

신뢰성에 기초한 강상형 보도육교의 안전도 및 내하력 평가

Reliability-Based Assessment of Safety and Load Carrying Capacity of Steel-Box Pedestrian Bridges

조 호 남* 최 영 민** 이 은 철***
Cho, Hyo - Nam Choi, Young-Min Lee, Eun - Cheol

요 약

국내 보도육교의 경우, 단순한 구조형식과 공장제작에 의한 현장조립의 신속한 시공 및 유지관리상의 장점들로 인하여 표준화된 강상형 보도육교가 교통혼잡이 심한 도심지와 각종 국도상에 다수 건설되어 왔지만, 이중 상당수의 육교가 공용년수 증가와 더불어 열화손상되어 안전도 및 사용성이 매우 불량한 상태에 있다. 본 논문에서는 열화손상된 기존의 강상형 보도육교의 실제적인 안전도 및 잔존내하력을 평가하기 위하여 선진각국에서는 이미 일반화되고 있는 von Mises' 조합응력항복기준에 기반을 둔 한계상태설계법에 기초하여 각 구조부위의 항복 및 좌굴에 대한 각각의 비선형 한계상태모형을 제안하고 이를 실구조물에 적용해서 안전도평가 및 신뢰성평가를 수행하여 제안된 모형의 타당성을 고찰하였다. 뿐만 아니라 노후된 기존 강상형 보도육교에 대한 현장재하시험 방법과 이들 시험결과를 이용한 실용적이고 합리적인 잔존내하력 평가방법을 제안하고 각국 시방서별/설계방법별로 비교, 고찰하였다.

Abstract

A number of standard type of steel-box pedestrian bridges are constructed in the metropolitan highway or heavy traffic urban area. Although it has the advantage of speedy construction because of its simple structural form and prefabricated erection method, it has been reported that many of these bridges are deteriorated or damaged and thus are in the state such that it would give unsafe and uncomfortable feeling to pedestrians. In the paper, for the realistic assessment of safety and load carrying capacity of deteriorated and/or damaged steel box pedestrian bridges, an interactive non-linear limit state model is formulated based on the von Mises' combined stress yield criterion. It has been demonstrated that the proposed model is effective for the reliability-based safety assessment and load carrying capacity evaluation of steel-box pedestrian bridges. In addition, this study suggests an effective and practical field load test method for pedestrian bridges.

Keywords : reliability-based safety assessment, load carrying capacity, limit state model, steel-box pedestrian bridge

* 정회원·한양대학교 토목·환경공학과, 교수
** 정회원·한양대학교 토목공학과, 박사수료
*** 한양대학교 토목공학과, 석사과정

· 이 논문에 대한 토론을 1997년도 9월 30일까지 본 학회에 보내주시면 1997년도 12월호에 그 결과를 게재하겠습니다.

1. 서 론

현재 국내에서는 도심지나 교통의 흐름이 많으며 보행자의 이용이 많은 주요도로에 지하보도에 비해 시공이 비교적 간단하고 신속하며 유지관리가 상대적으로 용이한 장점 때문에 수많은 강상형 보도육교가 표준형으로 건설되어 왔지만, 이들 육교 중에 많은 수가 열화손상되거나 보행자에게 불안감과 불쾌감을 줄 정도로 사용성이 불량한 상태에 있다. 이에 반해 국내의 도로구조물 설계기준인 도로교시방서에서는 보도교 설계에 대한 명확한 규정이 없는 실정이고 선진각국의 시방서에서는 다소 구체적으로 전용보도육교의 하중 조건에 대해서 언급하는 정도이며 국내·외적으로 이에 관한 전반적인 연구가 거의 미미한 실정이다. 그러나 보도육교의 특성이 이용시민들이 일상생활 속에서 구조물의 거동 및 열화손상 상태를 직접 감지할 수 있으므로 설계 및 유지관리를 위한 보다 구체적인 연구와 배려가 필요하다고 사료된다.

따라서 본 연구에서는 현재 선진각국에서는 이미 일반화 되어있는 극한 또는 비탄성좌굴강도에 기반을 둔 한계상태설계법에 기초를 두어 강상형 보도육교의 각 구조부위의 항복 및 좌굴에 대한 각각의 한계상태모형을 제안하고 이에 대한 신뢰성해석을 수행하며, 노후된 기존 강상형 보도육교에 대한 실용적이고 합리적인 잔존내하력 평가 방법을 실제 보도육교에 대한 효과적인 현장재하 시험과 함께 제안하고자 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 사용측면에서의 기능적 손실 또는 구조물의 기능저하 및 손상이 따르는 상태로서 주요 요인으로는 처짐, 균열,

진동 등을 들 수 있다.

본 논문에서는 보도육교의 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 플랜지와 웹 및 종방향 보강재를 각기 따로 고려한 시방서기준을 채택하여 이를 토대로 각 구조부위별 한계상태모형을 제안하였다.

2.2 한계상태모형

2.2.1 보강된 플랜지의 강도 한계상태모형

von Mises의 항복기준에 의한 BS code의 보강재로 보강된 플랜지의 시방서 응력검토 기준은 식 (1)과 같다.

$$\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1\sigma_2 + 3\tau^2 \leq \left(\frac{\sigma_{yt}}{\gamma_m\gamma_{f3}}\right)^2 \quad (1)$$

여기서,

σ_2 : 플랜지의 교량진행방향의 응력

σ_1 : 횡거더나 격벽의 휨 혹은 곡률로 인한 플랜지의 폭방향 응력

σ_{yt} : 플랜지의 공칭항복응력

τ : $\tau_1 + 0.5\tau_2$

τ_1 : 비틀림에 의한 플랜지에 발생하는 in-plane 전단응력

τ_2 : 전단력에 의한 웹과 플랜지의 연결부분에 발생하는 전단응력

γ_m : 저항감소계수

γ_{f3} : 하중효과, 응력분배, 시공시 단면제원의 불확실성 등을 고려하는 하중증가계수

식(1)에서 강도에 대한 한계상태모형은 설계시 안전모수인 하중증가계수와 강도감소계수를 고려치 않고($\gamma_m\gamma_{f3}=1$), 교축직각방향의 응력을 재하조건에 따라 고려하지 않는다면($\sigma_2=0$) 식 (2)와 같이 나타낼 수 있다.

$$g_f(\cdot) = 1 - \left[\frac{(\sigma_{L1} \cdot X_{L1} + \sigma_{Dr} \cdot X_{Dr})^2}{(\sigma_{R1} \cdot X_r)^2} \right] +$$

$$\frac{3(\tau_L \cdot X_{Lr} + \tau_D \cdot X_{Dr})^2}{(\sigma_{Rr} \cdot X_v)^2} \quad (2)$$

여기서,

- σ_{Lb}, τ_L : 균중활하중에 의해 플랜지내에 발생하는 실 휨응력 [= $\sigma_{aL} \cdot (1+i) \cdot K_b$], 실 전단응력 [= $\tau_{aL} \cdot (1+i) \cdot K_r$]
- σ_{aL}, τ_{aL} : 공칭균중활하중에 의해 플랜지내에 발생하는 각각 휨응력, 전단응력, i : 충격계수
- K_b, K_r : 휨 및 전단응답비
- X_{Lb}, X_{Lr} : 휨과 전단응력에 대한 균중활하중과 이에 대응하는 응답불확실량, 충격계수 산정 불확실량 등에 관한 랜덤변수
- σ_{Db}, τ_D : 공칭사하중에 의해 플랜지에 발생하는 휨응력 및 전단응력
- X_{Db}, X_{Dr} : 휨과 전단응력에 대한 사하중과 이에 대응하는 응답불확실량 랜덤변수
- σ_{Rr} : 플랜지의 실 저항응력 (= $\sigma_{yf} D_F$)
- D_F : 노후손상계수 (= $\omega D^2 / \omega I^2$)
- ω_D, ω_i : 각각 손상과 무손상 상태의 구조물의 고유진동수
- X_v : σ_{yf}, D_F 추정관련 편기와 모든 불확실을 내포하는 랜덤변수

2.2.2 보강된 웨브의 강도 한계상태모형

보강재로 보강된 웨브강도의 시방서 응력검토 기준은 다음 식 (3)과 같다.

$$\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \sigma_2 + 3\tau^2 \leq \left(\frac{\sigma_{yw}}{\gamma_m \gamma_{ts}} \right)^2 \quad (3)$$

여기서,

- σ_1 : 패널단면의 교축방향 평균응력
- σ_2 : 패널단면의 휨응력
- σ_b : 전단력과 비틀림에 의해서 생기는 평균전단응력
- k : $2y/b$ 또는 0.77중 작은 값
- y : 고려되는 지점에서 단면중심까지의 수직길이

- b : 패널의 폭
- σ_{yw} : 웨브의 공칭항복응력

식 (3)의 한계상태방정식은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$g_w(\cdot) = 1 - \left\{ \left[(\sigma_{1Ln} \cdot X_{L1} + \sigma_{Dn} \cdot X_{D1}) + k(\sigma_{bLn} \cdot X_{Lb} + \sigma_{bDn} \cdot X_{Db}) \right]^2 + (\sigma_{2L} \cdot X_{L2} + \sigma_{2D} \cdot X_{D2})^2 - \left\{ (\sigma_{1Ln} \cdot X_{L1} + \sigma_{1Dn} \cdot X_{D1}) + k(\sigma_{bLn} \cdot X_{Lb} + \sigma_{bDn} \cdot X_{Db}) \right\} (\sigma_{2L} \cdot X_{L2} + \sigma_{2D} \cdot X_{D2}) + 3(\tau_{Ln} \cdot X_{Lr} + \tau_{Dn} \cdot X_{Dr})^2 \right\} / (\sigma_{Rw} \cdot X_v)^2 \quad (4)$$

여기서,

- $\sigma_{1Ln}, \sigma_{bLn}, \sigma_{2Ln}, \tau_{Ln}$: 활하중에 의해 웨브에 발생하는 실 교축방향 응력, 실 휨응력, 실 횡방향 응력, 실 전단응력 [= $\sigma_{1Ln} = \sigma_{1L}(1+i)K_b$, $\sigma_{bLn} = \sigma_{bn}(1+i)K_b$, $\sigma_{2Ln} = \sigma_{2L}(1+i)K_b$, $\tau_{Ln} = \tau_L(1+i)K_r$]
- $X_{L1}, X_{Lb}, X_{L2}, X_{Lr}$: 교축방향 응력, 휨응력, 횡방향 응력, 전단응력에 대한 활하중과 이에 대응하는 응답불확실량, 충격계수 산정 불확실량 등에 관한 랜덤변수
- $\sigma_{1Dn}, \sigma_{bDn}, \sigma_{2Dn}, \tau_{Dn}$: 공칭사하중에 의해 웨브에 발생하는 실 V 교축방향 응력, 실 휨응력, 실 횡방향 응력과 실 전단응력
- $X_{D1}, X_{Db}, X_{D2}, X_{Dr}$: 축방향 응력, 휨응력, 횡방향 응력, 전단응력에 대한 사하중과 이에 대응하는 응답불확실량, 충격계수 산정 불확실량 등에 관한 랜덤변수
- σ_{Rw} : 웨브의 실 저항응력 ($\sigma_{yw} \cdot D_F$)
- X_v : σ_{yw}, D_F 추정관련 편기와 모든 불확실량을 내포하는 랜덤변수

2.2.3 보강된 웨브의 좌굴 한계상태모형

보강된 웨브의 좌굴에 대한 응력검토 기준은 다음과 같다.

$$\sqrt{\left[\frac{\sigma_1 \gamma_m \gamma_{f3}}{\sigma_{yv} k_1 (1 - \rho)} \right]^2 + \left[\frac{\sigma_2 \gamma_m \gamma_{f3}}{\sigma_{yv} k_2} \right]^2} + \left[\frac{\sigma_b \gamma_m \gamma_{f3}}{\sigma_{yv} k_b (1 - \rho)} \right]^2 + 3 \left[\frac{\tau \gamma_m \gamma_{f3}}{\sigma_{yv} k_a} \right]^2 \leq 1 \quad (5)$$

여기서,

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_b, \tau$: 식(3)과 동일
 k_1, k_2, k_b, k_a, ρ : BS code에 의한 좌굴계수

식(5)로부터 웨브의 좌굴에 대한 한계상태방정식은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$g_{BW}(\cdot) = 1 - \left[\left(\frac{\sigma_{1Ln} \cdot X_{L1} + \sigma_{1Dn} \cdot X_{D1}}{\sigma_{Rw} \cdot k_1 \cdot X_y \cdot (1 - \rho)} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_{2Ln} \cdot X_{L2} + \sigma_{2Dn} \cdot X_{D2}}{\sigma_{Rw} \cdot k_2 \cdot X_y} \right)^2 \right]^{0.5} + \left(\frac{\sigma_{bLn} \cdot X_{Lb} + \sigma_{bDn} \cdot X_{Db}}{\sigma_{Rw} \cdot k_b \cdot X_y \cdot (1 - \rho)} \right)^2 + 3 \left(\frac{\tau_{Ln} \cdot X_{Lr} + \tau_{Dn} \cdot X_{Dr}}{\sigma_{Rw} \cdot k_a \cdot X_y} \right)^2 \quad (6)$$

여기서, 각종 변수와 랜덤변수는 식(4)와 동일하다.

2.2.4 종방향 보강재의 강도 한계상태모형

종방향 보강재의 응력검토 기준은 (7.a), (7.b)와 같이 나타낼 수 있으며 이중에 지배적인 기준을 적용한다.

$$\sigma_a + 2.5\tau_1 k_{s1} < \frac{k_{t1} \sigma_{vs}}{\gamma_m \gamma_{f3}} \quad (7.a)$$

그리고,

$$\sigma_a + 2.5\tau_1 k_{s2} < \frac{k_{t2} \sigma_{ve}}{\gamma_m \gamma_{f3}} \quad (7.b)$$

여기서,

$$\sigma_{ve} = \sqrt{\sigma_{vt}^2 - 3\tau^2 \gamma_m^2 \gamma_{f3}^2}$$

σ_a : 보강재 유효단면의 중심에서 종방향 응력
 τ_1, τ_2 : 비틀림, 전단력에 의해서 생기는 플랜지의 전단응력
 σ_{vs} : 보강재의 공칭항복응력
 σ_{vt} : 플랜지의 공칭항복응력
 τ : 플랜지의 전단응력(= $\tau_1 + 0.5\tau_2$)

$k_{s1}, k_{s2}, k_{t1}, k_{t2}$: BS code에 의한 보강재의 계수
 식 (7.a)와 (7.b)에 대한 각각의 한계상태방정식은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$g_s(\cdot) = 1 - [\sigma_{La} \cdot X_{La} + \sigma_{Da} \cdot X_{Da} + 2.5k_{s1}(\tau_{L1} \cdot X_{Lr1} + \tau_{D1} \cdot X_{Dr1})] / (k_{t1} \sigma_{Rs} \cdot X_y) \quad (8.a)$$

그리고,

$$g_s(\cdot) = 1 - [\sigma_{La} \cdot X_{La} + \sigma_{Da} \cdot X_{Da} + 2.5k_{s2}(\tau_{L1} \cdot X_{Lr1} + \tau_{D1} \cdot X_{Dr1})] / [k_{t2} \sqrt{(\sigma_{Rt} \cdot X_y)^2 - 3(\tau_L \cdot X_{Lr} + \tau_D \cdot X_{Dr})^2}] \quad (8.b)$$

여기서,

σ_{La} : 활하중에 의해서 보강재에 발생하는 실교축방향 응력 ($\sigma_{La} = \sigma_a \cdot (1+i) \cdot K_a$)
 τ_{L1}, τ_{L} : 활하중에 의한 비틀림과 전단력에 의해서 생기는 플랜지의 실 전단응력 ($\tau_{L1} = \tau \cdot (1+i) \cdot K_\tau, \tau_L = \tau \cdot (1+i) \cdot K_\tau$)
 X_{La}, X_{Lr1}, X_{Lr} : 교축방향 응력, 비틀림응력, 전단응력에 대한 활하중과 이에 대응하는 응답불확실량, 충격계수 산정 불확실량 등에 관한 랜덤변수
 σ_{Da} : 공칭사하중에 의해서 보강재에 발생하는 실교축방향 응력
 τ_{D1}, τ_D : 공칭사하중에 의한 비틀림과 전단력 각각에 의해 플랜지내에 발생하는 전단응력

X_{Da}, X_{Dr1}, X_{Dr} : 교축방향 응력, 비틀림응력, 전단응력에 대한 사하중과 이에 대응하는 응답불확실량, 충격계수 산정 불확실량 등에 관한 랜덤변수

σ_{RS} : 보강재의 실 저항응력 ($=\sigma_{ys} D_F$)
 X_y : σ_{ys} D_F 추정관련 편기와 모든 불확실량을 내포하는 랜덤변수

2.3 불확실량모형

강상형 보도육교의 신뢰성해석에 사용되는 불확실량에는 구조안전도에 영향을 끼칠 수 있는 모든 것들을 포함해야 하며 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.

2.3.1 저항 불확실량

전술한 한계상태모형의 저항관련 랜덤변수 X_y 는 다음과 같이 기본 랜덤변량의 적으로 표현할 수 있다.

$$X_y = X_M \cdot X_P \cdot X_F \cdot X_D \quad (9)$$

여기서,

- X_M : 재료의 강도추정 기본 불확실량 랜덤변수
- X_F : 제작 및 시공과정에 수반되는 불확실량 랜덤변수
- X_P : 해석 및 모델링 관련에 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.

$$\bar{X}_y = \bar{X}_M \cdot \bar{X}_F \cdot \bar{X}_P \cdot \bar{X}_D \quad (10)$$

$$V_y = \sqrt{V_M^2 + V_F^2 + V_P^2 + 4V_D^2} \quad (11)$$

2.3.2 응답 불확실량

작용응력의 불확실량을 나타내는 응력응답의 불확실량은 다음과 같이 된다.

$$X_{Dr} = X_{Dr1} \cdot X_{DrQ}, X_{Dr} = X_{Dr1} \cdot X_{DrQ} \quad (12)$$

$$X_{Lr} = X_{Lr1} \cdot X_{LrQ}, X_{Lr} = X_{Lr1} \cdot X_{LrQ} \quad (13)$$

여기서,

$X_{DrQ}, X_{LrQ}, X_{LrQ}, X_{LrQ}$: 휨과 전단에 대한 사하중과 균중하중에 대응하는 응답 불확실량 랜덤변수

$X_{Dr1}, X_{Dr1}, X_{Lr1}, X_{Lr1}$: 휨과 전단에 대한 사하중과 균중하중의 불확실성을 나타내는 랜덤변수

3. 내하력평가

3.1 내하력평가 기준식

본 논문에서는 강구조물의 재래적인 허용응력판정법(Allowable Stress Rating; ASR)과 이를 보다 합리적으로 개선한 허용응력판정법(Improved ASR; IASR), 그리고 본 연구의 한계상태로부터 유도한 조합응력판정법(Combined Stress Rating; CSR)과 함께 최근 우리나라의 도로교시방서[1992]의 하중 및 저항관련 안전모수를 신뢰성 개념에 의한 code calibration을 통해 우리나라 실정에 맞도록 어느 정도 반영한 하중저항계수판정법(Load and Resistance Factor Rating; LRFR)을 적용하여 내하력평가의 기준식으로 다음과 같이 제안하였다.

3.1.1 단일지배모드의 내하력평가 기준식

■ 재래적인 허용응력판정법 (ASR)

$$RF = \min. of \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma_a - \sigma_d}{\sigma_1} K \\ \frac{\tau_a - \tau_d}{\tau_1} K \end{array} \right\} \quad (14)$$

■ 개선된 허용응력판정법 (IASR)

$$RF = \min. of \left\{ \frac{D_t \cdot \sigma_a - \sigma_d}{\sigma_1 \cdot K}, \frac{D_t \cdot \tau_a - \tau_d}{\tau_1 \cdot K} \right\} \quad (15)$$

■ 하중저항계수판정법 (LRFR)

$$RF = \frac{\phi R_n - \gamma_d S_d}{\gamma_1 S_1 K} \quad (16)$$

여기서,

RF : 내하율 (= P_n/P_r)

P_n : 공용내하력

P_r : 공용하중 (설계 차량하중)

K : 응력보정계수 (건교부지침 : $\approx 1/K$)

σ_1, τ_1 : 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 (= $D_F R_n'$)

R_n' : 시방서 공칭강도

S_d : 공칭사하중효과

S_1 : 공칭활하중효과

K : $(1+i)K_s$

K_s : 실용담비 (실측응력/계산응력)

i : 충격계수

γ_d, γ_1' : 시방서에 따른 사하중과 활하중계수

3. 1. 2 복합지배모드의 내하력평가 기준식 (조합응력판정법 : CSR)

■ 플랜지의 강도 내하력평가식 :

BS Code의 규준인 식(1)을 다음과 같은 조합응력내하력평가식으로 유도할 수 있다.

$$RF = \frac{AB + 3CD}{A^2 + 3C^2} \quad (17)$$

$$+ \frac{\sqrt{(AB + 3CD)^2 - (A^2 + 3C^2)(B^2 + 3D^2 - F)}}{A^2 + 3C^2}$$

■ 보강된 웨브의 강도 내하력평가식 :

식(3)에 대한 조합응력내하력평가식은 내하율에 대해 전개하면 너무 길어서 실용적이지 않기 때문에 내하율(RF)이 포함된 다음의 식(18)을 수치해석을 통해 구할 수 있다.

$$\begin{aligned} & [(RF \cdot \sigma_{1Lr} + \sigma_{1Dr} + k(RF \cdot \sigma_{bLr} + \sigma_{bDr}))^2 \\ & + (RF \cdot \sigma_{2Lr} + \sigma_{2Dr})^2 - (RF \cdot \sigma_{1Lr} + \sigma_{1Dr} \\ & + k(RF \cdot \sigma_{bLr} + \sigma_{bDr})) \times (RF \cdot \sigma_{2Lr} + \sigma_{2Dr}) \\ & + 3(RF \cdot \tau_{Lr} + \tau_{Dr})] / \sigma_{Rw}^2 - G = 0 \end{aligned} \quad (18)$$

■ 보강된 웨브의 좌굴 내하력평가식 :

식(5)에 대한 내하율(RF)이 포함된 조합응력내하력평가식은 식(19)와 같다.

$$\begin{aligned} & \left[\left\{ \frac{(RF \cdot \sigma_{1Lr} + \sigma_{1Dr})G}{\sigma_{Rw} \cdot k_1 \cdot (1 - \rho)} \right\}^2 + \right. \\ & \left. \left\{ \frac{(RF \cdot \sigma_{bLr} + \sigma_{bDr})G}{\sigma_{Rw} \cdot k_b \cdot (1 - \rho)} \right\}^2 \right]^{0.5} + \\ & 3 \left\{ \frac{(RF \cdot \tau_{Lr} + \tau_{Dr})G}{\sigma_{Rw} \cdot k_a} \right\}^2 - 1 = 0 \end{aligned} \quad (19)$$

■ 보강재의 강도 내하력평가식 :

식 (7)에 대한 내하율이 포함된 조합응력내하력평가식은 식 (20.a)와 (20.b)와 같다.

$$RF = \frac{E' - B' - D'}{A' + C'} \quad (20.a)$$

그리고,

$$\begin{aligned} & [RF \cdot \sigma_{Lar} + \sigma_{Dr} + 2.5k_{s2}(RF \cdot \tau_{Lr} + \tau_{Dr})] / \\ & [k_{12}D_t \sqrt{\sigma_{y1}^2 - 3(RF \cdot \tau_{Lr} + \tau_{Dr})^2 \gamma_m^2 \gamma_{f3}^2}] \\ & = 1 / (\gamma_m \gamma_{f3}) \end{aligned} \quad (20.b)$$

여기서,

$A = \sigma_{L1} / \sigma_{R1}$; $B = \sigma_{D1} / \sigma_{R1}$; $C = \tau_{L1} / \sigma_{R1}$; $D = \tau_{D1} \sigma_{R1}$
 F : 시방서 계수 (도로교시방서, AASHTO:1, BS Code:0.75)

$$\sigma_{R1} : D_F \cdot \sigma_{yf} \quad \sigma_{Ra} : D_F \cdot \sigma_a$$

$$\sigma_{1L\gamma} = \sigma_{1L}(1+i)K_{1\gamma1}', \quad \sigma_{1b\gamma} = \sigma_{1bL}(1+i)K_{b\gamma1}'$$

$$\sigma_{2L\gamma} = \sigma_{2L}(1+i)K_{2\gamma1}', \quad \tau_{L\gamma} = \tau_{L1}(1+i)K_{\tau\gamma1}'$$

$$\sigma_{1D\gamma} = \sigma_{1D\gamma d}', \quad \sigma_{bD\gamma} = \sigma_{bD\gamma d}', \quad \sigma_{2D\gamma} = \sigma_{2D\gamma d}'$$

$$\tau_{D\gamma} = \tau_{D\gamma d}'$$

$\sigma_{1L}, \sigma_{2L}, \sigma_{bL}, \tau_{L}$: 활하중에 의한 패널단면의 교축방향 평균응력, 횡방향 응력, 휨응력, 평균전단응력

$\sigma_{1D}, \sigma_{2D}, \sigma_{bD}, \tau_{D}$: 사하중에 의한 패널단면의 교축방향 평균응력, 횡방향 응력, 휨응력, 평균전단응력

$K_1, K_b, K_2, K\tau$: 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

$$A'' = ((1+i)K_a \sigma_{a1} \gamma_1') / (k_{II} \sigma_{RS})$$

$$B'' = (\sigma_{bD} \gamma_d') / (k_{II} \sigma_{RS})$$

$$C'' = (2.5k_{s1}(1+i)K_{\tau} \tau_{L1} \gamma_1') / (k_{II} \sigma_{RS})$$

$$D'' = (2.5k_{s1} \tau_{D1} \gamma_d') / (k_{II} \sigma_{RS}), \quad E'' = 1 / (\gamma_m \gamma_{f3})$$

σ_{La} : 활하중에 의해서 보강재에 발생하는 실 축방향 응력

τ_{L1}, τ_{1L} : 활화중에 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

$$\sigma_{La} = \sigma_a(1+i)K_b \gamma_1', \quad \tau_{L1} = \tau_{L1}(1+i)K_{\tau} \gamma_1'$$

$$\tau_{L\gamma} = \tau(1+i)K_{\tau} \gamma_1'$$

$$\sigma_{Da\gamma} = \sigma_{Da} \gamma_d', \quad \tau_{D1\gamma} = \tau_{D1} \gamma_d', \quad \tau_{D\gamma} = \tau_{D\gamma} \gamma_d'$$

σ_n : 보강재의 실 저항응력 ($= \sigma_n, D_e$)

3.2 공칭안전율

선진국에서는 구조안전성의 척도로서 신뢰성 지수 β 를 종래의 안전율에 대한 대체 개념으로서

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.

$$n' = \frac{R}{Q} = \frac{\eta_Q}{\eta_R} \exp[\beta \sqrt{(V_R^2 + V_Q^2)}] \quad (21)$$

여기서,

R, Q : 각각 실 강도 및 하중효과

η_R, η_Q : 저항과 하중의 평균공칭비

V_R, V_Q : 저항 및 하중효과와의 변동계수

3.3 재하방법

3.3.1 정적재하시험

재하방법은 보도교가 단순지간으므로 경간구성 형태에 따라 지간중앙과 지점부에 가능한 한 최대구조응답(최대 정 부모멘트, 최대 처짐, 최대 전단력)이 발생하도록 일정수의 균중을 재하한다. 표 1에 정적재하시험의 재하방법에 대해 정리하였다.

3.3.2 동적재하시험

동적재하시험은 일정수의 균중이 교량에 동적외력을 가하며 외력이 가해지는 방법에 따라 제 자리에서 걷기/구보하기, 지간 끝에서 반대편 끝으로 교행 혹은 연행으로 걷기/구보하기 1인의 2보/초의 속도로 지간 끝에서 반대편 끝으로 보행하기 등으로 나누어 실시하고 동적충격시험에서는 지간중앙에서 일정수의 균중이 제 자리에서 동시에 뛰거나 굴신충격을 가하였다. 표 2에 본 연구팀에서 실시한 동적재하시험을 정리하였다.

4. 적용예

본 논문에서 제안한 각 구조부위별 강도 및 좌굴한계상태모형에 의한 강상형 보도육교의 신뢰성해석을 수행하고, 또한 제안된 각종 내하력평

표 1 정적시험의 재하방법

NO	재 하 방 법		분 석 항 목	재 하 인 원
	종방향 위치	횡방향 위치		
1	지간 전체에 일정한 간격으로 연속재하	폭방향 중앙부에 다수의 균중을 재하	지간중앙부의 최대휨변형을 및 최대처짐	20
2	지간중앙부	폭방향으로 다수의 균중을 재하	지간중앙부의 최대휨변형을 및 최대처짐	20
3	가동단 지점부에서 1m 떨어진 곳	폭방향으로 다수의 균중을 재하	지점부의 최대전단변형을	20

표 2 동작시험의 종류 및 측정항목

종류	재 하 방 법		분 석 항 목	재하인원
보행 시험	지간중앙부나 폭방향의 양쪽끝에서 연행 혹은 교행으로 보행하기		· 동적변형률 · 동적처짐 · 고유진동수 · 진동속도 · 진동가속도	20
	일정수의 균중을 보행위치와 보행방향에 관계없이 무작위로 보행			
주행 시험	지간중앙부나 폭방향의 양쪽끝에서 연행 혹은 교행으로 보행하기			20
	일정수의 균중을 보행위치와 보행방향에 관계없이 무작위로 보행			
	2보/초의 속도로 지간 끝에서 반대쪽 끝단까지 보행하기		1	
충격 시험	1점프 충격시험	일정수의 균중이 지간중앙부에서 동시에 점프를 하여 착지	10	
	굴신충격시험	일정수의 균중이 무릎만을 약10Cm정도로 굽혔다 펴기를 반복하여 주기적인 충격을 가함		

가식에 의해 잔존내하력을 평가하여 본 연구의 제안식들의 타당성을 검증하기 위해서 실제의 일반 일연 강상형 보도육교에 적용하였다.

특히, 구조해석에 있어서 기둥과 계단을 제외한 상부구조만을 양쪽 기둥을 지지점으로 하는, 단순지지된 격자모델에 의해 모델링(단순해석)한 경우와 기둥과 계단을 포함한 보도교 전체를 입체골조로 모델링(엄밀해석)한 경우에 대한 비교를 수행하였고, 각 설계시방서간의 차이를 고찰하기 위해 도로교시방서[1992] AASHTO [1994], 그리고 BS Code[1983]의 규준을 각각 적용하였다.

선정한 대상구조물의 일반사항은 표 3에 정리하였으며 주형의 단면도는 그림 1에, 단순해석 및 엄밀해석을 위한 모델링은 그림 2에 나타내었다.

표 3 적용대상구조물의 일반사항

교량형	남산입구보도육교	교 장	29.4m
구조형식	Steel Box Girder	교 폭	4.0m

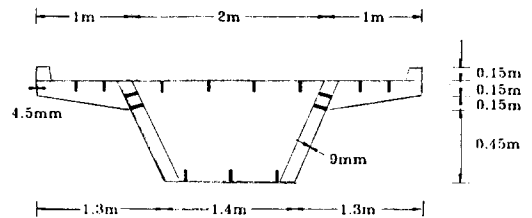
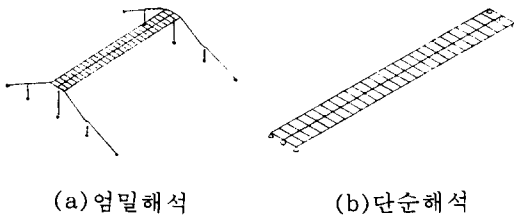


그림 1 횡단면도

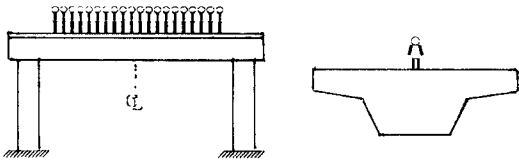
4. 1 재하시험

3.3절에서 소개한 방법에 의해 본 적용교량에서 실시한 정 동적 재하시험의 개념도를 그림 3에 나타내었다. 또한 실험전경은 그림 4에 나타내었다.

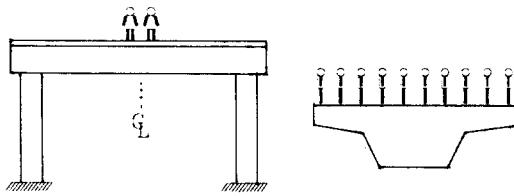


(a) 엄밀해석 (b) 단순해석

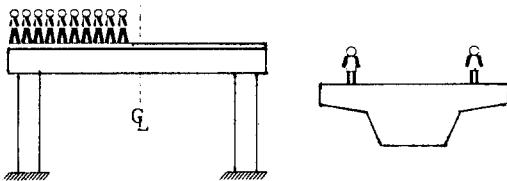
그림 2 해석 모델링



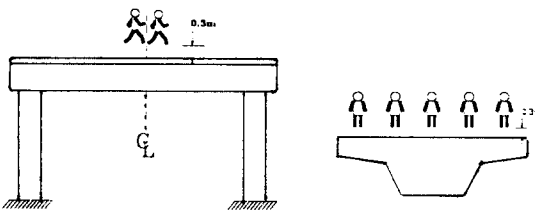
(a) 교량축방향으로 1m간격씩 20명재하



(b) 지간중양부에서 폭방향으로 20명 재하



(c) 폭방향의 양쪽 끝에서 연행으로 걷기



(d) 지간중양부에서 10명이 30cm 점프하기

그림 3 정·동적 재하시험의 개념도

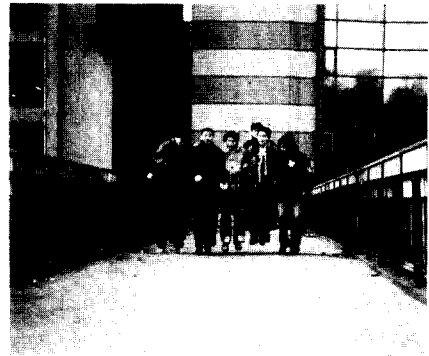


그림 4 재하시험전경(동적 재하:지간중양에서 10명이 30cm 점프하기)

4.2 신뢰성평가

본 연구에서 제안한 강상형 보도육교의 각 구조부위의 한계상태모형에 대한 신뢰성해석을 수행하여 그 결과를 표 7, 8에 나타내었다.

신뢰성해석에 고려한 통계적 불확실량은 표 4~6에 나타내었다. 이때 X_{DA} 와 X_{LA} 는 각각 사하중과 활하중의 불확실량을 의미하고, X_{DQ} 와 X_L 는 각각 사하중과 활하중에 대한 구조물의 응답 불확실량을 의미하며 X_v , X_D , X_L 은 각각 저항,

표 4 강도추정 불확실량

평균 공칭비	COV	X_F		X_P		X_D		X_V		분포형 Normal
		평균 공칭비	COV	평균 공칭비	COV	평균 공칭비	COV	평균 공칭비	COV	
1.1	0.1	1.0	0.05	1.0	0.05	0.9	0.10	0.99	0.16	

표 5 사하중 불확실량

X_{DA}		X_{DQ}		X_D		분포형 Normal
평균 공칭비	COV	평균 공칭비	COV	X_{Dv}/X_{Dn}	V_{Dx}	
1.05	0.08	1.0	0.05	1.05	0.1	

표 6 활하중 불확실량

X_{LA}		X_{LQ}		X_L		분포형 Lognormal
평균 공칭비	COV	평균 공칭비	COV	X_{Lv}/X_{Ln}	V_{Lx}	
0.8	0.8	1.0	0.11	0.8	0.81	

사하중, 활하중의 불확실량을 표현한 것이다.

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 하중 관련 각종 통계적 자료는 앞으로 저항 및 하중 관련 조사, 연구가 점차로 확대되고 통계적인 자료가 누적되어져야 할 것이다. 이 자료는 어디까지나 현 단계 추정치로서의 의미를 갖는다.

표 7과 8의 신뢰성해석 결과로부터 다음과 같이 고찰할 수 있다.

표 7의 플랜지에 대한 신뢰성해석결과, 적용예와 같은 보도육교의 경우 근사해석은 지간중앙의 경우, 신뢰성지수가 무손상시 도로교시방서의 경우 0.28, AASHTO의 경우 0.45로 비합리적일 뿐만 아니라 어느 시방서, 어느 위치에서도 열화 손상이 있는 경우에는 해석이 수행되지 않는 등 보도육교의 신뢰성해석에 부적절함을 알 수 있다.

엄밀해석에 기초한 구조부위별 신뢰성해석 결과인 표 8에서 살펴보면, 지간 중앙보다는 휨모멘트가 상대적으로 큰 고정단지점이 어느 구조부위에 대해서도 신뢰성지수 및 안전도가 낮은 지배단면임을 알 수 있다. 그림 5와 같이 지점의 경우에 구조부위별로 살펴보면, 지배적인 구조부

위는 도로교시방서의 경우 손상시 최소 $\beta=0.52$ 이고 AASHTO는 최소 $\beta=0.78$ 로서 보강재이며 다음으로 플랜지, 웨브순임을 알 수 있다. 이는 지간 중앙단면에서도 마찬가지이다. 웨브의 경

표 7 해석방법간 신뢰성해석 결과(플랜지)

설계 cdde*	위치	해석 방법	열화 정도	신뢰성지수 (β)	공칭안정율 (n)	
도로교 시방서 & BS code	지간 중앙	엄밀	무손상	1.79	2.44	
			손상	1.71	1.71	
		근사	무손상	0.28	1.03	
			손상			
		지점 상부	엄밀	무손상	2.93	4.68
				손상	2.30	3.26
	근사		무손상	3.63	1.40	
			손상			
	지점 하부		엄밀	무손상	1.44	2.00
			손상	0.79	1.38	
	AASHTO	지간 중앙	엄밀	무손상	2.00	2.62
				손상	1.38	1.88
근사			무손상	0.45	1.13	
			손상			
지점 상부			엄밀	무손상	3.17	4.93
				손상	2.54	3.51
		근사	무손상	3.86	7.16	
			손상	3.21	5.04	
		지점 하부	엄밀	무손상	1.65	2.44
			손상	1.02	1.71	
		근사	무손상			
			손상			

* 각 시방서의 재하하중에 따라 구분

☒ 신뢰성해석이 부적절한 곳

표 8 구조부위별 신뢰성 해석 결과

설계 code	위 치	열화 정도	플랜지의 강도		웨브의 강도		웨부의 좌굴		보강재의 강도	
			신뢰성 지수 (β)	공칭 안정율 (n')	신뢰성 지수 (β)	공칭 안정율 (n')	신뢰성 지수 (β)	공칭 안정율 (n')	신뢰성 지수 (β)	공칭 안정율 (n')
도로교 시방서 & BS code	중 앙	무손상	1.79	2.44	1.97	2.70	1.82	2.62	1.28	1.83
		손상	1.17	1.71	1.37	1.92	1.18	1.88	0.61	1.25
	지 점	무손상	1.44	2.00	1.81	2.31	1.69	2.31	1.23	1.77
		손상	0.79	1.38	1.14	1.69	1.00	1.69	0.52	1.18
AASHTO	중 앙	무손상	2.00	2.62	2.20	2.92	2.04	2.62	1.48	1.98
		손상	1.38	1.88	1.60	2.11	1.14	1.88	0.83	1.39
	지 점	무손상	1.65	2.44	2.05	2.69	1.92	2.51	1.44	1.94
		손상	1.02	1.54	1.38	1.88	1.25	1.75	0.78	1.36

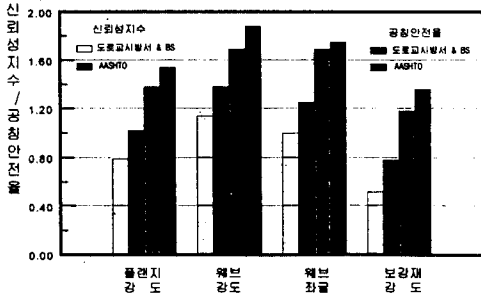


그림 5 구조부위별 신뢰성지수 및 공칭안전율 (지점부:손상시)

우, 좌굴이 강도보다 지배적임을 알 수 있다. 이상의 결과는 공칭 안전율에서도 같은 경향임을 살펴볼 수 있다.

표 8과 그림 5에서 시방서간의 비교시, 신뢰성지수나 공칭안전율이 AASHTO보다는 설계하중이 상대적으로 큰 도로교시방서와 BS Code가 최대 50% 안전축으로 평가하고 있으므로 시방서간에 큰 차이가 있음을 알 수 있다.

구조부위별로 무손상시 지간 중앙부 웨브의 강도의 경우 도로교시방서와 BS Code에서는 최대 $\beta=1.97$, AASHTO에서는 $\beta=2.20$ 이고 단부의 보강재의 강도의 경우 도로교시방서와 BS Code에서는 최소 $\beta=1.23$, AASHTO에서는 $\beta=1.44$ 로 일정한 파괴확률을 가지지 않았을 뿐만 아니라 일반적인 도로교량의 신뢰성지수가 $\beta=3.0$ 인 경우에 비하면 설계 당시의 기본적인 안전도가 낮은 구조물임을 알 수 있다.

4.3 내하력평가

각 설계기준과 대상 보도육교에 대한 정 동적 재하시험을 통하여 획득한 노후손상도와 응답비,

충격계수를 표 9에 나타내었고, 제안한 내하력평가 방법에 기초한 잔존내하력 평가결과는 표 10과 그림 6에 나타내었다. 이로부터 다음과 같이 고찰 할 수 있다.

표 10의 플랜지의 강도와 보강재의 강도에 대한 평가방법별 평가결과, ASR, IASR의 경우 안전에 지배적인 구조부위가 어느 시방서에 대해서도 플랜지인 것으로 평가되고 있으나 이는 엄밀한 신뢰성평가 방법에 의한 결과와 반대되는 것으로 일반적인 실용적인 평가방법으로는 적용함에 있어 부적절할 것으로 판단된다. 다만 플랜지와 같이 일반적인 휨저항부재에 대해서는 CSR보다 다소 안전측이므로 부분적으로 적용 가능하다고 판단된다. 반면에 CSR의 경우는 신뢰성평가 결과와 일치하는 결과를 보이며, LRFR의 경우에는 구조부위별로 분리평가가 다소 불합리하므로 강상형 보도육교의 실용적인 내하력평가에는 CSR방법이 가장 적절할 것으로 판단된다.

CSR 방법에 의해 평가하여 보면, 적용대상교량의 경우 그림 6에서 보는 바와 같이 보강재,

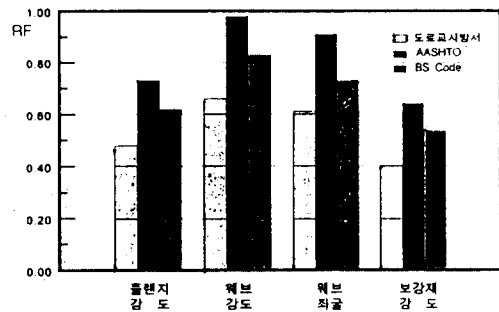


그림 6 구조부위별 CSR 내하력평가 (지점부:손상시)

표 9 각국의 설계기준 및 내하력평가를 위한 응답비/노후손상도/충격계수

설계기준	시방서	하중 (kg/m ²)	하중증가계수		응답비	휨	엄밀해석	1.07	노후 손상도 및 충격계수	노후 손상도	무손상	1		
			사하중	활하중										
설계기준	도로교 시방서	500	1.3	2.15	응답비	휨	엄밀해석	1.07	노후 손상도 및 충격계수	노후 손상도	무손상	1		
	AASHTO	420	1.25	1.75									손상	0.92
	BS	500	1.05	1.5			전단	엄밀해석		0.99	총계	총계	무손상	30%

표 10 구조부위별/평가방법별/시방서별 내하력평가 결과

설계 code	위 치	열화 정도	내하율(RF)											
			플랜지의 강도				웹의강도		웹의좌굴		보강재의 강도			
			ASR	IASR	CSR	LRFR	CSR	CSR	ASR	LASR	CSR	LRFR		
도로교 시방서	중양	무손상	1.07	1.07	1.10	0.96	1.45	1.19	1.15	1.15	0.75	0.96		
		손 상	0.7	0.61	0.41	0.56	0.84	0.70	0.75	0.65	0.40	0.56		
	지점	무손상	0.97	0.97	0.84	0.88	1.13	1.04	1.19	1.19	0.73	0.88		
		손 상	0.63	0.55	0.48	0.51	0.66	0.61	0.77	0.68	0.40	0.51		
AASHTO	중양	무손상	1.29	1.29	1.29	1.44	2.14	1.79	1.38	1.38	1.13	1.44		
		손 상	0.84	0.74	0.84	0.86	1.26	1.04	0.90	0.79	0.65	0.86		
	지점	무손상	1.15	1.15	1.26	1.19	1.69	1.56	1.43	1.43	1.10	1.19		
		손 상	0.75	0.65	0.73	0.69	0.98	0.91	0.93	0.82	0.64	0.69		
BS code	중양	무손상	1.07	1.07	1.10	1.30	1.81	1.60	1.15	1.15	0.95	1.30		
		손 상	0.7	0.61	0.41	0.76	1.06	0.82	0.75	0.65	0.55	0.76		
	지점	무손상	0.97	0.97	1.07	1.32	1.43	1.09	1.19	1.19	0.93	1.32		
		손 상	0.63	0.55	0.62	0.76	0.83	0.73	0.77	0.68	0.54	0.76		

플랜지, 웹브좌굴, 웹브강도의 순으로 안전에 지배적임을 알 수 있으며 이는 신뢰성해석 결과와 일치함을 알 수 있다. 특히, 보강재의 경우에 있어서도 지간중양부(최소 RF=0.75)보다는 지점부(최소 RF =0.73)에서 약간 낮은 것을 알 수가 있다.

본 보도육교의 안전도에 가장 지배적인 지점부의 손상시에 대한 그림 6의 시방서별 평가결과로부터, 국내 도로교시방서의 하중계수가 보도하중에 대해 정확히 규정되어 있지 않아 차량의 하중계수인 2.15를 적용하여 CSR로 평가하였을때, RF=0.40으로 AASHTO의 0.64에 비해 60%, BS Code의 0.54에 비해 35%로 지나치게 안전측으로 평가되고 있으므로 국내의 도로교시방서에서도 보도하중에 대한 하중계수가 합리적으로 결정되어야만 할 것이다.

내하력평가 결과에서도 내하율 RF가 평가방법이나 시방서 및 구조부위를 불문하고 무손상시 2.15~0.73으로서 일반 도로교의 일반적인 수준에 크게 못 미치는 적은 안전율의 설계를 수행하고 있음을 알 수 있다.

5. 결 론

1) 신뢰성해석 및 내하력평가를 수행한 결과, 시방서간에 차이가 크므로 기존 보도교의 실용적인 안전도평가에 있어서는 AASHTO보다는 BS Code나 도로교시방서를 적용하여야 한다고 판단된다. 다만 국내 도로교시방서의 보도하중에 대한 하중계수가 보다 합리적인 값으로 제시되어야만 할 것이다.

2) 강상형 보도교의 구조해석은 3차원 골조모델링의 엄밀한 해석이 수행되어야만 한다.

3) 내하력평가법에 있어서 열화손상된 강상형 보도교에 대해서는 각 평가방법에 따른 차이가 부분적으로 크지 않으므로 부분적 평가를 위해서는 어느방법을 적용하여도 근사적인 내하력평가가 될 수는 있으나 본 연구에서 제안한 조합응력판정법(CSR)은 좀 더 정확하고 종합적으로 일관된 내하력평가를 수행할 수 있는 방법이라고 판단된다.

4) 적용예와 같은 보도육교의 경우 구조물의 안전성에 지배적인 구조부위는 보강재, 플랜지, 웹의 순이며 정밀안전진단시에는 반드시 보강재의 응력을 측정하여 검토해야 한다고 판단된다.

5) 기존 강상형 보도교의 경우, 실용적으로 강도에 대한 안전도를 평가하기 위하여 엄밀한 신뢰성해석은 필요치 않을 것으로 사료된다. 그러나 엄밀한 신뢰성해석이 필요할 때, 본 연구에서 제안한 각종 한계상태 함수는 적절한 모형이라고 판단된다.

6) 본 연구에서 제안한 보도육교의 현장재하시험 방법은 추후 보도육교의 내하력평가를 위한 현장재하시험 기준을 제시하여 줄 수 있을 것으로 사료된다.

7) 기존 보도육교의 경우 일반적인 도로교의 안전도 수준에 비하여 상당히 낮게 설계되고 있음을 알 수 있을 뿐만 아니라 전체 구조부위의 안전도(파괴확률)가 일정하게 설계되고 있지 못한 것을 알 수 있었으며 추후 전 구조부재의 신뢰도 수준을 일정하게 할 수 있도록 설계하거나 표준화를 수행하여야 할 것이다.

참 고 문 헌

1. Ang, A. H-S. and Tang, W. H.(1984), "Probability Concepts in Engineering Planning and Design," Vol. I, John Wiley & Sons.
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.(1989), "Development of Highway Bridge Design Criteria and Reliability Assessment of Existing Bridges Based on the System Reliability Methods," Research Report, Dept. of Civil Eng. Hanyang Univ., Struc. Eng'g lab.
4. AASHTO(1994), "AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS," AASHTO, Washington, D.C.
5. Ellingwood, B., Galambos, T. V., MacGregor, J. C., and Cornell, C. A.(1980), "Development of a Probability-Based Load Criterion for American National Standard A 58," National Bureau of Standard SP-577, Washington, D.C.
6. Hart, G. C.(1982), "Uncertainty Analysis, Loads, and Safety in Structural Engineering," Prentice-Hall.
7. 건설부(1992), "도로교 표준시방서"
8. 조효남, 김인섭(1992), "강상형 교량 상부구조의 신뢰성 해석", J. Research Institute of Industrial Sciences, Vol. 35., Hanyang Univ.
9. 조효남, 최영민, 이은철(1996), "신뢰성에 기초한 강상형 보도육교의 안전도 및 잔존내하력 평가", 한국전산구조공학회 봄 학술발표회, 제 9권, 제 1집, pp. 202-211.

(접수일자 : 1997. 1. 30)