부식을 고려한 콘크리트 교량의 최대 균열폭 제어

조 태 준
청주대학교 토목환경공학과
(2006. 5. 11. 접수 / 2006. 6. 20. 채택)

Maximum Crack Width Control in Concrete Bridges Affected By Corrosion

Taejun CHO
Department. of Civil Engineering, Cheongju University
(Received May 11, 2006 / Accepted June 20, 2006)

Abstract : As one of the serviceability limit states, the prediction and control of crack width in reinforced concrete bridges or PSC bridges are very important for the design of durable structures. However, the current bridge design specifications do not provide quantitative information for the prediction and control of crack width affected by the initiation and propagation of corrosion. Considering life span of concrete bridges, an improved control equation about the crack width affected by time-dependent general corrosion is proposed. The developed corrosion and crack width control models can be used for the design and the maintenance of prestressed and non-prestressed reinforcements by varying time, w/c, cover depth, and geometries of the sections. It can also help the rational criteria for the quantitative management and the prediction of remaining life of concrete structures.
Key Words : maximum crack width control, general corrosion, concrete bridges

1. 서 론

콘크리트 교량에서의 철근의 부식은 염화물이 콘크리트와 철근접촉면 주변에 축적이 되어 콘크리트 내의 높은 알카리성이 중성화되거나 부식되면서 시작된다. 부식의 시작 후에는 산소가 콘크리트 표면으로 침투되면서 부식이 지속되게 된다. 콘크리트 피복은 탈락, 벗겨짐, 균열, 얼룩, 용해작용등과 같은 과정을 거쳐 부식의 부산물(녹)을 만들어내며 현저히 성능을 잃게 된다. 그러나 현재의 국내외 설계 시방서[1-3]는 부식이나 부식으로 인한 사용성 저하와 관련된 정량적인 기준을 정확히 제공하지 못하고 있다.

현재의 AASHTO LRFD 균열 제어식[2]은 균열폭 예측 및 제어 설계에 필요한 입력변수들(물-시멘트비, 피복 두께, 재령시간의 변화 등)에 대해서, PSC 구조와 RC구조 모두에 대해 사용성 한계 상태를 보장하지 못한다고 판단된다.

그러므로 본 연구에서는 프리스트레스 긴장재와 일반 철근에서의 일반적인 부식을 고려한 콘크리트 교량의 생애주기 동안의 균열폭을 정량적으로 예측하고 제어하는 방법을 개발하였다.

설계재료 변수인 물시멘트비의 함수로써 구조물의 사용수명간 발생 가능한 최대 균열폭을 제어하도록 제안하였다. 철근콘크리트 교량과 PSC 교량에서 부식으로 인한 균열폭의 성장을 고려하여, 설계입력변수로써 물-시멘트비와 재료구성방정식, 단면상수 및 크기를 조절하여 균열폭을 제어하였다.

2. 부식의 시작 해석을 위한 모델의 정식화

2.1. 부식의 시작

대부분의 경우, 확산 방정식은 확정해를 구할 수가 없으므로, 유한차분법과 같은 수치 해석적인 방법들이 사용될 수 있다. 또한 대류, 흡착(sorption) 등의 다른 효과들을 고려하기위해서도 유한 요소 해석모델이 널리 쓰인다. 염화이온 확산의 지배 방정식은:

$$\frac{\partial C_t}{\partial C_f}\frac{\partial C_f}{\partial t} - \nabla \cdot (D \nabla C_f) = 0 \qquad (1)$$

tadjun@cju.ac.kr

여기서 D_0 =초기 확산 계수, D = 확산계수, T = 시간(일)

총 염화물 이온량은 촉진실험결과와[4] Arya[5], Dhir[6]으로부터, 총 염화물 이온량이 0.5%에서 3.6%까지, 총염화물 대비 자유염화물 이온이 55%에서 84%까지 변화할 때 다음과 같이 구성된다.

$$C_t = C_b + C_f \tag{2a}$$

$$C_t = 0.0441C_f^3 - 0.3687C_f^2 + 1.8359C_f \tag{2b}$$

$$Cl \leq 3.6\% \tag{2c}$$

여기서 C_t = 총 염화물 이온, C_b = 결합 염화물 이온, C_f = 자유염화이온, Cl = 염화 이온

시간과 배합비에 따른 확산계수는 다음의 실험식을 사용하였다[7]:

$$\log_{10}D(t) = (-10.22 + 8.58\frac{w}{c} - 4.99\alpha - 3.04V_{agg} + 5.09\alpha - 0.91V_{agg} + 1.6\alpha V_{agg} - 6.58(\frac{w}{c})^2 - 0.92\alpha^2 + 0.53V_{agg}^2) \tag{3}$$

여기서 w/c는 물 시멘트 비, V_{agg}는 골재 부피, α는 수화도이다.

개선된 선형결합 등온선(Modified linear binding isotherm)은 식 (2b)로부터 다음과 같이 유도된다.

$$\frac{\partial C_t}{\partial C_f} = D^* = 0.1323C_f^2 - 0.7374C_f + 1.8359 \tag{4}$$

가중 함수로서 형상 함수를 사용하면
(i.e.,: $W_i = C_i$, i 는 결점 번호):

$$\int_V C_i\left\{D^*\frac{\partial C_f}{\partial t} - C_i \cdot D \cdot \nabla \cdot C_f\right\}dV = 0 \tag{5}$$

지배방정식은 유한차분 법을 사용하여 계산하였다[8].

2.2. 부식의 진전

확산 침투된 염화이온의 누적량이 철근 표면위치에서 임계농도에 도달하게 되면, 물과 산소의 작용으로 철근의 부식이 촉진된다. 부식에 의해서 감소되는 철근의 지름(D(t)은 전류밀도 i_{corr}를 다음과 같이 연간 부식률의 현장계측치의 경험식[9]을 이용하여 계산하였다.

$$\Delta D(t) = 0.0232(T - Ti)i_{corr};\ t > T_i \tag{6}$$

T_i: 부식 개시 시간(year)

물-시멘트비 함수로서의 전류밀도는 실험식으로부터 얻을 수 있다.

$$i_{corr}(1) = \frac{37.8(1-\frac{w}{c})^{-1.64}}{cover}$$
단위: $(\mu A/cm^2, cover(mm))$ (7)

$$i_{corr}(t_p) = i_{corr}(1) \cdot 0.85t_p^{-0.29},\ t_p(years) \tag{8}$$

여기서 t_p : 부식 개시 후 경과된 시간

일반적 부식 개시시간은 식 (5)를 사용하여 얻을 수 있으며 이때 확산된 염화 이온은 개발된 유한요소 모델에 기초한 프로그램에 의해서 계산된다 (3.1절). 식 (7)과 식 (8)은 Matlab 프로그램을 통해 개발된 유한요소 확산 해석프로그램으로 계산되었다[10].

3. 부식과 균열폭 제어

3.1. 콘크리트 교량에서의 부식과 균열폭

프리스트레스트 콘크리트 합성형 거더(Table 1, Fig. 1)에서 외력모멘트와 변형율을 증가시켜가면서, 부식의 시작을 산정하기 위한 자유염화이온의 확산해석은 단면의 대칭조건을 이용하여 1/2단면만을 모델링하였다. Fig. 2는 30가닥의 긴장재의위치에 절점을 부여하고, 총 70절점과 48개의 Quadrilateral 요소를 보여준다. 염화이온의 표면유입(flux)을 무시하고, 표면농도를 3.5kg/m^{3}으로 가정하여 계산한 결과가 Fig. 3에 나타나 있다. 3단으로 배치된 PS긴장재의 위치에, 확산 침투된 염화이온의 농도가 부식개시 임계농도 0.782kg/m^3 [10]에 도달하는 부식개시 시간이 12, 26, 31년으로 계산되었다(Fig. 4).

Table 1. The properties of PSC Girder Bridge

거더간격	s = 2057mm
슬래브 두께	t = 200mm
콘크리트단위중량	w_d = 23.561kN/m^3
콘크리트 응력	f_{ck} = 40MPa(Girder) f_{ck} = 27.6MPa(Slab)
긴장재의 인장강도	f_{pu} = 1863MPa
긴장재의 항복강도	f_{py} = 0.9 f_{pu} = 1676.7MPa
긴장재의 탄성계수	E_p = 192302MPa
철근의 탄성계수	E_s = 196508MPa
콘크리트 28일 탄성계수	E_c = 33701MPa
긴장재의 단면적	A_{ps} = 2964mm^2
철근의 단면적	A_s = 230mm^2
철근의 도심까지의 거리	d_s = 1321mm
긴장재 도심까지의 거리	d_p = 1321mm

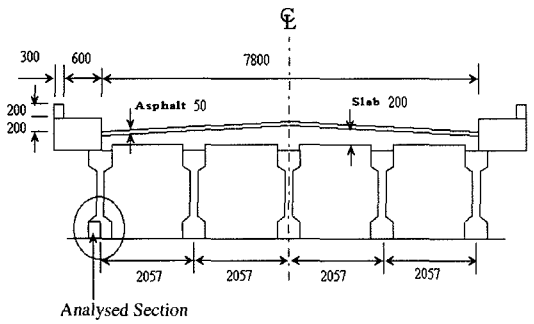

Fig. 1. Cross section of an example prestressed concrete bridge(mm).

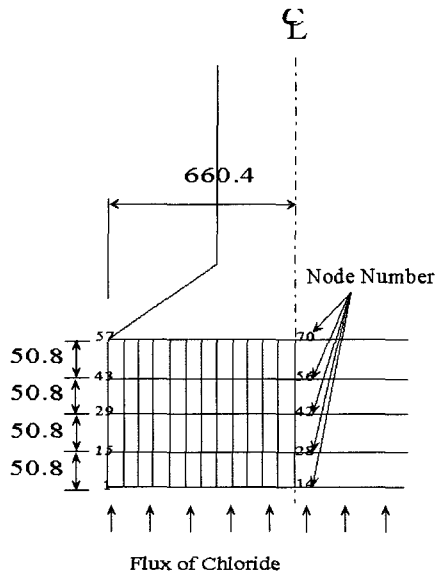

Fig. 2. Dimensions, Node, Elements, and Symmetric Boundary Conditions(mm).

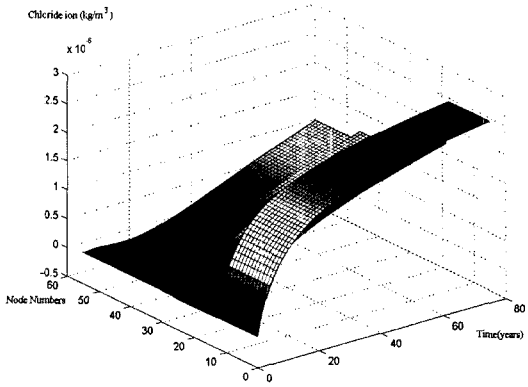

Fig. 3. Diffusion of chloride ion to prestressed concrete girders (kg/m^3).

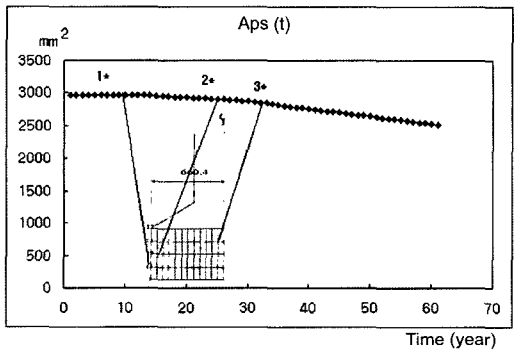

Fig. 4. Time dependent reduction of cross section of tendon.

Fig. 5에서는 기존의 최대 균열폭에 관한 실험결과 회귀식들 (Table 2, 비교예측식 1-4)을 비교한 결과를 보여주고 있다.

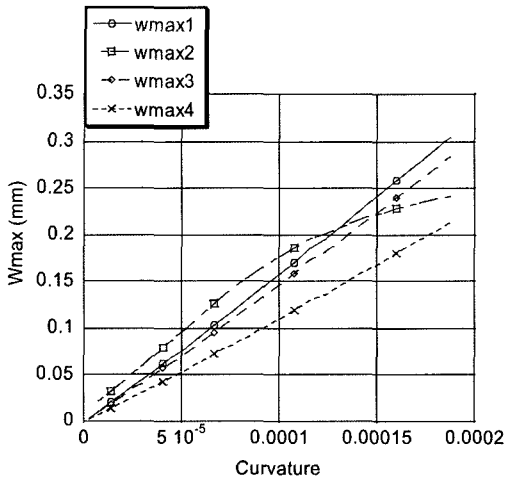

Fig. 5. Predicted crack widths by four experimental maximum crack width prediction equations.

Table 2. Experimental maximum crack width prediction equations for reinforced concrete and prestressed concrete structures

Proposed by	Maximum Crack Width	비고
Nawy and Potyondy[11]	$W_{max1} = 1.44 \cdot 10^{-4} \cdot 25.4 \cdot 10^{-5} \cdot Acs \cdot (\Delta E_{ps} \cdot E)^{1.31}$(mm) $A_{cs} = 1.54 \cdot \frac{A_t}{\sum O}$: mean crack spacing A_t = area of concrete tensile zone $\sum O$ = sum of perimeters of bonded reinforcements ΔE_{ps} = increased strain by external loading E = elasticity of reinforcements	*비교 예측식1
Nawy and Huang[12]	$w_{max2} = 25.4 \cdot 10^{-5} \cdot \alpha \cdot \beta \cdot 10^{-5} \frac{A_t \cdot \Delta f_{ps}}{\sum O}$ (mm) Δf_{ps} = net stress change in prestressing steel after decompression α = 5.85 if pre-tensioning α = 6.51 if post-tensioning	*비교 예측식2
Meier and Gergely[13]	$w_{max3} = C1 \cdot \varepsilon_{ct} \cdot d_c$(mm) $w_{max4} = C2 \cdot \varepsilon_{ct} \cdot d_c \cdot A_b^{1/3}$(mm) C1, C2=bond coefficients For Re-bars; C1=12, C2=8.4 For Strands; C1=16, C2=12 ε_{ct} = nominal concrete tensile strain at tensile face	*비교 예측식 3, 4

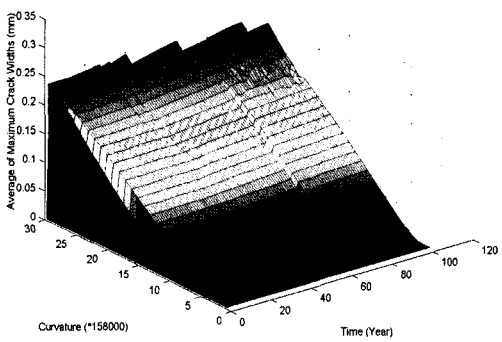

Fig. 6. Predicted crack width by the average of four experimental equations during life cycle

100년간의 부식에 의한 응력 및 변형율의 증가와 부착강도의 저하에 따른 균열폭의 성장을 네가지 실험적 균열폭 예측식들의 평균값을 이용하여 나타내면 Fig. 6과 같다.

3.2. 사용성 한계상태와 균열폭 제어

균열폭 제어에 관한 기존시방서 내용

현행 AASHTO LRFD 교량설계 시방서상의 허용 균열폭[2]은 강재의 허용인장응력(f_{sa})에 대하여 다음과 같이 제어되고 있다.

$$f_{sa} \le \frac{Z}{(d_c A)^{\frac{1}{3}}} \le 0.6 f_y \qquad (9)$$

여기서 d_c = 최대인장부재로부터 가장 가까운 철근의 중심점까지의 콘크리트 피복의 두께, A = 인장철근을 둘러싸고 있으며 철근의 개수로 나눔에 의해 인장철근과 동일한 도심을 갖는 콘크리트의 면적, Z = 균열폭 매개변수:

= 30,000 N/mm 일반 환경 노출 상태
= 23,000 N/mm 부식 환경 노출 상태
= 17,500 N/mm 매설된 구조

식 (9)는 부식성 환경상태에 노출된 구조물의 응력에 의한 균열폭제어에 관해서 간략화된 제어식을 보여주고 있다. 그러나 철근의 덮개두께(d_c)와 유효철근면적 (A)와 상수 Z 만을 사용하여서 재료적 변화(대표적으로 물-시멘트 비)에 따른 변화를 무시하고 있다.

부식저하모델을 고려할 때 물-시멘트비는 매우 중요하다. 단면의 감소된 극한 저항모멘트(물-시멘트비 0.8)는 초기에는 1.5%보다 더 적은 차이를 보이지만, 물시멘트비가 0.2인 경우 75년(AASHTO 시방서기준의 경우)후 에는 38% 이상의 차이를 보인다 (Fig. 7). 물-시멘트비가 높아지면, 단면의 곡률(Fig. 8)이 줄어들면서 콘크리트구조물의 휨에 대한 극한 저항과 변형이 더 낮아진다.

물-시멘트 비를 고려한 균열폭 제어

콘크리트 교량의 사용수명간 사용하중상태에서의 균열폭은 물-시멘트비와 부식의 증가에 따라서 증가하게 된다.

콘크리트 단면 상단의 압축변형율, ε_c가 같다면, 곡률은 물-시멘트비에 비례한다. 이것은 곧 강재의 변형이 더 크면 균열폭이 더 커짐을 의미한다. 균열

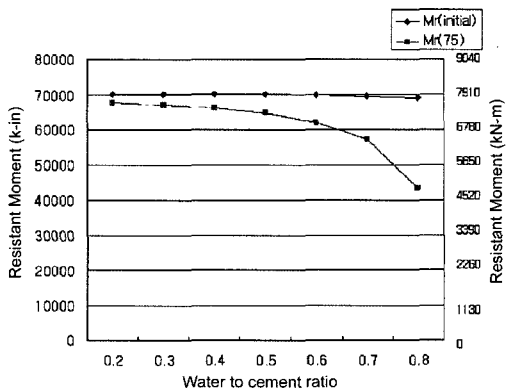

Fig. 7. Ultimate Resistance Moment as a function of water to cement ratio.

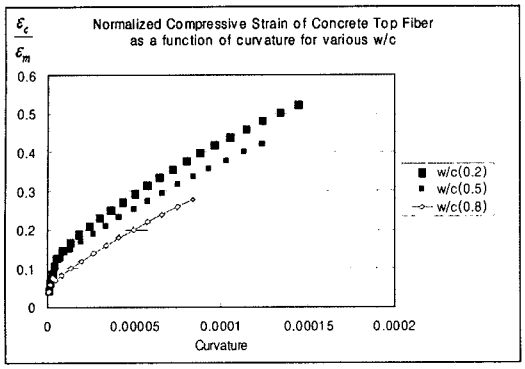

Fig. 8. Normalized compressive strain of concrete top fiber as a function of curvature for various w/c.

폭의 계산은 부식에 따른 강재 단면감소의 증가에 의한 강재의 변형을 고려한다(Fig. 8).

일반적인 부식에 의한 네 가지의 예측 균열폭의 평균값이 콘크리트 상부의 정규화된 변형함수로서 계산될 수 있다. 다양한 물-시멘트비에 따른 사용하중아래에서의 균열폭의 평균값은 5차 회귀방정식 (Fig. 9)으로 예측될 수 있다. w/c=0.5일 때의 균열폭 값으로 나누면, 정규화된 균열폭의 매개변수가 얻어진다(Fig. 10).

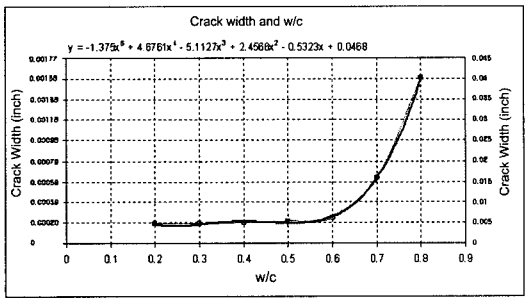

Fig. 9. Crack widths under service loads with the variations of water cement ratio.

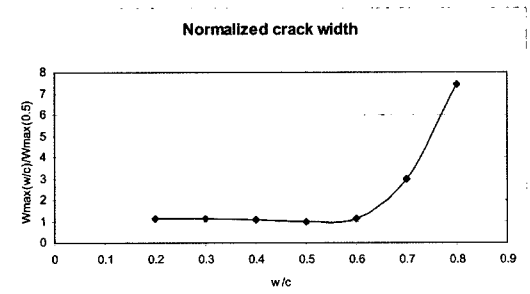

Fig. 10. Normalized crack width.

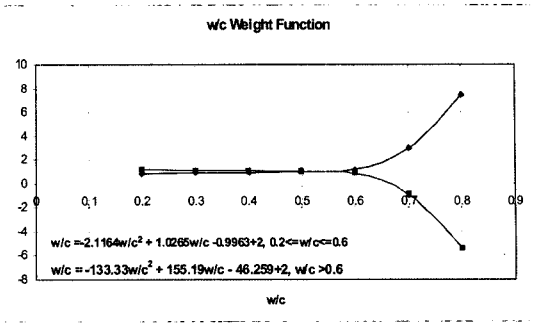

Fig. 11. Crack width parameter as a function of water to cement ratio.

그 결과를 설계가중 함수로 적용하기 위해, 회귀방정식에 -1을 곱해지고 2를 더하여(Fig. 11), 다음과 같은 물-시멘트 비율에 따른 가중함수를 산정하였다.

$0.2 \le \frac{w}{c} \le 0.6$ 인 경우:

$$-2.11164\left(\frac{w}{c}\right)^2 + 1.0265\frac{w}{c} - 0.9963 + 2 \qquad (10a)$$

$0.6 < \frac{w}{c} \le 0.8$ 인 경우:

$$-133.33\left(\frac{w}{c}\right)^2 + 155.19\frac{w}{c} - 46.259 + 2 \qquad (10b)$$

AASHTO LRFD 5.7.3.4-1의 균열폭 제어식에 물-시멘트비를 변수로 하는 부식에 의한 균열폭의 성장을 고려하기 위하여 Table 2의 최대균열폭 예측식 (Meier and Gergely[13])을 다음과 같이 변형시켰다.

$$w_{max4} = 8.4 \cdot \varepsilon_{cl} \cdot d_c \cdot A_b^{1/3} (\text{mm}) \qquad (11)$$

$$w_{max4} = 8.4 \cdot \frac{Z}{\beta \cdot E_s} d_c^{2/3} (\text{mm}) \qquad (12)$$

$$f_{sa} \le w_{\max} \cdot \frac{\beta}{d_c A^{\frac{1}{3}}} \cdot \frac{E_s}{8.4} (\text{MPa}) \qquad (13)$$

여기서 $\beta = \frac{h-x}{d_e - x}$, h = 보의 높이, d_e = 철근까지의 유효깊이(높이- 피복두께), x = 상부근에서 중심축까지의 거리

여기서 유도된 균열폭 예측식에 물-시멘트 비의 변화에 따른 정규화된 균열폭의 증가 효과 가중함수 (식 (10), Fig. 11)를 곱하면 다음절의 균열폭 제어에 관한 제어식이 된다.

4. 균열폭 제어를 위한 제안식

물-시멘트비를 고려한 제안식은 식 (13)에 가중함수 식 (10)을 곱하여 다음과 같이 제안하였다.

4.1. 철근콘크리트 구조의 경우

일반 철근에 대하여(Fig. 12, Fig. 13, US Unit)

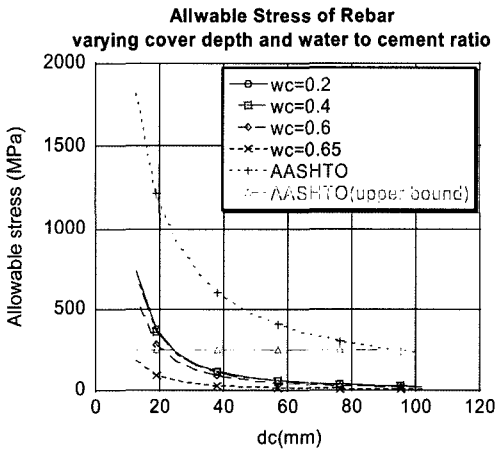

Fig. 12. Allowable stresses of re-bars in moderate exposure condition compared with the current AASHTO allowable crack width of = 0.2mm.

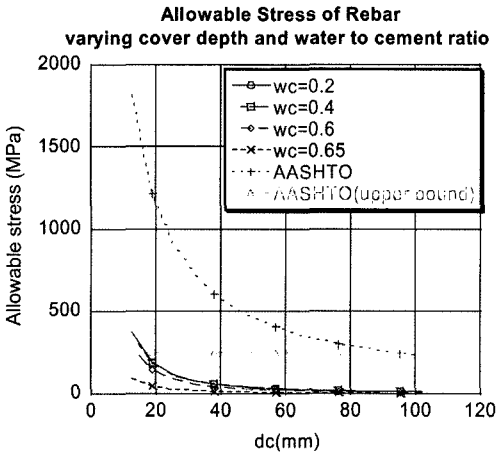

Fig. 13. Allowable stresses of re-bars in severe exposure condition compared with the current AASHTO allowable crack width of = 0.1mm.

$0.2 \le \frac{w}{c} \le 0.6$ 인 경우:

$$f_{sa} \le W_{\max} \cdot \frac{\beta}{d_c A^{\frac{1}{3}}} \cdot \frac{E_s}{8.4} \cdot \left\{-2.11164\left(\frac{w}{c}\right)^2 + 1.0265\frac{w}{c} - 0.9963 + 2\right\} \quad (14a)$$

$0.6 < \frac{w}{c} \le 0.8$ 인 경우:

$$f_{sa} \le W_{\max} \cdot \frac{\beta}{d_c A^{\frac{1}{3}}} \cdot \frac{E_s}{8.4} \cdot \left\{-133.33\left(\frac{w}{c}\right)^2 + 155.19\frac{w}{c} - 46.259 + 2\right\} \quad (14b)$$

최대 균열폭의 예측은 철근에 프리스트레스된 경우와 아닌 경우 모두 변형적합방정식으로부터 결정될 수 있으므로[10] 제안식은 다음과 같이 부착된 프리스트레스트 긴장재의 경우에도 적용될 수 있다.

4.2. 프리스트레스 콘크리트 구조의 경우

프리스트레스트 긴장재에 대하여(US Unit),

$0.2 \le \frac{w}{c} \le 0.6$ 인 경우:

$$f_{ps} \le W_{\max} \cdot \frac{\beta}{d_c A^{\frac{1}{3}}} \cdot \frac{E_{ps}}{12} \cdot \left\{-2.11164\left(\frac{w}{c}\right)^2 + 1.0265\frac{w}{c} - 0.9963 + 2\right\} \quad (15a)$$

$0.6 < \frac{w}{c} \le 0.8$ 인 경우:

$$f_{ps} \le W_{\max} \cdot \frac{\beta}{d_c A^{\frac{1}{3}}} \cdot \frac{E_{ps}}{12} \cdot \left\{-133.33\left(\frac{w}{c}\right)^2 + 155.19\frac{w}{c} - 46.259 + 2\right\} \quad (15b)$$

여기서 $w_{max}=0.4$mm ; 건조한 환경에서의 허용 균열폭, $w_{max}=0.2$mm ; 일반 환경에서의 허용 균열폭, $w_{max}=0.1$mm; 부식성 환경에서의 허용 균열폭

제안식을 Fig. 12, 13과 같이 현행 AASHTO LRFD 균열폭 제어식에 의한 허용 응력과 비교하였다. 건조 상태의 허용 균열폭을 0.4mm, 피복두께는 50mm

로 가정한다. AASHTO LRFD시방의 5.7.3.4번 조항에서는 피복두께를 늘릴수록 보호성능이 향상되도록 되어있다. 그러나 Fig. 12에서 볼 수 있는 것처럼, 일반환경에서 피복 두께가 23mm보다 크면 대부분의 콘크리트 단면에서는 배근량을 늘려서 철근의 응력을 줄이거나 직경이 작은 철근으로 배근하여야 함을 알 수 있다.

부식성 환경상태에서 허용 균열폭을 0.1mm로 가정하면, Fig. 13에서와 같이 일반 환경상태보다 악화된 저항강도의 감소를 보여준다. 피복두께가 16mm보다 크면 대부분의 콘크리트 단면에서 철근의 응력을 줄여야 한다. 특별한 보강설계가 없다면, 피복두께가 증가할수록 균열폭은 철근응력의 증가에 따라 더 넓어질 것이다. Fig. 12와 13에서, 콘크리트의 물-시멘트비 값이 0.665가 넘으면, 피복두께가 102mm보다 작은 경우, 허용응력 범위안에서 균열폭제어가 불가능해짐을 알 수 있다. 그러므로 대부분의 콘크리트 재료 혼합비의 경우 충분한 배근이 이루어 지지 않으면, 부식성환경에서 현재의 AASHTO LRFD 시방기준의 균열폭 제어는 부식을 고려한 장기적인 사용성 측면에서 안전하지 않음을 알 수 있다.

5. 결 론

콘크리트 교량시스템에서의 부식과 균열 모델은 염화물이온의 확산을 위한 유한요소 프로그램과 부식에 의한 철근감소를 고려하여 개발되었다. 연구결과에서 다음의 결론을 도출하였다.

1) 콘크리트 교량 거더에서의 염화물이온의 확산 유한요소 해석프로그램을 사용해서, 시간의존적 확산과 부식의 개시점이 계산되었다.

2) 선택한 교량의 예상 균열폭을 네 가지 실험에 의한 균열폭 예측식으로 계산하였다. 실험식들의 평균값들은 시간단계별로 구조물의 수명기간동안에 물-시멘트 비율을 변화시켜가면서 계산되었다.

3) 균열폭 제어식에서 물-시멘트비의 변화를 고려한 개선된 제어식을 제안하였다. 제안식은 사용성 한계상태의 평가 기준으로써 프리스트레스트 긴장재나 일반 철근에 모두 적용이 가능하여 사용성 한계상태를 예측하고 제어할 수 있도록 하였다.

4) 균열폭 제어식에 대한 입력변수 해석으로부터 피복두께가 23mm보다 크거나 철근배근이 부적절한 경우 일반 환경 또는 부식성 환경에서, 균열폭 제어에 대한 현재의 AASHTO LRFD 시방서는 장기적인 측면에서는 안전하지 않을 수 있다는 결론을 얻었다.

5) 추후의 연구주제로, 제한된 실험 결과(식 (11))로 부터 결정된 상수 및 유도된 제안식들을 검증하기 위해서 철근 부식에 대한 실험을 수행하는 것이 바람직 하다. 제안된 모델에 대한 확률적인 평가는 극한 한계상태에서의 안전성과 비교되어 수행되어져야 한다. 그 결과는 내구적인 콘크리트 구조물의 설계를 위한 균열폭 제어에 의한 사용성을 제공함으로써, 콘크리트 구조물의 유지관리에 기여할 것으로 기대한다.

참고문헌

1) CEB/FIP 90, Structural Concrete, Vol. 2 pp. 84, 1990.
2) American Association of State Highway and Transportation Officials(AASHTO), "LRFD Specifications for Highway Bridges", 3rd Edition, AASHTO, Washington, D.C., pp. 5~39, 2004.
3) ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete(ACI 318M-02) and Commentary(318RM-02)", American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., pp. 443, 2002.
4) 김성욱, 김도겸, 이종석, "해안 콘크리트 구조물의 성능 저하 평가에 관한 연구", 한국건설기술연구원, pp. 54, 2003.
5) Arya, C., and Newman, J.B., "Assessment of Four Methods of Determining the Free Chloride Content of Concrete", Materials and Structures, Vol. 23, pp. 319~330, 1990.
6) R. K. Dhir, M. R. Jones and H. E. H. Ahmed "Determination of Total and Soluble Chlorides in Concretes", Cement and Concrete Research, Vol. 20, pp. 579~590, 1990.
7) Bentz D. P, E.J. Garboczi, and E. S. Lagergren, "Multi-Scale Microstructural Modeling of Concrete Diffusivity: Identification of Significant Variables", Cement, Concrete, and Aggregates, Vol. 20, No. 1, pp. 129~139, 1998.
8) Segerlind L. J., "Applied Finite Element Analysis", Wiley Text Books; 2nd edition, 1984.
9) Kim Anh T. Vu, Mark G. Stewart, "Structural reliability of concrete bridges including improved

chloride-induced corrosion models", Structural Safety 22, pp. 313~333, 2000.
10) T. Cho, "Reliability Models for Corrosion of Concrete Bridges", Doctoral Dissertation of the University of Michigan, 2003.
11) Nawy, E. G., Potyondy, J. G., Moment rotation, cracking and deflection of spirally bound, pretensioned prestressed concrete beams, New Brunswick : Rutgers Univ., 1970.
12) Nawy, E. G., and Huang, P. T., "Crack and Deflection Control of Pretensioned Prestressed Beams", PCI Journal, Vol. 22, No. 3, May-June, pp. 30~47, 1977.
13) Meier, S. W., and Gergely, P., "Flexural Crack Width in Prestressed Concrete Beams", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 107, No. ST2, pp. 429~433, 1981.