

설계기준 개선에 따른 기존 고속철도 교량 내진보강 필요성 고찰

김도균^{1*}, 장한택¹
¹한국시설안전공단

The Consideration of the Necessity of Seismic Retrofitting for Existing High Speed Rail Bridge in Accordance with Design Guidelines Improvements

Do-Kyoun Kim^{1*} and Han-Teak Jang¹

¹Inspection Division, KISTEC

요 약 본 논문은 등가정적하중법에 의해 설계된 경부고속철도 구간 중 PSC Box Girder 대표 교량들을 대상으로 등가정적법과 응답스펙트럼법을 이용하여 지진력이 산정되었고, 지진력의 차이가 확인된다. 해석법 비교를 위하여 상용유한요소 프로그램을 이용하여 5개 교량에 대한 3차원 유한요소 모델이 구성되었고, 각 해석법의 의한 지진력이 비교되었다. 고유주기가 저차에서 지배되는 경우, 지반조건과 고유주기의 따라 지진가속도가 산정되는 응답스펙트럼법과 등가정적하중법과의 차이가 커지는 것이 확인되었다. 이렇게 산정된 지진력에 차이에 따른 내진성능 평가 결과 설계 지진력 보다 큰 지진력의 적용으로 인한 것으로 내진 보강의 필요성을 의미한다.

Abstract This paper was calculated the earthquake load using ELFP(Equivalent Lateral Force Procedure) and RSA(Response Spectrum Analysis) for PSC Box Girder representative bridges by the Phase of KTX designed by ELFP and verified the difference of these analyses. It has been modeled 3 dimensional FE model of 5 bridges using a commercial FEM program for the comparison of these analyses using a commercial FEM program and were compared the earthquake load. It has been to confirm the increase of the difference ELFP of RSA calculated to seismic ground acceleration according to the ground condition and natural period. It is mean that the necessity of seismic reinforcement due to the application of a larger of earthquake load than designed earthquake load form the seismic performance evaluation result according to the difference of calculated earthquake loads.

Key Words : ELFP(Equivalent Lateral Force Procedure), RSA(Response Spectrum Analysis), Natural frequency, Finite element model, Seismic ground acceleration

1. 서론

최근 일본 동북부 대지진 이후, 큰 규모의 지진이 발생하지 않는 중약진 지역으로 분류된 우리나라에서도 내진설계에 대한 관심이 급증하고 있다. 우리나라의 내진설계에 대한 관심은 1996년 영월지진과 1997년 경주지진으로

인하여 시작되어, 전면적인 보강의 필요성이 대두되었다. 또한 지역적 접근성 및 환경, 안전성에 관한 관심이 늘어남에 따라, 고속철도에 대한 투자가 늘어나고 있다. 이러한 환경에 따라 여객 수송 및 화물부문에 대한 철도 수송 부담율과 영업거리가 증가 하고 있다. 국외 지진에 의한 철도의 탈선 및 궤도의 변형 등으로

*Corresponding Author : Do-Kyoun Kim (KISTEC)

Tel: +82-10-9348-8000 email: michfms@naver.com

Received November 26, 2012 Revised (1st December 14, 2012, 2nd December 27, 2012) Accepted January 10, 2013

인한 물적 인적 손해가 많이 보고되고 있고, 최대가속도 1.5g의 지진에 의해 2004년 신간선 열차가 탈선된 것이 보고 되었다. 현재 고속철도의 내진설계는 규모 6.0의 지반가속도 0.154g의 지진하중에 대해 안전하게 설계되고 있으나, 1999년 이전에 설계, 시공된 일부 교량에 대해서는 내진보강방안을 마련하여 향후 모든 내진 설계 미실 시 구조물에 대한 보강이 수행될 예정이다.

현재 고속철도 설계기준은 사하중 및 지진하중에 대한 기능수행수준으로 설계되고 있고, 허용상대변위는 레일 수준의 연직허용 평행처짐은 최대 20mm, 수평허용 평행처짐은 최대 10mm로 교축 직강방향의 수평변위가 검토된다. 또한 300km/hr의 고속으로 주행하는 고속철도의 동적거동의 중요성이 대두되었고, 연구가 진행되고 있다 [1,2].

우리나라에서 중용되고 있는 내진설계기준은 National Earthquake Hazards Reduction Program(NEHRP, 1997) 및 Uniform Building Code(UBC, 1997)기준으로 붕괴방지를 위한 지진만을 고려하여 지진시 낙교 및 붕괴 방지만 고려되고 있고, 지진시 차량의 탈선, 전복에 대한 안전은 고려되어 있지 않은 실정이다[3].

본 논문의 대상이 되는 구조물은 현재 운용중인 고속철도 구간 중 PCS Box 교량으로 2@40, 3@25의 연속구조를 갖는 총5개 교량이다. 교량 상부 형식은 PSC Box Girder교이고 교각은 중공원형 또는 중공사각 형식을 갖는다. 상부구조에서는 상판과 상판사이에 Colebrand사의 LFT(Logitudial Force Transmitters)가 부착되어 있다. LFF는 Creep Coupler라고도 명칭 되어지며, 차량의 가속 및 감속 또는 지진 등으로 인하여 큰 하중이 갑자기 적용되면 벨브가 잠기고, 수평력 분산장치가 한쪽 Joint에서 다른 Joint로 효과적으로 힘을 전달하는 견고한 구조로 구성된다[4].

본 논문의 목적은 기설계 적용된 등가정적해석법과 현재 사용중인 응답스펙트럼법에 의해 산정된 지진력의 차이를 확인한다. 이는 기존 등가정적하중법에 의해 설계된 교량에 대한 내진성능 평가를 응답스펙트럼법에 의해 평가할 때 발생하는 안전율이 낮게 평가되는 현상을 확인하는데 있다. KICT와 EESK가 보고한 수평지진력에 대

한 평가는 일반적인 스펙트럼에 대한 비교되었으나, 본 논문에서는 실제 교량을 대상으로 적용 비교한다[5].

2. 본론

본 절에서는 공용중인 경부고속철도 5개 교량에 대해 FE Model이 구성되었고, FE Model을 대상으로 RSA (Response Spectrum Analysis)와 ELFP(Equivalent Lateral Force Procedure)을 비교 설명한다. 본문의 구성은 RSA와 ELFP의 소개 및 설계법 차이에 따른 교량의 외력 비교에 대해 다룬다.

2.1 모델 소개

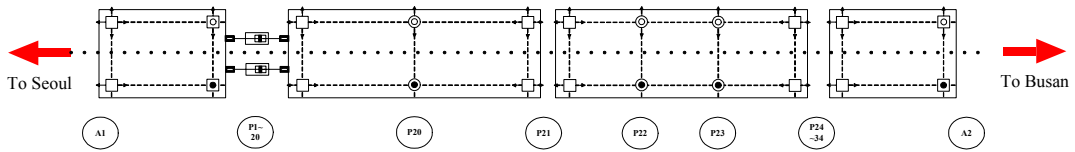
본 논문에서 이용되는 FE Model의 상부 대표 형식은 PSC Box구조이고, 하부구조 형식은 중공원형 또는 중공사각 교각으로 모델링 되었다. 대상교량은 PSC Box구조로 Table 1과 같이 2경간 또는 3경간의 연속 구조를 갖는다. 또한 응답스펙트럼에 적용되는 지반 계수(S)는 우리나라의 적용되고 있는 0.12가 가속도계수(A)는 0.154가 각각 이용되었다.

기존 고속도로 설계 시 사용된 유한요소 상용프로그램은 SAP90이나, 본 논문의 검증 모델은 Midas 2012를 이용하여 모델링 되었다. FE model은 3차원 범요소를 이용하여 모델링 되었다. 교량 상부의 하중을 교각으로 전달하는 Pot받침은 강성이 큰 스프링 즉, 강성링크(Rigid Link)로 모델링 되었고, Pad 받침은 감쇠효과를 무시한 탄성거동 효과만을 고려한 질량이 없는 스프링으로 모델링되었다[2,6]. 받침 제원은 시공 당시 제원을 기준으로 하였고, 물성치는 유니스이테크(주) 제품 제원을 따랐다.

수평력 분산장치는 상판과 상판 사이에 각 2개소가 설치되어있고, 각 LFT는 축강성 175MN/m를 갖는 탄성연결(Elastic Link)로 모델링되었다[5]. Fig.1과 Table 2에서는 Table 1의 5번 교량의 상판과 Shoe, LFT의 위치 및 Shoe의 위치와 기호가 함께 제시된다. Fig.2에서는 5번 교량의 3차원 모델과 1st 모드의 모드형상이 각각 제시된다. 또한 본 논문의 대상이 되는 교량의 실제 기초는 Pile

[Table 1] Model

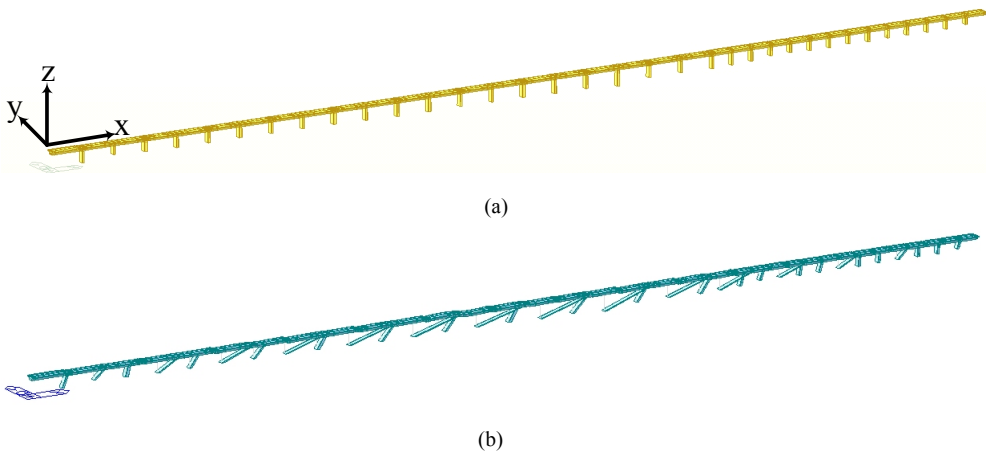
No. of brdg.	Length (m)	Slab form	Slab form	LTF	Design duration	Construction duration	Seismic Design Criteria
1	75	3 @ 2.5	PSC Box	-	'98~'03	'04~'08	ELFP
2	160	2 @ 4.0			'04~'09		
3	120	2 @ 4.0			'97~'02	'02~'07	
4	375	3 @ 2.5			'91~'94	'94~'01	
5	1,185	2 @ 4.0, 3 @ 2.5			'91~'93	'92~'99	



[Fig. 1] Shoe plan

[Table 2] shoe legend for Fig. 1

PAD				POT	
Fix	Transverse	Longitudinal	Both	Fix	Transverse
◼	◻ ↑ ↓	◻ ← →	◻ ↑ ↓ ← →	●	○ ↑ ↓



[Fig. 2] 3D FE model and 1st mode shape for Table 1 of No.5 Bridge

(a) 3D FE model for Table 1 of No.5 Bridge (b) 1st mode shape of No. 5 bridge(T=0.658sec)

기초, 확대기초, 현장타설말뚝으로 설계되었고, 기초의 모델링은 탄성스프링이 이용되었다. Creep-Coupler는 상부 슬래브에 설치된 것으로 모델링되었고, 교대 부분은 고려되지 않았다.

2.2 설계법 소개

2.2.1 ELFP(등가정적하중법; Equivalent Lateral Force Procedure)

최대 지반가속도의 연구결과에 의하여 300년 재현주기를 기준으로 할 때, 강원도, 전라남도 및 제주도 지역은 0.07g, 그 외의 지역은 0.14g가 사용되었고, 본 논문의 대상 구조물의 위치와 고속철도 콘크리트 구조물 설계표준시방서(1991)에 따라 0.14g의 지진가속도가 적용되었다.

HRBC[3]에 따르면, 설계 당시 적용된 지진의 영향은

미국 AASHTO Standard Specification[6]에서 제시한 등가정적수평력인 식(1)의 공식으로 구하도록 되어있다. 또한 지진하중을 조합하여 고려할 때에는 허용응력을 50% 증가시킬 수 있도록 규정하고 있다.

식(1)은 AASHTO[7]에서 제시한 구조물의 무게중심에 가해지는 지진의 등가 정적 수평력을 구하는 식으로 C는 조합 응답 계수를 F는 구조계수를 의미한다. 구조계수는 단일 교각의 경우 1.0을 연속 구조는 0.8을 적용하고, W는 사하중에 의한 구조물 무게를 의미한다. 식(2)는 식(1)의 C값을 제시한다. 여기서 A는 기반암의 최대 가속도를 R은 nominal rock response를 S는 soil amplification spectral ratio를 Z는 reduction for ductility and risk assessment를 각각 의미한다. AASHTO[6]에서 응답계수 C는 암반까지의 층적층 깊이와 최대지반가속도, 그리고 구조물의 고유주기에 따라 정해진다.

식(3)는 HRBC[3]에서 적용하는 식으로 E는 등가정적 지진력을 D는 구조물의 자중을 Kh는 0.06으로 암반까지의 깊이가 3m이하 일때의 수평진도를 나타낸다. 또한 HRBC[3]에서는 필요에 따라 연직진도를 설계계산에 고려하는 것으로 하고 있다. 또한 복잡한 구조물이나 고유주기가 3초 이상일 때, 또는 구조물이 활성단상에 인접해 있거나 지반 조건이 특이한 경우 동적해석의 결과가 사용되어야 한다고 규정하고 있다.

지진의 영향을 나타낼 수 있는 등가의 정적하중을 먼저 산정하고 이에 대하여 정적해석을 수행함으로써 구조물 각부의 응력을 구하여 내진설계에 반영하는 방법으로 이 방법은 해석법 중에서 가장 정확성이 떨어진다. 그러나 지반이 지진으로 인해 심각한 강도 저하가 없을 경우에 한하여 적용이 가능하지만, 동적해석법에 비해 적용이 간편하고 효용성이 높은 방법으로서 국내 내진설계에 널리 이용되었다[8].

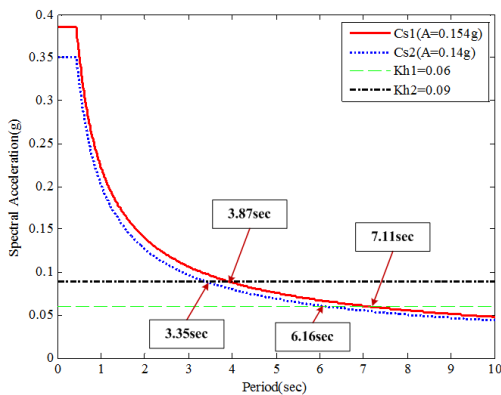
$$EQ=C \cdot F \cdot W \quad (1)$$

$$C=A \cdot R \cdot S/Z \quad (2)$$

$$E=Kh \cdot D \quad (3)$$

2.2.2 RSA(응답스펙트럼법; Response Spectrum Analysis)

RSA는 단자유도계에서 발생하는 최대응답(변위, 속도, 가속도)에 대하여 모드중첩법의 원리를 이용하여 다자유도계의 응답을 근사적으로 구하는 방법이다. Seed 등[9]은 미국 서부의 23개 지진에 대한 104개의 지반운동 자료의 RSA의 형상을 정리하였고, 현재 국내의 내진 설계기준에 스펙트럼 형상과 개념이 Seed등에 의해 제안된 스펙트럼이 이용되고 있다.



[Fig. 3] Spectral Acceleration for each A

Fig.3에서는 본 논문에서 적용하는 교량의 지반조건을 고려하여, 획득된 탄성지진 응답 가속도를 현행기준인 0.154g와 1999년 기준인 0.14g의 응답가속도 및 HRBC[3]에서 제시한 Kh값 0.09와 0.06을 고유주기 10sec까지 각각 제시한다[10]. Fig.3에서와 같이 A가 0.154인 경우 Cs와 Kh의 공통해는 3.87초, 7.11초로 Kh 0.09인 경우, 고유주기가 3.87초 미만에서는 RSA의 지진력이 ELFP보다 크게 산정되지만, 3.87초 이상의 경우 ELFP가 더 큰 지진력이 갖는다. A가 0.14인 경우의 Kh와의 공통해는 3.35초와 6.16초를 갖는다.

식(4)은 응답스펙트럼의 기준식이다. 또한 다중모드스펙트럼 해석 시 고려되는 모드의 수는 기간 수의 3배 이상이어야 하며, 이때 잔여모드를 모두 포함하여 해석하더라도 응답의 10%이상 증가하지 않는 개수의 모드가 고려되어야 한다[10]. 본 논문의 모드조합은 모드간 확률적인 상관도가 고려되는 CQC(Complete Quadratic Combination) 방법이 적용되었다.

$$C_s = \frac{1.2AS}{T^{\frac{2}{3}}} (\text{provide } C_s \leq 2.5A) \quad (4)$$

$$R_{\max} = \left[\sum_{j=1}^N \sum_{i=1}^N R_i \rho_{ij} R_j \right]^{\frac{1}{2}} \quad (5)$$

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2(1+r)r^{\frac{3}{2}}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2(1+r)^2} \quad (6)$$

$$r = \frac{\omega_j}{\omega_i} \quad (7)$$

식(5)에서는 CQC에 의한 최대 응답치가 제시된다. 식(5)에 계수는 식(6,7)에서 제시된다. 여기서 Rij는 최대응답치를 Ri는 임의의 i차 모드에서의 최대응답치를 r은 i번째 모드에 대한 j번째 모드의 고유진동수 비율을 ζ는 감쇠비(Damping Ratio)를 의미한다. 본 논문에서는 설계지반운동의 지반조건을 고려하여 5% 감쇠비를 적용한 표준설계응답스펙트럼으로 표현되었고 식(8)과 같은 Rayleigh Damping이 적용되었다[11,12].

$$[C]=\alpha[M]+\beta[K] \quad (8)$$

식(9)은 응답스펙트럼법에 의해 제안된 지배방정식을 의미하고, i는 모드 번호를 의미한다. 식(10)은 식(9)을 행렬 형태로 변환한 것이며, 지진하중을 의미하는 P는 식(11)과 같이 제시된다. 여기서 M, C, K는 각각 구조물의 질량, 점성, 탄성 행렬을 의미하고, C는 식(7)에서 제시된

Rayleigh Damping이 적용되었다. 식(11)에서 I는 모든 항이 1인 벡터이고, \ddot{u}_0 는 지진에 의한 지반가속도를 의미한다.

$$m_i \ddot{u}_i(t) + c_i \dot{u}_i(t) + k_i(t) = p_i(t) \quad (9)$$

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -P \quad (10)$$

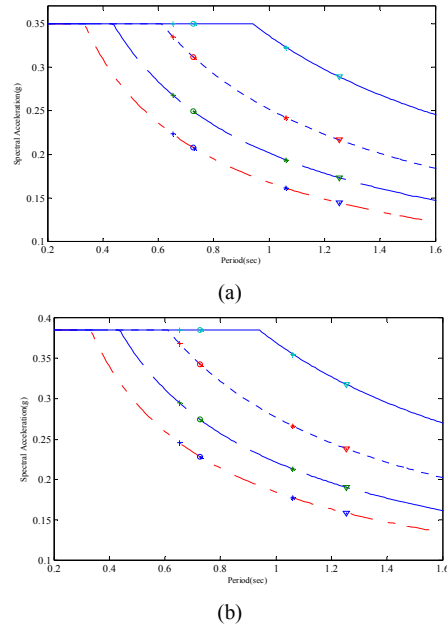
$$P = -M \cdot I \cdot \ddot{u}_0 \quad (11)$$

2.3 설계법 비교

FE 모델링을 통한 대상 교량 5개소에 대한 ELFP와 RSA를 이용한 해석이 수행되었다. 1,2번 교량의 교각 형식은 중공원형이고, 3~5번 교량은 중공구주식이다. 5개 교량에 대한 고유주기가 고유치 해석을 통해서 Table 3에서 제시된다. ELFP 해석 시, Kh값이 구조물에서 암반까지의 거리로 규정되므로 그때의 Kh값이 Table 3에서 제시된다. 교량 1,2,3번의 경우 Kh값은 0.09가 교량4, 5는 0.06이 적용되었고, 적용 지반계수(S)는 1.2가 적용되었다. 그리고 가속도 계수에 따라 두 번의 RSA 해석이 수행되었다. 고유주기에 따라 Cs값이 정해지므로, 그에 따른 Cs값이 가속도 계수 별로 제시된다. Cs값과 Kh 값의 비와 해석방법에 따른 교축방향 지진력의 비가 Table 3에서 각각 제시된다.

RSA의 경우, 식(4)에 의해서 Cs값과 지진력이 산정되기 때문에 정적 지진력을 적용하는ELFP와 동일한 가속도계수(A=0.140g)와 ELFP의 최저치 0.06에서의 지진력

비는 최대 5.83배 발생한다. 본 논문에서 제시되고 있는 교량의 경우, 최대 5.55배의 지진력 차이를 보이고 있다. 이는 가속도 계수와 지반 계수, 고유주기에 따라 큰 차이를 보일 수도 있고, 차이가 작아질 수도 있음을 제시한다[13].



[Fig. 4] Spectral acceleration from acquisition period
(a) Acceleration coefficient 0.14g
(b) Acceleration coefficient 0.154g

[Table 3] Earthquake Load, Kh, Cs for the ELFP and RSA

No. of Bridge		1	2	3	4	5		
Pier type(hollow)		Circle			Rectangular			
Natural period(1 st)		T(sec)	0.727	0.732	1.062	1.253	0.652	
ELFP		Kh	0.09	0.09	0.09	0.06	0.06	
		E _{ELFP} (kN)	3,809	3,825	4,145	1,236	7,773	
RSA	RS1	A=0.14g	Cs	0.249	0.248	0.194	0.173	0.3351
			E _{RSA} (kN)	9,430	11,754	9,596	4,197	43,119
			Cs/ Kh	2.77	2.76	2.16	2.88	5.59
	RS2	A=0.154g	E _{RSA} / E _{ELFP}	2.48	3.07	2.32	3.40	5.55
			Cs	0.274	0.273	0.213	0.191	0.369
			E _{RSA} (kN)	10,374	12,930	10,556	4,617	47,286
	Cs/ Kh	3.05	3.03	2.37	3.18	6.15		
	E _{RSA} / E _{ELFP}	2.72	3.38	2.55	3.74	6.08		

[Table 4] Legend for Fig.2

Abb.	S1	S2	S3	S4	Np1	Np2	Np3	Np4	Np5
Sign	—	- - -	- . - .	○	×	*	▽	

Fig.4에서는 지반 조건과 고유주기에 따라 최대지반 가속도값의 차이를 보여준다. Fig.4(a)와 (b)는 가속도계수가 0.14g, 0.154g인 경우가 각각 제시된다. Fig.4의 범례는 Table 4에서 제시되고, S1~4는 지반 조건을 나타내고, Np1~5는 Table 3에서 나타낸 고유주기를 나타낸다.

여기서 동일한 고유주기를 갖더라도 다른 최대지반 가속도 값을 갖는 것이 확인되었고, 식(4)의 가속도 계수의 선형성에 의해 동일한 지반 조건에서의 가속도 계수비는 Cs비와 동일 한 값을 갖는다. Table 5에서는 고유주기가 3초인 경우에 대해 ELFP와 RSA의 조합 응답계수(C)와 가속도계수(Cs)가 비교된다. AASHTO(1989) ELFP에서 암반까지의 깊이별로 분류한 C값이 모든 경우에서 0.06을 RSA는 각 지반계수에 따라 이차방정식을 따른다. 지반 조건 4의 경우 약 1.5배의 차이를 보이고, S1에서는 최대 약3배의 차이를 보인다.

2.4 내진 성능 예비평가 및 보강 방안

2.4.1 내진성능 예비평가

현재 공용중인 고속철도 시설물에 대한 내진성능 평가 및 향상요령[14]에서는 고속철도 교량에 대한 예비평가를 지진도, 구조물의 취약도, 사회경제적인 영향에 의해 점수화하여 평가한다.

$$SR = f(S, V, I) \tag{12}$$

식(12)는 내진보강 우선순위를 선정기준을 제시한다. 여기서 S는 지진도를 의미하며 지진 규모 및 발생환경에 의해 결정되고 V는 구조물의 취약도를 나타내며 구조물

의 취약성 기하학적인 형상, 형식에 의해 결정된다. 또한 I는 사회경제적인 영향을 제시하며 교통량, 교통의 중요성등에 의해 결정된다.

본 논문에 대상이 되는 구조물의 지진도는 취약도 평가에 반영되고, 사회경제적인 영향지표(I)인 역시 동일한 지표를 가지므로, 취약도 평가만이 교량의 점수에 반영된다.

취약도 평가는 낙교, 교각성능, 기초성능, 공용기간에 따라 각각 평가된다. 여기서 낙교는 받침지지길이에 대한 평가를 교각과 기초는 전단파괴와 휨파괴중 큰 값에 의해 지배를 받으며, 공용기간은 강교는 50년 콘크리트교는 40년을 교량의 기준수명으로 비교 평가된다.

대상교량 5개소에 대한 내진성능 예비평가가 Table 6과 같이 수행되었다[14]. Table 7은 예비평가에 대한 지진 평가에 대한 그룹 선정 점수를 나타내고, 공용중인 고속철도 구조물은 고속으로 운행되는 열차의 주행성 확보와 고속철도의 특수성을 고려하여 도로교량과는 다른 점수 배점 방식이 적용되었다.

내진성능 예비평가 결과 5개 교량 중 1~4번 교량은 B 등급으로 내진 보강 중요교량으로 분류되고, 5번 교량은 내진보강 핵심교량으로 선정되었고, 예비평가 결과 모든 개소에서 받침에서 파괴가 발생하는 것으로 확인되었다 [14]. 이는 ELFP에 의한 설계보다 큰 지진력으로 평가되어 나온 결과로 기초부와 교각부에서의 일부 파괴 역시 같은 이유로 확인된다. 이는 내진설계기준의 향상에 따른 결과로 현재 공용중인 고속철도의 내진 보강의 필요성을 의미한다.

[Table 5] Rate of Acceleration Coefficient to S1~4 at T=3.0sec

S	1	2	3	4
Cs	0.177	0.133	0.107	0.088
C	0.06			
Cs/C	2.95	2.217	1.783	1.467

[Table 7] Grouping for Seismic Assessment

Preliminary Assessment Points	Group
More 60	A
30~59	B
10~29	C
Under 10	D

[Table 6] Seismic Preliminary Assessment for the Bridges

No. of Brdg.	Footing Type	Bearing Type	Failure				old	Points	Preliminary Assessment
			Bearing	Pier shear	Footing bending	Footing safety			
1	Mass	Pot	10	-	-	40	1	51	B
2			10	-	-	40	1	51	B
3			10	-	-	40	1	51	B
4			10	-	40	-	4	54	B
5	Pile		10	15	-	40	4	69	A

2.4.2 내진성능 보강방안

본 논문의 대상이 되는 전 교량에서 받침부 점수는 Table 6에서와 같이 파괴점수인 10점으로 산정되었고, 고속철도 전체교량에 대한 평가에서는 83.75%의 받침부 파괴가 보고되었고, 손상개소가 2개이상인 교량이 61.88%를 차지한다[14]. 그러나 경제성과 주행성을 고려한 공용중인 고속철도 주행에 미치는 영향을 최소화할 수 있는 보강 방안의 선정되어야 하고 시공성이 양호하며 기존구체의 손상을 최소화할 수 있는 공법으로 댐퍼 및 받침보호장치를 이용한 보강방안을 제안한다.

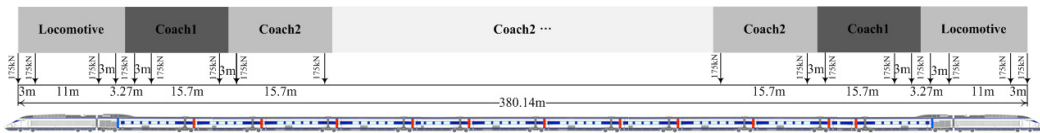
2.5 지진시 열차하중 및 시·제동 하중에 의한 모드 변화

Table 3의 5번 교량을 대상으로 열차의 시·제동시 지진동이 도착할 때, 지진동에 의한 모드와 시제동하중 작용으로 인한 모드의 상호교란을 확인하기 위하여 Fig. 5와 같은 KTX 차량 하중 모델이 구성되었고, Fig. 6과 같은 3가지 경우에 대해서 해석되었다. Fig. 6(a)는 상하행

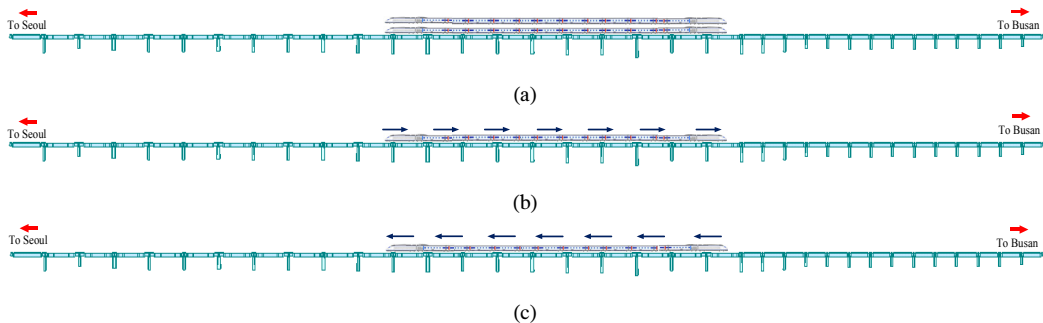
차량이 교량의 위험단면을 통과 하는 경우, (b)는 하행선 단선이 교량 위험단면에서 가속하는 경우, (c)는 하행선 단선이 교량 위험단면에서 제동하는 경우를 제시한다.

Fig. 6의 3가지 경우에 대한 고유치 해석 결과가 Table 8과 같이 제시된다. 해석결과 시제동 하중의 의한 모드변화는 관찰되지 않았고, 열차가 교량 위험단면에 위치하였을 경우, 교축방향으로의 1차 모드에 의한 응답계수가 감소됨이 확인되었고, 응답계수의 감소는 지진력의 감소를 의미한다. 지진력 감소는 내진상세평가시 구조물에 유리하게 작용되므로, 내진 보강의 범위의 축소 가능성을 제시한다.

Fig. 7은 원형 모델과 Fig. 6의 각 모델에 대한 고유주기의 오차가 제시된다. 고차모드까지 고려된 경우, 118차 이후 130차에서 최대 오차를 보여준다. 그러나 본 대상구조물의 질량참여모드가 90%이상이 108차인 것을 고려하면, 현재 열차하중을 고려하지 않는 기준이 안전측으로 평가되고 있는 것으로 보여진다.



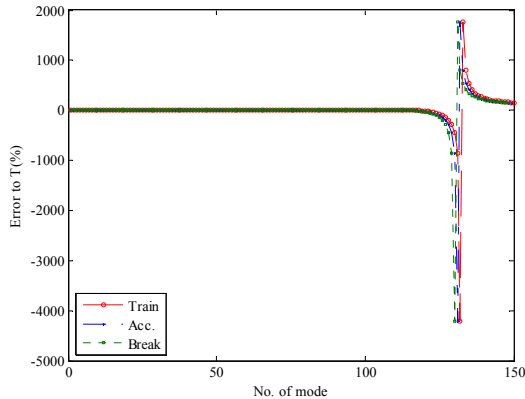
[Fig. 5] KTX loading



[Fig. 6] Loading Case
(a) Two trains (b) Train acceleration (c) Train braking

[Table 8] Mode Alteration for Acceleration and Breaking force

Case	Load	No. of train	T(sec)	$fn(cps)$ of 1 st mode	Cs	Rate of Var.(%)	Condition
1	KTX	2	0.665	1.503	0.291	78.86	I=1.4, A=0.154, S=1.2, Eigen value analysis C.Q.C method
2	Acc.	1	0.658	1.518	0.293	79.40	
3	Breaking	1	0.658	1.519	0.293	79.40	



[Fig. 7] Error to Proto-T

3. 결론

본 논문에서는 기존 내진 설계기준인 ELFP, 고속철도 콘크리트 구조물 시방서에서 제시한 등가정적하중법과 현행 내진설계법인 RSA가 각각 소개되었고, 현재 공용 중인 고속철도 교량 5개소에 대해 ELFP와 RSA에 대한 지진력의 산정 방법과 산정 결과에 대해서 고찰되었고, 내진성능 예비평가를 통해 공용 중인 고속철도 교량의 성능이 평가되었다. 또한 시제동 하중에 의한 교량의 고유 주기의 변화가 확인되었다.

동일한 가속도 계수에서 지반조건과 고유주기에 따라 지진력의 차이가 넓은 스펙트럼을 보였다. 이는 설계법 차이에 따른 다른 지진력 산정에 차이로 보이고, 이는 기존 ELFP의 경우, 고유주기 산정방법 및 지역계수 적용에서 RSA와의 차이에 의한 것으로 보인다. 본 논문의 모델에서 기존 및 현행 기준으로 비교한 경우 지진력은 최대 6.08배를 갖으며, 동일한 가속도 계수에서는 최대 5.55배의 지진력의 차이가 확인되었다. 또한 저차 모드에서 구조물의 고유주기가 지배하는 경우, ELFP와의 지진력은 큰 차이가 나타남이 확인되었다.

ELFP에 의해 설계된 공용 중인 교량은 RSA에 의한 내진성능 평가시 받침부를 포함하여 교각 및 기초에서 낮은 점수가 확인되었고, 이는 기준 강화에 따른 지진력의 증가의 결과로 확인되었다. 또한 RSA에 의한 내진 성능 평가 시, 교량의 질량참여모드 범위 내에서의 열차하중의 미고려가 안전측으로 평가되는 것이 확인되었다.

References

- [1] S.H. Han, M.S. Bang, W.S. Lee(2010) A Study on Dynamic Capacity Assessment of PSC Box Girder High Speed Railway Bridges Using Time Series Load, *KSCE*, Vol.30 No.3A, pp.211~219.
- [2] J. Kwark, B. Kim(1999) The Effects of Elastomer-Bearing on the Dynamic Behaviors of Bridge for KHSR, *EESK*, Vol.3, No.3, pp. 1~7.
- [3] HRBC(1991) High speed railway concrete structure(RC and PC) design standard specifications (plan).
- [4] Korail Osong facilities management office (2005) Longitudinal Force Transmitters Maintenance Manual, Korail, pp.1-2.
- [5] KICT, EESK(1997) Seismic Desing Criteria Research (Ⅱ)(Seismic Design Performance Criteria and Economic Evaluation), Ministry of Construction and Transportation, pp.432-437.
- [6] J. Kwark(2000) Longitudinal Dynamic Behavior of KHSR-Bridge Installed Creep-Couplers, *EESK*, Vol.4, No.4, pp.111-116.
- [7] AASHTO(1989) Standard Specification for Highway Bridges, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 16th Edition, pp.677.
- [8] MOCT (2000) Road Design Criteria, Korea Road & Transportation Association, Korean Geotechnical Society.
- [9] H. Bolton Seed, Celso Ugas, and John Lysmer(1976) Site-dependent spectra for earthquake-resistant design, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 66, No. 1, pp. 221-243.
- [10] Korea Rail Network Authority(2005) High speed railway design criteria(Vol. roadbed).
- [11] Chopra A.K.(1995) Dynamics of Structure: Theory and Applications to Earthquake Engineering, Prentice-Hall, Inc.
- [12] Korea Rail Network Authority (2003) Gyeongbu high speed railway North Seoul with Cheonan(track The work on Zone 1) track construction working design report.
- [13] D. Kim, H. Jang, Y. Oh(2012) Analysis comparison according to the seismic design criteria of change for using high-speed railway bridge, *Korean Society for Railway fall conference*.
- [14] KISTEC, Seismic Performance Evaluation and Improvement Procedure for Existing Structures [Bridge](2012), Ministry of Land Transport and Maritime Affairs(plan).

김 도 균(Do-Kyoun Kim)

[정회원]



- 1991년 2월 : 명지대학교 토목공학과 (토목공학사)
- 1993년 2월 : 명지대학교 대학원 토목공학과 (토목공학석사)
- 1995년 11월 ~ 현재 : 한국시설안전공단

<관심분야>
토목, 건축

장 한 택(Han-Teak Jang)

[정회원]



- 2007년 2월 : 한양대학교 일반대학원 건설환경공학과 (토목공학사)
- 2009년 2월 : 한양대학교 일반대학원 건설환경공학과 (토목공학석사)
- 2012년 4월 ~ 현재 : 한국시설안전공단

<관심분야>
토목, 건축