表示为

$$Z(t) = [w_z] - T_z w_z(t) = 0 \tag{14}$$

式中 T_z 为纵向裂缝宽度计算模式不确定系数.

对于 $[w_z]$ 值的选取,不但要考虑结构耐久性的要求,还要兼顾使用者的安全感,本文暂取 $[w_z] = 0.3\text{ mm}$. 根据式 (14),即可求出构件纵向裂缝达到不同宽度时的概率 P_{f3} 和相应的可靠指标 U_3 . 为了确定适用性达到极限状态所需时间,还

要明确给出相应的允许概率. 由现行的《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB 50068- 2001) 和《结构可靠性总原则》(ISO 2394 1998)^[15] 的规定,构件正常使用极限状态的目标可靠指标,根据可逆程度取为 0~ 1.5. 而《公路工程结构可靠度设计统一标准》(GB/T 50283- 1999) 指出,以 $U_{min} = 1.0$ 作为正常使用极限状态设计的最小控制值. 由于锈胀裂缝的产生是不可逆的过程,一旦出现将对结构或构件产生永久损伤,再加上出于安全和协调建筑、公路两个工程领域《统一标准》的考虑,建议混凝土构件限制纵向裂宽的目标可靠指标 U_3 取 1.0~ 1.5.

3.4 承载力达到极限状态的时间 T_t

在役结构受弯构件的承载力主要与混凝土的强度、锈蚀钢筋的屈服拉力以及二者之间的粘结性能有关.

(1) 一般大气环境下混凝土强度的经时变化

文献[16]的分析结果表明,混凝土强度的平均值随时间先增长后下降,标准差随时间增大,其经时变化模型分别为

$$\bar{f}_{cu}(t) = \bar{f}_{cu0} \{ 1.4529 \exp[-0.0246(\ln t - 1.7154)^2] \} \tag{15}$$

$$\sigma_{f_{cu}}(t) = \sigma_{f_{cu0}}(0.0305t + 1.2368) \tag{16}$$

式中: $\bar{f}_{cu}(t)$ 、 $\sigma_{f_{cu}}(t)$ 分别为服役 t 年后混凝土立方体抗压强度的平均值与标准差; $\bar{f}_{cu0}$ 、 $\sigma_{f_{cu0}}$ 分别为混凝土 28 d 立方体抗压强度的平均值与标准差.

(2) 锈蚀钢筋屈服拉力的变化

钢筋锈蚀后,由于截面损失和屈服强度的降低,钢筋的屈服拉力有所下降,即

$$\frac{F_{y,c}}{F_{y0}} = \frac{f_{y,c}A_{s,c}}{f_{y0}A_{s0}} = k_y(1 - Z_s) \tag{17}$$

式中: $F_{y,c}$ 、 F_{y0} 分别为锈蚀钢筋与未锈钢筋的屈服力; $f_{y,c}$ 、 f_{y0} 分别为锈蚀钢筋与未锈钢筋的屈服强度; $A_{s,c}$ 、 A_{s0} 分别为锈蚀钢筋与未锈钢筋的有效截面面积; k_y 为锈蚀钢筋屈服强度降低系数; Z_s 为钢筋的锈蚀率.

文献[17]通过试验得到了 k_y 与 Z_s 之间的关系式,即

$$k_y = 0.986 - 1.038Z_s \tag{18}$$

因而锈蚀钢筋的屈服拉力为

$$F_{y,c} = (0.986 - 1.038Z_s)(1 - Z_s)f_{y0}A_{s0} \tag{19}$$

(3) 锈蚀钢筋与混凝土之间粘结性能的退化

研究表明^[1 2 9],随着钢筋锈蚀量的增加,特别是保护层锈胀开裂后,钢筋与混凝土之间不能建立起足够的粘结应力,从而导致构件极限承载力下降.因此,对于锈蚀混凝土构件的受拉钢筋必须乘以一个协同工作降低系数 k_s ,以考虑粘结退化对构件抗弯承载力的影响.文献[18]建议 k_s 的计算模型为

$$k_s = \begin{cases} 1.0, & w \leq w_a \\ 1.0 - U(w - 0.25); & w_a \leq w \leq w_b \\ k_{s, \min}; & w \geq w_b \end{cases} \quad (20)$$

式中 w 为锈胀裂缝宽度 (mm),其余变量的物理含义及其取值可见文献[18].

由上述可知,若不考虑钢筋锈蚀过程中受弯构件截面宽度和有效高度的变化,则其承载力(以单筋截面为例)可表示为

$$M_u(t) = k_s F_{y,c}(t) \left[h_0 - \frac{k_s F_{y,c}(t)}{2b f_c(t)} \right] \quad (21)$$

式中: b h_0 分别为构件截面的宽度和有效高度; $f_c(t)$ 为服役 t 年后混凝土的轴心抗压强度.

若已知结构的永久荷载效应为 S_G ,可变荷载效应为 $S_Q(t)$,则在某一基本组合下结构的功能函数可表示为

$$Z(t) = R(t) - S_G - S_Q(t) = K_P R_P(t) - S_G - S_Q(t) \quad (22)$$

式中: $R(t)$ 为 t 时刻结构的抗力; K_P 为构件抗力计算模式不确定性系数; $R_P(t)$ 为按式(21)计算的结构抗力.

在时段 $[0, t]$ 内,结构的失效概率可表示为

$$P_{f4} = P\{\min[R(t) - S_G - S_Q(t)] < 0\} =$$
$$P[K_P R_P(t) - S_G - S_{QT} < 0] \quad (23)$$

式中 S_{QT} 为 $[0, t]$ 内可变荷载效应 $S_Q(t)$ 的最大值随机变量.

相应的可靠指标为

$$U_4 = -H^{-1}(P_{f4}) \quad (24)$$

文献[19 20]根据工程经验建议,当在役结构构件的实际可靠指标 U_4 小于 $0.85U_0$ 时 (U_0 即设计基准期内的目标可靠指标),认为该构件已处于破损状态,应视其破损程度及构件的重要性、破损后果、维修或重建的费用等条件,采取相应的处理措施,如加固补强、拆除重建等.因此,可将 $U_4 = 0.85U_0$ 作为承载力达到极限状态的标志,以确定时间 T_f .

4 算例分析

北方某地区的一座钢筋混凝土简支 T 梁桥,安全等级为二级,设计基准期内目标可靠指标 $U_0 = 4.2$,已经服役 30 a.该桥计算跨径为 19.5 m, T 梁截面如图 4 所示.经检测,混凝土抗压强度、保护层厚度、碳化速度系数等参数的均值、标准差列于表 3 内;锈胀裂缝宽度 $w = 1.4$ mm,腐蚀电流密度 $i_{\text{corr}} = 2 \mu\text{A}/\text{cm}^2$.试确定该桥的剩余使用寿命(即需要维修加固的时间).

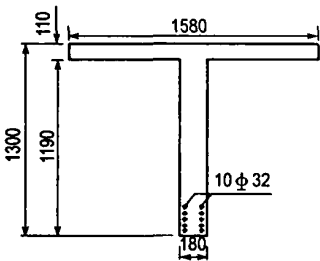


图 4 T 梁跨中截面示意图 (单位: mm)

Fig. 4 Schematic illustration of normal section at mid-span for T-beam (unit mm)

表 3 桥梁部分检测结果

Tab. 3 Partial results from bridge inspection

参数	f_{cu}/MPa	f_{yk}/MPa	c/mm	d/mm	A_{so}/mm^2	$K/(\text{mm}^3 \cdot \text{a}^{-0.5})$	$S_G/(\text{kN} \cdot \text{m})$	$S_{QT}/(\text{kN} \cdot \text{m})$
平均值	28.66	368.87	33.8	32	8 043	7.374	770.3	734.8
标准差	5.52	26.52	13.1	0.79	281.5	1.073	24.96	220.4
分布类型	正态	正态	正态	正态	正态	正态	正态	极值 I

根据实测结果及相关文献[10 17 21]的统计参数,由以上各式可得到可靠指标 $U_1 \sim U_4$ 随时间变化的情况,如图 5~ 8 所示.若使用寿命各阶

段分别采用以下目标可靠指标:

$$U_1 = 0.5, U_2 = 1.0, U_3 = 1.0,$$

$$U_4 = 0.85U_0 = 3.57$$

则由图 5~ 8可确定:

$$T_i = 14.8\text{ a}, T_c = 22.1\text{ a}, T_s = 25.3\text{ a}, T_f = 40\text{ a}$$

可见,在正常使用和正常维护条件下该桥的使用寿命为 40 a,剩余使用寿命为 10 a.

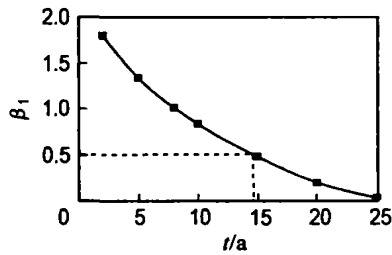


图 5 U_1 随时间变化的曲线

Fig. 5 Time-varying reliability index U_1

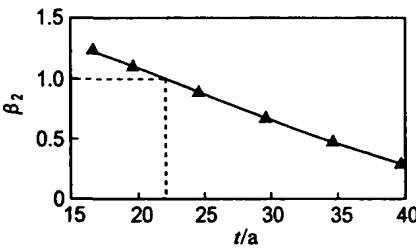


图 6 U_2 随时间变化的曲线

Fig. 6 Time-varying reliability index U_2

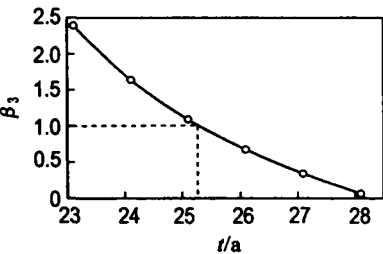


图 7 U_3 随时间变化的曲线

Fig. 7 Time-varying reliability index U_3

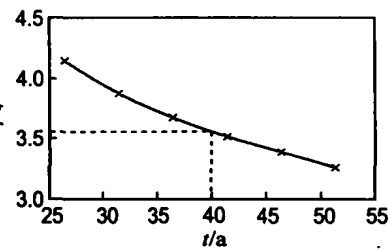


图 8 U_4 随时间变化的曲线

Fig. 8 Time-varying reliability index U_4

5 结 语

基于在役结构生命周期特点,建立了预测一般大气环境下锈蚀钢筋混凝土结构使用寿命的四阶段模型.对于该模型的每一阶段,以结构性能(如承载力或锈胀裂缝宽度等)达到极限状态作为本阶段终结的标准,并采用可靠度分析方法确定各阶段所经历的时间长度.该模型可用于在役钢筋混凝土结构剩余使用寿命评估,并为维修加固决策提供一定依据.

参考文献:

[1] RODRIGUEZ J, ORTEGA L M, CASAL J. Load carrying capacity of concrete structures with corroded reinforcement [J]. **Constr and Building Mater**, 1997, 11(4): 239-248

[2] CABRERA J G. Deterioration of concrete due to reinforcement steel corrosion [J]. **Cem & Concr Compos**, 1996, 18(1): 47-59

[3] MORINAGA S. Prediction of service lives of reinforced concrete buildings based on the corrosion rate of reinforcing steel [C] // BAKER J M, NIXON P J, MAJUMDAR A J, *et al.* **Proceedings of the 5th International Conference on Durability of Building Materials and Components**. London: E & F. N. Spon, 1990: 5-16

[4] AMEY S L, JOHNSON D A, MILTENBERGER M A, *et al.* Predicting the service life of concrete marine structures: An environmental methodology [J]. **ACI Struct J**, 1998, 95(2): 205-214

[5] WEYERS R E. Service life model for concrete structures in chloride laden environments [J]. **ACI Mater J**, 1998, 95(4): 445-453

[6] MICHAEL P E, DAN M F. Service-life prediction of deteriorating concrete bridges [J]. **J Struct Eng**, 1998, 124(3): 309-317

[7] 赵尚传,赵国藩,贡金鑫. 在役混凝土结构最优剩余使用寿命预测 [J]. **大连理工大学学报**, 2002, 42(1): 83-88

(ZHAO Shang-chuan, ZHAO Guo-fan, GONG Jin-xin. Optimum prediction of remaining service life of existing concrete structures [J]. **J Dalian Univ Technol**, 2002, 42(1): 83-88)

[8] TUUTTI K. Corrosion of steel in concrete [R]. Swedish Cement and Concrete Research.

Institute, 1982

- [9] AL-SULAIMANI G J, KALEEMULLAH M, BASUNBUL L A, *et al.* Influence of corrosion and cracking on bond behavior and strength of reinforced concrete members [J]. **ACI Struct J**, 1990, **87**(2): 220-231
- [10] 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
- [11] 张 誉, 蒋利学, 张伟平, 等. 混凝土结构耐久性理论 [M]. 上海: 上海科学技术出版社, 2003
- [12] 徐善华, 牛荻涛, 王庆霖. 大气环境条件下混凝土中钢筋的锈蚀 [J]. 建筑技术, 2003, **34**(4): 267-269
- [13] 惠云玲. 混凝土结构中钢筋锈蚀程度评估和预测试验研究 [J]. 工业建筑, 1997, **27**(6): 6-9
- [14] VAL D V, MELCHERS R E. Reliability of deteriorating RC slab bridges [J]. **Struct Eng**, 1997, **123**(12): 1638-1644
- [15] 赵国藩, 金伟良, 贡金鑫. 结构可靠度理论 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000
- [16] 牛荻涛, 王庆霖. 一般大气环境下混凝土强度经时变化模型 [J]. 工业建筑, 1995, **25**(6): 36-38
- [17] 张平生, 卢 梅, 李晓燕. 锈损钢筋的力学性能 [J]. 工业建筑, 1995, **25**(9): 41-44
- [18] 牛荻涛, 卢 梅, 王庆霖. 锈蚀钢筋混凝土梁正截面受弯承载力计算方法研究 [J]. 建筑结构, 2002, **32**(10): 14-17
- [19] 赵国藩. 工程结构可靠性理论与应用 [M]. 大连: 大连理工大学出版社, 1996
- [20] GB 50292- 1999, 民用建筑可靠性鉴定标准 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999
- [21] 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

Reliability-based service life prediction of steel-corroded concrete structures

SHI Bo^{*}, ZHAO Guo fan

(School of Civil and Hydraul. Eng., Dalian Univ. of Technol., Dalian 116024, China)

Abstract The possibility of safely extending the service life of the existing structures is a problem that has become more and more important for the structural engineers and asset managers. A performance-based model for service life prediction of the steel-corroded concrete structures located in an atmospheric environment is presented. In this model, the life cycle of in-service concrete structures consists of four phases of lifetime, e. g., the time periods from the completion of a newly-built structure to corrosion initiation in the structure, from the initiation of corrosion to corrosion-induced concrete cracking, from the concrete cracking to acceptable longitudinal crack width, and from loss in serviceability to acceptable ultimate limit state. Based on the structural response measured by strength and serviceability, reliability approaches were employed to determine the time period for each phase of service life. The method presented can be used to assess residual life of the existing structures in an atmospheric environment and make decisions with regard to its maintenance and strengthening for structural engineers and asset managers.

Key words service life; reliability; corrosion; structural performance; prediction; concrete structures