

경부고속선 교량 재하시험 사례

Example of Loading Test in Gyeongbu High-speed Railroad Bridges



서 지 수¹⁾

Seo, Ji Soo



유 승 우^{2)*}

Yoo, Seung Woo



박 정 근³⁾

Park, Jeong Geun



김 삼 영⁴⁾

Kim, Sam Young

1. 서론

1990년대 초반에 설계 및 건설이 시작되어 2004년 4월에 개통된 경부고속철도는 고속열차의 주행안전성과 승객의 승차감 확보 측면에서 공용 내하력 평가 및 시설물 거동에 대한 이해가 매우 중요하다. 특히, 일반철도와는 다르게 고속으로 주행하는 경부고속철도는 차량의 고속주행에 의한 교량의 공진을 포함한 동적 거동 문제와 열차 운행 시 발생할 수 있는 한계조건(종방향 변위, 비틀림 각변화 등)의 검토도 매우 중요하다.

일반적으로 재하시험은 대상구조물의 활하중에 대한 실제적인 구조물 거동을 파악, 응답특성을 규명하여 구조해석상 이론적인 응답과 비교함으로써 구조물의 안전도 및 내하력을 평가하

기 위한 자료를 획득할 목적으로 실시한다. 금번 경부고속선 교량에 대한 재하시험에서는 이러한 일반적인 재하시험 목적 외에 열차 운행 시 발생할 수 있는 한계조건에 대한 검증을 실시할 목적으로 다양한 항목에 대한 계측을 실시하고 분석을 수행하였다. 본 사례에서는 특히, 동적재하시험 및 상시 운행 중인 열차에 대한 상시계측 결과에 대해 분석하고자 한다.

2. 재하시험 목적 및 분석 방법

교량의 동적재하시험 및 고속철도 운행을 위한 한계조건 검토를 위해 실시한 분석 항목 및 방법은 다음과 같다.

2.1 동적재하시험

2.1.1 충격계수 산정

교량의 노면상태, 열차의 주행속도, 시간장, 고

1) (재)한국건설품질연구원 부장

2) (재)한국건설품질연구원 차장

3) (재)한국건설품질연구원 과장

4) (재)한국건설품질연구원 부장

* E-mail : cmd201@daum.net

정하중과 활하중의 비, 구조적 특성 등의 다양한 인자들에 의하여 정하중보다 교량에 더 큰 영향을 줄 수 있는 활하중에 의한 충격영향 정도를 파악하기 위해 동적주행시험시 측정된 변위를 이용하여 충격계수를 구한다. 동적주행 시험의 각 속도별 동적 응답 곡선을 Low Pass Filtering에 의해서 필터링한 최대정적응답<Dsta(max)> 곡선을 기준으로 하여 계측 최대동적응답치<Ddyn(max)>와 비교하여 실측충격계수를 산정한다.

$$\text{동적증폭율(D.L.F)} = \frac{Y_{dyn}}{Y_{sta(max)}}$$

$$\text{실측충격계수(i)} = D.L.F - 1$$

2.1.2 고유진동수 분석

교량의 실측 고유진동수를 정확하게 측정하기 위해서는 고유치 해석을 선행하거나, 종전의 사례를 검토하여 대상 물리량의 진동수를 예상하여 진동수의 측정범위를 결정하여야 하며, 측정된 주파수가 예상된 주파수를 크게 벗어나는 경우에는 반드시 원인을 분석하여야 한다.

교량의 실측 고유진동수는 시험열차가 교량을 통과한 후 여진구간에서 발생하는 교량의 처짐 또는 가속도변환기에 의해 측정된 가속도신호에 대한 FFT(Fast Fourier Trans-form)분석방법을 실시하여 구할 수 있다.

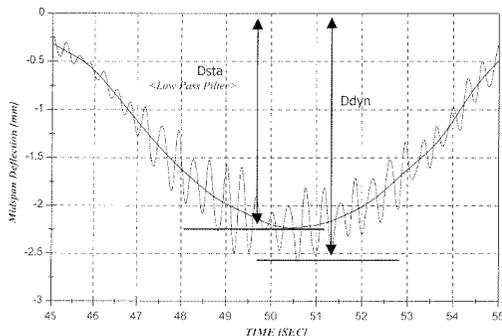


Fig. 1 처짐 이력곡선

2.1.3 감쇠비 산정

열차통과에 따라 구조물에 발생된 진동은 시간경과에 따라 감소되어 종국적으로는 멈추게 된다. 이와 같이 점성감쇠를 가진 구조물의 동적 운동방정식은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = 0$$

상기 식의 각 항은 각각 관성력, 감쇠력 및 탄성력을 나타낸다. 이중에서 감쇠력 항목인 $c\dot{u}(t)$ 의 c 는 구조물의 감쇠정도를 나타내는 계수로서 감쇠계수라 한다. 한편, 동적운동방정식의 해를 구하기 위하여 감쇠계수 c 를 질량, 진동수 및 감쇠비의 곱으로 나타낼 수 있다.

$$\text{즉, } c = 2mw\zeta$$

여기에서, ζ : 감쇠비 (damping ratio)

$\zeta < 1$: 부족감쇠 (under damping)

$\zeta = 1$: 임계감쇠 (critical damping)

$\zeta > 1$: 과감쇠 (over damping)

실제 구조물의 감쇠비는 구조물에 대한 동적 처짐 그래프에서 j-cycle 떨어진 두 최대 변위

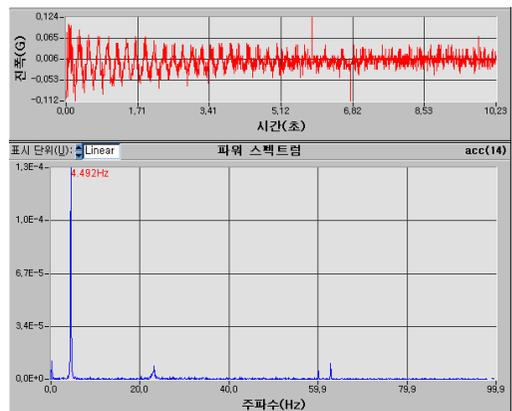


Fig. 2 가속도에 의한 FFT 분석(예)

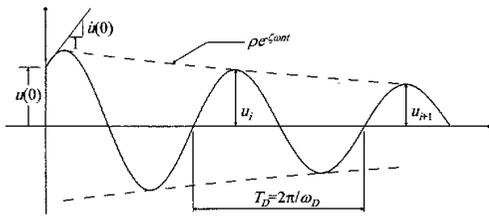


Fig. 3 단자유도 감쇠 구조물의 자유진동

값으로부터 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$\zeta = \frac{1}{2\pi j} \times \ln \left(\frac{u_i}{u_{i+j}} \right)$$

2.2 고속철도 운영을 위한 한계조건 검토

2.2.1 교량 상판 수직가속도 제한

유럽의 UIC 규정에 근거한 BRDM(bridge design manual :Systra, 1995)에 따르면, 고속열차의 주행안전성 확보를 위해서 220km/h 이상의 속도에서는 deck 수직가속도의 검토를 의무화하고 있다. 특히 유도상 궤도의 경우 도상자간의 교란을 방지하는 목적으로 수직가속도 상한을 0.35g로 제한하고 있으며, 무도상 궤도교량의 경우 수직가속도 상한을 0.5g 이내로 제한하고 있다. ERRI D214 RP9(European Rail Reserch Institute, 1999) 보고서는 다음 Table 1과 같이 과도한 수직방향가속도에 의한 잠재적 위험요소를 구분하여 제시하고 있다.

국내 설계기준에는 상판의 수직 가속도는 열차속도가 200km/hr보다 빠를 경우 의무적으로 검토하여야 하며 실제적인 열차하중이 적용되어야 한다고 명시되어 있다. 또한, 일부 구간의 열차속도가 200km/hr보다 빠르지 않은 곳이 있을 경우에도 해당 열차 최대 주행 속도 내에서는 구조물의 공진이 발생하지 않도록 설계하여야 한다. 상판의 수직가속도는 0.35g 이하로 제한된

Table 1 교량 상판 수직가속도방향에 따른 잠재적 위험요인

과도한 하향가속도	과도한 상향가속도
<ul style="list-style-type: none"> •차륜-레일간의 접촉력 감소 •도상 연동력 손실 •도상과 상판, 침목과 도상의 접촉마찰력의 손실 •궤도의 수직방향 강성과 횡방향 저항력의 손실 •궤도이동의 잠재적 가능성 •서중 궤도 좌굴의 위험성 •수평 alignment의 손실 •궤도연직방향 강성 및 종방향 저항력 손실 •도상과 상판사이의 종방향 이동 위험성 •노후구조물과 단경간교량에서 상판-도상-궤도 복합거동특성 손실 	<ul style="list-style-type: none"> •교좌장치에 들림이나 충격, 열화, 교대상단 충격효과 •교좌장치·교각·교대에 수직반력 감소로 수평하중이 최대가 되는 치명적인 하중조합 발생의 가능 •도상의 열화와 마모를 촉진 •교량에 설치된 다른 구조물에 과도한 가속도 전달 •공진속도 대역이 허용속도 바로 위에 있는 경우 공진 또는 공진근처에서의 높은 응답으로 인한 과속에 의한 위험성 증대 •강성 편차·고유진동수의 편차를 초래하여 동일한 형식일지라도 교량의 동적거동에 대한 설계상 예측 및 평가의 오차 증대

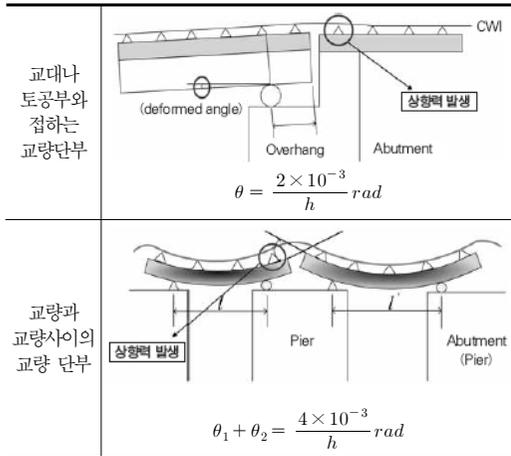
다. 여기서 g는 중력가속도이다.

과도한 가속도의 원인으로는 동절기 도상의 빙결, 교량의 국부진동, 침목과 교량 사이의 충격, 차륜의 편마모 등이며 이러한 과도한 가속도가 발생할 경우 도상 결속력 약화에 의한 궤도의 틀림과 자갈의 비산이 발생하게 되며 본 과업에서는 대상 교량 상판의 수직가속도에 대한 실제 현장 계측을 통해 기준 이상의 가속도로 인한 2차 손상 발생 가능여부를 판단하고자 하였다.

2.2.2 교량 상판 단부회전각 변화 제한

UIC 774-3에 의하면, 연직하중에 의한 단부회전각은 궤도/교량 상호작용 거동을 만족시키기 위한 중요한 인자로 deck 상부 끝단에서의 변위를 제한함으로써 도상의 안전성을 유지하도록 규정하고 있다. 장대레일상에서 온도변화, 시동/제동하중 및 연직하중에 의한 deck 상부 끝단과 성토부 그리고 연속하는 두 deck 상부사이의 거리의 합이 단부회전각의 최대허용치가 된다. 국내 설계기준에는 열차속도가 220km/hr 이상의 고속 주행이 요구되는 교량에 대해서는 추가적으로 실 열차 하중에 대하여 동적 해석에

Table 2 단부회전각 설계기준



주) h(m)는 하중 재하시점에 레일면에서부터 휨에 의한 수평 위치 변화가 없는 고정수준면(단면 중심 또는 교량 받침의 회전 중심)까지의 높이 차를 말한다.

의한 동적효과가 고려된 조건에서 교량 상판 단부의 회전각을 다음 값 이하로 제한하여야 한다고 명시되어 있다. 단, 이때 단면의 상하연 온도차의 영향은 고려하지 않는다.

2.2.3 교량 상판 종방향 변위 제한

교량 위를 열차가 주행하게 되면 연행되는 열차의 하중에 의하여 교량은 다양한 응답이 나타나게 된다. 이중 거더 신축부의 궤도틀림에 영향을 발생시키는 거동으로서의 거더의 수직처짐에 의한 단부의 회전으로 인한 신축부의 종방향 변위로서 이는 거더의 수직변위와 유사한 형상으로 나타나게 된다.

국내 설계기준에는 신축이음이 없는 장대레일이 교량 상에 부설되는 경우에는 이동/제동 하중에 의한 상판의 최대 허용 절대 수평 변위는 10mm로 제한되어야 한다고 명시되어 있다.

종방향 변위 제한에 대한 금회 재하시험은 상판 단부, 수평력 전달장치에서 측정하였다.

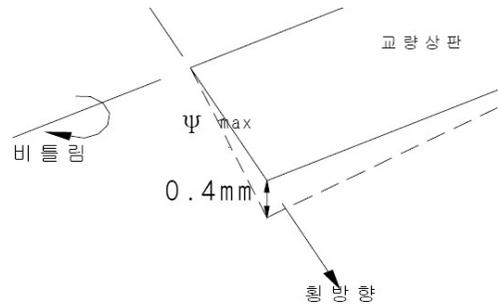


Fig. 4 면틀림 기준

Table 3 면틀림(twist) 기준

속도(km/h)	면틀림(mm/m)	3m 기준 면틀림 변화량
$V \leq 120$	1.5	4.5mm/3m
$120 < V \leq 220$	1.0	3.0mm/3m
$220 < V$	0.5	1.5mm/3m
실 고속 열차	0.4	1.2mm/3m

2.2.4 교량 교축직각방향 회전에 의한 캔트 변화(비틀림 각변화) 제한

프랑스 고속철도 설계기준에 의하면, 면틀림은 “동적계수(Dynamic Factor)를 고려한 UIC 71 하중 아래에서 유도된 3m 기준에서의 캔트 변화량(mm/궤도1m)”이라고 정의되어 있다. 면틀림은 주행안전성 관련 기준이며, 열차속도에 따라 기준 값이 다르다. 속도에 따른 고속열차의 상판의 면틀림은 실 열차하중에 의해 0.4mm/m가 검토되어야 한다고 규정되어 있다.

국내 설계기준에는 실제열차하중과 그들의 실 동적중폭이 고려되어질 때 상부 교량 상판 비틀림 각변화(특히 교량 단부의 캔트 변화)는 교량의 교축직각방향 회전에 의해 3m에 대하여 0.4mm/m까지 허용하여야 한다고 명시되어 있다.

2.2.5 시·제동에 의한 종방향 변위

열차가 시동이나 가속 또는 주행중 제동을 하게 되면 종방향으로 하중이 발생하고 이 힘이 레일을 통하여 궤도 및 하부 노반에 전달되고 이는

Table 4 시·제동에 의한 종방향 변위 국내 설계기준

기준항목	설계기준
교량과 궤도 상대변위	•4mm(시·제동하중 작용시)
상판 절대변위	•신축이음매가 없는 경우 상판 수평절대변위 : ±5mm •신축이음매가 있는 경우 상판 수평절대변위 : 30mm
상판과 상판, 상판과 교대 사이 변위	•상판과 상판, 상판과 교대 사이 변위 : 8mm(수직차량하중(충격하중 포함) 작용시)

자갈에 위치한 침목을 종방향으로 거동시키게 된다. 토노반의 경우에는 종방향력이 레일-침목-자갈-강화노반으로 전달됨으로 이들 종방향력이 큰 문제가 되지 않으나 교량 특히 거더 신축부에서는 온도신축 및 열차에 의한 거더거동으로 인한 거더 신축부의 회전, 수직 및 교량반침의 수직거동 등 복잡한 거동에 추가되게 된다. 더욱이 교각의 강성이 낮거나 높은 경우에는 종방향으로 이동됨으로서 거더 신축부의 자갈 이완을 더욱 증가시키게 된다.

3. 재하시험 실시 계획

3.1 대상시설물 현황

Table 5 대상시설물 현황

구분	연장(m)	형식	경간장×경간수
문곡교	275	PSC BOX	(2@40)×3+1@40×1
시목1교	201	라멘	(5@10)×7
시목교	717	PSC BOX	(2@40)×9
중척1교	235	PSC BOX	(2@40)×3
중척2교	315	PSC BOX	(2@40)×4
금강2교	1,635	PSC BOX	(1@40×1)+(2@40×17) +(1@40)+(1@45+1@70 +1@45)+(1@40)
공통사항	준공년도:2001년, 차로수:복선		

3.2 계측기 설치 현황

계측센서의 부착위치는 PSC BOX GIRDER 교량의 1경간 단순구간, 2경간 연속구간, 3경간 연속구간과 RC-Rahmen 교량의 최대 응답발생 위치를 고려하여 결정하였으며 상세부위는 다음 그림과 같다.(변형률게이지-(ST↕), 변위게이지-(DT↕), 가속도계(@))

3.2.1 1경간 단순구간

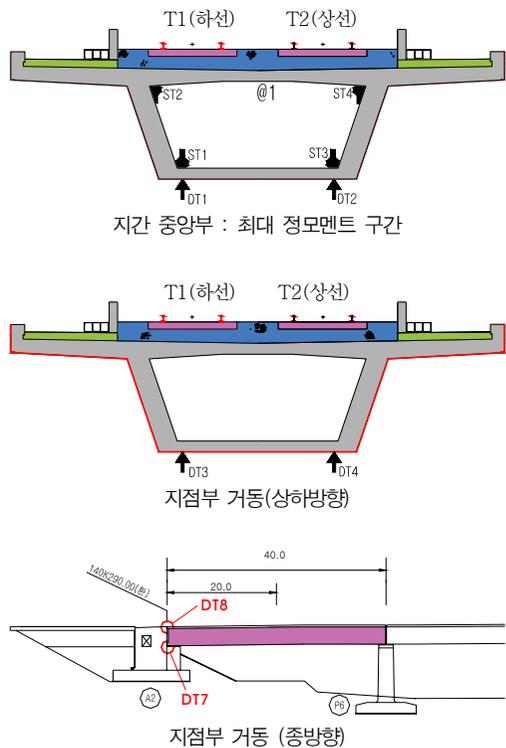


Fig. 5 1경간 단순구간 계측센서 부착위치

3.2.2 2경간 연속구간

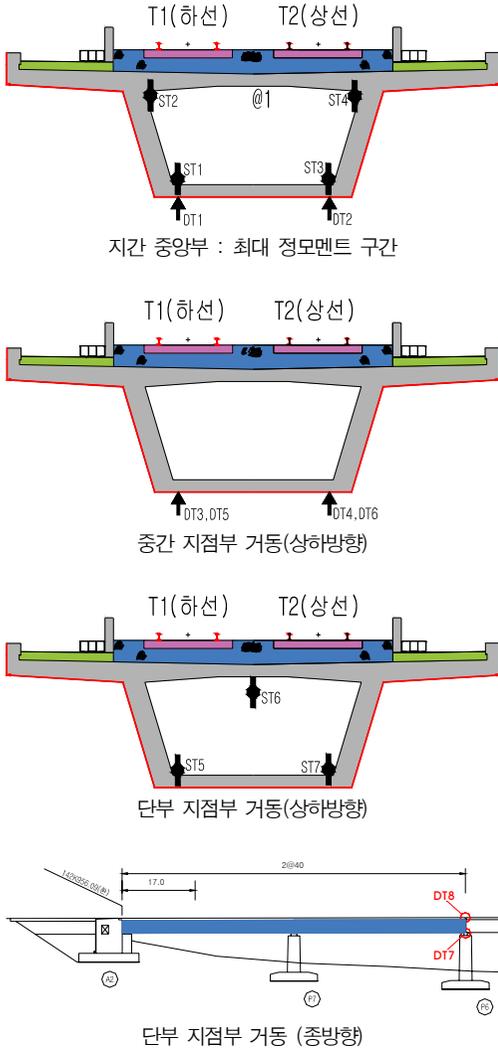


Fig. 6 2경간 연속구간 계측센서 부착위치

3.2.3 3경간 단순구간

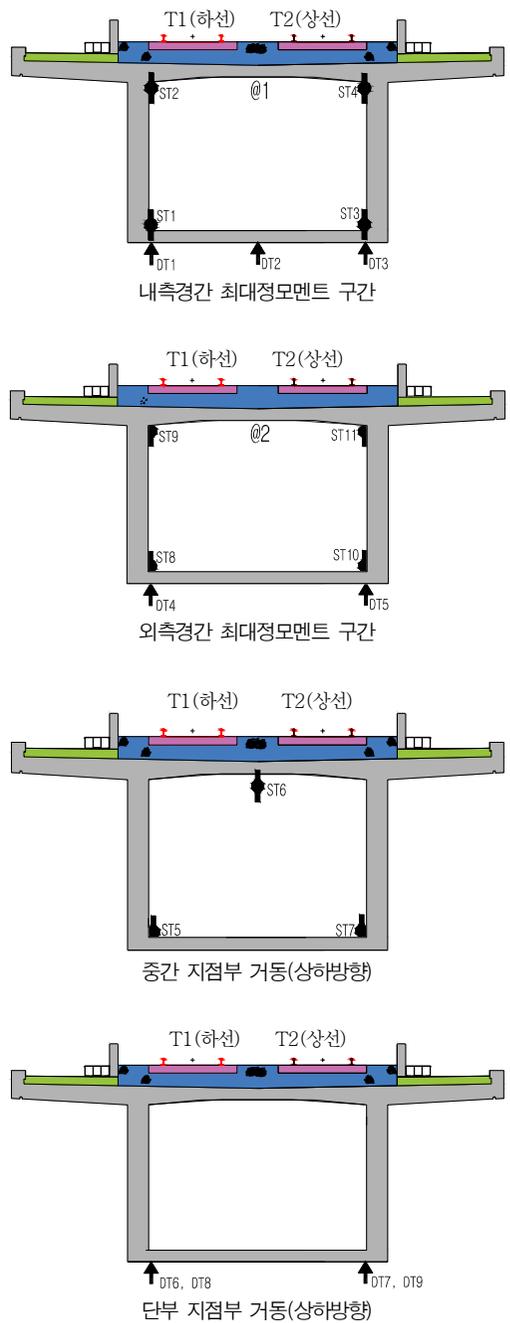
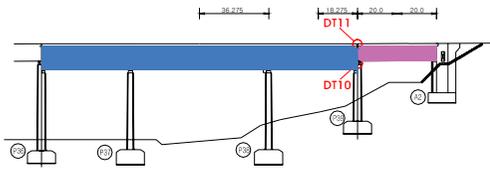
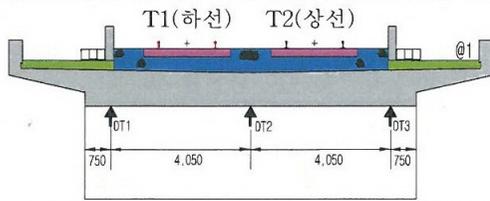


Fig. 7 3경간 연속구간 계측센서 부착위치

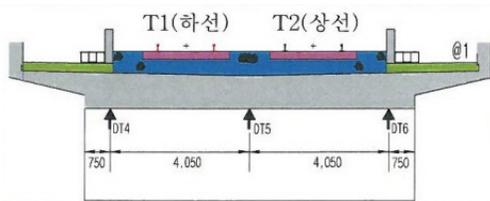


단부 지점부 거동(중방향)

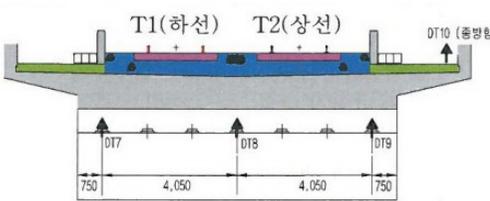
Fig. 7 3경간 연속구간 계측센서 부착위치 -계속



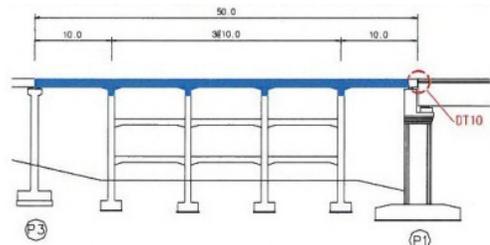
내측경간 최대 정모멘트 구간



외측경간 최대 정모멘트 구간



단부 지점부 거동(상하방향)



단부 지점부 거동(중방향)

Fig. 8 라멘교 계측센서 부착위치



지점부 상하방향 거동 측정

지점부 중방향 거동 측정



수평력분산장치 변위계설치

중앙부 상하방향 거동측정



동적재하시험 전경

데이터 수집

Photo 1 재하시험 전경

3.3 시험열차 제원 및 주행속도

Table 6 시험열차 제원

차량종류	축간거리	축하중
KTX	1,500mm	170kN

Table 7 시험열차 속도

시험열차 상행선	시험열차 하행선
10km/hr	10km/hr
30km/hr	30km/hr
60km/hr	80km/hr
90km/hr	120km/hr
120km/hr	150km/hr
140km/hr	170km/hr
160km/hr	220km/hr
200km/hr	-
250km/hr	-
상시열차 상행선	상시열차 하행선
270km/hr 미만(10회)	270km/hr 미만(10회) 280km/hr 이상(10회)

4. 계측결과 분석

4.1 동적재하시험 결과 분석

4.1.1 실측 충격계수

각 교량의 구조형식별로 측정된 실측충격계수와 이론충격계수를 비교하여 도시하면 다음과 같다. 이를 고찰하면 PSC Box Girder교 중 문곡교, 시목교 및 중척1교에서는 실측충격계수가 이론충격계수보다 작게 측정되었으나 중척2교

및 금강2교에서는 실측충격계수가 이론충격계수보다 크게 측정되었다. Rahmen교인 시목1교의 경우 이론충격계수 산정시 Table 8에 제시된 Lc값이 작아 실제충격계수 대비 높은 이론충격계수가 산정되었다.

동일형식의 교량에 있어서 이론충격계수와 실측충격계수의 대소 관계에 차이가 발생하는 원인을 명확히 추정하는 것은 용이하지 않으나 다음의 두 가지를 추론할 수 있다.

첫째, 3경간 연속교인 금강2교의 경우에는 곡

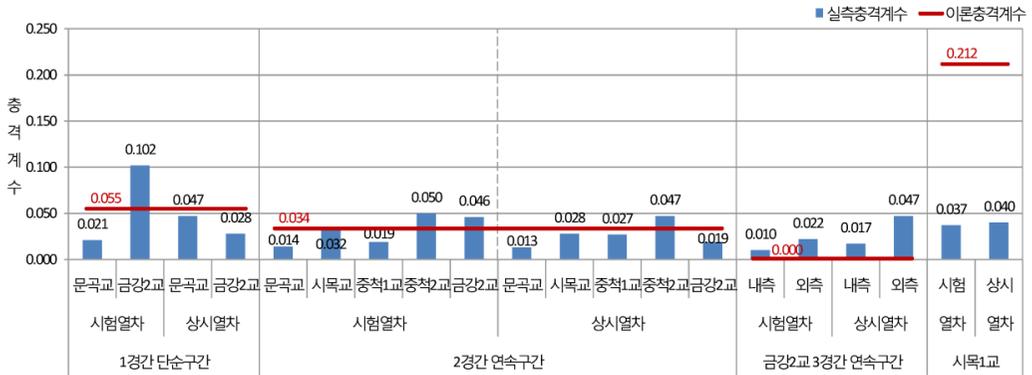
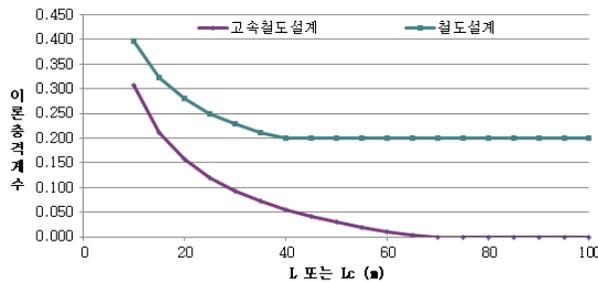


Fig. 9 구조형식별/교량별 충격계수 비교

Table 8 설계기준별 충격계수 비교표

구 분	고속철도 설계기준 (2005년)		철도 설계기준 (2011년)	
	Lc	이론충격계수	L	이론충격계수
PSC BOX Girder	1경간 단순	40m	40m	0.200
	2경간 연속	$(40+40)/2*1.2=48m$	40m	0.200
	3경간 연속	$(45+70+45)/3*1.3=69.3m$	45m(외측) 70m(외측)	0.200 0.200
Rahmen	5경간	$(10*5)/5*1.5=15$	15m	0.323



선반경이 R=7,000m인 곡선구간에 위치하며, 중척2교의 경우에는 직선구간이기는 하나 금강2교측의 곡선구간에서 제일 가까운 지점에 위치하고 있다. 따라서 열차가 곡선구간을 통과하며 횡진동 등이 발생되고 이에 따라 교량구조물에 진동이 전달되는 경우 실측충격계수가 크게 발생될 수 있을 것으로 추정된다. 둘째, 고속철도 설계기준에 제시된 실측충격계수 산정식은 교량의 경간장이 길어지거나 연속화되어 있는 경우 이론충격계수를 매우 작은 값으로 산정하도록 되어 있다. 다음 Table 8에 고속철도설계기준 및 철도설계기준에 제시된 이론충격계수 산정식의 지간장에 따른 변화를 나타내었다. 이를 고찰하면 고속철도설계기준상의 이론충격계수는 철도설계기준상의 이론충격계수 대비 매우 작은 것을 알 수 있으며, 특히 지간장이 60m 이상인 경우 이론충격계수가 거의 0에 가깝게 된다. 금강2교 3경간 연속구간의 경우 실측충격계수값이 0.01~0.047로 매우 작음에도 불구하고, 이론충격계수가 0으로서 이론충격계수보다 실측충격계수값이 더 큰 것으로 분석되었다.

즉 고속철도설계기준상의 이론충격계수 산정식이 실측충격계수를 반영할 수 없을 정도로 작기 때문에 이론충격계수 산정식에 대한 개선이 필요한 것으로 사료된다.

4.1.2 고유진동수

각 교량에서 실측된 가속도의 FFT분석을 통해 산정한 실측고유진동수는 PSC BOX Girder 교의 경우 4.102~4.883Hz, Rahmen교의 경우 19.238~19.824Hz로 나타났으며, 이는 구조해석에 의한 PSC BOX Girder교 및 Rahmen교의 이론 고유진동수인 2.353~2.979Hz 및 17.100Hz 대비 133~171%(PSC BOX Girder), 113~116%(Rahmen)로 모든 개소에서 실측 고유진동수가 이론 고유진동수 이상인 것으로 분석되었다.

각 구조 형식별로 고유진동수를 비교해보면, PSC POX Girder구간중 경간장이 40m인 1경간 단순구간과 2경간 연속구간은 유사한 크기의 고유진동수를 가지며, 금강2교 3경간 연속구간(45m+70m+45m)은 경간장이 40m인 구간보다 작은 것으로 나타났다. 그 반면 경간장이 10m로 짧은 Rahmen구간은 고유진동수의 값이 매우 큰 것으로 분석되었다. 즉, 경간장이 길수록 고유진동수의 값은 작아지고, 경간장이 짧을수록 고유진동수는 커지는 것으로 확인되었다.

4.1.3 감쇠비 변화

동적주행시험을 통하여 획득된 교량의 속도별 데이터 중 정모멘트 구간에 설치된 변위계의 데이터를 Band Pass Filtering하여 1차 고유주기

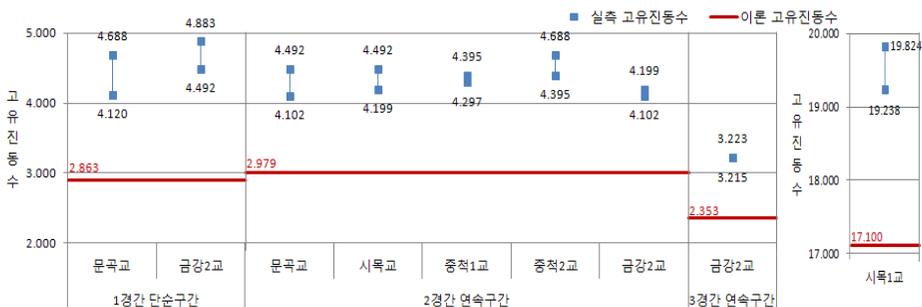


Fig. 10 구조형식별/교량별 충격계수 비교

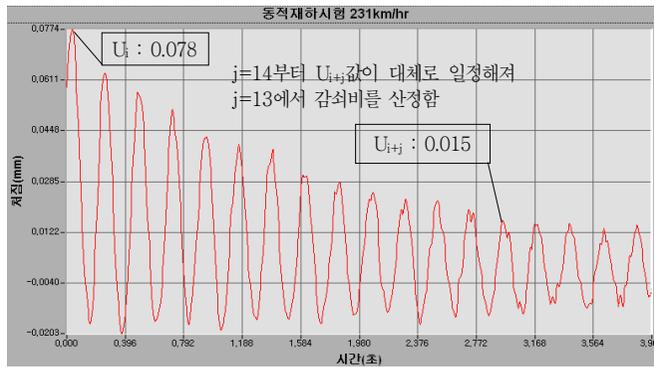


Fig. 11 감쇠비 산정(예)

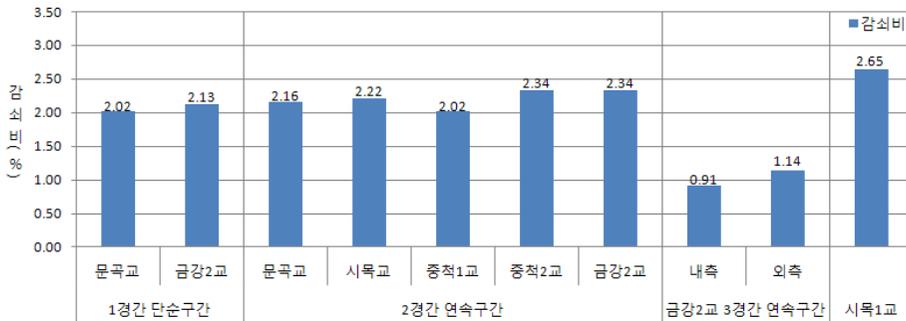


Fig. 12 구조형식별/교량별 감쇠비 비교

파형을 추출하였으며 그 이력곡선을 이용하여 감쇠비 변화를 분석하였다.

교량 구조형식별로 산정된 감쇠비를 고찰하면, PSC BOX Girder 교량의 경우 1경간 단순구간은 2.02~2.13%, 2경간 연속구간은 2.02~2.34%, 3경간 연속구간은 0.91~1.14%로 산정되었으며, Rahmen구간은 2.65%로 분석되었다. 경간장이 같은 1경간 단순구간과 2경간 연속구간은 감쇠비가 비슷한 경향을 보였고 금강2교의 3경간 연속구간은 다른 구간과 달리 경간장이 길어 감쇠비가 낮게 측정되어 전반적으로 경간장이 긴 연속교량에서는 감쇠비가 낮은 것으로 분석되었다.

4.2 고속철도 운영을 위한 한계조건 결과 분석

4.2.1 교량 상판 수직가속도

교량 상판에 부착된 가속도계를 이용하여, 열차 통과시 발생된 상판 수직가속도를 측정하였으며 이를 교량의 구조형식별로 정리하여 다음 Fig. 13에 나타내었다. 이를 고찰하면 PSC BOX Girder의 경우 상판수직가속도의 대소는 1경간 단순구간 > 2경간 연속구간 > 3경간 연속구간의 경향을 가지는 것으로 나타났으며 문곡교 하행선에서 계측된 280km/hr 이상의 고속주행시 수직가속도는 최대 0.255g로서 동일 경간 270km/hr 이하에서 측정된 수직가속도에 비해 1.6~1.7배 높은 것으로 분석되었고 Rahmen구간은 최대 0.140g의 값을 나타내었다. 측정된 상판 수직가

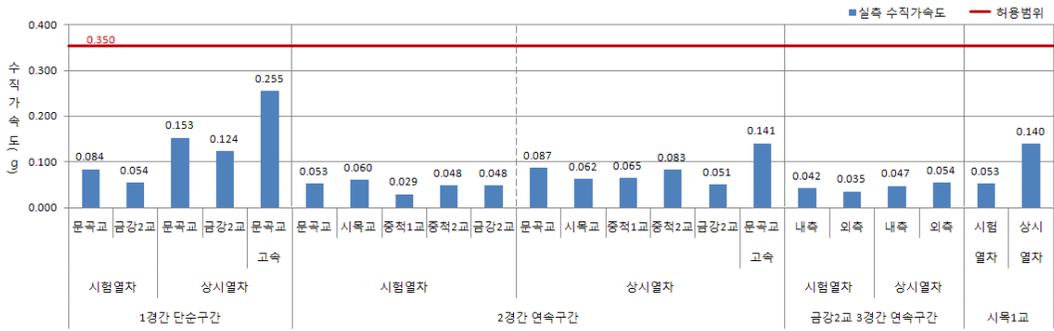


Fig. 13 구조형식별/교량별 상판 수직가속도 비교

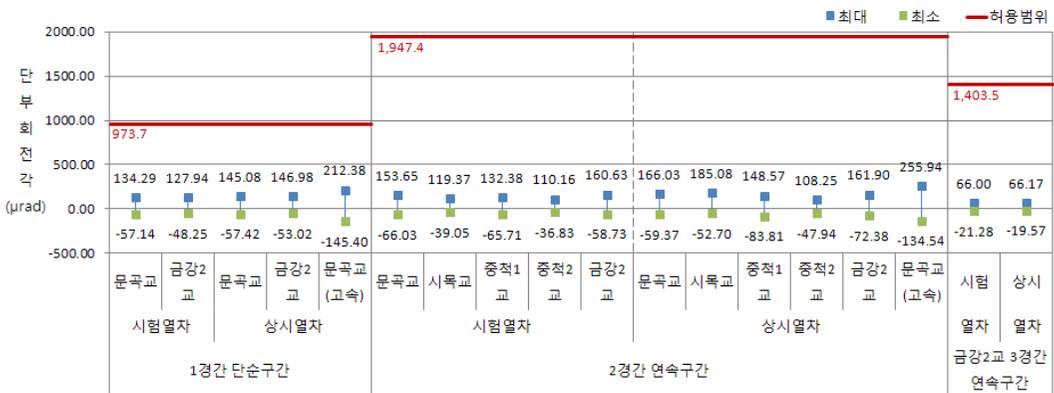


Fig. 14 구조형식별/교량별 단부 회전각 비교

속도가 모두 제한조건인 0.35g 이하로 측정되어 설계조건을 만족하고 있는 것으로 확인되었다.

또한, 대체적으로 상시열차에 의한 수직가속도가 시험열차에 의한 수직가속도 보다 높게 측정되어 열차 속도 증가에 따라 교량 상판의 수직가속도가 증가하는 경향이 있는 것으로 분석되었다.

4.2.2 교량 상판 단부 회전각 변화

PSC BOX Girder 교량 상판 단부 회전각에 대한 분석결과, 1경간 단순구간(변위계 설치위치: 교대)은 $-145.40 \sim 212.38 \mu\text{rad}$ (제한조건: $973.7 \mu\text{rad}$), 2경간 연속구간(변위계 설치위치: 교각)은 $-134.54 \sim 255.94 \mu\text{rad}$ (제한조건: $1947.4 \mu\text{rad}$), 3경간 연속구간(변위계 설치위치: 교각)

은 $-21.28 \sim 66.17 \mu\text{rad}$ (제한조건: $1403.5 \mu\text{rad}$)로 모두 제한조건 이하로 측정되어 설계조건을 만족하고 있는 것으로 확인되었다.

계측된 값을 거더의 형식별로 분석한 결과, 1경간 단순구간(평균: $153.33 / -72.25$)의 회전각과 2경간 연속구간(평균: $154.72 / -65.19$)의 회전각이 거의 일치하는 것으로 보아 경간장이 같은 경우 회전각은 비슷한 경향을 보이는 것으로 분석되었고 3경간 연속구간(평균: $66.1 / -20.4$)은 1경간 단순구간 및 2경간 연속구간 보다 약 2.5배 이상 작게 측정되어 지간장이 길고 연속화된 경우 교량의 단부회전각은 작은 것으로 분석되었다.

문곡교 하행선에서 계측된 고속주행(280km/hr 이

상시 단부회전각은 동일 경간에서 계측된 270km/hr 이하의 시험·상시열차의 단부 회전각 대비 약 1.5배/2.4배(최대/최소) 정도 높게 분석되었다.

4.2.3 교량 상판 종방향 변위

시험열차 및 상시열차에 대한 거더 상·하연 및 수평력 분산장치 종방향 변위를 분석한 결과, 거더 상연에서는 0.096~0.329mm, 거더 하연에서는 0.144~0.793mm, 수평력 분산장

치 위치에서는 0.152~0.316mm로 허용범위 10mm 이하로 측정되어 설계조건을 만족하고 있는 것으로 확인되었다.

지점부 및 수평력 분산장치 종방향 변위의 경우 시험열차와 상시열차의 변위값이 대체로 비슷한 양상을 보이며 경간별 및 구조형식별 차이로 인한 변위값의 규칙성은 없는 것으로 판단되고 전반적으로 0.8mm 미만의 아주 미소한 종방향 변위를 갖고 있는 것으로 분석되었다. 다만, 문

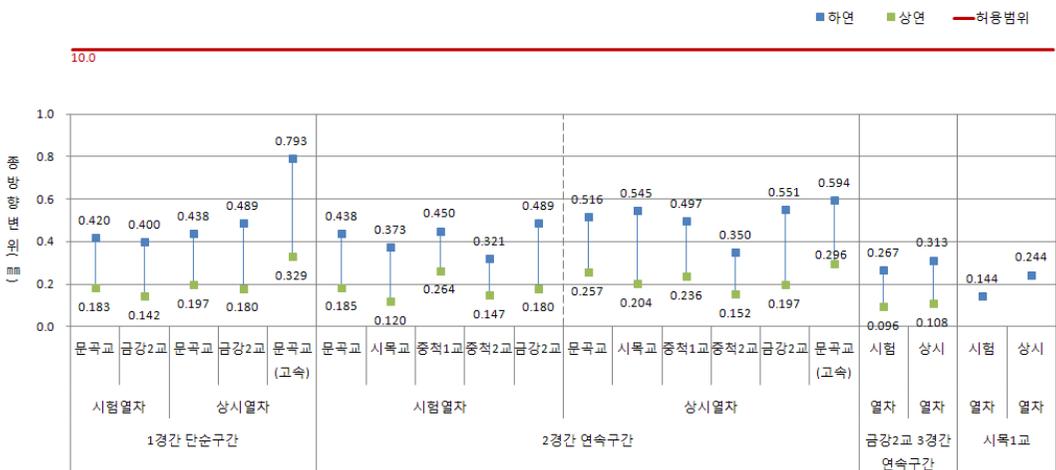


Fig. 15 구조형식별/교량별 지점부 종방향 변위 비교

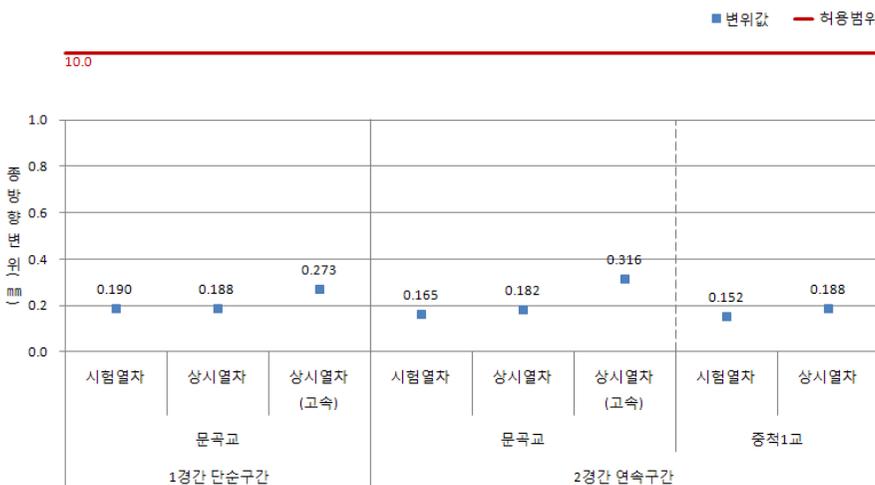


Fig. 16 구조형식별/교량별 수평력 분산장치 종방향 변위 비교

곡교 하행선에서 계측된 고속주행(280km/hr 이상)시 거더 하연의 종방향 변위가 최대 0.793mm 까지 측정되어 고속주행에 따른 종방향 변위의 증가경향이 나타났으나 허용치보다 매우 작아 문제는 없는 것으로 판단된다.

4.2.4 교량 교축직각방향 회전에 의한 캔트 변화(비틀림 각변화)

시목교의 열차운행에 따른 비틀림 각에 대한 변화를 분석한 결과, 측정된 비틀림 각변화가 제한조건인 0.4mm/m 이하로 측정되어 설계조건을 만족하고 있는 것으로 확인되었다.

4.2.5 시동/제동에 의한 종방향 변위

중척1교에서 실시된 시동/제동에 의한 종방향 변위 분석 결과, 지점부 상·하연 변위 및 수평

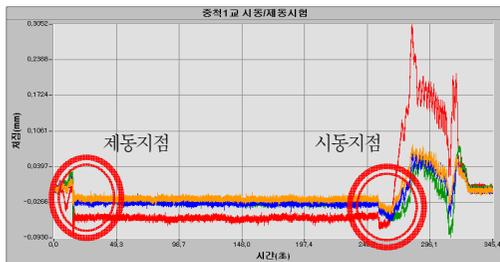


Fig. 17 시·제동에 의한 종방향 변위(중척1교)

력 분산장치 좌·우측 변위값(시동:0.019mm, 제동:0.09mm)은 모두 비슷한 측정값이 분석되었고 시동시 보다 제동시 3.5~4.7배 변위가 더 크게 발생되었고 모두 제한 조건인 5mm 이하(급시동/급제동을 동시에 실시하여 계측하지 않음)로 측정되어 설계조건을 만족하고 있는 것으로 확인되었다.

4.2.6 문곡교 고속주행(280km/hr 이상)에 대한 고찰

문곡교 하행선의 경우 급회 상시열차 운행에 따른 동적거동 분석에 있어서 KTX열차의 속도가 270km/hr 이하인 경우에 비해 280km/hr 이상으로 주행하는 경우 변위가 크게 증폭되는 것으로 나타났으며 그 원인을 고찰하면 다음과 같다.

문곡교 하행선은 급변 재하시험 대상교량 중 가장 북측에 위치한 교량으로서 열차가 하행선으로 운행하는 경우에는 시속 300km/hr 정도까지 열차의 운행이 가능하며, 이 구간을 통과하면서 금강2교 위치의 곡선구간에 진입하기 위해 열차속도가 감소된다. 상시열차 통과 시의 변위 그래프로부터 열차의 통과속도를 추정한 결과, 문곡교를 전후로 하여 열차가 감속되는 시점에 따라 문곡교 통과 시점에서의 실제 열차속도가 221~296km/hr로 매우 다양하게 변화되는 것



Fig. 18 시·제동에 의한 종방향 변위 비교

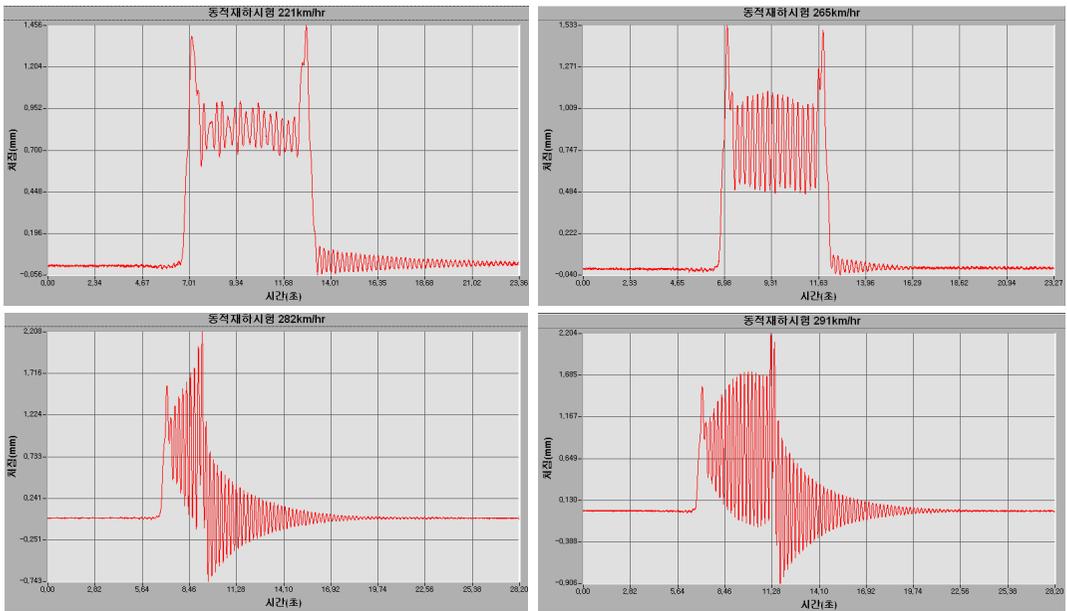


Fig. 19 문곡교(1경간 단순구간, DT1) 열차속도에 따른 처짐곡선

로 측정되었으며, 그 통과속도에 따라 교량의 거동이 다르게 나타나고 있는 것으로 분석되었다.

일례로, 다음 Fig. 19에는 상시열차의 속도가 221km/hr, 265km/hr, 282km/hr 및 291km/hr 인 경우의 1경간 단순교 지간중양부 하면에 설치된 DT1 변위계의 처짐곡선을 보여준다. 이를 고찰하면 열차의 속도가 증가함에 따라 객차 통과시에 발생하는 변위의 변화량(최대치-최소치)이 증가하는 경향이 있으며, 열차의 속도가 282km/hr 및 291km/hr인 경우 후속 객차가 진입함에 따라 변위의 증폭현상이 발생되고 있다. 즉, 열차의 속도가 280km/hr 이상인 경우 일종의 공진현상이 발생하는 것으로 확인되었다.

다음 Fig. 20에 나타난 바와 같이 KTX 열차는 18.7m의 일정한 간격을 갖는 대차들로 지지되므로, KTX 차량이 주행할 때 교량은 유효타격간격 18.7m를 갖는 진동을 받게 된다.

이러한 유효타격간격을 가정할 때 열차의 주행속도별 발생 가능한 가진진동수를 계산하고

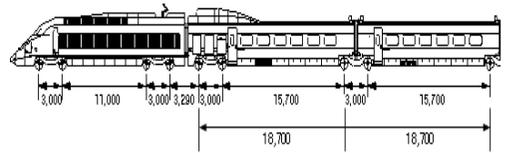


Fig. 20 KTX 열차의 유효타격거리

Table 9 속도별 진동수 분석

열차속도		축간격 (m)	통과시간 (sec)	가진진동수 (hz)	고유진동수 (Hz)
km/hr	m/sec				
120	33.33	18.7	0.561	1.783	4.492
160	44.44	18.7	0.421	2.377	4.492
200	55.56	18.7	0.337	2.971	4.492
250	69.44	18.7	0.269	3.714	4.492
270	75.00	18.7	0.249	4.011	4.492
280	77.78	18.7	0.240	4.159	4.492
290	80.56	18.7	0.232	4.308	4.492
302.5	84.03	18.7	0.223	4.493	4.492

이를 고유진동수와 비교한 결과는 다음 Table 9 와 같다. 속도별 가진진동수와 고유진동수를 비

Table 10 일반 주행 및 고속 주행 계측값 비교

구 분		265km/hr (A)	291km/hr (B)	B/A	설계값(이론값)
치짐(mm)		1.533	2.204	1.4	-
상판 수직가속도(g)		0.101	0.253	2.5	0.350
단부회전각(μ rad)	최대	136.83	196.83	1.4	973.7
	최소	-48.89	-132.38	2.7	
중방향 변위(mm)	하연	0.428	0.719	1.7	10.0
	상연	0.157	0.318	2.0	

교한 결과, 문곡교 1경간 단순구간 및 2경간 연속구간의 고유진동수는 4.492Hz로 열차의 주행속도가 302.5km/hr에서 가진진동수와 고유진동수가 거의 일치하여 최대 공진이 발생될 것으로 판단되며 금회 계측결과 실제로 고유진동수와 가진진동수가 비슷한 280km/hr 이상 운행시 공진에 의한 변위의 증폭현상이 발생된 것으로 나타났다.

열차가 280km/hr 이상으로 고속주행 시 공진에 의한 치짐의 증폭에 따라 단부회전각 및 중방향 변위도 증가하였으며, 상판의 수직가속도도 속도 증가에 따라 크게 증가하였다. 다음 Table 10에는 공진현상이 발생되기 전후인 열차속도 265km/hr인 경우와 291km/hr인 경우의 계측값이 제시되어 있다. 이를 고찰하면 공진효과로 인해 열차 통과 후 치짐이 1.4배 증가, 상판 수직가속도 2.5배 증가, 단부회전각 1.4배/2.7배(최대/최소) 증가, 중방향 변위 1.7배/2.0배(하연/상연) 증가한 것으로 나타났다. 그러나, 외관 상태에 대한 점검 결과 치짐으로 인한 구조적인 손상이 발생되지 않았고 상판 수직가속도, 단부회전각, 중방향 변위 모두 설계조건을 만족하고 있어 열차 운행 시 금회 계측된 고속주행시 공진현상으로 인한 속도 제한 등의 조치는 필요하지

않을 것으로 판단된다.

5. 결론

경부고속선 교량 정밀안전진단 시 재하시험을 통해서 기존에 교량에서 실시해온 정·동적 재하시험과 더불어 열차 운행 시 발생할 수 있는 한계조건(중방향 변위, 비틀림 각변화 등)에 대한 계측을 실시하였으며 설계에서 제시된 이론값과 실제 교량 거동상태를 비교·분석하였다. 이 결과는 향후 고속선 교량 설계 및 유지관리시 교량의 거동을 이해하는 자료로 활용될 수 있을 것으로 판단된다.

참고문헌

1. 고속철도 설계기준 노반편(2005. 9 한국철도시설공단)
2. ERRI D214 RP9(European Rail Reserch Institute, 1999)
3. UIC 규정에 근거한 bridge design manual(1995. 5 Systra)

담당 편집위원: 진남희
 ((재)한국건설품질연구원 기술이사)
 nhjin70@hanmail.net