

文章编号:1671-8879(2014)06-0107-10

钢筋混凝土桥梁锈胀开裂时间模型敏感性

赵 珺^{1,2}, 牛荻涛²

(1. 西安建筑科技大学 理学院, 陕西 西安 710055; 2. 西安建筑科技大学 土木工程学院, 陕西 西安 710055)

摘 要:为了对氯离子侵蚀下在役钢筋混凝土桥梁进行全寿命预测,需要选择更为合理的混凝土锈胀开裂时间模型。分别应用单因素变化、多因素变化和敏感性指标对在氯离子侵蚀环境下的10个开裂时间模型进行敏感性分析,得到开裂时间 t_{cr} 对各输入参数的敏感性大小,并确定出合适的模型。研究表明:3种敏感性分析方法的结果基本一致;单因素敏感性分析得出开裂时间 t_{cr} 对钢筋锈蚀率 i_{corr} (j_{corr})、锈蚀物密度 ρ_r 、氯离子渗透区域 δ_0 、钢筋摩尔质量与锈蚀物的质量之比 α_m 的敏感性较高,这4个参数属于模型中的重要参数;多因素敏感性分析得出 t_{cr} 对 i_{corr} 的敏感性增强,同时发现混凝土保护层厚度 c 、钢筋直径 d 和混凝土抗拉强度 f_t 变化所引起的 t_{cr} 变化率的改变也较为显著;敏感性指标分析得出参数 c 、 d 和 f_t 的敏感性较单(多)参数分析略有提高;包含以上7个参数,确定文献[4]提出的模型8为适于工程应用的合理模型。

关键词:桥梁工程;氯离子侵蚀;敏感性分析;开裂时间模型

中图分类号:U448.34

文献标志码:A

Corrosion cracking time models sensitivity of reinforced concrete bridge

ZHAO Jun^{1,2}, NIU Di-tao¹

(1. School of Science, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an 710055, Shaanxi, China; 2. School of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an 710055, Shaanxi, China)

Abstract: In order to predict the full life of existing reinforced concrete bridge affected by chloride contamination, a more reasonable time model of concrete corrosion cracking needs to be selected. Univariate changes, multivariate changes and sensitivity index were used to analyze the ten concrete cover cracking time models under the condition of chloride contamination environment, and the sensitivity of cracking time t_{cr} to each input parameter was obtained. Then, the appropriate cracking time model was determined. The results show that the results of three sensitivity analysis methods are almost consistent. Univariate sensitivity analysis shows that t_{cr} has higher sensitivity for i_{corr} (j_{corr}), ρ_r , δ_0 , α_m , which belongs to four important parameters in the model. Multivariate sensitivity analysis shows that the sensitivity of t_{cr} to i_{corr} increases, and the change rate of t_{cr} caused by the changes of c , d and f_t is also notable. Analysis of sensitivity index shows that sensitivities of c , d and f_t are slightly elevated. Considering the seven parameters above, this pa-

收稿日期:2014-07-15

基金项目:国家自然科学基金项目(51278403, 50725824);陕西省“13115”科技创新工程项目(2010ZDKG-55);

陕西省教育厅科学研究计划项目(14JK1419)

作者简介:赵 珺(1980-),女,陕西西安人,讲师,工学博士研究生,E-mail:tongfeibridge@126.com。

per concludes that the model eight proposed by Liu and Weyers is reasonable model for engineering applications. 4 tabs, 7 figs, 25 refs.

Key words: bridge engineering; chloride contamination; sensitivity analysis; cracking time model

0 引言

在正常情况下混凝土桥梁结构中的钢筋处于混凝土的高碱性环境中,保持钝化状态,不会发生锈蚀。但是,如果混凝土的表面发生碳化,同时钢筋表面附有一定量的氯离子时,钢筋就会开始慢慢发生锈蚀。钢筋锈蚀达到一定程度后,将会导致混凝土表面产生裂缝。确定混凝土开始产生裂缝的时间 t_{cr} ,对在役钢筋混凝土桥梁结构的全寿命预测分析、加固以及养护管理都是至关重要的。

目前,关于时间 t_{cr} 的模型有由试验得到的经验模型、通过力学计算得到的分析模型,还有经过有限元模拟得到的数值模型。经验模型是基于实验室快速电化学腐蚀得到的。Mai 等基于现场检测和实验室方法,通过考虑混凝土水灰比、保护层厚度和表面氯离子浓度等参数,提出了第一个混凝土开裂时间的公式^[1];后来的学者多次基于该公式提出了新的修正公式,如 Purvis 等通过考虑氯离子浓度的时间变化对该公式进行了修改^[2]。

分析模型是基于固体力学提出的,并通过锈蚀速率反映钢筋的锈蚀过程。公式中的钢筋锈蚀率是一个电化学快速锈蚀的实验室参数,所以分析模型中也包含了实验模型的部分。Bazant 对钢筋锈蚀产物导致的保护层开裂进行了弹性分析,同时考虑钢筋锈蚀速率,并通过扩散定律和欧姆定律描述了混凝土腐蚀开裂的发展过程^[3];Liu 等认为钢筋周围的孔洞与微裂缝可以容纳一部分锈蚀产物,由此对 Bazant 公式进行了修正^[4]。钢筋锈蚀范围的不断扩大所导致的混凝土开裂,很多学者还采用有限元数值模型进行分析。数值模型的缺点是仅仅只适用于某条件下所研究的对象,无法给出具有普适性的确定性模型。Takewake 等使用有限元模型对遭受腐蚀的桥面板进行了分析^[5];Liang 等在数值模型中通过对钢筋腐蚀边缘施加拉应力,模拟腐蚀产物对混凝土产生的内部压力,同时使用回归分析得到了混凝土开裂时间的模型公式^[6]。

以上各类模型中,影响在役钢筋混凝土桥梁开裂时间的参数不尽相同,开裂时间对每一个参数变化的敏感性也不相同。桥梁工程的设计和加固,工程师在实际工作中所选取的 t_{cr} 模型,会直接影响分

析结果,所以选取合理的开裂模型显得尤为重要。为此,本文选取了 10 个混凝土开裂时间模型,并对模型中的输入参数进行敏感性分析,即分析输入参数的变化对开裂时间的影响,分别采用单因素变化敏感性分析、多因素变化敏感性分析和敏感指标分析 3 种方法,最终得到混凝土锈胀开裂时间对各输入参数的敏感性大小。

1 氯离子侵蚀下钢筋混凝土材料劣化

位于海洋环境、冬季撒除冰盐以及盐渍地区的钢筋混凝土桥梁结构,面临的腐蚀环境主要是氯盐腐蚀。在氯离子侵蚀下混凝土桥梁表面被污染,钢筋发生锈蚀,截面减小,锈蚀产物体积的不断增大导致混凝土开裂和脱落。钢筋混凝土材料力学性能发生劣化,导致结构的安全性和可靠性大幅度降低,使得结构未达到其预期的设计使用寿命就已经发生破坏或倒塌。常用描述混凝土桥梁结构服役寿命的模型为三阶段模型^[4]:钢筋发生锈蚀的开始阶段;锈蚀的扩展阶段;混凝土出现裂缝和裂缝的扩大以及结构损伤的发展阶段。其中,钢筋锈蚀的扩展阶段是锈蚀产物慢慢填充钢筋和混凝土之间空隙的过程,当空隙中的锈蚀产物达到临界值之后,混凝土开始产生裂缝,结构开始发生损伤,直至倒塌。

1.1 钢筋锈蚀

钢筋锈蚀是复杂的电化学过程,氯离子在其中充当了酸化剂和催化剂的角色,反应实质是在水和氧气的作用下铁元素失去电子,发生氧化反应。含有氯离子的溶液以扩散或毛细孔吸附的方式,进入混凝土内部达到钢筋表面,当其含量超过临界值时,混凝土孔隙溶液的 pH 值由高碱性慢慢趋于中性和酸性,钢筋表面的钝化膜遭到破坏,钢筋开始发生锈蚀。

锈蚀类型可以分为均匀锈蚀和局部锈蚀,均匀锈蚀是由钢筋附近大面积的高含量氯离子所导致。局部锈蚀则是在很小的钢筋表面,较高含量的氯离子所引起的。在实际工程中多以点蚀和坑蚀这样的局部锈蚀为主,且局部锈蚀的危害较均匀锈蚀更大^[7]。锈蚀产物的成分一般有 FeO 、 Fe_2O_3 、 Fe_3O_4 、 $\text{Fe}(\text{OH})_2$ 、 $\text{Fe}(\text{OH})_3$,以及水合物 $m \cdot \text{Fe}(\text{OH})_2 + n \cdot \text{Fe}(\text{OH})_3 + p \cdot \text{H}_2\text{O}$;其中 m 、 n 、 p

分别由 pH 值、含氧量和湿度确定。锈蚀产物的体积按照上述顺序依次增大,所以锈蚀产物所包含的成分直接决定了锈蚀产物的密度和体积大小,以及混凝土开裂时间的早晚^[4]。

1.2 混凝土开裂

钢筋的锈蚀产物包裹在钢筋表面,对混凝土会产生锈胀力。混凝土作为多相颗粒状复合材料,内部会有先天性的微裂缝和微孔隙。在锈胀力的作用下,原有微裂缝和微孔隙扩展成宏观裂缝,并随着锈胀力的增大而进一步扩展。

钢筋引起混凝土锈胀开裂的过程主要分为以下 4 个阶段^[7]。

- (1) 自由填充阶段。钢筋的锈蚀产物首先慢慢填充钢筋和混凝土之间的微孔隙,锈蚀量较小时,孔隙在没有填满之前不会对混凝土产生锈胀力。
- (2) 锈胀应力产生阶段。钢筋的锈蚀量达到临界值后,钢筋周围的混凝土界面上就开始产生膨胀压应力,随着锈蚀量的增大,压应力不断增大。钢筋锈蚀同时也是一个动态的过程,当锈蚀产物达到一定量后,锈蚀量还将会慢慢下降。
- (3) 裂缝出现阶段。当膨胀应力达到混凝土抗拉强度时,混凝土开始出现裂纹。
- (4) 裂缝扩展阶段。混凝土的初始裂缝开始进

一步发展,沿着锈蚀钢筋形成更大更长的裂缝,成为氯离子等侵蚀性物质进入混凝土内部的直接通道,进而加速钢筋的锈蚀。

2 混凝土锈胀开裂的时间模型

混凝土出现裂缝之后,将会加速钢筋的锈蚀。因此,从混凝土锈胀开裂的时间 t_{cr} 模型中,选择合适的模型,是准确分析在役混凝土桥梁结构承载力、抗震性能以及加固时间和方法的基础。根据已有的文献资料,找出 6 个经验模型和 4 个分析模型。

2.1 经验模型

通过快速电化学腐蚀试验,并对实验室数据进行回归分析,就可以得到开裂时间的经验模型。常用的经验模型中包含的主要参数有锈蚀速率 i_{corr} , 临界锈蚀量 w_{cr} ,保护层厚度 c ,钢筋直径 d 。Beaton 等建立的模型是最早基于实验室数据得到的经验模型^[1],基于该模型,Purvis 等加入随时间变化的混凝土表面氯离子浓度 C_s ,并对其模型进行了改进^[2]。后来,Morinaga 等将构件几何尺寸 c 、 d 作为参数,Andrade 等将钢筋临界腐蚀深度 x_0 作为参数,Torres-Acosta 等将钢筋锈蚀长度 L 作为参数,分别引入各自的经验模型中^[8-12]。经验模型如表 1 所示。

表 1 经验模型
Tab. 1 Empirical model

模型编号	模型公式	参数	来源
1	$t_{cr} = \left[\frac{0.052c^{1.22}t^{0.21}}{C_s^{0.42}p} \right]^{0.83}$	c : 混凝土保护层厚度(mm) C_s : 混凝土表面氯离子质量分数(%) t : 测 C_s 的时间,即任何时间(年) p : 水灰比	Purvis 等 ^[2]
2	$t_{cr} = \frac{w_{cr}}{j_{corr}} = 0.0365 \frac{0.602(1+2c/d)^{0.85}}{j_{corr}}$	j_{corr} : 单位面积内的锈蚀量($g \cdot mm^{-2} \cdot 年^{-1}$) d : 钢筋直径(mm) w_{cr} : 钢筋临界锈蚀率($\mu A \cdot cm^{-2}$)	Morinaga ^[8]
3	$t_{cr} = x_0 / 0.0116i_{corr}$	x_0 : 钢筋临界腐蚀深度(mm) i_{corr} : 钢筋锈蚀率($\mu A \cdot cm^{-2}$)	Andrade 等 ^[10]
4	$t_{cr} = x_0 / 0.0116i_{corr} = \frac{[83.8 + 7.4(c/d) - 22.6f_t] \times 10^{-3}}{0.0116i_{corr}}$	f_t : 混凝土抗拉强度(mm)	Rodriguez 等 ^[11]
5	$t_{cr} = \frac{1.25c \times 10^{-3}}{0.0116i_{corr}}$		Webster ^[9]
6	$t_{cr} = x_0 / 0.0116i_{corr} = \frac{0.11(c/d)[(c/L)+1]^2}{0.0116i_{corr}}$	L : 钢筋的锈蚀长度(mm)	Torres-Acosta 等 ^[12]

2.2 分析模型

分析模型是根据固体力学理论推导得出预测混凝土表面锈胀开裂时间的模型,模型中同样也包含描述钢筋锈蚀速率的参数 i_{corr} 或锈蚀量 j_{corr} 。分析模型的推导主要基于以下假设:将混凝土看作线弹性各向同性材料;忽略混凝土沿着钢筋轴向的应力;沿钢筋周围,钢筋与混凝土之间有均匀的孔隙和间隙,一部分锈蚀产物可填充其中,钢筋锈蚀为均匀锈蚀,只考虑锈蚀产物体积膨胀产生的压应力。

Bazant 模型是较早提出的,应用广泛的分析模型之一^[3]。将锈蚀钢筋周围的混凝土看作具有一定厚度的圆柱体,由于锈蚀产物体积的不断膨胀,对圆柱体内部将产生一定的压应力。假设混凝土是各向同性材料,根据线弹性理论可计算出混凝土圆柱体壁上的应力状态,当压应力大于混凝土抗拉强度时,

混凝土表面会出现裂缝。由于混凝土内部的空隙和钢筋周围的微裂缝可以容纳一部分锈蚀产物,同时锈蚀产物达到一定量后将会下降,Liu 等通过与试验数据比较认为 Bazant 模型低估了混凝土的抗裂能力,模型计算得到的锈胀开裂时间较小^[4]。因此,Liu 等在 Bazant 模型的基础上引入了氯离子渗透区域参数 δ , δ 的厚度决定了混凝土第 1 条裂缝出现的时间。Maaddawy 等通过考虑混凝土蠕变的影响,对 Bazant 模型进行了修正^[13]。Lu 等将钢筋及其锈蚀产物的刚度考虑在内,得到开裂时间模型,而且研究得出锈蚀产物的形变对模型的影响较小^[14]。Pantazopoulou 等则将混凝土作为各向异性材料,并考虑混凝土应力达到峰值后的软化效应,得出开裂时间的模型,但是目前该模型的争议较大^[15]。分析模型如表 2 所示。

表 2 分析模型
Tab. 2 Analytical model

模型编号	模型公式	参数	来源
7	$t_{\text{cr}} = \left(\frac{1}{\rho_r} - \frac{\alpha_m}{\rho_s} \right)^{-1} \frac{2f_t c k}{s j_{\text{corr}}}, \quad s > 6d$ $k = \frac{2d^3}{s^2 E_{\text{eff}}} + \frac{d}{E_{\text{eff}}} (1 + \nu_c) + \frac{d^3}{4c(c+d)E_{\text{eff}}}$ $t_{\text{cr}} = \left(\frac{1}{\rho_r} - \frac{\alpha_m}{\rho_s} \right)^{-1} \frac{f_t (s-d) k}{s j_{\text{corr}}}, \quad c > (s-d)/2$	ρ_r : 锈蚀物的密度($\text{g} \cdot \text{mm}^{-3}$) ρ_s : 钢筋的密度($\text{g} \cdot \text{mm}^{-3}$) ν_c : 混凝土的泊松比 α_m : 钢筋摩尔质量与锈蚀物的摩尔质量之比 E_{eff} : 混凝土的有效弹性模量(MPa) s : 箍筋间距(mm)	Bazant ^[3]
8	$t_{\text{cr}} = \frac{(\pi d w_{\text{cr}} 1\,000)^2}{2k_p} =$ $\frac{\{ (1/\rho_r - \alpha_m/\rho_s)^{-1} \pi d [c f_t / E_{\text{eff}} ((b^2 + a^2)/(b^2 - a^2) + \nu_c) + \delta_0] 1\,000 \}^2}{2 \times 0.098 (1/\alpha_m) \pi d i_{\text{corr}} \times 1.07}$ $a = \frac{d + 2d_0}{2} \quad b = c + \frac{d + 2d_0}{2}$	δ_0 : 氯离子渗透区域(mm) d_0 : 锈蚀物的厚度(mm) w_{cr} : 钢筋临界锈蚀率($\mu\text{A} \cdot \text{cm}^{-2}$)	Liu 等 ^[4]
9	$t_{\text{cr}} =$ $\frac{[711\,7.5(d + 2\delta_0)(1 + \nu_c + \phi) / i_{\text{corr}} E_{\text{eff}}][2c f_t / d + 2\delta_0 E_{\text{eff}} / ((d + 2\delta_0)(1 + \nu_c + \phi))]}{365}$ $\phi = \frac{(d + 2\delta_0)}{[2c(c + d + 2\delta_0)]}$		Maaddawy 等 ^[13]
10	$t_{\text{cr}} = 234\,762(d + Kc) \cdot$ $\frac{[(0.3 + 0.6(c/d)) f_t / E_{\text{eff}} ((b^2 + a^2)/(b^2 - a^2) + \nu) + 1 + 2\delta_0/d]^2 - 1}{(n-1) i_{\text{corr}}}$ <p>加速锈蚀 $0.1 < K < 0.3$ 长时间锈蚀 $0.7 < K < 0.7$</p>	i_{corr} : 钢筋锈蚀率($\mu\text{A} \cdot \text{cm}^{-2}$) n : 铁氧化每摩尔释放的电子个数,取 2。 γ : 取值为 2.7 K : 修正系数	Lu 等 ^[14]

2.3 数值模型

数值模型是采用有限单元法或边界元法模拟混凝土锈蚀裂缝的发展。相比其他的模型,数值模型的材料特性与几何构型则更为简化,不考虑钢筋锈蚀的扩散和锈蚀率变化的影响,采用二维平面应变模型模拟混凝土的非线性反应和裂缝的扩展。每一个数值模型是具有针对性的,如果改变所模拟的环境和对象,模型也要随之改变。

Dagher 等采用有限元方法建立桥面遭受腐蚀的数值模型,采用节点位移模拟锈蚀产物的体积变化,采用等效强度标准反映结构的失效^[16]。Yokozeki 等通过在锈蚀产物上施加应力,模拟锈蚀产物对混凝土产生的内部压力,对分析结果使用多元回归分析,得到混凝土锈胀开裂时间的模型^[6]。由于分析模型中未考虑弹性混凝土圆柱体半径的变化,所以 Chernin 等基于回归分析并考虑半径的变化,得

到了改进的模型^[17]。

3 敏感性分析

从表 1、表 2 中观察到 10 个模型所输入的参数是不完全相同的。如何从中选择模型所遵循的原则是:合理的开裂模型一定是较为全面地包含了敏感性较大的参数。以下分别采用 3 种方法分析开裂时间对每个参数变化的敏感性,最后确定出合理的模型。

各模型中参数的输入均值和变化范围如表 3 所示。Yu 等通过电化学分析,采用非线性回归的方法,得到在不同水灰比、氯离子含量、混凝土保护层厚度以及相对湿度下,钢筋的锈蚀率公式^[18]。由 Yu 等提出的实用模型可以得到,在不同环境条件下钢筋锈蚀率的变化范围取 $10 \sim 85 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ 为宜^[18]。

表 3 敏感性分析中参数的输入值
Tab. 3 Entering value of parameters in sensitivity analysis

输入参数	输入均值	变化范围
混凝土保护层厚度 c/mm	45	10~80
钢筋直径 d/mm	21	10~32
钢筋锈蚀率 $i_{\text{corr}}/(\mu\text{A} \cdot \text{cm}^{-2})$	47.5	10~85
单位面积的锈蚀量 $j_{\text{corr}}/(\text{g} \cdot \text{mm}^{-2} \cdot \text{年}^{-1})$	0.002 5	0.000 5~0.004 5
钢筋的临界腐蚀深度 x_0/mm	0.08	0.01~0.15
混凝土表面氯离子质量分数 $C_s/\%$	7.525	0.05~15.00
测 C_s 的时间,即在结构服役期内的任何时间 $t/\text{年}$	45	1~90
水灰比 ρ	0.45	0.2~0.7
混凝土抗拉强度 f_t/MPa	3.2	2.40~3.85
钢筋的锈蚀长度 L/mm	200	8~390
钢筋摩尔质量与锈蚀物的摩尔质量之比 α_m	0.509 6	0.241~0.777
箍筋间距 s/mm	150	100~200
氯离子渗透区域 δ_0/mm	0.09	0.002~0.180
锈蚀物的厚度 d_0/mm	0.015	0.001~0.030
混凝土的泊松比 ν_c	0.18	
混凝土的有效弹性模量 $E_{\text{eff}}/\text{MPa}$	9 000	
锈蚀物的密度 $\rho_r/(\text{g} \cdot \text{mm}^{-3})$	0.004 6	0.003 4~0.005 7
钢筋的密度 $\rho_s/(\text{g} \cdot \text{mm}^{-3})$	0.007 85	

本文考虑的氯离子腐蚀环境,主要有海水环境、海洋大气环境、撒除冰盐环境和盐渍环境。中国东海和黄海海域的氯离子浓度较大,南海海域次之,海水环境的氯离子含量大概在 1%~3%(混凝土质量百分数)之间变化。海洋大气环境的氯离子浓度在 0.05%~1.5%之间变化^[19]。北方冬

季撒除冰盐的地区,桥梁结构的局部会出现高浓度氯离子,因此选择氯离子浓度变化范围为 1.5%~5%^[20]。中国西北部地区靠近盐田盐湖的内陆盐渍地区分布非常广,盐渍环境中氯离子浓度的变化范围取 3%~15%^[21]。

根据现场检测和已有的试验结果,锈蚀物的厚

度 d_0 远小于钢筋直径, 均值取 $0.015 \text{ mm}^{[14]}$; 钢筋的临界腐蚀深度 x_0 取 $0.01 \sim 0.15 \text{ mm}^{[10]}$; 氯离子渗透区域 δ_0 取 $0.002 \sim 0.180 \text{ mm}^{[22]}$; 钢筋的锈蚀长度 L 取 $8 \sim 390 \text{ mm}^{[23]}$ 。钢筋锈蚀物的密度 ρ_r 按照 1.1 节当中所列的成分计算得出取值范围。其余的参数, 混凝土保护层厚度 c 、钢筋直径 d 、水灰比 p 、混凝土抗拉强度 f_t 以及箍筋间距 s 的取值范围是通过查阅不同的桥型设计方案, 从桥梁通用图集中归纳总结得出的数值范围。

由表 3 得到各混凝土锈胀开裂模型中的主要参数有 18 个。实际工程计算中选取哪些合适的参数来描述混凝土锈胀开裂的时间, 即选取哪个模型更为适合, 是本文需要解决的关键问题。下面分别采用单因素变化、多因素变化和敏感指标分析的方法对各参数的敏感性进行对比分析。

3.1 单因素变化敏感性分析

单因素敏感性分析即在开裂时间模型中只有 1 个参数发生变化, 其他参数保持不变, 观察单一参数的变化对混凝土开裂时间变化的影响大小。也就是计算开裂时间 t_{cr} 对某一参数 x 的一阶导数, 即斜率 T_a 。如式(1)所示, 即

$$T_a = \frac{dt_{cr}}{dx} \quad (1)$$

斜率值 T_a 越大, 说明当某一参数 x 发生很小的变化时, t_{cr} 的变化会较大, 即该参数的变化会较大的影响混凝土锈胀开裂的时间。所以斜率值越大, t_{cr} 对该参数的敏感性越大。参数的均值和取值范围见表 3 的第 2、3 列。

3.2 多因素变化敏感性分析

多因素敏感性分析即让模型中的多个参数均发生变化, 与单因素变化比较, 多因素变化不仅可以反映 t_{cr} 对参数的敏感性, 同时还可以反映参数之间的动态关系。多因素变化敏感性分析是当其余参数在取值范围内变化时计算该参数的斜率值。

多因素变化, 原理上可以得到 t_{cr} 随多个参数变化的多维图形, 但这样的图形实际无法画出, 所以本文仅给出 t_{cr} 与单个参数之间的关系, 如下页图 1~图 4 所示。

图中的 y 轴是混凝土开裂时间, x 轴是变化的参数。由于各参数的单位不同, 变化范围也不相同, 因此本文采用最大和最小标准化方法对参数进行线性变换, 将各参数的输入范围限定在 $[0, 1]$ 区间之间^[24]。对数据进行归一化处理

$$\frac{i - i_{\min}}{i_{\max} - i_{\min}} \quad (2)$$

式中: i 为参数的输入值; i_{\max} 为输入参数的最大值; i_{\min} 为输入参数的最小值。

3.3 敏感性指标分析

敏感性指标是反映输出值对输入值变化的敏感性。敏感性指标 S 值越大, 输入参数对模型输出值的影响越大^[25]

$$S = \frac{O_{\max} - O_{\min}}{I_{\max} - I_{\min}} (I_{\text{avg}} / O_{\text{avg}}) \quad (3)$$

式中: I_{\max} 、 I_{\min} 、 I_{avg} 分别为输入参数的最大值、最小值、平均值; O_{\max} 、 O_{\min} 、 O_{avg} 分别为与输入值相对应的输出最大值、最小值、平均值; I_{avg} 取表 3 中第 2 列的输入值; I_{\max} 、 I_{\min} 分别取表 3 第 3 列中输入值变化范围的最大值和最小值。

4 结果分析

4.1 单因素变化结果分析

下页表 4 中的第 3 列数值是单一参数变化的分析结果。观察得到钢筋锈蚀率 i_{corr} 、单位面积内的锈蚀量 j_{corr} 、锈蚀物的密度 ρ_r 、氯离子渗透区域、钢筋与锈蚀物的摩尔质量之比 α_m 、表面氯离子浓度 C_s 以及水灰比 p 的斜率值均较大, 说明混凝土锈胀开裂时间 t_{cr} 对以上这些参数的敏感性较大。

除模型以外, 每个模型中均有钢筋锈蚀率 i_{corr} 或单位面积内的锈蚀量 j_{corr} 。观察其斜率值, 发现锈蚀量 j_{corr} 在模型 2、模型 7 中属于最重要的参数, 其斜率值均明显大于其他参数。锈蚀率 i_{corr} 在模型 4、模型 6、模型 9 中的重要性则不突出, 斜率值均接近于 0; 在其余模型中, i_{corr} 的斜率值较其他参数的斜率值偏小, 但也属于较为重要的参数。

模型 7、模型 8 中, 锈蚀产物的密度 ρ_r 和钢筋与锈蚀物的摩尔质量之比 α_m , 这 2 个参数的斜率值也远大于其他参数, 因此也属于模型中对 t_{cr} 敏感的重要参数。氯离子渗透区域 δ_0 作为模型 8、模型 9、模型 10 中的参数, 其斜率值也明显大于其他参数。

模型 1 中包含混凝土表面氯离子浓度 C_s 和水灰比 p , 这 2 个参数的斜率值与混凝土保护层厚度 c 和时间 t 比较明显较大。但由于 C_s 、 p 在其他文献中没有出现, 所以无法对比分析这 2 个参数在其他模型中的重要性和有效性。模型 3 中只包含 2 个参数, 其中钢筋的临界腐蚀深度 x_0 的斜率值要大于 i_{corr} 。同样的原因, 由于其他模型中不包含 x_0 , 所以也无法确定 t_{cr} 对 x_0 的敏感性就一定较强。

表 4 敏感性分析结果

Tab. 4 Results of sensitivity analysis

模型编号	输入参数	单因素变化	多因素变化	敏感性指标 S
1	混凝土保护层厚度 c/mm	0.171	0.168	1.007
	混凝土表面氯离子质量分数 $C_s/\%$	-0.351 0	-2.507 6	-0.764 0
	测 C_s 的时间,即任何时间 $t/\text{年}$	0.029	-0.052	0.377
	水灰比 p	-13.952	-19.172	0.859
2	混凝土保护层厚度 c/mm	7.275	7.372	0.719
	单位面积内的锈蚀量 $j_{\text{corr}}/(\text{g}\cdot\text{mm}^{-2}\cdot\text{年}^{-1})$	-118 750.000	-474 990.000	-0.941
	钢筋直径 d/mm	7.031	7.245	-0.325
3	钢筋的临界腐蚀深度 x_0/mm	1.078	-0.005	1.000
	钢筋锈蚀率 $i_{\text{corr}}/(\mu\text{A}\cdot\text{cm}^{-2})$	0.001	1.078	-1.000
4	钢筋锈蚀率 $i_{\text{corr}}/(\mu\text{A}\cdot\text{cm}^{-2})$	-0.000	-0.002	-1.000
	钢筋直径 d/mm	0.000	-0.001	-0.666
	混凝土抗拉强度 f_t/MPa	-0.024	-0.023	-2.535
	混凝土保护层厚度 c/mm	0.000	0.000	0.591
5	钢筋锈蚀率 $i_{\text{corr}}/(\mu\text{A}\cdot\text{cm}^{-2})$	0.001	0.196	1.000
	混凝土保护层厚度 c/mm	0.000	-0.003	-1.000
6	钢筋锈蚀率 $i_{\text{corr}}/(\mu\text{A}\cdot\text{cm}^{-2})$	-0.000	-0.002	-1.000
	混凝土保护层厚度 c/mm	0.001	0.001	1.117
	钢筋直径 d/mm	-0.002	-0.003	-1.000
	钢筋的锈蚀长度 L/mm	0.000	-0.003	-0.989
7	锈蚀物的密度 $\rho_r/(\text{g}\cdot\text{mm}^{-3})$	2.724	2.730	-0.081
	混凝土保护层厚度 c/mm	0.000	0.000	0.932
	钢筋直径 d/mm	0.000	0.000	1.077
	钢筋摩尔质量与锈蚀物的摩尔质量之比 α_m	0.007	0.008	0.371
	混凝土抗拉强度 f_t/MPa	0.003	0.003	1.024
	箍筋间距 s/mm	0.000	0.000	-1.069
	单位面积内的锈蚀量 $j_{\text{corr}}/(\text{g}\cdot\text{mm}^{-1}\cdot\text{年}^{-1})$	-2.093	-9.228	0.988
8	混凝土保护层厚度 c/mm	0.008	0.007	0.308
	钢筋直径 d/mm	0.052	0.052	1.029
	锈蚀物的厚度 d_0/mm	0.004	0.004	0.012
	锈蚀物的密度 $\rho_r/(\text{g}\cdot\text{mm}^{-3})$	654.210	670.240	-0.160
	钢筋摩尔质量与锈蚀物的摩尔质量之比 α_m	3.834	4.357	0.769
	混凝土抗拉强度 f_t/MPa	0.123	0.123	0.375
	钢筋锈蚀率 $i_{\text{corr}}/(\mu\text{A}\cdot\text{cm}^{-2})$	-0.013	-0.056	-1.000
	氯离子渗透区域 δ_0/mm	19.070	19.243	0.986
9	混凝土保护层厚度 c/mm	0.000	0.000	0.174
	钢筋直径 d/mm	0.000	0.000	-0.002
	氯离子渗透区域 δ_0/mm	0.488	0.488	0.819
	混凝土抗拉强度 f_t/MPa	0.003	0.002	0.176
	钢筋锈蚀率 $i_{\text{corr}}/(\mu\text{A}\cdot\text{cm}^{-2})$	0.000	-0.003	-1.000
10	混凝土保护层厚度 c/mm	22.328	22.274	0.654
	钢筋直径 d/mm	-42.715	-59.363	-0.675
	锈蚀物的厚度 d_0/mm	1.088	1.088	0.000
	混凝土抗拉强度 f_t/MPa	35.839	35.839	0.670
	钢筋锈蚀率 $i_{\text{corr}}/(\mu\text{A}\cdot\text{cm}^{-2})$	-18.721	-79.876	-1.000
	修正系数 K	12.310	12.310	0.031
	氯离子渗透区域 δ_0/mm	154.430	154.450	0.915

直观上人们通常认为混凝土保护层厚度 c 、钢筋直径 d 以及混凝土抗拉强度 f_t 的敏感性一定较大,但是观察表 4 中单因素变化一栏的数值,这 3 个参数的斜率值均较小。只有在模型 10 中,以上 3 个参数的斜率值与模型中的其他参数比较略微偏大一点。

同时,箍筋间距 s 的斜率在各模型中的斜率均趋于 0,所以该参数对混凝土开裂时间的影响也较小。

由以上单因素变化的分析结果可以得出 i_{corr} (j_{corr})、 ρ_r 、 δ_0 、 α_m 在各模型中的斜率值较大,即 t_{cr} 对 i_{corr} (j_{corr})、 ρ_r 、 δ_0 、 α_m 的敏感性较高,因此这 4 个参数应属于模型的重要参数。

4.2 多因素变化结果分析

表 4 中第 4 列数值是多因素同时变化的分析结果。观察得到,多因素变化的敏感性与单因素分析结果基本一致。只有在模型 3 中,锈蚀率 i_{corr} 的斜率值比钢筋的临界腐蚀深度 x_0 大,与单因素分析结果相反。

其他文献中锈蚀率 i_{corr} 的斜率值均具有一定的增幅,说明多因素变化时, t_{cr} 对 i_{corr} 的敏感性有所增强。进一步说明钢筋锈蚀率 i_{corr} 是混凝土锈胀开裂时间模型中非常重要和必不可少的参数。

按照式(2)对 4 个主要参数进行归一化处理并带入模型中,得到混凝土开裂时间随参数的变化曲线,如图 1~图 4 所示。

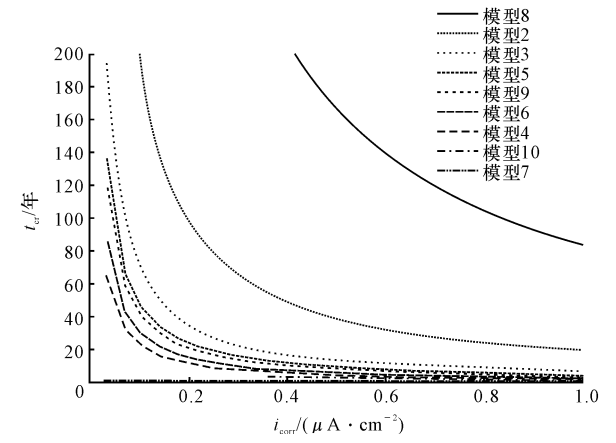


图 1 锈蚀率对开裂时间的影响

Fig. 1 Effect of corrosion rate on cracking time

观察图 1 和图 2,当参数在 $[0, 1]$ 之间变化时, t_{cr} 大致在 $[0, 200]$ 之间变化。 t_{cr} 的变化与 i_{corr} 成反比,与 δ_0 成正比。图 1 中当参数 i_{corr} 在 $[0, 0.3]$ 之间变化时, t_{cr} 的降低幅度非常大,除了模型 2、模型 8,其余模型在 i_{corr} 增加到 0.3 时, t_{cr} 均降低到 20 年

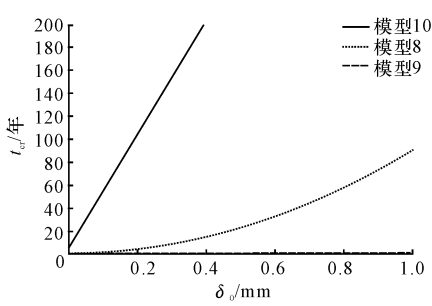


图 2 氯离子渗透区域对开裂时间的影响

Fig. 2 Thickness of porous zone on cracking time

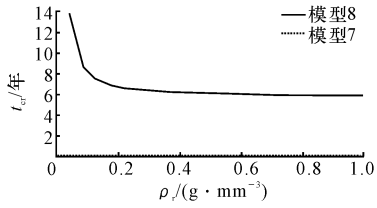


图 3 锈蚀物的密度对开裂时间的影响

Fig. 3 Effect of the density of rust on cracking time

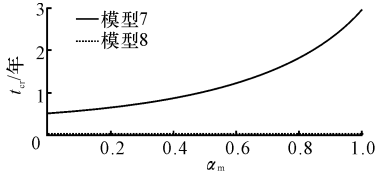


图 4 钢筋与锈蚀物的摩尔质量之比对开裂时间的影响

Fig. 4 Effect of the ratio of molar masses between corrosion products and steel on cracking time

左右。图 2 中,在模型模 8 和模型 10 中,当 δ_0 变化时 t_{cr} 对其变化的敏感性较大,尤其是模型 10,当 δ_0 增加到 0.4 时, t_{cr} 快速增大到 200 年,基本上属于线性增大。

观察图 3,当参数 ρ_r 在 $[0, 1]$ 之间变化时, t_{cr} 在 $[0, 14]$ 之间变化。 ρ_r 在 $[0, 0.1]$ 之间变化时,模型 8 中的 t_{cr} 有明显的降低,模型 7 中的 t_{cr} 变化不明显。当 ρ_r 在 $[0.2, 1]$ 之间变化时, t_{cr} 变化微小,趋于平稳。

观察图 4,当参数 α_m 在 $[0, 1]$ 之间变化时, t_{cr} 大致在 $[0, 5]$ 之间变化。模型 7 中,当 α_m 在 $[0.2, 1]$ 之间变化时, t_{cr} 的变化趋势较小; α_m 在 $[0.6, 1]$ 之间变化时, t_{cr} 明显增大。模型 8 中的 t_{cr} 整体变化不明显。

虽然 t_{cr} 对 c 、 d 和 f_t 的敏感性较低,但研究发现这 3 个参数的变化引起的 t_{cr} 变化率却较为显著。所以按照各参数的实际变化范围,可得到参数与变化率 t_{cr} 的关系曲线,如下页图 5~图 7 所示。

观察图 5~图 7,得到 c 的变化对 t_{cr} 变化率改变的影响最大,其次是参数 d ,最后是参数 f_t 。图 5 中

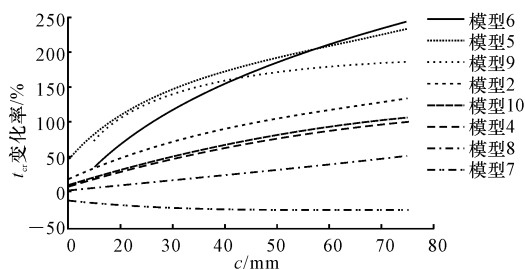


图5 保护层厚度对开裂时间变化率的影响

Fig. 5 Effect of concrete cover on the change rate of cracking time

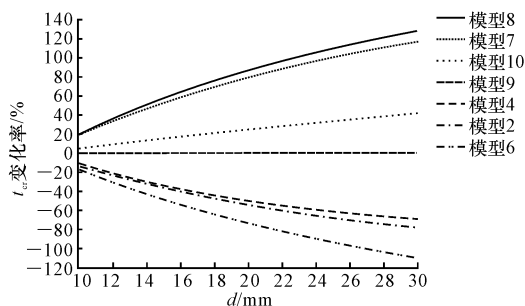


图6 钢筋直径对开裂时间变化率的影响

Fig. 6 Effect of steel diameter on the change rate of cracking time

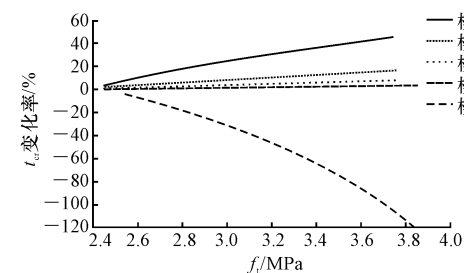


图7 混凝土强度对开裂时间变化率的影响

Fig. 7 Effect of concrete strength on the change rate of cracking time

除了模型7, t_{cr} 变化率均随 c 的增大而增大。图6中只有模型2、模型4、模型6中的 t_{cr} 变化率随 d 的增加而明显减小,其余模型中均随 d 的增加而增大。从图7中得到模型4、模型7的 t_{cr} 变化率对 f_t 的敏感性较大。

4.3 敏感性指标结果分析

表4中第5列数值是敏感性指标的分析结果。表中大于1和接近1的敏感性指标 S 所对应的参数有 i_{corr} 、 δ_0 、 f_t 、 α_m 、 d 、 c 、 x_0 、 p 、 s 、 L ,与单因素和多因素变化的斜率值较大的参数基本一致。不同之处是 ρ_r 的敏感性指标 S 在各个模型中均较小,与斜率值所反映的敏感性不同。

箍筋间距 s 与钢筋锈蚀长度 L 的敏感性指标也较大,由于这2个参数在其他常用模型中没有出现,所以其对 t_{cr} 的重要性和有效性,还需要进一步研究。

除了模型9以外,参数 d 和 c 的敏感性指标 S 多为接近1和大于1的数值,说明敏感性较大; f_t 的敏感性指标在模型4、模型7中也出现大于1的情况。由此说明 d 、 c 、 f_t 这3个参数在敏感性指标分析中所反映的敏感性比单因素和多因素分析中的斜率值所反映的敏感性稍有提高。

5 结 语

(1)单因素变化分析得出混凝土锈胀开裂模型对 i_{corr} (j_{corr})、 ρ_r 、 δ_0 、 α_m 这4个参数的敏感性较高,因此属于 t_{cr} 模型中的重要参数。 C_s 、 p 、 x_0 参数的斜率值虽然较高,但是其他模型中没有出现该参数,所以无法对比分析这2个参数在其他模型中的重要性和有效性。

(2)多因素变化的敏感性分析与单因素分析结果基本一致,观察斜率值得到 t_{cr} 对 i_{corr} 的敏感性增强。虽然 t_{cr} 对 c 、 d 和 f_t 的敏感性较低,但发现这3个参数的变化引起 t_{cr} 变化率的改变却较为显著。

(3)表4中大于1和接近1的敏感性指标所对应的参数与单、多因素变化的斜率值较大的参数基本一致。 ρ_r 的敏感性指标 S 较小,与斜率值所反映的敏感性不同。 s 与 L 的敏感性指标较大,同样由于该参数在其他常用模型中没有出现,所以对其重要性和有效性,还需要进一步研究。而且 t_{cr} 对 c 、 d 和 f_t 的敏感性较斜率值所反映的敏感性略有提高。

(4)根据以上3种参数敏感性分析方法,对比这10个模型,模型8较为全面地包含了敏感性较高的参数,所以该模型应用在工程实际中更为合理。

(5)由于现有的模型研究不足,并且所能检索到的参考文献也有限,所以本文仅参考了10个混凝土锈胀开裂时间模型。在今后的理论和实验室研究中需要重点考虑以上得出的重要敏感性参数,同时还需查找更多的资料和模型进一步完善本文的结论。

参考文献:

References:

- [1] Mai V T. Assessment of deteriorated corrugated steel culverts[D]. Ontario: Queen's University, 2013.
- [2] Purvis R L, Babaei K, Clear K C, et al. Life-cycle cost analysis for protection and rehabilitation of concrete bridges relative to reinforcement corrosion [R]. Washington DC: Strategic Highway Research Program, 1994.
- [3] Bazant Z P. Physical model for steel corrosion in concrete sea structures-application [J]. Journal of the Structural Division, 1979, 105(6): 1155-1166.

- [4] Liu Y, Weyers R E. Modeling the time-to-corrosion cracking in chloride contaminated reinforced concrete structures[J]. *ACI Materials Journal*, 1998, 95(6): 675-681.
- [5] Takewaka K, Yamaguchi T, Maeda S. Simulation model for deterioration of concrete structures due to chloride attack[J]. *Journal of Advanced Concrete Technology*, 2003, 1(2): 139-146.
- [6] Liang M T, Lin L H, Liang C H. Service life prediction of existing reinforced concrete bridges exposed to chloride environment[J]. *Journal of Infrastructure Systems*, 2002, 8(3): 76-85.
- [7] 吴瑾. 钢筋混凝土结构锈蚀损伤检测与评估[M]. 北京: 科学出版社, 2005.
WU Jin. Corrosion damage detection and assessment of reinforced concrete structure[M]. Beijing: Science Press, 2005. (in Chinese)
- [8] Williamson S J, Clark L A. Pressure required to cause cover cracking of concrete due to reinforcement corrosion[J]. *Magazine of Concrete Research*, 2000, 52(6): 455-467.
- [9] 王艺霖, 刘西拉, 方从启. 桥梁损伤定位的差分曲率差值指标[J]. *建筑科学与工程学报*, 2012, 29(3): 68-72.
WANG Yi-lin, LIU Xi-la, FANG Cong-qi. Damage localization in bridges using differential curvature difference indicator[J]. *Journal of Architecture and Civil Engineering*, 2012, 29(3): 68-72. (in Chinese)
- [10] Andrade C, Alonso C, Molina F J. Cover cracking as a function of bar corrosion: part I-experimental test[J]. *Materials and Structures*, 1993, 26(8): 453-464.
- [11] Alonso C, Andrade C, Rodriguez J, et al. Factors controlling cracking of concrete affected by reinforcement corrosion[J]. *Materials and Structures*, 1998, 31(7): 435-441.
- [12] Kranc S C, Sagues A A. Computation of corrosion distribution of reinforcing steel in cracked concrete [C]//Federal Highway Administration Proceedings of the International Conference on Corrosion and Rehabilitation of Reinforced Concrete Structures. Orlando: IRRO, 1998: 329.
- [13] Maaddawy T E, Soudki K. A model for prediction of time from corrosion initiation to corrosion cracking[J]. *Cement and Concrete Composites*, 2007, 29(3): 168-175.
- [14] Lu C, Jin W, Liu R. Reinforcement corrosion-induced cover cracking and its time prediction for reinforced concrete structures[J]. *Corrosion Science*, 2011, 53(4): 1337-1347.
- [15] Pantazopoulou S J, Papoulia K D. Modeling cover-cracking due to reinforcement corrosion in RC structures[J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 2001, 127(4): 342-351.
- [16] Paul S K, Chaudhuri S, Barai S V. Chloride diffusion study in different types of concrete using finite element method (FEM)[J]. *Advances in Concrete Construction*, 2014, 2(1): 39-56.
- [17] Chernin L, Dimitri V V, Volokh K Y. Analytical modelling of concrete cover cracking caused by corrosion of reinforcement[J]. *Materials and Structures*, 2010, 43(4): 543-556.
- [18] Yu B, Yang L F, Wu M, et al. Practical model for predicting corrosion rate of steel reinforcement in concrete structures[J]. *Construction and Building Materials*, 2014, 54(2): 385-401.
- [19] 赵尚传, 宋国栋. 海洋环境下混凝土桥梁结构抗氯离子侵蚀耐久寿命预测[J]. *公路交通科技: 应用技术版*, 2010, 6(4): 12-14.
ZHAO Shang-chuan, SONG Guo-dong. Durable life prediction of concrete bridge structure resistance to chloride ion penetration in Chloride Marine Environment[J]. *Highway and Transportation Research: Applied Technology Edition*, 2010, 6(4): 12-14. (in Chinese)
- [20] 李文才. 除冰盐环境对混凝土空心板铰缝的侵蚀及其损伤演变[D]. 长沙: 中南大学, 2010.
LI Wen-cai. Erosion and damage evolution deicing salt environment of concrete hollow plate hinge joints [D]. Changsha: Central South University, 2010. (in Chinese)
- [21] Yousif H A, Al-Hadeethi F F, Al-Nabilsy B, et al. Corrosion of steel in high-strength self-compacting concrete exposed to saline environment[J]. *International Journal of Corrosion*, 2014(2014): 1-11.
- [22] Chernin L, Dimitri V V. Prediction of corrosion-induced cover cracking in reinforced concrete structures[J]. *Construction and Building Materials*, 2011, 25(4): 1854-1869.
- [23] Chernin L, Dimitri V V, Volokh K Y. Analytical modelling of concrete cover cracking caused by corrosion of reinforcement[J]. *Materials and Structures*, 2010, 43(4): 543-556.
- [24] Garcia B, Walter N D, Dolganov G, et al. A minimum variance method for genome-wide data-driven normalization of quantitative real-time polymerase chain reaction expression data[J]. *Analytical Biochemistry*, 2014, 458(2): 11-13.
- [25] Chen X Y, Zhao Y, Mo B, et al. An improved experimental method for simulating erosion processes by concentrated channel Flow[J/OL]. *PloS one*, 2014, 9(6): e99660. [2014-07-15] [http://dx. doi. org/10. 1371/journal. pone. 0099660](http://dx.doi.org/10.1371/journal.pone.0099660).