

신뢰성에 기초한 고속철도 교량의 내하력평가

Reliability-Based Capacity Rating of High-Speed Rail-Road Bridges

조 호 남 이 승 재
Cho, Hyo Nam Lee, Seung Jae

Abstract

In Korea, the pilot construction of the first high-speed railroad on the Seoul-Pusan Corridor has already started 2 years ago. In the thesis, an attempt is made to develop reliability-based integrity-assessment models for the computer-aided control and maintenance of high-speed railroad bridges. The strength limit state models for PC railroad bridges encompass the bending and shear strengths as well as the strength interaction equations which simultaneously take into account flexure, shear and torsion. The FOSM and IST methods are used for the evaluation of the element and system reliabilities of the proposed limit states and reliability models. Then, the actual load carrying capacity and the realistic safety of bridges are evaluated using the system reliability-based equivalent strength, and the results are compared with those of the element reliability-based or conventional methods.

Various parametric studies are performed for the proposed reliability-based safety and integrity-assessment models using the actual PC box girder bridges used in the pilot construction. And the sensitivity analyses are performed for the basic random variables included in strength limit state models. It is concluded that the proposed models may be practically applied for the rational assessment of safety and integrity of high speed railroad bridges.

1. 서론

교량이나 터널 등의 고속철도 구조물은 고속열차의 지속적인 동하중을 받기 때문에 약간의 국부적 손상이라도 그대로 방치하게 되면 급작스런 확산으로 구조물의 파손, 붕괴 내지는 과진동을 유발할 우려가 있으며 더구나 고속철도 구조물은 지금까지의 일반 토목구조물에 대한 재래적 유지관리와는 달리 명실공히, 계속 발전되고 있는 컴퓨터, 측정·계측·시험장비, 구조안전성·건전성 분석평가 기법, 시스템 분석기법, 구조물 보수·보강방법 등을 모두 활용해야 할 중요한 구조물로 체계적이고 합리적인 내하력평가 방법이 필요한 구조물이다.

우리나라 경부고속철도의 선로구성은 산악지역이 많은 일본과 유사하며, 총 411km 가운데 교량구간이 153km, 구성비 37%로서 토공이나 터널구간에 비하여 가장 많은 비율을 차지하고 있음을 알 수 있다[신중서, 1993]. 따라서 교량구조물에 대한 안전성 및 건전성평가의 문제는 고속철도 교량의 전체적인 운영면에서 볼 때 매우 큰 비중을 차지하게 될 것으로 생각된다. 본 연구는 고속철도 교량의 내하력의 실제적이고 합리적인 평가를 위하여 신뢰성에 기초한 이론적 평가모형을 제시하고, 이에 대한 효율적 해석방법을 제안하고 제안된 내하력평가 방법의 타당성 및 실용성을 검토하기 위해 시험선구간에서 시공중인 PC박스거더 교량을 적용대상으로 하였다.

본 연구의 결과는 고속철도 교량의 체계적 내하력평가의 이론적 모형을 제공할 수 있을 것이며, 교량구조물 이외의 토공이나 터널구조물에도 확장, 응용될 수 있을 것으로 생각된다.

** 한양대학교 토목환경공학과 교수

* 쌍용양회공업주식회사 진단기술팀 과장

2. 한계상태모형

2.1 PC박스거더의 공칭강도

열차를 지지하는 PC박스거더교는 휨과 전단을 동시에 받게되며 열차가 편측재하되거나 곡선거더교의 경우에는 비틀림의 영향도 받게된다. 따라서 PC박스거더교의 공칭강도는 휨, 전단, 비틀림이 단독으로 작용할 때 뿐 만 아니라 이들이 동시에 작용할 때에 대해서도 평가되어야 할 것이다.

본 연구에서는 PC박스거더교의 공칭강도 해석을 위하여 공간트러스(space truss)모형[ACI, 1979; Hsu, 1984]을 사용하였는데, 이 모형은 휨, 전단, 비틀림의 어떠한 상관조합단면력하에서도 공칭강도의 상관식을 일관된 이론으로 쉽게 유도할 수 있는 장점이 있다.

2.2 요소 한계상태모형

(1) 선형 한계상태모형

본 연구에서는 기설 PC 박스거더교의 안전성 분석과 내하력평가를 위한 한계상태모형을 수립하였다. 휨, 전단, 비틀림 등 단일 파괴모드에 대한 한계상태모형은 식(2.1)과 같이 선형한계상태함수로 정의할 수 있다.

$$g(\cdot) = S_R - (S_D + S_L) \quad (2.1)$$

여기서, S_R = 실 공칭강도

S_L, S_D = 실 작용 사하중 및 활하중에 의한 하중효과

실 공칭강도 S_R 은 모멘트, 전단력, 비틀림 각각에 대하여 M_R, V_R, T_R 로 표현할 수 있으며, 파괴모드별 보정계수와 노후손상계수를 도입하여 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$M_R = M_n N_M D_{F_M} \quad (2.2a)$$

$$V_R = V_n N_V D_{F_V} \quad (2.2b)$$

$$T_R = T_n N_T D_{F_T} \quad (2.2c)$$

여기서, M_R, V_R, T_R = 실공칭 휨강도, 전단강도, 비틀림강도; M_n, V_n, T_n = 공칭 휨강도, 전단강도, 비틀림강도; $D_{F_M}, D_{F_V}, D_{F_T} = M_n, V_n, T_n$ 에 대한 노후손상계수; N_M, N_V, N_T = 파괴모드별 보정계수로서 M_n, V_n, T_n 및 $D_{F_M}, D_{F_V}, D_{F_T}$ 의 추정에 관련된 편기와 모든 불확실량을 내포하는 변량 또한, 실 작용사하중 및 활하중 S_D, S_L 은 모멘트, 전단력, 비틀림 각각에 대하여 M_D, V_D, T_D 및 M_L, V_L, T_L 로 표현할 수 있으며 보정계수 및 활하중 효과를 고려하여 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$M_D = m_D D_n N_{D_M} \quad (2.3a)$$

$$V_D = v_D D_n N_{D_V} \quad (2.3b)$$

$$T_D = t_D D_n N_{D_T} \quad (2.3c)$$

$$M_L = m_L L_n K_{S_M} (1 + i_M) N_{L_M} \quad (2.3d)$$

$$V_L = v_L L_n K_{S_V} (1 + i_V) N_{L_V} \quad (2.3e)$$

$$T_L = t_L L_n K_{S_T} (1 + i_T) N_{L_T} \quad (2.3f)$$

여기서, $m_D, v_D, t_D, m_L, v_L, t_L$ = 사하중과 열차하중에 대한 휨모멘트 전단력 및 비틀림모멘트의 영향계수; D_n, L_n = 공칭사하중 및 활하중; $K_{S_M}, K_{S_V}, K_{S_T}$ = 휨모멘트, 전단력, 비틀림에 대한 응력응답비(계산치/실측치); i_M, i_V, i_T = 휨모멘트, 전단력, 비틀림에 대한 충격계수; $N_{D_M}, N_{D_V}, N_{D_T}, N_{L_M}, N_{L_V}, N_{L_T} = D_n, L_n$ 을 추정하는데 있어서의 불확실량 및 실제하중효과에 대한 편기를 조정하기 위한 보정계수

(2) 비선형 한계상태모형

본 논문에서는 상관조합단면력에 관한 음함수 형태의 비선형 한계상태모형을 다음과 같이 제안하였다. 이때 저항 및 하중효과 변수의 모형은 선형한계상태모형에서 정의된 바와 같다.

$$\text{Mode 1 : } g(\cdot) = 1 - \left[\frac{F_{yu}}{F_{yl}} \left\{ \left(\frac{T_D + T_L}{T_R} \right)^2 + \left(\frac{V_D + V_L}{V_R} \right)^2 \right\} + \left(\frac{M_D + M_L}{M_R} \right) \right] \quad (2.4)$$

$$\text{Mode 2 : } g(\cdot) = \left[\left(\frac{T_D + T_L}{T_R} \right)^2 + 2 \left(\frac{T_D + T_L}{T_R} \right) \left(\frac{V_D + V_L}{V_R} \right) \sqrt{\frac{2h}{u}} + \left(\frac{V_D + V_L}{V_R} \right)^2 \right] - \frac{1}{2} \left(\frac{F_{yl}}{F_{yu}} + 1 \right) \quad (2.5)$$

$$\text{Mode 3 : } g(\cdot) = 1 - \left[\left(\frac{T_D + T_L}{T_R} \right)^2 + \left(\frac{V_D + V_L}{V_R} \right)^2 - \frac{F_{yl}}{F_{yu}} \left(\frac{M_D + M_L}{M_R} \right) \right] \quad (2.6)$$

2.3 시스템 한계상태모형

구조시스템의 극한한계상태의 파괴는 파괴기구(failure mechanism)의 형성에서 비롯된다. 따라서 일반 도로교에서는 시스템의 강도한계상태를 이와같은 파괴기구에 기초하여 모형화하고 있다[조효남 외, 1994]. 그러나 고속철도 교량은 구조물의 안전성과 신뢰성 수준, 손실 및 피해의 심각성 측면에서 일반 도로교 보다는 상위의 중요성을 가지기 때문에 시스템파괴를 파괴기구의 형성으로 정의하는 것은, 중요구조물로서 주기적인 점검이 수행되고 지속적 안정성을 요구하는 고속철도 교량의 유지관리 특성상 바람직하지 않다고 본다. 따라서 고속철도 교량구조물은 휨, 전단, 상관조립단면력을 받고 있는 단면이 하나라도 파괴를 일으킨다면 그 자체를 시스템파괴로서 정의할 수 있다고 판단되기 때문에 본 연구에서는 고속철도 교량의 시스템파괴를 주요요소의 주요파괴모드로 구성된 직렬체제로 모델링하였다.

한편 각 구조요소는 PC단면의 균열손상 단면에 대한 잔존강도를 고려하여 모멘트 재분배를 고려하는 반 취성으로 가정하였다. n개의 파괴요소로 이루어진 직렬체제의 i번째 파괴요소에 대한 한계상태 함수 $g_i(\cdot)$ 는 다음과 같이 정의할 수 있다.

$$g_i(\cdot) = c_i R_i - (b_D Q_{D_i} + b_L Q_{L_i}) \quad (2.7)$$

여기서, R_i = i번째 파괴요소의 실강도, Q_{D_i}, Q_{L_i} = i번째 파괴요소의 실 작용하중효과; c_i, b_D, b_L = i번째 파괴요소의 파괴를 정의하는 계수

2.4 통계적 불확실량

본 논문에서는 저항의 불확실량은 구조재료에만 관계된다고 보고 Nowak이 AASHTO의 LRFD규정 [1994]을 보정하면서 PC구조물에 대하여 사용한 가장 최근의 값을 그대로 사용하였다. 이때, 비틀림에 관한 불확실량은 현재까지 가용한 자료가 없기 때문에 근사적으로 전단에 관한 불확실량과 같게 취하였다. 하중불확실량은 보편 활하중의 불확실량이 도로교와 철도교에서 판이하게 틀리다. 이것은 도로교에서는 하중의 크기가 넓게 분포하는 반면, 철도교의 하중은 차량자체의 하중이 지배적이고 승객이나 화물하중의 편차는 크지 않을 뿐 아니라 계획적으로 운행되기 때문에 위급한 상황이나 특별한 화물을 수송하는 경우를 제외하고는 과재하중의 염려가 적고, 적어도 관리자가 알지 못하는 예상외의 하중이 통과하지는 않는 특징을 가지기 때문인 것으로 사료된다. 이때 활하중의 불확실량은 TGV의 자료에 기초하여야 하지만 현재로서는 가용한 자료가 없기 때문에 본 연구에서는 철도차량 자체는 동일한 규격으로 생산되며, 전술한 대로 승객에 의한 변동성이 전체에 미치는 영향이 작다는 것을 고려하여 신간선의 통계자료가 타당하다고 판단하고 이를 그대로 사용하였다.

본 연구에서 채택한 하중 및 저항의 불확실량을 표 2.1에 정리하였는데 여기에서 제시된 자료는 앞으로 저항 및 하중관련 연구가 점차 확대되고 자료가 누적됨에 따라 수정, 보완될 수 있을 것으로 사료된다.

표 2.1 채택된 불확실량 자료

구분	평균공정비	변동계수	분포형	
저항	휨	1.05	0.075	정규분포
	전단	1.15	0.14	정규분포
	비틀림	1.15	0.14	정규분포
하중	사하중	1.0	0.10	정규분포
	활하중	1.0	0.08	대수정규분포

3. 신뢰성해석

본 연구에서는 고속철도 교량의 안전성 및 건전성평가를 위하여 제안된 한계상태함수의 특성을 고려하여 실용적인 FOSM 방법 및 IST를 사용하였다. 즉 한계상태함수가 선형이거나 비선형이 심하지 않는 경우의 실용적 신뢰성해석을 위해서는 FOSM 방법을 사용하였다. 또한 한계상태함수가 음함수로 표현되고 비선형성이 심한 경우에는 일반적으로 SOSM이나 응답면기법, 확률유한요소법 등도 적용될 수 있으나 본 연구에서는 지금까지의 연구결과[Cho, et al., 1994]를 통하여 수치해석의 노력을 절감하면서 해석의 정도(精度)가 입증된 IST를 사용하였다.

본 연구에서는 고속철도 교량의 안전도평가를 위한 시스템 모델링을 FMA에 기초한 주요 부재의 직렬체계로 모델링하였기 때문에 이의 체계신뢰성해석에 유용하게 적용할 수 있는 방법으로서 근사해석법인 제 1, 2계 구간해법과 시뮬레이션 방법인 IST를 사용하였다.

4. 내하력 평가방법

4.1 규준식에 의한 방법

본 연구에서는 일본 국철의 방법을 수정하여 다음과 같은 하중저항계수법(Load and Resistance Factor Rating, LRFR)을 제안하였다[조효남 외, 1994].

$$RF = \frac{\phi D_F R_n - \gamma_D D_n}{\gamma_L L_n (1+i) K_S} \quad (4.1a)$$

$$P_n = L_n \times RF \quad (4.1b)$$

여기서, R_n : 무손상단면의 공칭저항강도 i : 충격계수
 D_n, L_n : 사하중 및 활하중 효과 D_F : 노후손상계수
 ϕ : 저항계수 K_S : 응답비(실측응력/계산응력)
 γ_D, γ_L : 사하중 및 활하중 계수

본 연구에서 제안한 LRFR방법은 일본국철의 LFR형식의 문제점을 보완하기 위하여 우선 실측응력과 계산응력의 비인 K_S 를 활하중효과에 고려하였고 단면의 노후손상정도를 노후손상계수 D_F 의 함으로 정량적으로 반영할 수 있도록 하였다. 안전모수 ϕ, γ_D, γ_L 은 보정을 통하여 획득되는 값으로서, 본 연구에서는 고속철도 교량의 안전성 수준은 일반 토목구조물보다 다소 상향되어야 하고, 내하력의 평가에 있어서는 현재 뿐 아니라 장래의 하중환경도 고려하여야 한다는 점에 입각하여 현행 고속철도 시방서[고속전철사업기획단, 1991]의 $\beta_0 = 4.0$ 에 대한 값인 저항 및 하중계수를 그대로 사용하도록 하였다.

(1) 요소수준

한계상태함수가 양함수(explicit function)의 형태, 즉 $g(\cdot) = R - \Sigma Q$ 의 형태로 표현되는 경우에는 R 과 Q 에 대한 1, 2차 모멘트를 사용하여 유지관리를 위한 목표신뢰성지수 β_0 에 대응하는 등가내하력 P_n 를 신뢰성지수 β 의 FOSM형태로부터 해석적으로 구할 수 있다.

반면에 한계상태함수가 음함수(implicit function)형태인 경우에는 저항변수 R 과 하중효과변수 Q 가 분리된 함으로 표현되지 않기 때문에 등가내하력 P_n 을 해석적으로 구할 수 없게 된다. 따라서 본 연구에서는 이와같은 경우에 등가내하력 P_n 을 손쉽게 구할 수 있는 방법을 제안하였다. 이 방법은 임의의 두개의 평가하중(rating load)에 대한 신뢰성지수 β 를 수치해석에 의해 구하여 FOSM모형의 적합곡선(fitting curve)을 구하게 되면 이 곡선으로 부터 유지관리를 위한 목표신뢰성지수 β_0 에 대응하는 등가내하력 P_n 을 곧바로 구할 수 있으며, 이는 β_0 에 대응하는 교량의 실 보유내하력을 추정할 수 있는 새로운 방법이다.

그림 4.1에는 한계상태함수가 음함수로 평가되는 경우에 등가내하력 P_n 를 추정하는 절차를 도해적으로 나타내었다.

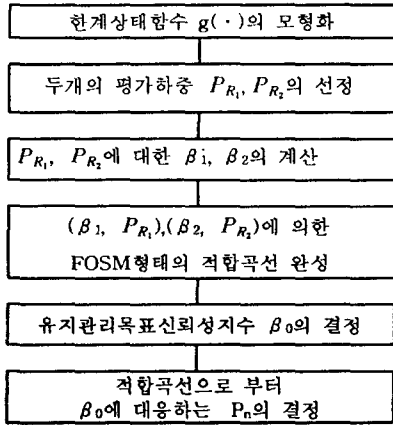


그림 4.1 등가내하력 P_n 의 추정절차

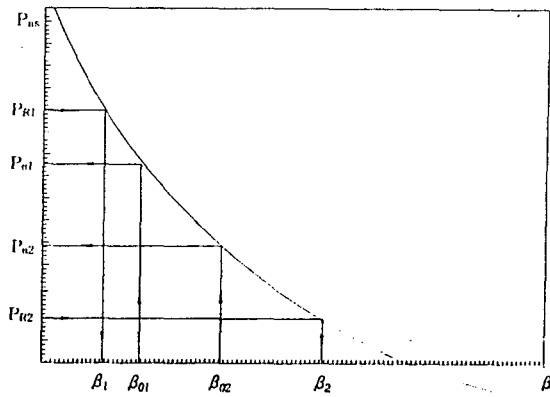


그림 4.2 β_s vs. P_n

(2) 시스템수준

등가내하력 평가방법은 시스템수준의 내하력평가에 더욱 효과적으로 사용될 수 있다. 체계신뢰성지수 β_s 는 ln-ln모델의 FOSM 형태인 식(4.2)의 형태로 개념적으로 표현할 수 있다.

$$\beta_s \cong \frac{\ln(\bar{R}_s / \bar{Q}_s)}{\sqrt{\Omega_{R_s}^2 + \Omega_{Q_s}^2}} \quad (4.2)$$

여기서, \bar{R}_s = 시스템 평균공칭

\bar{Q}_s = 시스템 평균하중효과

식 4.2으로부터 시스템수준의 등가내하력 P_n 를 다음과 같이 구할 수 있다[이승재, 1995].

$$P_n = \frac{1}{c_{L_s} \eta_L (1+i)} \bar{R}_s \exp(-\beta_s \sqrt{\Omega_{R_s}^2 + \Omega_{Q_s}^2}) - \frac{c_{D_s} \eta_D}{c_{L_s} \eta_L} \frac{D_n}{(1+i)}$$

$$= Z_m \exp(-\beta_s \Omega_s) - \rho_s D_n \quad (4.3)$$

여기서, $Z_m = \frac{\bar{R}_s}{c_{L_s} \eta_L (1+i)}$ 로 표현되는 시스템 평균공칭을 나타내는 모수

$\Omega_s = \sqrt{\Omega_{D_s}^2 + \Omega_{L_s}^2}$ 로 표현되는 시스템 불확실량을 개념적으로 내포하고 있는 모수

$$\rho_s = \frac{c_{D_s} \eta_D}{c_{L_s} \eta_L (1+i)}$$

그림 4.2에는 P_n 와 β_s 의 관계가 식(4.3)과 같이 지수함수 형태로 표현되는 것을 나타내고 있다.

이상과 같이 체계신뢰성지수에 기초한 내하력평가 방법은 상·하한 평가하중에 의한 체계신뢰성지수 β_s 만 구하게 되면 실질적인 시스템의 등가내하력을 그림 4.2의 곡선을 사용하여 손쉽게 구할 수 있는 매우 효과적인 방법으로 사료된다.

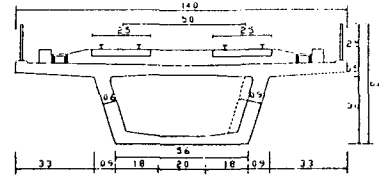
5. 적용에 및 고찰

5.1 대상교량

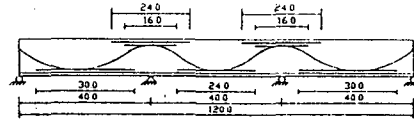
본 논문에서 제안한 건전성평가 모형을 적용하기 위한 실제 고속철도 교량은 현재 천안-대전간의 시험선 구간에서 시공중인 연체교로서 총 연장은 1915m이며 3경간 및 4경간 연속 PC 박스거더를 MSS(Movable Scaffolding System)공법에 의하여 시공하는 것으로 설계되어 있다. 본 논문에서는 이중 3경간 연속교량을 대상으로 제안된 안전성 및 내하력평가 모형과 수치해석 기법을 적용하고 그 결과를 분석, 고찰하였다. 본 대상교량의 일반사항은 표 5.1과 같으며 상부구조의 단면제원은 그림 5.1에 나타내었다.

표 5.1 대상교량의 일반사항

교량명	연제교	
위치	경부고속철도 시험선 구간 내	
총 길이	1915m	
구조 형식	3경간, 4경간 연속 PC박스거더교	
공법	MSS	
대상 구간	3경간 연속구간	
제원	지간	L = 3@40 = 120m
	형고	h = 3.50m
	폭원	B = 14.0m
	레도	1.435m(복선, 레도중심간격:5.0m)
설계 속도	350km/hr	
활하중	HL 표준열차하중	
재료	PC 강재	SWPC-7B, $\phi=12.7\text{mm}$, $A_p=98.71\text{mm}^2$
	콘크리트	$\sigma_{ck} = 400\text{kg/cm}^2$
	철근	$\sigma_y = 4000(\text{SD40}) \text{ kg/cm}^2$



(a) 중앙부



(b)강선 배치도

그림 5.1 상부구조 단면제원 (단위: m)

5.2 안전성 및 내하력평가

(1) 구조해석

안전성 및 내하력평가를 위한 평가하중으로는 현행 고속철도시방서[고속철도사업기획단, 1991]에서 사용하고 있는 HL 표준열차하중 및 경부고속철도에서 이미 도입이 결정된 TGV 열차하중을 사용하였다. 한편 구조해석모델링에 있어서는 단일 박스거더는 교축직각방향의 강성이 크고 하중분배 작용이 크기 때문에 설계단계에서는 전 단면을 하나의 보로 보아도 무방하다. 그러나 구조물을 진단하는 과정에서, 박스거더의 거동을 실제적으로 평가하고 손상의 원인을 정확하게 규명하기 위해서는 박스거더의 휨, 비틀림, 일그러짐, 뒹 등을 적절히 모델링할 수 있는 교차의 구조해석이 바람직하다. 따라서 Grillage, FEM, Space Frame, BEF해석 등 여러가지 엄밀한 방법[Hambly, 1991]이 사용될 수 있지만 본 연구에서는 해석에 필요한 노력을 상대적으로 절감하면서 박스거더의 전반적인 변형모드를 거의 정확하게 모델링하여 해석할 수 있는 격자구조해석(Grillage Analysis)을 수행하였다.

5.3 요소수준의 신뢰성과 내하력

(1) 신뢰성과 안전성평가

① 요소신뢰성지수 β

상관관계가 신뢰성에 미치는 영향정도를근사적으로 분석하기 위하여, 일반적으로 사하중이 증가하면 공칭강도도 함께증가되는 경향을 보이기 때문에 $\rho_{M_n, M_D} = \rho_{M_n, V_D} = \rho_{V_n, M_D} = \rho_{V_n, V_D} = 0.8$ 로 가정하였다. 특히, 휨과 전단의 상관조합단면력에 의하여 지배되는 내부지점단면(③번 단면)에서는 사하중모멘트와 전단력, 활하중모멘트와 전단력의 높은 상관관계를 고려하여 $\rho_{M_D, V_D} = \rho_{M_L, V_L} = 0.9$ 로 가정하였다. 표 5.4에는 주요 단면의 요소신뢰성지수 β 의 계산결과를 정리하였다. 즉 외부지점단면(①번 단면)이나 정모멘트 최대단면(②, ④번 단면) 등에서는 전단이나 휨만에 대한 선형한계상태함수에 대하여 신뢰성을 해석하였으며 내부지점단면(③번 단면)에서는 휨, 전단 각각에 대한 선형한계상태함수 뿐만 아니라 이들의 상관조합단면력에 의한 비선형한계상태함수에 대해서도 신뢰성을 해석하였다. 이때 노후손상계수와 응답비, 충격계수는 기준값으로서 $D_F=1, K=1, i_M=i_V=0.0$ 으로 하였다. 표 6.4로부터 다음과 같은 점을 알 수 있었다.

- 단면의 저항강도가 휨과 전단의 상관조합단면력에 의하여 지배되는 내부지점단면(③번 단면)에서의 신뢰성해석 결과를 살펴보면, $\rho = 0$ 일 때만 보더라도 휨만을 고려하는 경우에는 $\beta = 3.94$, 전단력만을 고려하는 경우에는 $\beta = 4.54$ 로 해석된다. 그러나 휨과 전단의 상관조합단면력을 고려하는 경우에는 $\beta = 3.79$ 로서 휨만을 고려하는 경우보다 약 4%정도 신뢰성지수가 낮게 해석됨을 알 수 있다. 따라서 고속철도 교량의 단면이 상관조합단면력에 의하여 지배되는 경우, 근사적으로는 휨만에 의하여 안전성을 평가할 수 있겠으나 유지관리를 위한 엄밀한 신뢰성해석을 위해서는 상관조합단면력을 고려하여 해석하는 것이 바람직하다고 사료된다.

- 상관조합단면력이 지배하는 내부지점단면(③번 단면)의 신뢰성은 2차모멘트법을 사용할 경우 $\beta = 3.79$, 중요도 표본추출기법을 사용할 경우 $\beta = 3.68$ 이 됨을 알 수 있었다. 내부지점단면은 비선형한계상태에 의하여 지배를 받는데 한계상태함수의 비선형성이 심한 경우, 중요도 표본추출기법의 해가 상

대적으로 적합하다고 볼 때, 2차모멘트법의 결과가 3%정도의 오차를 보이기 때문에 실용적으로는 2차 모멘트법의 사용도 무난하며 엄밀한 해석을 위해서는 IST가 바람직하다고 사료된다.

표 5.2 신뢰성 및 안전성

단 면	기호	파괴모드	신뢰성지수 β	
			ρ 고려	$\rho = 0$
외부지점	①	전단	5.26	4.56
외측경간 중 앙	②	휨	5.43	4.60
내측지점	③	휨	4.95	3.94
		전단	5.24	4.54
		휨+전단	4.80	3.79 (3.68)*
내측경간 중 앙	④	휨	6.46	6.14

* IST에 의하여 해석된 값

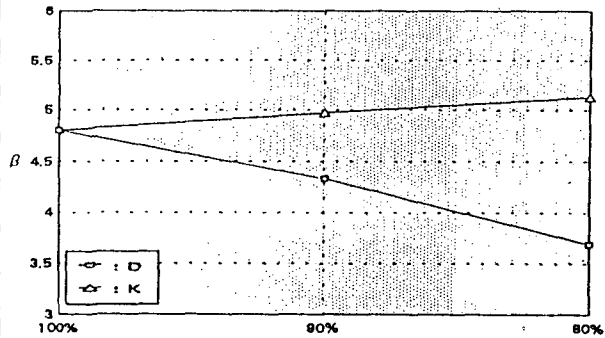


그림 5.2 신뢰성지수 β 의 민감도(D_f , K , vs. β)

② D_f , K 에 대한 β 의 민감도 분석

그림 5.2에는 상관조합단면력에 의하여 지배되는 내부지점단면(③번 단면)을 대상으로 노후손상계수 D_f , 응답비 K 의 변화에 따른 신뢰성지수 β 의 민감도를 분석하여 제시하였다. 이때, 대상교량의 경우 현행 고속철도시방서[고속철도사업기획단, 1991]에 의한 휨 및 전단에 대한 충격계수는 각각 $i_m=0.0254$, $i_v=0.0169$ 로서 충격의 효과가 구조물의 안전성에 미치는 효과는 작기 때문에 민감도분석에서 제외하였다. 그림 5.2로 부터 다음과 같은 점들을 고찰할 수 있었다.

- 노후손상계수 D_f 의 변화에 따른 신뢰성지수 β 의 변화율은 D_f 의 20%정도의 변화에 대하여 상관관계를 고려하는 경우 $\Delta\beta/\Delta D_f = -2.3$, 상관관계를 고려하지 않은 경우 $\Delta\beta/\Delta D_f = -2.7$ 로서 급격한 감소추세를 보이고 있다. 이것은 노후손상계수의 감소가 교량의 신뢰성에 미치는 영향이 매우 크다는 것을 나타내는 것이다. 따라서 고속철도 교량에서는 구조물의 중요성을 감안하여 반드시 완공 후 견전도확인을 위한 재하시험을 실시하므로써 구조물 강성의 초기치 자료를 획득하여 공용기간의 경과에 따른 노후손상계수의 변화를 합리적으로 파악할 수 있도록 하여야 할 것으로 사료된다.

- 응답비 K 의 변화에 따른 신뢰성지수 β 의 변화율은 K 의 20%정도의 변화에 대하여 상관관계의 고려부와 관계없이 $\Delta\beta/\Delta K = +0.35$ 로서 완만하게 증가하였다. 응답비에 대한 신뢰성지수의 변화율이 노후손상계수에 대한 것보다는 상대적으로 훨씬 덜 민감하지만 응답비 K 는 실측응답과 해석응답의 비로서, 내하력평가를 수행하는 과정에서 중요한 정수이기 때문에 고속철도 교량에서 정확한 진단 결과를 획득하기 위해서는 계측기술의 개발 및 체계화가 필수적일 것으로 사료된다.

(3) 내하력

표 5.3에는 대상교량 주요단면의 내하력평가 결과를 수록하였다. 평가하중은 HL 표준열차하중과 TGV 열차하중에 대하여 수행하였으며 평가방법으로는 제안된 LRFD 규준식에 의한 방법과 제안된 요소수준의 등가내하력 평가방법을 비교하였다.

- 먼저, 두개의 평가하중에 의한 내하력평가 결과를 규준식에 의한 방법과 등가내하력 추정방법에 대하여 비교하여 보면 안전성이 과대하게 큰 내측경간 중앙단면을 제외하고는 나머지 단면에서의 차이가 HL 표준열차하중에서 최대 약 3%정도, TGV 열차하중에서 최대 약 7%정도로서 모두 거의 유사하게 평가됨을 알 수 있었다.

- 등가내하력평가 방법은 규준식에 의해서는 평가하지 못하는 상관조합단면력에 의하여 지배되는 단면에서도 손쉽게 실보유내하력을 추정하는데 사용할 수 있음을 알 수 있었다. 상관조합단면력에 의하여 지배되는 내부지점단면(③번 단면)의 경우에는 휨, 전단 각각에 대한 내하율은 $RF = 1.15, 1.13$, 휨과 전단을 동시에 고려하는 경우에는 $RF = 1.05$ 로 나타났다. 따라서 상관조합단면력을 고려하게 되면 휨, 전단 각각에 대한 경우보다 약 7%내지 8%정도 내하율이 낮게 평가됨을 알 수 있었다. 그러므로 고속철도 교량에서 연속교량의 내부지점과 같이 휨과 전단의 상관조합단면력에 의하여 지배되는 단면에

대하여 유지관리를 위한 임밀한 내하력평가를 수행하기 위해서는 상관조합단면력을 고려하여 평가하는 것이 바람직하다고 사료된다.

• 표 5.3에서 HL 표준열차하중과 TGV 열차하중에 의한 내하율을 비교하면 후자가 전자보다 약 2.5배 정도씩 크게 나타나는데 이것은 고찰한 바와 같이 설계하중과 실제하중이 크게 차이가 나기 때문인 것으로 사료된다. 즉, UIC 하중과 대등한 HL 표준열차하중에 의하여 설계된 고속철도 교량은 TGV 열차하중에 대한 실보유안전성이 매우 높기 때문에 내하력 측면에서는 장래 열차하중의 변화에 대한 여유는 충분한 것으로 사료된다.

표 5.3 내하력평가 (내하율, RF)

단 면	기호	파괴 모드	평가하중			
			HL 표준열차하중		TGV 열차하중	
			기준식	등가 내하력	기준식	등가 내하력
외부지점	①	전단	1.13	1.15	2.8	3.0
외측경간양	②	휨	1.32	1.36	3.3	3.4
내측지점	③	휨	1.13	1.15	2.8	2.9
		전단	1.11	1.13	2.8	2.8
		휨+전단	-	1.05	-	2.6
내측경간양	④	휨	3.47	2.91	8.7	7.3

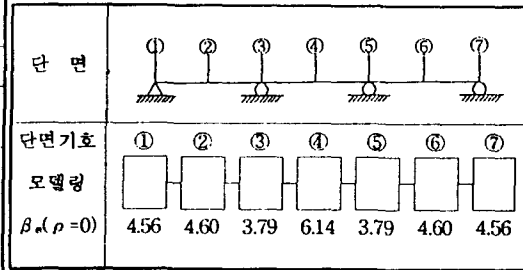


그림 5.3 시스템 모델링

5.4 시스템 수준의 신뢰성과 내하력

(1) 시스템 모델링

그림 5.3에는 대상교량의 시스템 모델링 및 표 5.3에서 구한 요소신뢰성해석결과를 나타내었다. 즉 대상교량은 $\beta_{e,mm} = 3.79$, $\beta_{e,mm} = 4.60$ 인 7개의 주요요소가 직렬로 조합된 Level I의 시스템을 형성하게 된다.

(2) 신뢰성

표 5.4에는 그림 5.3의 시스템 모델링에 따른 신뢰성해석 결과를 나타내었다. 체계신뢰성해석 기법으로는 Ditlevsen 구간해법 및 IST를 사용하였다. Ditlevsen 구간해법은 표 5.4에서도 알 수 있는 바와 같이 구간의 폭이 좁게 해석되어 $\beta_s = 3.55$ 로서 대상교량의 경우 체계신뢰성해석에 효과적으로 사용될 수 있음을 알 수 있었다. 또한 IST에 의한 해석결과는 $\beta_s = 3.67$ 로서 전자보다 약 3.4%정도의 오차를 보이지만 실용적으로 허용될 수 있는 범위로 사료된다.

한편 요소신뢰성과 체계신뢰성을 비교하면 요소신뢰성의 최소값인 내부지점단면인 ③번과 ⑤번 단면에서 $\beta_{e,mm} = 3.79$ 인 반면 $\beta_s = 3.55$ (구간해법), 3.67(IST)로 나타났다. 즉 체계신뢰성은 $\beta_{e,mm}$ 보다도 작게 해석되었는데 이것은 고속철도 교량의 시스템모델링을 주요요소의 주요파괴모드로 구성된 직렬 체계로 정식화한 데 따른 해석결과로 사료된다. 따라서 본 연구에서 제안한 시스템모델링에 의하여 고속철도 교량의 안전성을 평가하는 경우에는 주요요소의 안전성보다는 시스템 전체로서의 안전성에 상대적으로 주 관심을 두게 되므로 시스템 전체로서의 기능평가가 필수적인 고속철도 교량의 유지관리 특성상 효과적으로 적용될 수 있을 것으로 사료된다.

표 5.4 체계신뢰성 해석결과

방법	P_{fs}	β_s
Ditlevsen 구간해법	$2.0 \times 10^{-4} \leq P_{fs} \leq 2.002 \times 10^{-4}$	3.55
IST	1.21×10^{-4}	3.67

표 5.5 β_{s0} 에 따른 등가내하율

β_{s0}		3.0	3.5	4.0	4.5
RF_{sys}	HL 표준열차하중	1.31	1.05	0.85	0.71
	TGV 열차하중	3.28	2.62	2.14	1.80

(3) 등가내하력

표 5.5에는 유지관리를 위한 체계목표신뢰성지수 β_{So} 의 변화에 따른 등가내하력 평가결과를 정리하였다. 표 5.5로부터 $\beta_{So} = 3.0, 3.5, 4.0, 4.5$ 로 증가함에 따라 시스템수준의 공용내하율은 HL 표준열차하중의 경우에 1.31, 1.05, 0.85, 0.91로 감소함을 알 수 있었다. 예를들어 $RF_{sys} = 0.85$ 를 갖는 시스템수준의 내하율의 의미는, 체계목표신뢰성지수 $\beta_{So} = 4.0$ 을 확보하기 위해서는 HL 표준열차하중의 0.85배 또는 TGV 설계열차하중의 2.14배까지를 허용한다는 의미가 된다.

따라서 본 연구에서 제안한 등가내하력의 평가방법은 구조물의 유지관리 책임자가 구조물의 중요성을 감안하여 적절하게 유지관리를 수행할 수 있는 매우 실용적인 방법이라고 사료된다.

6. 결론

(1) 요소 또는 체계신뢰성해석에 기초한 등가내하력 평가방법은 표준식으로는 내하력을 평가할 수 없는 경우 특히, 시스템 수준에서 유지관리의 목표신뢰성(안전도)에 대응하는 등가의 공용내하력을 평가할 필요가 있는 경우에 교량의 실 보유내하력을 손쉽게 추정할 수 있는 새로운 방법이다. 이것은 유지관리담당자가 구조물의 중요성을 감안하여 적절하게 설정된 유지관리 목표 및 등급에 따라 적절한 조치방법을 제공할 수 있는 효과적인 내하력평가 방법으로 사료된다.

(2) 단면의 저항강도가 휨, 전단 등의 상관조합단면력에 의하여 지배될 때 단면의 신뢰성 및 안전성, 내하력을 엄밀하게 평가하기 위해서는 한계상태함수의 상관조합단면력의 비선형성을 고려하여 해석하는 것이 바람직하다. 또한 고속철도 교량은 시스템 전체로서의 건전도평가가 필수적이기 때문에 주요 단면의 개별적 평가보다는 적어도 주요 부재를 직렬체계로 조합시킨 시스템수준의 안전성평가가 바람직하다고 사료된다.

(3) 안전성과 내하력의 평가에는 노후손상계수 D_r 의 영향이 매우 민감한 것을 알 수 있었다. 따라서 고속철도 교량에서는 구조물의 중요성을 감안하여 반드시 완공후의 건전도 확인을 위한 재하시험을 실시하므로써 구조물 강성의 초기치 자료를 획득하여 공용기간의 경과에 따른 노후손상계수의 변화를 합리적으로 파악할 수 있어야 할 것이다. 또한 응답비 K 는 엄밀한 안전성과 내하력평가를 위하여 중요한 정수로서, 그 정확도는 계측기술에 크게 영향을 받는다. 따라서, 신뢰도가 높은 진단결과를 획득하기 위한 정·동적 계측기술의 개발 및 체계화가 필수적일 것으로 사료된다.

본 논문은 1994년도 한국학술진흥재단의 공모과제 연구비에 의해 연구되었으며 이에 심심한 사의를 표합니다.

7. 참고문헌

- 고속전철사업기획단 (1991). "고속철도 콘크리트구조물(RC 및 PC)설계표준시방서 해설(안)." 대한토목학회 (1992). "도로교표준시방서."
- 신종서 (1993). "경부고속철도 건설공사 착공." 대한토목학회, 제 41 권, 제 2 호, pp. 1~11.
- 이성욱 (1994). "열차주행저항에 관한 연구." 대한토목학회 학술발표회 논문집, 10월, pp. 391 ~ 394.
- 장동일 외 (1994). "고속철도 교량의 동적거동에 관한 연구." 포항종합제철주식회사, 한국강구조학회.
- 조효남, 이송재, 임종권 (1993). "체계신뢰성에 기초한 교량의 시스템 여유성 및 저항강도 평가." 한국전선구조공학회, 학술발표회 논문집, 제 6 권 제 2 집, pp. 240 ~ 247.
- 한국고속철도건설공단 (1993). "경부고속철도건설계획."
- Al-Harthy, A. S. and Frangopol, D. M. (1994). "Reliability assessment of prestressed concrete beam." J. of Struct. Engrg., ASCE, Vol. 120, No. 1, pp. 180~199.
- Bennett, R. M. (1990). "Structural analysis method for system reliability." Structural Safety, Vol. 7, pp 109-114.
- Cho, H. N., Lee, S. J. and Kang, K. K. (1992). "Assessment of system reliability and capacity-rating of composite steel box-girder highway bridges." Proc. of The 2nd Japan-Korea Joint Seminar on Steel Bridges., July 20 - 21, pp. 243 ~ 254.
- Floris, C. (1987). "Analysis of the safety of a prestressed box girder bridge by the montecarlo techniques." Proc. of ICASP5, pp. 174~180.
- 松浦章夫 (1978b). "高速鐵道における橋梁の動的應答に関する研究." 鐵道技術研究報告.
- 松浦章夫 (1978a). "高速鐵道における橋桁の動的應答." 鐵道技術研究資料 35-11, pp. 409~417.
- 鐵道總合技術研究所 (1992a). "鐵道構造物等設計標準·同解説:コンクリート構造物."