

钢筋混凝土结构锈蚀损伤的解析解

郑建军¹, 周欣竹¹, LI Chun-qing²

(1. 浙江工业大学 建筑工程学院, 浙江 杭州 310014;

2. Department of Civil Engineering, University of Dundee, Dundee DD1 4HN, UK)

摘要: 分析了钢筋混凝土结构由于钢筋锈蚀所引发的损伤全过程。假设钢筋周围铁锈层厚相等并考虑混凝土的软化特性, 提出了混凝土保护层锈蚀损伤模型, 该模型将混凝土保护层的损伤全过程分为弹性变形和部分开裂两个阶段, 通过建立和求解各阶段的微分方程, 给出了每一时刻混凝土保护层中各点的位移和应力。基于这些解析解, 获得了初裂时间、完全开裂时间和每一时刻的锈胀力。对不同的保护层厚度和锈蚀率将本文解析解与实验结果进行了比较, 从而证实了本文解的有效性。最后, 对计算结果进行了详细的讨论。

关键词: 混凝土; 锈蚀损伤; 初裂; 完全开裂; 锈胀力

中图分类号: TU313 **文献标识码:** A

在氯离子含量较高的环境中, 氯离子通过扩散进入到混凝土内部, 破坏钢筋表面的钝化膜, 引发钢筋生锈和膨胀, 进一步导致表面混凝土剥落、结构使用功能和力学性能的不断退化^[1]。钢筋混凝土结构使用功能和力学性能的退化通常分为氯离子扩散、钢筋锈蚀膨胀和混凝土保护层开裂三个阶段^[2~6]。一旦混凝土保护层开裂, 对结构的使用功能和力学性能均产生较大的影响, 因此必须采用一定的措施对结构进行加固和维修以阻止使用功能和力学性能的进一步退化。结构加固和维修费通常很高, 例如美国仅在桥梁维修方面所花的费用就高达700亿美元, 其中20%是由于钢筋锈蚀造成的^[7]。为了确定最佳的维修策略、预测将来的维修需要并选择最有效的措施延缓钢筋锈蚀, 各国学者在氯离子扩散、钢筋锈蚀与膨胀、混凝土性能退化方面均做过大量的研究。这里特别值得一提的是Cady和Weyers基于现场和实验室所获得的实验数据, 提出了氯离子环境中钢筋混凝土结构剩余使用寿命预测模型^[2]。金伟良、赵羽习和鄢飞研究了钢筋锈胀力机理, 并提出了锈胀力计算公式^[8]。Bazant根据钢筋锈蚀的理论物理模型, 提出了混凝土保护层开裂计算的简化方法^[9], 但是该方法并没有被实验所证实^[7]。Liu和Weyers应用实验方法研究了钢筋锈蚀率、混凝土保护层厚度、钢筋间距和直径对混凝土损伤的影响, 并提出了预测混凝土保护层损伤的计算模型^[7], 但该模型简单地假设混凝土保护层破坏时, 各点的环向应力同时达到混凝土的抗拉强度, 而且忽略了混凝土开裂后的剩余刚度。

本文在前人工作的基础上, 通过引入合理假设并考虑混凝土开裂后的软化特性, 获得了从钢筋锈蚀到混凝土保护层完全开裂全过程的解析解, 最后, 将解析解与实验结果进行比较, 从而证实了本文解的有效性。

1 基本方程及其解

如果钢筋混凝土结构建在氯离子含量较高的环境中, 氯离子通过扩散进入到混凝土内部。当钢筋表面

收稿日期: 2003-09-02

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(50178003); 英国工程与自然科学研究基金资助(GR/R28348)

作者简介: 郑建军(1963-), 男, 浙江黄岩人, 工学博士和哲学博士, 教授, 主要研究方向为混凝土理论与应用。

的氯离子含量达到某一临界值时，钢筋表面的钝化膜被破坏，这不仅造成钢筋锈蚀的可能性，而且氯离子本身也与钢筋发生电化学反应，引发钢筋表面产生点状腐蚀^[1]。随着点状腐蚀的进一步发展，钢筋周围形成一厚度基本均匀的铁锈层，对周围的混凝土施加均匀的膨胀压力。因此，为了简化分析，通常假设钢筋周围铁锈层厚度相等^[7]。钢筋的整个锈蚀过程分为自由膨胀和混凝土保护层受力二个阶段。自由膨胀阶段所产生的铁锈主要用于填充钢筋与混凝土保护层之间厚度为 d_0 的多孔区，此时的保护层不受力，铁锈填充多孔区所需的时间很容易确定^[7]。一旦铁锈体积大于多孔区体积，混凝土保护层开始受力。本文主要分析第二阶段，因此将保护层开始受力时刻作为起始点。

根据铁锈重量的增加率与已生成铁锈重量成反比原理，Liu和Weyers^[7]导出铁锈厚度 $d_s(t)$ 与时间 t 的关系

$$d_s(t) = \frac{W_{rust}(t)}{\pi D} \left(\frac{1}{\rho_{rust}} - \frac{\alpha_{rust}}{\rho_{st}} \right) \quad (1)$$

式中： α_{rust} 为一个与铁锈类型有关的常数； ρ_{rust} 为铁锈密度； ρ_{st} 为钢筋密度； D 为钢筋直径； $W_{rust}(t)$ 为铁锈重量，它可进一步表示成^[7]

$$W_{rust}(t) = \sqrt{\frac{0.196\pi D I_{corr} t}{\alpha_{rust}}} \quad (2)$$

式中： I_{corr} 为铁锈电流密度，通常用来表示锈蚀率。

这里需要指出的是，氯离子侵蚀只有在特殊的沿海环境或混凝土中掺有过量氯盐的条件下才能发生。在一般的大气环境条件下，空气中的二氧化碳渗透到混凝土充满空气的空隙和毛细管中，与水泥水化过程中所生成的氢氧化钙、硫酸二钙和硫酸三钙等水化产物相互作用形成碳酸钙，使得混凝土碱度不断降低。碳化一旦达到钢筋表面，钢筋表面的钝化膜被破坏，可能造成钢筋的锈蚀，但二氧化碳本身并不与钢筋发生直接的电化学反应^[1]。尽管氯离子侵蚀和碳化引发钢筋锈蚀的条件和机理有所差别，但一旦钢筋表面的钝化膜被破坏后，钢筋锈蚀过程具有一定的类似性，因此，式(1)形式上也适用于碳化所引发的钢筋腐蚀问题，只是其中某些参数的物理含义及混凝土材料特性对这两类钢筋锈蚀的影响不同。

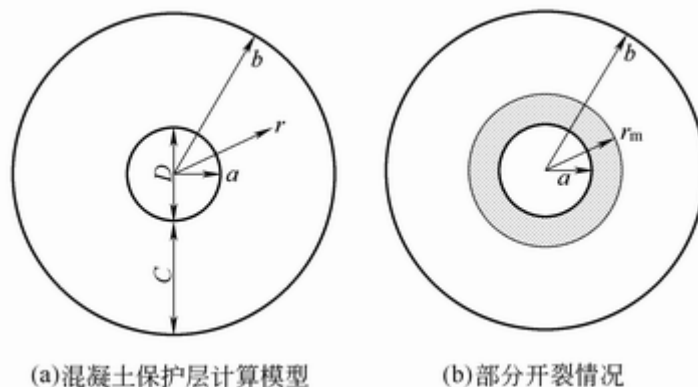


图1 混凝土保护层锈蚀损伤时分析

在分析混凝土保护层锈蚀损伤时，通常将它简化成如图1(a)所示的同心圆柱体^[7, 9]。柱体的内半径 a 等

于钢筋的半径D/2，外半径b等于钢筋半径D/2与混凝土保护层厚度C之和。由式(1)和式(2)可以看出，铁锈厚度 $d_s(t)$ 随着时间的增长而增大，这样，受锈胀力作用的混凝土保护层将经历弹性变形和部分开裂二个阶段。在弹性变形阶段，混凝土保护层可看成是各向同性弹性体。但是，一旦出现径向裂缝，径向裂缝将混凝土柱体划分成开裂柱体 $a < r < r_m$ 和未开裂柱体 $r_m < r < b$ 两部分（见图1（b））。未开裂柱体仍然是各向同性弹性体。而对于开裂柱体，虽然径向刚度保持不变，但环向刚度由于混凝土开裂而下降。

为了便于计算开裂柱体中各点的位移和应力，引入弥散裂缝的概念^[10]，将径向裂缝等效分布在混凝土柱体的各个方向，并进一步假设区间 $[a, r_m]$ 上各点的环向刚度与径向刚度之比 k 为一常数，这样把开裂混凝土柱体看成是正交各向异性弹性体^[10]。由二维轴对称弹性力学理论可知^[11]，如果柱体的径向位移为 $u(r)$ ，则径向应变 $\varepsilon_r(r)$ 和环向应变 $\varepsilon_\theta(r)$ 分别为

$$\varepsilon_r(r) = \frac{du(r)}{dr}, \quad \varepsilon_\theta(r) = \frac{u(r)}{r} \quad (3)$$

相应的径向应力和环向应力分别为

$$\sigma_r(r) = \frac{E_e [\varepsilon_r(r) + \nu_2 \varepsilon_\theta(r)]}{1 - \nu_1 \nu_2}, \quad \sigma_\theta(r) = \frac{k E_e [\varepsilon_\theta(r) + \nu_1 \varepsilon_r(r)]}{1 - \nu_1 \nu_2} \quad (4)$$

式中： ν_1 和 ν_2 分别为开裂柱体的径向和环向泊松比； E_e 为混凝土的有效弹性模量， $E_e = E_c / (1 + \nu_c)$ ^[7]，这里 E_c 为混凝土的弹性模量， ν_c 为混凝土的蠕变系数。

由正交各向弹性理论可知 $\nu_2 E_e = \nu_1 k E_e$ ^[12]，并进一步假设 $\nu_c = \sqrt{\nu_1 \nu_2}$ ^[10]，则式(4)可改写成

$$\sigma_r(r) = \frac{E_e [\varepsilon_r(r) + \nu_c \sqrt{k} \varepsilon_\theta(r)]}{1 - \nu_c^2}, \quad \sigma_\theta(r) = \frac{E_e [k \varepsilon_\theta(r) + \nu_c \sqrt{k} \varepsilon_r(r)]}{1 - \nu_c^2} \quad (5)$$

由于混凝土保护层不受任何体积力作用，用位移表示的径向平衡方程为^[11]

$$\frac{d^2 u(r)}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{du(r)}{dr} - k \frac{u(r)}{r^2} = 0 \quad (6)$$

求解式(6)可得

$$u(r) = \bar{c}_1 r^{\sqrt{k}} + \bar{c}_2 r^{-\sqrt{k}} \quad (7)$$

式中： \bar{c}_1 和 \bar{c}_2 为待定系数。

在式(5)和式(7)中，令 $k=1$ 就退化为各向同性弹性体的解。这里值得注意的是，不仅混凝土保护层开裂后 k 是时间 t 的函数，而且下面将会看到 $u(r)$ 始终是铁锈厚度 $d_s(t)$ 的函数。所以，式(6)与时间相关。

2 混凝土锈蚀损伤全过程分析

2.1 弹性变形阶段 开裂前，混凝土保护层处于弹性状态，即 $k=1$ ，由式(7)和式(5)可得到位移和应力

$$u(r)=c_1r+c_2r^{-1} \quad (8)$$

$$\begin{cases} \sigma_r(r)=\frac{E_e[c_1(1+v_c)-c_2(1-v_c)r^{-2}]}{1-v_c^2} \\ \sigma_\theta(r)=\frac{E_e[c_1(1+v_c)+c_2(1-v_c)r^{-2}]}{1-v_c^2} \end{cases} \quad (9)$$

由于混凝土保护层不受外力作用，所以有

$$r(b)=0 \quad (10)$$

另外，在混凝土和钢筋的交界处，由于铁锈力学性能的复杂性，为简单起见，不考虑钢筋和铁锈的压缩变形。这样，混凝土柱体内半径处的径向位移等于铁锈层的厚度，即

$$u(a)=d_s(t) \quad (11)$$

将式(9)的第一式和式(8)分别代入式(10)和式(11)，可得

$$\begin{cases} c_1=a(1-v_c)d_s(t)/[a^2(1-v_c)+b^2(1+v_c)] \\ c_2=ab^2(1+v_c)d_s(t)/[a^2(1-v_c)+b^2(1+v_c)] \end{cases} \quad (12)$$

再将系数 c_1 和 c_2 的表达式代回到式(8)和式(9)，即可求得混凝土柱体内任一点的位移和应力。作用于钢筋和混凝土界面的锈胀力 P 为

$$P=-r(a) \quad (13)$$

一旦混凝土柱体内半径处的环向应力等于混凝土的抗拉强度 f_t ，混凝土出现初始裂缝，所以由方程

$$\sigma_\theta(a)=f_t \quad (14)$$

即可求得混凝土保护层的初裂时间 t_i 。

2.2 部分开裂阶段 正如前面所述，当 $t>t_i$ 时，混凝土出现径向裂缝，此裂缝将混凝土柱体划分成开裂柱体 $a<r<r_m$ 和未开裂柱体 $r_m<r<b$ 两部分。对于未开裂柱体，它的位移和应力为

$$u(r)=c_3(r_m)r+c_4(r_m)r^{-1} \quad (15)$$

$$\begin{cases} \sigma_r(r)=\frac{E_e[c_3(r_m)(1+v_c)-c_4(r_m)(1-v_c)r^{-2}]}{1-v_c^2} \\ \sigma_\theta(r)=\frac{E_e[c_3(r_m)(1+v_c)+c_4(r_m)(1-v_c)r^{-2}]}{1-v_c^2} \end{cases} \quad (16)$$

对于开裂柱体，假设区间 $[a, r_m]$ 上各点的环向刚度与径向刚度之比 k 为一常数并采用指数型软化曲线，则 k 可表示成^[10]

$$k = f_t \exp\left[-\gamma\left(\overline{\varepsilon_\theta} - \overline{\varepsilon_\theta^c}\right)\right] / (E_e \overline{\varepsilon_\theta}) \quad (17)$$

式中： $\overline{\varepsilon_\theta}$ 为混凝土保护层中开裂部分(即区间 $[a, r_m]$ 上)各点环向应变 $\varepsilon_\theta(r)$ 的平均值。

对于双向受力的混凝土保护层而言，尽管任一点 r 处开裂时的环向应力均等于混凝土抗拉强度，但径向压应力并不相同，因此该点开裂时的环向开裂应变 $\varepsilon_\theta^c(r)$ 是极坐标 r 的函数，这里将 $\overline{\varepsilon_\theta^c}$ 定义为混凝土保护层中开裂部分(即区间 $[a, r_m]$ 上)各点环向开裂应变 $\varepsilon_\theta^c(r)$ 的平均值，而 γ 为材料常数。这样，由式(5)和式(7)可得开裂柱体中任一点的位移和应力

$$u(r) = c_5(r_m)r^{\sqrt{k}} + c_6(r_m)r^{-\sqrt{k}} \quad (18)$$

$$\begin{cases} \sigma_r(r) = \frac{\sqrt{k}E_e [c_5(r_m)(1+v_c)r^{(\sqrt{k}-1)} - c_6(r_m)(1-v_c)r^{(-\sqrt{k}-1)}]}{1-v_c^2} \\ \sigma_\theta(r) = \frac{\sqrt{k}E_e [c_5(r_m)(1+v_c)r^{(\sqrt{k}-1)} - c_6(r_m)(1-v_c)r^{(-\sqrt{k}-1)}]}{1-v_c^2} \end{cases} \quad (19)$$

在式(15)、式(16)、式(18)和式(19)中，系数 $c_3(r_m)$ 、 $c_4(r_m)$ 、 $c_5(r_m)$ 和 $c_6(r_m)$ 由边界条件和 $r=r_m$ 处的连续性条件确定。

将式(16)中的第一式和式(18)分别代入边界条件式(10)和式(11)可得

$$(1+v_c)c_3(r_m) - (1-v_c)c_4(r_m)b^{-2} = 0 \quad (20)$$

$$c_5(r_m)a^{\sqrt{k}} + c_6(r_m)a^{-\sqrt{k}} = d_s(t) \quad (21)$$

在开裂柱体和未开裂柱体的交界处，径向位移和径向应力保持连续，即

$$c_3(r_m)r_m + c_4(r_m)r_m^{-1} - c_5(r_m)r_m^{\sqrt{k}} - c_6(r_m)r_m^{-\sqrt{k}} = 0 \quad (22)$$

$$(1+v_c)c_3(r_m) - (1-v_c)c_4(r_m)r_m^{-2} - \sqrt{k}(1+v_c)r_m^{(\sqrt{k}-1)}c_5(r_m) + \sqrt{k}(1-v_c)r_m^{(-\sqrt{k}-1)}c_6(r_m) = 0 \quad (23)$$

联立求解式(20)、式(21)、式(22)和式(23)可得

$$\begin{cases} c_3(r_m) = -2\sqrt{k}(1-v_c)r_m d_s(t) / \Delta \\ c_4(r_m) = -2\sqrt{k}(1+v_c)r_m b^2 d_s(t) / \Delta \\ c_5(r_m) = -\left\{ (1+v_c)(\sqrt{k}-1)b^2 + [1+v_c + \sqrt{k}(1-v_c)]r_m^2 \right\} (1-v_c)r_m^{-\sqrt{k}} d_s(t) / \Delta \\ c_6(r_m) = -\left\{ (1-v_c)(\sqrt{k}-1)r_m^2 + [1-v_c + \sqrt{k}(1+v_c)]b^2 \right\} (1+v_c)r_m^{\sqrt{k}} d_s(t) / \Delta \end{cases} \quad (24)$$

这里，

$$\Delta = (1 - v_c^2) \left[(1 - \sqrt{k}) \left[(a/r_m)^{\sqrt{k}} b^2 + (r_m/a)^{\sqrt{k}} r_m^2 \right] - \left[(1 - v_c^2) + \sqrt{k} (1 + v_c)^2 \right] (r_m/a)^{\sqrt{k}} b^2 - \left[(1 - v_c^2) + \sqrt{k} (1 - v_c)^2 \right] (a/r_m)^{\sqrt{k}} r_m^2 \right] \quad (25)$$

将所求得的系数 $c_3(r_m)$ 、 $c_4(r_m)$ 、 $c_5(r_m)$ 和 $c_6(r_m)$ 代回到式(15)、式(16)、式(18)和式(19)就可得到混凝土保护层中任一点的位移和应力，再将式(19)的第一式代入式(13)即可求得锈胀力 P 。

上面所求得的位移和应力中均包括两个未知数 r_m 和 k ，为此必须补充两个附加方程。由于裂缝尖端位于 $r=r_m$ 处，因此未开裂柱体内半径处的环向应力等于混凝土的抗拉强度，即

$$\frac{E_e \left[(1 + v_c) c_3(r_m) + (1 - v_c) c_4(r_m) r_m^{-2} \right]}{1 - v_c^2} = f_t \quad (26)$$

另外， $r=r_m$ 处的环向开裂应变为

$$\varepsilon_\theta^c(r_m) = \frac{u(r_m)}{r_m} = c_3(r_m) + c_4(r_m) r_m^{-2} \quad (27)$$

所以，区间 $[a, r_m]$ 上的平均环向开裂应变为

$$\overline{\varepsilon_\theta^c} = \int_a^{r_m} [c_3(\varepsilon) + c_4(\varepsilon) \varepsilon^{-2}] / (r_m - a) d\varepsilon \quad (28)$$

而区间 $[a, r_m]$ 上的平均环向应变为

$$\begin{aligned} \overline{\varepsilon_\theta} &= \int_a^{r_m} [c_5(r_m) \varepsilon^{(\sqrt{k}-1)} + c_6(r_m) \varepsilon^{(-\sqrt{k}-1)}] / (r_m - a) d\varepsilon \\ &= (r_m^{\sqrt{k}} - a^{\sqrt{k}}) [c_5(r_m) + c_6(r_m) / (a r_m)^{\sqrt{k}}] / [\sqrt{k} (r_m - a)] \end{aligned} \quad (29)$$

将式(28)和式(29)代入式(17)可得

$$k = \frac{f_t \exp \left\{ -\gamma \left[(r_m^{\sqrt{k}} - a^{\sqrt{k}}) c_5(r_m) + c_6(r_m) / (a r_m)^{\sqrt{k}} \right] / [\sqrt{k} (r_m - a)] - \int_a^{r_m} [c_3(\varepsilon) + c_4(\varepsilon) \varepsilon^{-2}] / (r_m - a) d\varepsilon \right\}}{E_e (r_m^{\sqrt{k}} - a^{\sqrt{k}}) [c_5(r_m) + c_6(r_m) / (a r_m)^{\sqrt{k}}] / [\sqrt{k} (r_m - a)]} \quad (30)$$

联立求解式(26)和式(30)就得到任意时刻 t 的 r_m 和 k 值。如果在方程(26)和(30)中令 $r_m=b$ ，就可求得混凝土保护层完全开裂时间 t_c 。

3 实验验证和讨论

为了验证本文解的有效性并进一步讨论锈蚀损伤的一些基本特性，选择 Liu 和 Weyers 实验结果进行比较^[7]，因为该实验提供了本文解析解计算所需的绝大部分参数。在该实验中，钢筋混凝土桥面板的几何尺

寸为1180mm × 1180mm × 216mm，钢筋直径为16mm，混凝土配合比：水泥381kg/m³，水173kg/m³，粗骨料1068kg/m³，细骨料718kg/m³，相应的水灰比为0.45。混凝土桥面板成型后，按标准条件在养护室中养护28d后测得抗压强度 $f_c=31.5\text{MPa}$ ，抗拉强度 $f_t=3.3\text{MPa}$ ，弹性模量 $E_c=27\text{GPa}$ ，泊松比 $\nu_c=0.18$ ，蠕变系数 $\epsilon=2$ ，铁锈密度 $\rho_{\text{rust}}=3600\text{kg/m}^3$ ，钢筋密度 $\rho_{\text{st}}=7850\text{kg/m}^3$ ，系数 $\alpha_{\text{rust}}=0.57$ 。为了研究混凝土保护层厚度对完全开裂时间的影响，该实验共选用三种类型的钢筋混凝土桥面板，各种板的保护层厚度 C 、铁锈电流密度 i_{corr} 和实验所测得的各类混凝土桥面板保护层完全开裂时间 t_c 如表1所示。对于一般的混凝土，软化特征参数介于5000和10000之间^[10]，为此，在本文计算中取其均值，即 $\beta=7500$ 。利用实验所提供的物理参数和 β 值，就可以应用本文公式分析混凝土保护层锈蚀损伤过程。

表1 三种混凝土桥面板基本参数、保护层初裂和完全开裂时间

桥面板类型	C/mm	$i_{\text{corr}}/(\mu\text{A}/\text{cm}^2)$	$t_i/\text{年}$	$t_c/\text{年}$	
				实验值	计算值
类型1	27	3.75	0.086	0.585	0.501
类型2	48	2.41	0.134	1.630	1.582
类型3	70	1.79	0.180	3.257	3.762

经过计算可得这三种类型混凝土桥面板保护层初裂和完全开裂时间如表1所示，从表1可以看出，初裂时间 t_i 随着保护层厚度的增大而增大，而完全开裂时间的理论预测值与实验值基本吻合，这证实了本文方法的有效性。混凝土保护层开裂区的环向刚度与径向刚度之比 k 显然与裂缝长度和平均宽度有关，随着裂缝长度和平均宽度的增大而减小，因而可以用来衡量混凝土保护层的损伤程度。

对于这三种混凝土桥面板， k 与时间 t 的关系如图2所示，从图2可以看出，这三条曲线非常类似，均由水平段和下降段两部分组成，水平段代表混凝土保护层处于弹性状态，下降段表示保护层开裂后环向刚度随时间 t 的增长而不断减小，表明混凝土保护层的损伤量是时间的单调递减函数；当保护层完全开裂时， k 值很小但不等于零，表明保护层完全开裂后仍具有一定的环向刚度。

图3给出了锈胀力 P 随时间 t 的变化曲线，从图3可以看出， P 先随着时间的增长而增大，达到最大值 P_{max} 后，再随着时间的增长而减小直到保护层完全开裂，因此锈胀力的最大值 P_{max} 在径向裂缝到达混凝土表面之前达到，这与文献[8]的结论一致；当保护层接近完全开裂时，锈胀力 P 急剧减小；混凝土保护层完全开裂时， P 很小但不等于零，再一次表明完全开裂的保护层具有一定的结构承载力。

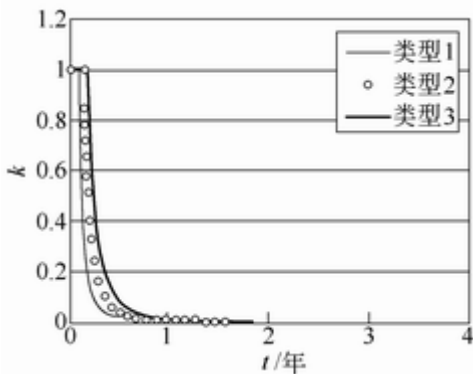


图2 k 与时间 t 之间的关系

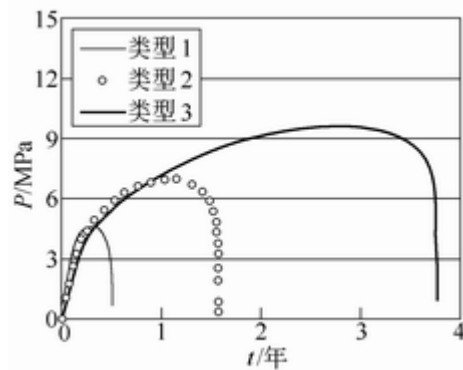
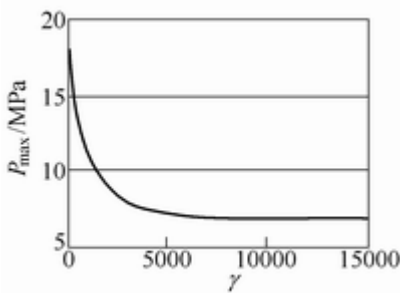
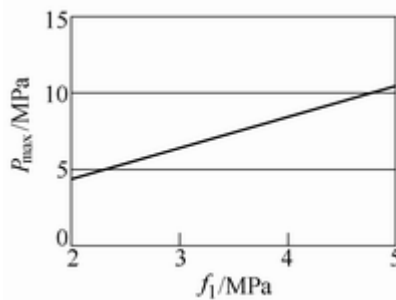
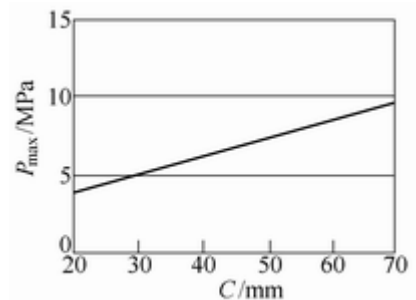


图3 P 与时间 t 之间的关系

图3所示的最大锈胀力 P_{max} 在某种程度上可以用来衡量混凝土保护层的承载力，它主要与混凝土软化特征参数 β 、抗拉强度 f_t 和保护层厚度 C 有关。为此，本文以第二种桥面板为例进一步讨论这三个参数对 P_{max}

的影响。首先保持其它参数不变,令 γ 从0增大到15000, P_{max} 与 γ 之间的关系如图4所示。从图5可以看出,当 γ 从0增大到10000时, P_{max} 从18.35MPa逐渐减小到6.92MPa,而当 γ 大于10000时, P_{max} 几乎保持不变。这是因为当 γ 从0逐渐增大时,混凝土从理想塑性慢慢过渡到准脆性,承载力逐渐降低,当 γ 值超过10000时,混凝土为完全脆性材料,承载力几乎保持不变。再保持其它参数不变,令抗拉强度 f_t 从2MPa增大到5MPa, P_{max} 与 f_t 之间的关系如图5所示。从该图可以看出,当 f_t 从2MPa增大到5MPa时, P_{max} 从4.45MPa几乎线性地增大到10.46MPa。这是因为提高混凝土抗拉强度直接延缓了混凝土开裂,从而提高了混凝土保护层的承载力。最后,保持其它参数不变,令 C 从25mm增大到70mm, P_{max} 与 C 之间的关系如图6所示。从图6可以看出,当 C 从25mm增大到70mm时, P_{max} 从3.87MPa几乎线性地增大到9.61MPa。这是因为在保持抗拉强度不变的前提下,增大保护层厚度自然会提高它的整体承载力。综合上面的讨论,可以得到这样的结论:要提高混凝土保护层的承载力,在材料和结构设计时,应尽量提高混凝土的塑性和抗拉强度,增大保护层的厚度。


 图4 P_{max} 与 γ 之间的关系

 图5 P_{max} 与 f_t 之间的关系

 图6 P_{max} 与 C 之间的关系

4 结论

本文通过引入一些假设并考虑混凝土的软化特性,提出了混凝土保护层锈蚀损伤全过程计算方法。通过建立和求解微分方程,给出了每一时刻混凝土保护层中各点的位移和应力。基于这些解析解,获得了初裂时间、完全开裂时间和每一时刻的锈胀力。最后,利用实验结果证实了本文方法的有效性并对计算结果进行了详细的讨论。

参考文献:

- [1] 赵国藩. 工程结构可靠度理论与应用[M]. 大连: 大连理工大学出版社, 1996.
- [2] Cady P D, Weyers R E. Chloride penetration and the deterioration of concrete bridge decks [J]. Cement, Concrete & Aggregates, 1983, 5(2): 81-87.
- [3] Crank J. The mathematics of diffusion[M]. Oxford: Clarendon Press, 1956.
- [4] Chatterji S. Transport of ions through cement-based materials, part 1: fundamental equations and basic measurement techniques [J]. Cement and Concrete Research, 1994, 24(5): 907-912.
- [5] Li C Q. Initiation of chloride induced reinforcement corrosion in concrete structural members experimentation [J]. ACI Structural Journal, 2001, 98(4): 501-510.
- [6] Cady P D, Weyers R E. Deterioration rates of concrete bridge decks [J]. Journal of Transportation Engineering, 1984, 110(1): 34-45.
- [7] 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.

[8] 金伟良, 赵羽习, 鄢飞. 钢筋混凝土构件的均匀钢筋锈胀力的机理研究[J]. 水利学报, 2001, (7): 57-62.

[9] Bazant, Z P. Physical model for steel corrosion in sea structures[J]. ASCE Journal of the Structural Division, 1979, 105(6): 1137-1153.

[10] 沈聚敏, 王传志, 江见鲸. 钢筋混凝土有限元与板壳极限分析[M]. 北京: 清华大学出版社, 1991.

[11] 徐芝纶. 弹性力学(上册)[M]. 北京: 人民教育出版社, 1979.

[12] 乔生儒. 复合材料细观力学性能[M]. 西安: 西北工业大学出版社, 1997.

Analytical solution for corrosion damage of reinforced concrete structures

ZHENG Jian-jun¹, ZHOU Xin-zhu¹, LI Chun-qing²

(1. Zhejiang University of Technology, Hangzhou 310014, China; 2. University of Dundee DD1 4HN, UK)

Abstract: The damage of reinforced concrete structures due to reinforcement corrosion is analyzed. Assuming the corrosion layer on steel bar surface is uniform and taking the softening characteristics of concrete into account the corrosion damage model for concrete cover is developed. In the model, the damage process of the concrete cover is divided into two distinct phases: elastic deformation and partial cracking. By establishing and solving the differential equation corresponding to each phase the displacement and stress at arbitrary point in concrete cover and at arbitrary instant are obtained. Based on this analytical solution, the instant of initial cracking, the instant of complete cracking and the corrosion-induced expansive force are deduced. The validity of this solution is verified by experimental data.

Key words: concrete; corrosion damage of reinforcement; instant of initial cracking; instant of complete cracking; corrosion-induced expansive force