

신뢰성에 기초한 강상형 곡선램프교의 안전도 및 잔존내하력 평가

Reliability-Based Assessment of Safety and Residual Load Carrying-Capacity of Curved Steel-Box Ramp Bridges

조 호 남¹⁾ · 최 영 민²⁾ · 민 대 흥³⁾
Cho, Hyo-Nam Choi, Young-Min Min, Dae-Hong

ABSTRACT : Highly curved steel-box bridges are usually constructed as ramp structures for the highway interchange and metropolitan elevated highway junction, but a number of these bridges are deteriorated and damaged to a significant degree due to heavy traffic. The main objective of the study is to develop a practical reliability-based assessment of safety and residual load carrying-capacity of existing curved steel-box ramp bridges.

In the paper, for the realistic assessment of safety and residual load carrying-capacity of deteriorated and/or damaged curved steel-box bridges, an interactive non-linear limit state model is formulated based on the von Mises's combined stress yield criterion. It is demonstrated that the proposed model is effective for the assessment of reliability-based safety and the evaluation of residual load carrying-capacity of curved steel-box bridges. In addition, this study comparatively shows the applicability of various reliability analysis methods, and suggests a practical and effective one to be used in practice.

KEYWORDS : curved steel-box bridge, reliability, assessment of safety, residual load carrying-capacity, limit state-based combined stress rating

1. 서 론

국내의 고속도로 및 도심지 주요 간선도로 등의 입체교차로에서는 도로 선형 및 건설공사 지점의

공간적 여건상 회전반경이 상대적으로 작은 곡선교의 설계 및 건설이 빈번히 수행되고 있으며, 이러한 곡선교의 상부 구조형식에 강상형 곡선교를 적용하는 것이 구조의 특성 및 시공의 간편성 때

1) 한양대학교 토목·환경공학과 교수
2) 한양대학교 토목공학과 박사수료
3) 한양대학교 토목공학과 석사과정

문에 거의 일반적이다. 선진 외국의 경우, 구조물의 기능면이나 규모면에서 중요한 위치를 차지하고 있는 강상형 곡선교의 건설증가와 더불어 설계에 있어서도 재래의 단순한 직선교에 대한 허용응력설계법에서 교량의 곡선의 효과를 반영할 뿐만 아니라 각 구조부위에 대한 각각의 한계상태를 기초로 한 한계상태설계법이 이미 일반화되어 있는 실정이다. 이에 반해 국내의 설계기준인 도로교시방서에서는 강상형 교량에 대한 설계가 허용응력에 의한 것일 뿐만 아니라 교량의 곡선효과를 반영하지 않는 표준식으로 되어있는 등 강상형 곡선교의 명확한 규정이 없는 실정이다. 특히 기존의 열화손상된 강상형 곡선교에 대한 체계적이고 합리적인 안전도 및 잔존내하력을 평가할 수 있는 평가방법 및 표준식이 거의 없으며 이에 관한 연구가 상당히 시급하다고 판단된다.

따라서 본 연구에서는 현재 선진 각국에서는 이미 일반화되어 있는 극한 또는 비탄성좌굴강도에 기반을 둔 한계상태설계법에 기초를 두어 강상형 곡선교의 한계상태모형을 제안하고 이에 대한 엄밀한 안전도평가방법인 신뢰성해석을 수행할 뿐만 아니라 기존 열화손상된 강상형 곡선교의 실용적이고 합리적인 잔존내하력을 평가하는 방법을 제안하고자 한다. 또한 한계상태설계법에 기초한 결과와 국내시방서 방법인 허용응력설계법에 기초한 결과를 비교, 분석하고자 한다.

2. 한계상태모형

2.1 개설

한계상태는 통상 극한 한계상태와 사용성 한계상태로 크게 대별된다. 극한 한계상태는 휨모멘트, 전단, 피로강도 등에 의해 구조물의 일부 또는 전체가 구조적 파손을 일으키는 상태를 말하고, 사용성 한계상태는 구조물 사용 측면에서의 기능적 손실 또는 구조물의 기능저하 및 손상이 따르는 상태로서 주요 원인으로는 처짐, 균열, 진동 등을 들 수 있다.

본 논문에서는 강상형 곡선교의 기초연구로서 위의 한계상태 중 극한 한계상태만을 고려하였으며, 강상형 교량에 대한 각국의 기준들 중 가장 합리적이고 실제적이라고 판단되는 영국 BS Code 5400 [BSI, 1983]에 제시되어 있는 플랜지, 웹 및 각각의 보강재를 각기 따로 고려한 시방서규준을 채택하여 이를 토대로 한계상태모형을 제안하였다.

2.2 보강된 플랜지의 한계상태모형

von Mises의 항복기준에 근거한 BS Code의 곡선효과를 고려한 stiffener로 보강된 플랜지의 응력검토 기준은 다음과 같다. 여기서 σ_2 의 산정식 직선식으로 적용할 경우 R_f 가 ∞ 가 되어 $\sigma_2=0$ 를 대입하면 직선식으로 사용할 수 있다.

$$\sigma_f^2 + \sigma_2^2 - \sigma_f \sigma_2 + 3\tau^2 \leq \left(\frac{\sigma_{yf}}{r_m r_B} \right)^2 \quad (1)$$

여기서,

σ_f : 플랜지의 교축방향 응력

σ_2 : 횡거더나 격벽의 휨 혹은 곡률로 인한 플랜지의 폭방향 응력 (고려시 : 곡선식, 비고려시 : 직선식)

$$\sigma_2 = \frac{3\sigma_f b^2}{4r_f t_f} \quad (2)$$

b : 종방향 보강재간의 거리

r_f : 플랜지의 곡률반경

t_f : 플랜지의 두께

σ_{yf} : 플랜지의 공칭항복응력

$$\tau: \tau_1 + 0.5\tau_2$$

τ_1 : 비틀림에 의한 플랜지의 in-plane 전단응력

τ_2 : 비틀림에 의한 웹과 플랜지의 연결부분에 발생하는 전단응력

r_m : 저항감소계수

r_B : 하중효과, 응력분배, 시공시 단면제원의 불확실성 등을 고려하는 하중증가계수

식 (1)에서 강도에 대한 곡선교의 한계상태모형

은 설계시 안전모수인 하중증가계수와 강도감소 계수를 고려하지 않는 다음과 같은 식으로 나타낼 수 있다. 이때, 곡선효과를 고려하지 않은 직선식으로 적용하고자할 때에는 식 (4)에서 $R_f = \infty$ 를 적용 $E=1$ 을 대입하면 된다.

$$g_f(\cdot) = 1 - [E(\sigma_{Ll} \cdot X_{Ll} + \sigma_{Dl} \cdot X_{Dl})^2 + 3(\tau_{Ll} \cdot X_{Ll} + \tau_{Dl} \cdot X_{Dl})^2] / (D_f \cdot \sigma_{yf} \cdot X_y)^2 \quad (3)$$

여기서,

$$E : \left(\frac{3b^2}{4R_{ft}} \right)^2 + \frac{3b^2}{4R_{ft}} + 1 \text{ (직선시, } E=1) \quad (4)$$

σ_{Ll}, τ_{Ll} : 활하중에 의해 플랜지내에 발생하는 실 휨응력, 실 전단응력 [$\sigma_{Ll} = \sigma_{al}(1+i)K_b$, $\tau_{Ll} = \tau_{al}(1+i)K_t$]

σ_{al}, τ_{al} : 공칭활하중에 의해 플랜지내에 발생하는 휨응력, 전단응력

i : 충격계수

K_b, K_t : 휨응답비, 전단응답비

σ_{Dl}, τ_{Dl} : 공칭사하중에 의해 플랜지에 발생하는 휨응력, 전단응력

D_f : 노후손상계수 ($= \omega_b^2 / \omega_f^2$)

ω_b, ω_f : 각각 손상과 무손상 상태의 구조물의 고유 진동수

X_{Df}, X_{Dl} : 휨과 전단응력에 대한 사하중과 이에 대응하는 응답불확실량 랜덤변수

X_{Lf}, X_{Ll} : 휨과 전단응력에 대한 활하중과 이에 대응하는 응답불확실량, 충격계수 산정 불확실량 등에 관한 랜덤변수

X_y, σ_{yf}, D_f 추정관련 편기와 모든 불확실량을 포함하는 랜덤변수

2.3 보강된 웨브의 강도 한계상태모형

von Mises의 항복기준에 기초한 BS Code의 Stiffener로 보강된 웨브강도의 응력검토 규준은 다음과 같다.

$$\sigma_{le}^2 + \sigma_2^2 - \sigma_{le}\sigma_2 + 3\tau^2 \leq \left(\frac{\sigma_{vw}}{r_m \gamma_{\beta}} \right)^2 \quad (5)$$

여기서,

$$\sigma_{le} = \sigma_1 + k\sigma_b \quad (6)$$

σ_1 : 패널단면의 교축방향 평균응력

σ_2 : 패널단면의 횡방향 응력

σ_b : 패널단면의 휨응력

τ : 전단력과 비틀림에 의해서 생기는 평균 전단 응력

k : $2y/b$ 또는 0.77중 작은 값

y : 고려되는 지점에서 중심선까지의 수직길이

b : 패널의 폭

σ_{vw} : 웨브의 공칭항복응력

식 (5)에서 강도에 대한 한계상태모형은 설계시 안전모수인 하중증가계수와 강도감소계수를 고려하지 않는 다음과 같은 식으로 나타낼 수 있다.

$$g_w(\cdot) = 1 - \{[(\sigma_{Lln} \cdot X_{Ll} + \sigma_{Dln} \cdot X_{Dl}) + k(\sigma_{Lbn} \cdot X_{Lb} + \sigma_{Dbn} \cdot X_{Db})]^2 + (\sigma_{L2} \cdot X_{L2} + \sigma_{D2} \cdot X_{D2}) - \{(\sigma_{Lln} \cdot X_{Ll} + \sigma_{Dln} \cdot X_{Dl}) + k(\sigma_{Lbn} \cdot X_{Lb} + \sigma_{Dbn} \cdot X_{Db})\} + (\sigma_{L2} \cdot X_{L2} + \sigma_{D2} \cdot X_{D2}) + 3(\tau_{Ln} \cdot X_{Ll} + \tau_{Dn} \cdot X_{Dl})^2] / (D_f \cdot \sigma_{vw} \cdot X_y)^2 \quad (7)$$

여기서,

$\sigma_{Lln}, \sigma_{Lbn}, \sigma_{Dln}, \tau_{Ln}$: 활하중에 의해 웨브에 발생하는 실 교축방향 응력, 실 휨응력, 실 횡방향 응력, 실 전단응력 [$\sigma_{Lln} = \sigma_{Ll}(1+i)K_b$, $\sigma_{Lbn} = \sigma_{Lb}(1+i)K_b$, $\sigma_{Dln} = \sigma_{Dl}(1+i)K_b$, $\tau_{Ln} = \tau_{Ll}(1+i)K_t$]

$X_{Ll}, X_{Lb}, X_{L2}, X_{Ll}$: 교축방향 응력, 휨응력, 횡방향 응력, 전단응력에 대한 활하중과 이에 대응하는 응답 불확실량, 충격계수 산정 불확실량 등에 대한 랜덤변수

$\sigma_{Dln}, \sigma_{Dbn}, \sigma_{D2n}, \tau_{Dn}$: 공칭사하중에 의해 웨브에 발생하는 실 교축방향 응력, 실 휨응력, 실 횡방향 응력과 실 전단응력

$X_{D1}, X_{Db}, X_{D2}, X_{D\tau}$: 축방향 응력, 휨응력, 횡방향
 응력, 전단응력에 대한 사하
 중과 이에 대응하는 응답불
 확실량, 충격계수 산정 불확
 실량 등에 대한 랜덤변수

X_y, σ_{yw}, D_i 추정관련 편기와 모든 불확실량을 내
 포하는 랜덤변수

2.4 보강된 웨브의 좌굴 한계상태모형

von Mises의 항복기준에 근거한 BS Code의
 Stiffener로 보강된 웨브좌굴의 응력검토 기준은
 다음과 같다.

$$\sqrt{\left\{ \frac{\sigma_1 \gamma_m \gamma_{f3}}{\sigma_{yw} k_1 (1-\rho)} \right\}^2 + \left\{ \frac{\sigma_2 \gamma_m \gamma_{f3}}{\sigma_{yw} k_2} \right\}^2} + \left\{ \frac{\sigma_b \gamma_m \gamma_{f3}}{\sigma_{yw} k_b (1-\rho)} \right\}^2 + 3 \left\{ \frac{\tau \gamma_m \gamma_{f3}}{\sigma_{yw} k_q} \right\}^2 \leq 1 \quad (8)$$

여기서,

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_b, \tau$: 식 (5)의 경우와 같음

k_1, k_2, k_b, k_q, ρ : BS Code에 의한 좌굴계수

식 (8)에서 강도에 대한 한계상태모형은 설계시
 안전모수인 하중증가계수와 강도감소계수를 고려
 하지 않는 다음과 같은 식으로 나타낼 수 있다.

$$g_{Bw}(\cdot) = 1 - \left[\left(\frac{\sigma_{L1n} \cdot X_{L1} + \sigma_{D1n} \cdot X_{D1}}{D_i \cdot \sigma_{yw} \cdot k_1 \cdot X_y \cdot (1-\rho)} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_{L2n} \cdot X_{L2} + \sigma_{D2n} \cdot X_{D2}}{D_i \cdot \sigma_{yw} \cdot k_2 \cdot X_y} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} + \left(\frac{\sigma_{Lbn} \cdot X_{Lb} + \sigma_{Dbn} \cdot X_{Db}}{D_i \cdot \sigma_{yw} \cdot k_b \cdot X_y \cdot (1-\rho)} \right)^2 + 3 \left(\frac{\tau_{Ln} \cdot X_{L\tau} + \tau_{Dn} \cdot X_{D\tau}}{D_i \cdot \sigma_{yw} \cdot k_q \cdot X_y} \right)^2 \quad (9)$$

여기서, 각종 변수와 불확실량 랜덤변수는 식
 (7)의 경우와 같다

2.5 종방향 보강재의 강도 한계상태모형

von Mises의 항복기준에 기초한 BS Code의 종
 방향 보강재의 응력검토 기준은 다음과 같다. 식
 (10.a)와 식(10.b)중에서 보다 지배적인 식을 적
 용한다.

$$\sigma_a + 2.5\tau_1 k_{a1} < \frac{k_{11}\sigma_{ys}}{\gamma_m \gamma_{f3}} \quad (10.a)$$

그리고,

$$\sigma_a + 2.5\tau_2 k_{a2} < \frac{k_{12}\sigma_{ye}}{\gamma_m \gamma_{f3}} \quad (10.b)$$

여기서,

$$\sigma_{ye} = \sqrt{\sigma_{yf}^2 - 3\tau^2 \gamma_m^2 \gamma_{f3}^2} \quad (11)$$

σ_a : 보강재 유효단면의 중심에서 종방향 응력

τ_1, τ_2 : 비틀림, 전단력에 의해서 생기는 플랜지
 의 전단응력

σ_{ys} : 보강재의 공칭항복응력

σ_{yf} : 플랜지의 공칭항복응력

τ : 플랜지의 전단응력 ($=\tau_1 + 0.5\tau_2$)

$k_{11}, k_{a2}, k_{11}, k_{12}$: BS Code에 의한 보강재의 계수

식 (10.a)와 (10.b)에서 강도에 대한 한계상태
 모형은 설계시 안전모수인 하중증가계수와 강도
 감소계수를 고려하지 않는 식(12)와 같이 나타낼
 수 있다.

$$g(\cdot) = 1 - [\sigma_{La} \cdot X_{La} + \sigma_{Da} \cdot X_{Da} + 2.5k_{a1}(\tau_{L1} \cdot X_{L1} + \tau_{D1} \cdot X_{D1})] / (k_{11} \cdot D_i \cdot \sigma_{ys} \cdot X_y) \quad (12.a)$$

그리고,

$$g(\cdot) = 1 - [\sigma_{La} \cdot X_{La} + \sigma_{Da} \cdot X_{Da} + 2.5k_{a2}(\tau_{L1} \cdot X_{L1} + \tau_{D1} \cdot X_{D1})] / \quad (12.b)$$

$$\left[k_{11} D_i \sqrt{(\sigma_{yf} \cdot X_y)^2 - 3(\tau_{L\tau} \cdot X_{L\tau} + \tau_{D\tau} \cdot X_{D\tau})^2} \right]$$

여기서,

σ_{La} : 활하중에 의해서 보강재에 발생하는 실 축 방향 응력 [$\sigma_{La} = \sigma_a(1+i)K_a$]

τ_{Li}, τ_L : 활하중에 의해 비틀림, 전단력에 의해서 생기는 플랜지의 실 전단응력 [$\tau_{Li} = \tau_i(1+i)K_r, \tau_L = \tau(1+i)K_r$]

X_{La}, X_{Li}, X_{Lr} : 교축방향 응력, 비틀림응력, 전단 응력에 대한 활하중과 이에 대응하는 응답불확실량, 충격계수 산정 불확실량 등에 관한 랜덤변수

σ_{Da} : 공칭사하중에 의해서 보강재에 발생하는 실 축방향 응력

τ_{Di}, τ_D : 공칭사하중에 의해 플랜지에 발생하는 비틀림응력, 전단응력

X_{Da}, X_{Di}, X_{Dr} : 교축방향 응력, 비틀림응력, 전단응력에 대한 사하중과 이에 대응하는 응답불확실량, 충격계수 산정 불확실량 등에 관한 랜덤변수

$X_y: \sigma_y, \sigma_{ys}, D_f$ 추정관련 편기와 모든 불확실량을 내포하는 랜덤변수

2.6 불확실량모형

강상형 곡선교의 신뢰성해석에 사용되는 불확실량에는 구조안전도에 영향을 끼칠 수 있는 모든 것들을 포함해야 한다. 표본자료와 통계적 해석 변동량 뿐만 아니라 추정오차 또는 모델링 오차, 불확실한 정보로 인한 오차 등도 포함된다. 저항과 하중의 통계적 불확실량인 평균공칭비와 변동계수의 추정방법은 다음과 같다.

2.6.1 저항 불확실량

전술한 한계상태모형의 저항관련 랜덤변수 X_r 는 다음과 같이 기본 랜덤변량의 곱으로 표현할 수 있다.

$$X_r = X_M \cdot X_F \cdot X_P \cdot X_D \quad (13)$$

여기서,

X_M : 재료의 강도추정 기본 불확실량 랜덤변수

X_F : 제작·시공과정에 수반되는 불확실량 랜덤변수

X_P : 해석·모델에 관련해 수반되는 불확실량 랜덤변수

X_D : 노후손상도 추정관련 불확실량 랜덤변수

이때 X_y 의 평균과 변동계수는 2차 모멘트법 불확실량 대수에 의해 다음과 같이 기본 랜덤변량의 평균과 변동계수로부터 구할 수 있다.

$$\overline{X_y} = \overline{X_M} \cdot \overline{X_F} \cdot \overline{X_P} \cdot \overline{X_D} \quad (14)$$

$$V_y = \sqrt{V_M^2 + V_F^2 + V_P^2 \cdot V_D^2} \quad (15)$$

2.6.2 응답 불확실량

작용응력의 불확실량을 나타내는 응력응답의 불확실량은 다음과 같이 된다.

$$X_{Dr} = X_{Di} \cdot X_{Dq}, \quad X_{Dr} = X_{Di} \cdot X_{Dq} \quad (16)$$

$$X_{Lr} = X_{Li} \cdot X_{Lq}, \quad X_{Lr} = X_{Li} \cdot X_{Lq} \quad (17)$$

여기서,

$X_{Dq}, X_{Dq}, X_{Lq}, X_{Lq}$: 휨과 전단에 대한 사하중과 활하중에 대응하는 응답 불확실량 랜덤변수

$X_{Di}, X_{Di}, X_{Li}, X_{Li}$: 휨과 전단에 대한 사하중과 활하중의 불확실성을 내포하는 랜덤변수

3. 내하력평가

3.1 내하력평가 기준식

본 논문에서는 강구조물의 지배모드에 대한 재래적인 허용응력판정법(allowable stress rating : ASR)과 이를 보다 합리적으로 개선한 허용응력판정법(improved ASR : IASR)을 제안하였다. 그리고 본 연구의 한계상태로부터 유도한 조합응력판정법(limit state-based combined stress

rating : LCSR)과 함께 우리나라의 도로교시방서 [1996]의 허용응력설계로부터 유도한 조합응력판정법(allowable stress-based combined stress rating : ACSR)을 제안 하였으며, 하중 및 저항관련 안전모수를 신뢰성개념에 의한 code calibration을 통해 우리나라 실정에 맞도록 어느 정도 반영한 하중저항계수법(load and resistance factor rating : LRFR)을 적용하여 내하력평가의 기준식으로 다음과 같이 제안하였다.

- 1) 단일지배모드의 내하력평가 기준식
 -재래적인 허용-응력판정법 (ASR)

$$RF = \min of \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma_a - \sigma_d}{\sigma_1} K \\ \frac{\sigma_a - \sigma_d}{\sigma_1} K \end{array} \right. \quad (18)$$

- 개선된 허용-응력판정법 (IASR)

$$RF = \min of \left\{ \begin{array}{l} \frac{D_f \cdot \sigma_a - \sigma_d}{\sigma_1 \cdot K} \\ \frac{D_f \cdot \tau_a - \tau_d}{\tau_1 \cdot K} \end{array} \right. \quad (19)$$

- 하중저항계수판정법(LRFR)

$$RF = \frac{\phi' R_n - r_s S_d}{r_i S_i K} \quad (20)$$

여기서,

RF : 내하율(= P_n/P_r)

P_n : 공용내하력

P_r : 공용하중(설계차량하중)

K' : 응력보정계수 (건교부지침[교량관리 체계 개선, 1995] : $\cong 1/K$)

σ_b, τ_b : 공칭활하중에 의해 플랜지와 웨브에 각각 발생하는 휨응력과 전단응력

σ_d, τ_d : 공칭사하중에 의해 플랜지와 웨브에 각각 발생하는 휨응력과 전단응력

R_n : 노후손상도를 고려한 실 공칭저항강도 ($D_i R_n'$)

R_n' : 시방서 공칭강도

S_d : 공칭사하중효과

S_i : 공칭활하중효과

K : $(1+i)K_s$

K_s : 실 응답비(실측응력/계산응력)

i : 실 충격계수

γ_d', γ_i' : 시방서에 따른 사하중과 활하중계수

ϕ' : 단면의 손상을 고려한 강도감소계수

- 2) 허용응력설계법의 조합응력판정법(ACSR)
 도로교시방서의 식 $(\sigma/\sigma_a)^2 + (\tau/\tau_a)^2 \leq 1.2$ 을 다음과 같은 조합응력내하력평가식으로 유도할 수 있다.

$$RF = \frac{-(A'B' + C'D')}{A'^2 + C'^2} + \frac{\sqrt{2A'B'C'D' - A'^2D'^2 - B'^2C'^2 + 1.2(A'^2 + C'^2)}}{A'^2 + C'^2} \quad (21)$$

여기서,

$A' = \sigma_{Ll}/(\sigma_a \cdot D_l)$; $B' = \sigma_{Dl}/(\sigma_a \cdot D_l)$

$C' = \tau_{Ll}/(\sigma_a \cdot D_l)$; $D' = \tau_{Dl}/(\sigma_a \cdot D_l)$

σ_{Dl}, τ_{Dl} : 공칭사하중에 의한 플랜지의 수직응력과 전단응력

σ_{Ll}, τ_{Ll} : 공칭활하중에 의한 플랜지의 수직응력과 전단응력

- 3) 한계상태설계법에 기초한 조합응력판정법(LCSR)

- 플랜지의 강도 내하력평가식 : 곡선효과를 고려하면 식 (1)을 다음과 같은 조합응력내하력평가식으로 유도할 수 있다. 이때, 곡선교의 직선교과를 고려하고자 하면 식 (4)에서 언급한 바와 같이 $E=1$ 로 대입하여 적용할 수 있다.

$$RF = \frac{-(ABE + 3CD)}{EA^2 + 3C^2} \quad (22)$$

- 웨브의 강도 내하력평가식 : 식 (5)를 해석적으로 표현하기 복잡하므로 다음과 같은 내하력평

가식으로 나타내었다. 내하율(RF)은 수치해법을 이용하여 산정한다.

$$\begin{aligned} & \{ (RF \cdot \sigma_{L1r} + \sigma_{D1r} + k(RF \cdot \sigma_{Lbr} + \sigma_{Dbr}))^2 \\ & + (RF \cdot \sigma_{L2r} + \sigma_{D2r})^2 \\ & - (RF \cdot \sigma_{L1r} + \sigma_{D1r} + k(RF \cdot \sigma_{Lbr} + \sigma_{Dbr})) \\ & \times (RF \cdot \sigma_{L2r} + \sigma_{D2r}) + 3(RF \cdot \tau_{Lr} + \tau_{Dr})^2 \} \\ & / (D_f \cdot \sigma_{yw})^2 - G = 0 \end{aligned} \quad (23)$$

- 웨브의 좌굴 내하력평가식 : 식 (8)을 다음과 같은 내하력평가식으로 나타내었다. 내하율(RF)은 수치해법을 이용하여 구한다.

$$\begin{aligned} & \sqrt{\left\{ \frac{(RF \cdot \sigma_{L1r} + \sigma_{D1r})G'}{D_f \cdot \sigma_{yw} \cdot k_1 \cdot (1-\rho)} \right\}^2 + \left\{ \frac{(RF \cdot \sigma_{L2r} + \sigma_{D2r})G'}{D_f \cdot \sigma_{yw} \cdot k_2} \right\}^2} \\ & + \left\{ \frac{(RF \cdot \sigma_{Lbr} + \sigma_{Dbr})G'}{D_f \cdot \sigma_{yw} \cdot k_s \cdot (1-\rho)} \right\}^2 \\ & + 3 \left\{ \frac{(RF \cdot \tau_{Lr} + \tau_{Dr})G'}{D_f \cdot \sigma_{yw} \cdot k_q} \right\}^2 - 1 = 0 \end{aligned} \quad (24)$$

- 보강재의 강도 내하력평가식 : 식(10.a), (10.b)를 각각 해석적인 식과 수치해법적인 식으로 다음과 같이 나타내었다.

$$RF = \frac{E'' - B'' - D''}{A'' + C''} \quad (25.a)$$

그리고,

$$[RF \cdot \sigma_{Lor} + \sigma_{Dr} + 2.5k_{a2}(RF \cdot \tau_{L1r} + \tau_{D1r})] \quad (25.b)$$

$$/ [k_{12} D_f \sqrt{\sigma_{yf}^2 - 3(RF \cdot \tau_{Lr} + \tau_{Dr})^2 r_m^2 r_{\beta}^2}] = 1 / (\gamma_m \gamma_{\beta})$$

여기서,

$$A = \sigma_{L1} / (D_f \cdot \sigma_{yf}), B = \sigma_{D1} / (D_f \cdot \sigma_{yf})$$

$$C = \tau_L / (D_f \cdot \sigma_{yf}), D = \tau_D / (D_f \cdot \sigma_{yf})$$

$$E = \left\{ \frac{3b^2}{4R_f t_f} \right\}^2 + \frac{3b^2}{4R_f t_f} + 1$$

$$\sigma_{L1r} = \sigma_{L1}(1+i)K_1 \gamma_i, \sigma_{Lbr} = \sigma_{Lb}(1+i)K_b \gamma_i$$

$$\sigma_{L2r} = \sigma_{L2}(1+i)K_2 \gamma_i, \tau_{Lr} = \tau_L(1+i)K_{\tau} \gamma_i$$

$$\sigma_{D1r} = \sigma_{D1} \gamma_d, \sigma_{Dbr} = \sigma_{Db} \gamma_d, \sigma_{D2r} = \sigma_{D2} \gamma_d$$

$$\tau_{Dr} = \tau_D \gamma_d$$

$\sigma_{L1}, \sigma_{L2}, \sigma_{Lb}, \tau_L$: 활하중에 의한 패널단면의 교축 방향 평균응력, 횡방향 응력, 휨 응력, 평균전단응력

$\sigma_{D1}, \sigma_{D2}, \sigma_{Db}, \tau_D$: 사하중에 의한 패널단면의 교축 방향 평균응력, 횡방향 응력, 휨 응력, 평균전단응력

K_1, K_b, K_2, K_{τ} : 각각의 응력에 대한 응답비

G : 시방서에 따른 계수(도로교시방서 : 1, BS Code : 0.75)

G' : 시방서에 따른 계수(도로교시방서 : 1, BS Code : 1.15)

k_1, k_2, k_b, k_q, ρ : BS Code에 의한 좌굴계수

$$A'' = ((1+i)K_a \sigma_{La} \gamma_i) / (k_{11} \cdot \sigma_{ys} \cdot D_f)$$

$$B'' = (\sigma_{Dn} \gamma_d) / (k_{11} \cdot \sigma_{ys})$$

$$C'' = (2.5k_{a1}(1+i)K_{\tau} \tau_L \gamma_i) / (k_{11} \cdot \sigma_{ys} \cdot D_f)$$

$$D'' = (2.5k_{a1} \tau_D \gamma_d) / (k_{11} \cdot \sigma_{ys} \cdot D_f),$$

$$E'' = 1 / (\gamma_m \gamma_{\beta})$$

σ_{La} : 활하중에 의해서 보강재에 발생하는 실 축 방향 응력

τ_{L1}, τ_L : 활하중에 의해 비틀림, 전단력에 의해서 생기는 플랜지의 실 전단응력

σ_{Da} : 공칭사하중에 의해서 보강재에 발생하는 실 축방향 응력

τ_{D1}, τ_D : 공칭사하중에 의해 플랜지에 발생하는 비틀림응력, 전단응력

$$\sigma_{La} = \sigma_a(1+i)K_a \gamma_i, \tau_{L1r} = \tau_L(1+i)K_{\tau} \gamma_i$$

$$\tau_{Lr} = \tau(1+i)K_{\tau} \gamma_i$$

$$\sigma_{Dor} = \sigma_{Da} \gamma_d, \tau_{D1r} = \tau_{D1} \gamma_d, \tau_{Dr} = \tau_D \gamma_d$$

3.2 공칭안전율

선진국에서는 구조안전성의 척도로서 신뢰성지수 β 를 종래의 안전율에 대한 대체 개념으로써 보편적으로 사용하고 있다. 우리나라와 같이 허용응력법의 개념이 아직 친숙한 경우에는 구조안전성의 개념을 신뢰성지수 β 로 전환시키는데 대한 과도적 개념으로서 공칭안전율 n' 를 사용할 수 있다.

$$n' = \frac{R}{S} = \frac{\eta_s}{\eta_R} \exp [\beta \sqrt{(V_R^2 + V_S^2)}] \quad (26)$$

여기서,

R, S = 각각 실 강도 및 하중효과

η_R, η_S = 저항과 하중의 평균공칭비

V_R, V_S = 저항 및 하중효과의 변동계수

4. 적용예

본 논문에서 제안한 강도 한계상태모형에 의한 강상형 곡선교의 신뢰성해석을 수행하고 또한 제시된 각종 내하력평가식에 의해 잔존내하력을 평가하였다. 제안된 각종 식들의 타당성을 검증하기 위해서 실제 원효대교 복단I.C 램프의 3경간연속 강상형 곡선램프교를 선정하여 적용하였다. 대상교량의 일반사항은 표 1에 나타내었고 대표적 횡단면과 평면도, 종단면도를 각각 그림 1, 2, 3에 제시하였다. 또한 안전도 및 내하력평가를 위해 그림 3에 나타낸 것과 같은 지배단면의 위치를 선정하여 평가를 수행하였다.

4.1 재하시험

재하시험은 강상형 곡선램프교의 경간구성 형태에 따라 내·외측 지간중앙과 지점부에 가능한

표 1 대상구조물의 일반사항

| | |
|------|-----------------------------|
| 교량명 | 원효대교 복단I.C 램프교 |
| 교장 | 29.64m+40m+29.64m=99.28m |
| 곡률반경 | 55.04m |
| 설계하중 | DB-18 |
| 구조형식 | 3경간연속 2연곡선 Steel Box Girder |

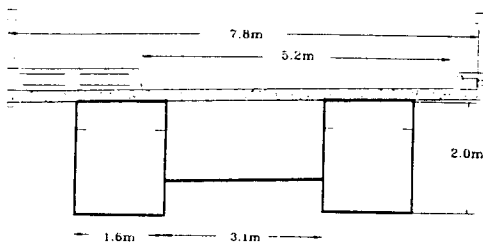


그림 1 횡단면도

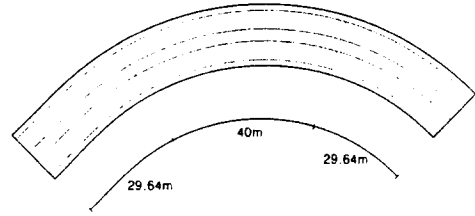


그림 2 평면도

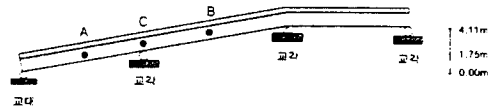


그림 3 종단면도 및 내하력평가 단면위치

한 최대 구 조응답(최대 정·부모멘트, 최대 처짐, 최대 전단력)이 발생하도록 토사를 만재한 덤프트럭을 이용하여 재하하였으며, 동적재하시험은 대상교량의 동적 거동특성을 고찰하기 위하여 차량 주행시험과 주행충격시험을 실시하였다.

4.2 구조해석

구조해석에 있어서 구조물의 형태가 입체적으로 구성되어 있으므로 해석모델도 3차원의 입체모델을 적용하여 grillage모델링을 이용하였다. 교축 방향은 박스주형을 이상화하여 두 개의 보로 모델링하였고 곡선의 효과를 고려하기 위하여 곡률 5°를 기준으로 변단면부와 가로보를 반영한 교축직각방향의 모델링을 실시하였다. 그림 4에 구조해석의 모델링을 나타내었으며 해석시 기성 범용프로그램인 SAP90을 이용하였다.

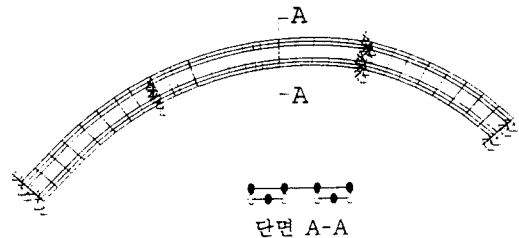


그림 4 구조해석 모델링

4.3 신뢰성평가

본 연구에서 제안한 강상형 곡선교의 강도 한계 상태모형중 외측지간 중앙부, 내측지간 중앙부 그리고 내측 지점부의 플랜지의강도, 웨브의 강도, 좌굴 그리고 종방향보강재의 강도에 대한 신뢰성지수를 Monte Carlo Simulation(MCS)과 2차 모멘트방법(AFOSM)으로 신뢰성해석을 수행하여 그 결과를 표 5에 나타내었다.

이때 신뢰성해석에 고려한 통계적 불확실량은 표 2~4에 나타낸 바와 같다. 그러나 재료강도와 하중변수를 제외하고는 불확실량의 본질적인 특성이나 관련데이터의 부족으로 인하여 국내·외의 관련논문[Ellingwood, 1980; Cho, 1989; Hart, 1982]을 참조하고, 주로 경험과 판단에 의존하여 국내의 현실을 고려하는 값으로 추정하였다. 물론 이러한 저항 및 하중관련 각종 통계적 자료는 앞으로 저항 및 하중관련 조사, 연구가 점차로 확대되고 통계적인 자료가 데이터베이스화 되어 누적되어져야 할 것이다. 이 자료는 어디까지나 현 단계로서의 최선의 추정치로서의 의미를 갖는다.

표 5, 그림 5와 그림 6의 신뢰성해석 결과로부터 다음과 같은 내용을 살펴볼 수가 있다.

표 2 강도추정 불확실량

| X_M | | X_F | | X_P | | X_D | | X_{yi} | | 분포형 |
|-------|-----|-------|------|-------|------|-------|------|----------|------|--------|
| 평균 | COV | 평균 | COV | 평균 | COV | 평균 | COV | 평균 | COV | |
| 1.1 | 0.1 | 1.0 | 0.05 | 1.0 | 0.05 | 0.9 | 0.10 | 0.99 | 0.16 | Normal |

표 3 사하중 불확실량

| X_{DAi} | | X_{DQ} | | X_{Di} | | 분포형 |
|-----------|------|----------|------|----------|-----|--------|
| 평균 | COV | 평균 | COV | 평균 | COV | |
| 1.05 | 0.08 | 1.0 | 0.05 | 1.05 | 0.1 | Normal |

표 4 활하중 불확실량

| X_{Lai} | | X_{Lq} | | X_{Li} | | 분포형 |
|-----------|------|----------|------|----------|------|-----------|
| 평균 | COV | 평균 | COV | 평균 | COV | |
| 1.24 | 0.22 | 1.0 | 0.11 | 1.24 | 0.25 | Lognormal |

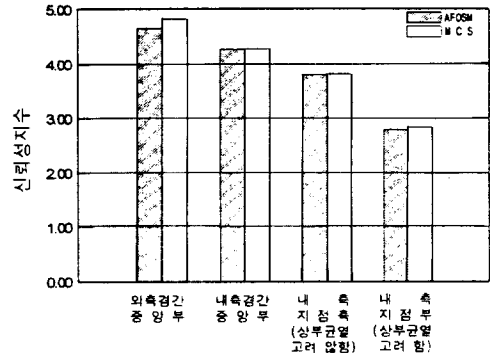


그림 5 AFOSM과 MCS의 비교(플랜지 강도)

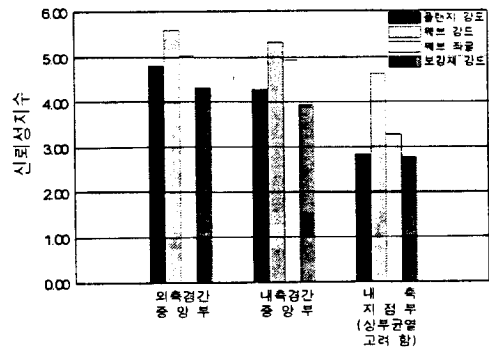


그림 6 위치에 따른 부재별 신뢰성지수 비교

- 그림 6에서 살펴볼 수 있는 바와 같이 본 교량의 경우 모든 단면에서 플랜지의 강도, 웨브의 강도, 좌굴보다는 종방향 보강재의 강도가 안전도에 있어서 더 지배적이다.

- 대상 교량의 신뢰성해석 결과, 플랜지의 강도의 경우 부모멘트에 의해서 상부바닥판에 균열이 발생한 내측지점부(C)의 결과가 지점부의 플랜지 두께(14mm)가 다른 단면(9mm, 12mm)에 비해 두꺼움에도 불구하고 구조안전에 지배적인 단면임을 알 수 있다. 이러한 경향은 내측지점부의 웨브, 종방향 보강재의 경우에서도 마찬가지임을 확인할 수 있다.

- 한계상태함수의 비선형을 고려한 정확한 해석인 MCS와 근사해석인 AFOSM을 비교하여 볼 때, 어느 단면에 대해서도 최대 약 4%(외측경간 중앙부 MCS : 4.82, AFOSM : 4.63)의 적은 차이

표 5 신뢰성해석 결과

| 구분 | 플랜지 | | | 웨브 | | | | | | 총방향 보강재 | | |
|------------------------------|------------------|------|-----------------|------------------|------|-----------------|------------------|------|-----------------|------------------|------|-----------------|
| | 강도 | | | 강도 | | | 좌굴 | | | 강도 | | |
| | 신뢰성지수(β) | | 공칭 안전율 (n') | 신뢰성지수(β) | | 공칭 안전율 (n') | 신뢰성지수(β) | | 공칭 안전율 (n') | 신뢰성지수(β) | | 공칭 안전율 (n') |
| | AFOSM | MCS | | AFOSM | MCS | | AFOSM | MCS | | AFOSM | MCS | |
| 외측경간 중앙부(A) | 4.63 | 4.82 | 3.39 | 5.57 | 5.59 | 4.02 | 5.06 | 5.03 | 3.55 | 4.29 | 4.32 | 2.59 |
| 내측경간 중앙부(B) | 4.27 | 4.28 | 2.79 | 5.30 | 5.32 | 3.46 | 4.74 | 4.92 | 3.18 | 3.91 | 3.93 | 2.31 |
| 내측지점부(C) (바닥판 균열 고려하지 않음) | 3.80 | 3.81 | 2.36 | - | - | - | - | - | - | 3.39 | 3.42 | 2.03 |
| 내측지점부(C) (바닥판 균열 고려함) | 2.79 | 2.83 | 1.92 | 4.61 | 4.62 | 2.65 | 3.25 | 3.27 | 2.07 | 2.77 | 2.77 | 1.81 |

를 보임을 알 수 있으므로 본 연구에서 제안한 정도의 비선형 한계상태함수의 신뢰성해석은 시간 소모적인 MCS보다도 실용적인 AFOSM을 이용하는 것이 바람직함을 알 수 있다.

4.4 내하력평가

적용교량에 대한 정 동적 재하시험을 통하여 획득한 노후손상도와 응답비, 충격계수를 표 6에 나타내었다. 여기서, 차량주행충격에 의한 교량의 진동이 특히 심한 상태로서 실험적 충격계수가 무려 0.62임을 알 수 있다. 각 부위에 대한 내하력평가

를 수행함에 있어 플랜지에 대해서는 각각의 설계기준과 제안한 내하력평가 방법에 의거 잔존내하력 평가를 실시하고 각 내하력기준식별로 상호 비교, 검토하였으며 웨브와 총방향 보강재에 대해서는 BS Code에 기초한 내하력기준식에 의해서만 강도와 좌굴과 같은 국부적인 내하력을 산정할 수

표 6 내하력평가를 위한 응답비/ 충격계수/ 노후손상도

| 응답비 | 휨 | 0.97 |
|-------|----|------|
| | 전단 | 0.95 |
| 충격계수 | | 0.62 |
| 노후손상도 | | 0.96 |

표 7 내하력평가 결과

| 구분 | 위치 | | | 외측경간 중앙부(A) | 내측경간 중앙부(B) | 내측지점부(C) (바닥판 균열 고려하지 않음) | 내측지점부(C) (바닥판 균열 고려함) | |
|--------|---------|-------------|-------------|-------------|-------------|------------------------------|--------------------------|------|
| | 단일지배 모드 | 허용응력 설계법 | ASR | | | | | |
| 플랜지 강도 | 조합상관 | 한계상태 (LCSR) | 허용저항계수법 | 4.26 | 3.62 | 3.38 | 1.84 | |
| | | | LRFR | 4.06 | 3.43 | 3.16 | 1.66 | |
| | | | 허용응력ACSR | 4.53 | 3.78 | 2.78 | 1.90 | |
| | | | 도·시(직선)* | 4.53 | 3.78 | 3.15 | 1.88 | |
| | 웹 강도 | 조합상관 | 한계상태 (LCSR) | BS(곡선)* | 4.25 | 3.75 | 3.58 | 2.35 |
| | | | | BS(곡선)* | 4.65 | 4.13 | 3.86 | 2.64 |
| | | | | 도·시(직선)+ | 3.39 | 2.97 | 2.81 | 1.79 |
| | | | | 도·시(곡선)+ | 3.71 | 3.28 | 3.04 | 2.03 |
| | | | | BS* | 5.45 | 5.18 | - | 4.51 |
| | | | | 도·시+ | 4.36 | 4.15 | - | 3.61 |
| | | | | BS* | 4.78 | 4.67 | - | 3.17 |
| | | | | 도·시+ | 3.83 | 3.74 | - | 2.54 |
| 보강재 강도 | 조합상관 | 한계상태 (LCSR) | BS* | 4.00 | 3.54 | 2.81 | 1.83 | |
| | | | 도·시+ | 3.17 | 2.78 | 2.16 | 1.35 | |

* BS Code 하중-저항계수 적용, + 도로교시방서 하중-저항계수 적용, * 도로교시방서 설계기준식 적용

있으므로 내하력기준식 상호간의 비교는 하지 못하였다. 따라서 본 교량의 지배구조부위인 종방향 보강재에 대한 각 기준의 상대적 비교가 어려우므로 플랜지에 대해서 적용 검토하였다. 표 7에는 각 설계기준과 제안한 내하력평가 방법에 의한 잔존 내하력 평가결과를 나타내었다.

표 7, 그림 7~10으로부터 내하력평가 결과를 다음과 같이 분석 할 수 있다.

- 그림 7과 표 7에 나타난 바와 같이 플랜지의 잔존내하력 평가 기준식의 곡선효과에 대해 비교하면 BS Code의 경우, 구조해석에 곡선을 반영하여 입체적 해석을 수행한다면 본 교량의 가장 지배적인 단면인 내측지점부의 플랜지경우 내하력이 직선식은 2.35, 곡선식은 2.64로써 직선식이 곡선식에 비해 약 11%정도의 적은 차이로 안전측이므로 잔존내하력 평가시, 복잡한 곡선효과를 고려

하지않은 실용적인 직선식으로도 적용가능함을 알 수 있다. 이는 국내 지방서의 하중-저항관련 계수를 적용하여도 같음을 표 7로부터 알 수 있다.

- 국내 도로교지방서의 설계규준은 곡선효과를 고려하지 않고 있으므로 직선식에 대해서 그림 8과 표 7에서 나타난 바와 같이 비교하면, 한계상태설계법에 근거한 LCSR의 경우, 국내의 하중-저항관련 계수의 적용이 BS Code의 경우와 비교해보면 외측경간 중앙부의 경우 BS Code에 의하면 4.25이지만 도·시에 의하면 3.39로써 약 20%정도 낮고, 내측지점부(균열 고려시)의 경우 BS Code에 의하면 2.35이지만 도·시에 의하면 1.79로 약 24%정도로 어느 부위에 대해서도 상당히 안전측으로 낮게 평가하고 있다. 국내지방서의 한계상태설계법에 근거한 LCSR의 결과와 허용응력설계법에 근거한 ACSR의 결과를 비교하여 보면

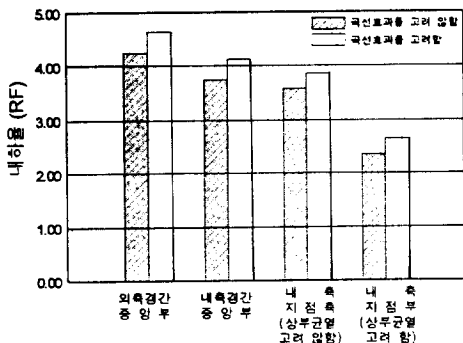


그림 7 잔존내하력 기준식의 곡선효과 비교(BS Code)

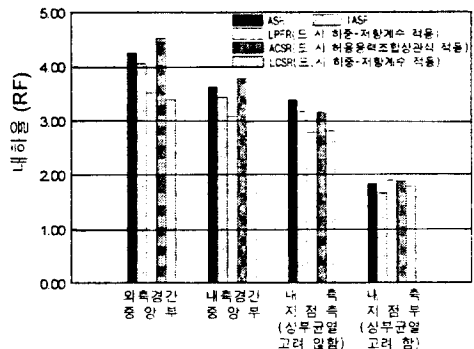


그림 9 평가법에 따른 내하력 비교(플랜지 강도)

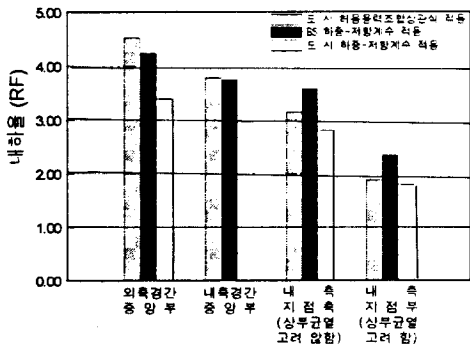


그림 8 LCSR과 ACSR의 비교

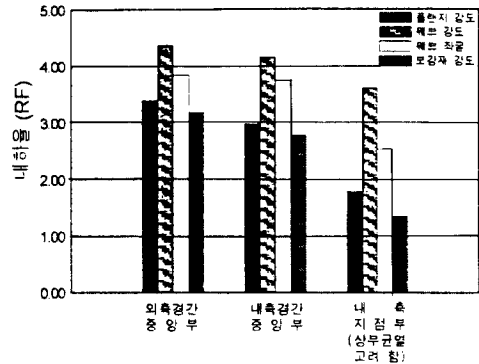


그림 10 위치에 따른 부재별 RF 비교 (도·시 하중-저항계수 적용)

시간 중앙부에서는 ACSR이 4.53으로 LCSR의 39에 비해 약 25% 정도 불안전측으로 높게 평가하고 있으며 이 보다 작기는 하지만 전 부위에 대해 불안전측으로 높게 평가하고 있는 것을 알 수가 있다. 따라서 국내 시방서의 계계수를 적용한 LCSR에 의해 잔존내하력을 평가하는 것이 ACSR보다 안전측의 평가이므로 추후 LCSR에 의해 평가하는 것이 바람직하다고 판단된다.

- 그림 9와 표 7로부터 알 수 있는 바와 같이, 플랜지 강도에 대해서 한계상태에 근거한 LCSR과 LRFR의 경우 외측경간 중앙부에서 LCSR이 3.39, LRFR이 3.51 등과 같이 어느 위치에 대해서도 결과가 비슷하였고, 허용응력설계법에 기초한 ASR, IASR, ACSR에 의한 결과 역시 외측경간 중앙부에 ASR 4.26, IASR 4.06, ACSR 4.53 등과 같이 어느 위치에서도 비슷하였지만, 한계상태설계법에 근거한 잔존내하력 평가에 비해 최대 약 25%정도 불안전측으로 평가하고 있는 것을 알 수가 있다. 따라서 실용적인 간편식으로는 LRFR에 의한 평가가 바람직하다고 사료된다.

- 그림 10와 표 7로부터 알 수 있는 바와 같이, 웹의경우 좌굴이 강도보다는 지배적이며 좌굴에 대해서 내측지간 중앙부 3.74, 외측지간 중앙부 3.83인 반면에 내측 지점부에서는 2.54인데 이는 지점반력에 의한 영향으로 합리적인 결과라 사료된다. 또한 가장 지배적인 단면인 내측지간 중앙부에서 플랜지의 강도, 웹의 강도, 웹의 좌굴과 종방향 보강재를 LCSR에 의한 결과로 비교하면 플랜지의 강도 1.79, 웹의 강도 3.61, 웹의 좌굴 2.54, 종방향 보강재 1.35로 종방향보강재의 강도가 신뢰성해석과 같이 가장 지배적인 효과를 가지고 있다.

5. 결 론

1) 연속 강상형 곡선교의 잔존내하력 평가시 엄밀하게는 본 연구에서 제안하는 각 구조부위에 따른 한계상태설계법에 기초한 LCSR에 의해 평가

되어야 할 것으로 판단되며 주 구조부위에 하나인 플랜지의 경우에는 실용적으로는 보다 간편식인 LRFR에 의한 평가를 수행하는 것이 바람직하다고 사료된다.

2) 강상형 곡선교의 신뢰성해석의 결과와 내하력평가 결과가 비슷하므로 실용적인 안전도평가를 위하여 엄밀한 신뢰성평가를 수행할 필요는 없다고 판단되나, 엄밀한 신뢰성해석이 필요할 때는 본 연구에서 제안한 각종 한계상태함수는 적절한 모형이라고 판단되어지며 신뢰성해석시 실용적인 2차 모멘트법(AFOSM)에 의해서 수행하는 것이 타당하다고 사료된다.

3) 강상형 곡선교의 구조해석모델링에서 곡선의 효과를 반영하여 수행한다면 잔존내하력 평가시 평가기준식의 복잡한 곡선효과를 고려하지 않는 실용적인 직선식으로 적용하여도 가능하다고 판단된다.

4) 웹에 대해서는 재래적인 단일 지배모드는 전단만을 고려할 수 있으므로 엄밀한 안전도 및 잔존내하력 평가를 위해서는 웹의 강도와 좌굴에 관한 한계상태에 기초한 조합상관식을 적용해야 할 것으로 판단된다.

5) 본 적용 교량처럼 종방향 보강재가 가장 지배적인 구조부위일 수 있으므로 종방향보강재에 대해서는 엄밀한 안전도 및 잔존내하력 평가를 위해서는 본 연구에서 제안하는 종방향 보강재의 강도에 관한 한계상태에 기초한 조합상관식을 적용해야만 할 것으로 판단된다.

참 고 문 헌

- [1] Ang, A. H-S. and Tang, W. H.(1984), "Probability Concepts in Engineering Planning and Design," Vol. I & II, John Wiley.
- [2] British Standards Institution(1983), "Steel, Concrete and Composite Bridges," British Standard BS 5400 : Part 1, 2, 3. Code of Practice for Design of Steel Bridges, BSI, London.

- [3] Cho, H. N., Ang, A. H-S.(1989), "Reliability Assessment And of Reliability-Based Rating of Existing Road Bridges," 5th International Conference on Structural Safety and Reliability, pp 2235-2238.
- [4] Ellingwood, B., Galambos, T. V., MacGregor, J. C., and Cornell, C.A.(1980), "Development of a Probability Based Load Criterion for American National Standard A58," National Bureau of Standard SP-577, Washington, D. C.
- [5] Hart, G.C.(1982), "Uncertainty Analysis, Loads, and Safety in Structural Engineering," Prentice-Hall.
- [6] Hiroshi Nakai and Chai Hong Yoo(1988), "Analysis and Design of Curved Steel Bridges," McGraw-Hill.
- [7] 건설교통부(1996), "도로교표준시방서"
- [8] 건설교통부(1995), "교량관리 체계개선"
- [9] 조효남, 김인섭(1992), "강상형 교량 상부구조의 신뢰성해석," J. Research Institute of Industrial Sciences, Vol. 35., Hanyang Univ.
- [10] 조효남, 최영민, 민대홍(1996), "신뢰성에 기초한 강상형 곡선램프교의 안전도 및 잔존내하력 평가," 한국강구조학회 학술발표회 논문집, pp 208-214.