번들 사장교 가설 구조물 설계력 산정을 위한 버페팅해석

Buffeting Analysis for the Evaluation of Design Force for Temporal Supports of a Bundle Type Cable-stayed Bridge

이 호* 박 진** 김 호 경†
Lee, Ho Park, Jin Kim, Ho-Kyung

요 지

복층거더 번들형 사장교의 대블럭 가설 중 내풍안정성 확보를 위해 잭업바지 위에 임시벤트를 설치하여 가설 구조계를 지지하는 방안이 검토되었다. 일반적으로 거스트 계수를 곱한 정적 항력으로 임시벤트를 설계하는 경우 거더의 버페팅력에 의해 발생되는 임시벤트의 축력 변동성분을 고려할 수 없으며, 이는 일부 설계기준에 제시된 정적 상향 풍력으로도 평가할 수 없다. 유용한 해결 방안으로 주파수영역 버페팅해석을 수행하고 임시벤트에 작용하는 거더의 반력을 산정하였다. 우선 임시벤트를 해석 모델에 포함하고 거더와의 동적 상호작용을 엄밀히 반영하는 해석을 수행하였으며, 그 결과를 임시벤트가 거더를 받치는 고정 지지점으로 간주하여 해석한 경우의 결과와 비교 검토하였다. 임시벤트의 강성을 고려하는 경우 산정된 임시벤트와 거더 간 작용력은 임시벤트를 고정 지지점으로 간주하여 얻은 반력에 비하여 작은 값을 보였다. 따라서 대상교량의 가설 구조물 내풍설계를 수행하는 경우 임시벤트가 포함된 해석 모델링의 필요성과 버페팅해석을 통한 동적내풍설계의 유용성을 제시하였다.

핵심용어 : 가설 설계, 임시벤트, 번들, 사장교, 버페팅

Abstract

Temporal supports is proposed for the large block construction of a double-deck truss girder of a bundle type cable-stayed bridge. The design force of the temporal bents cannot be evaluated by a conventional design procedure with gust factored static wind loads. The uplift forces in BS5400 also can not estimate the design forces of the temporal bents properly for the turbulent wind loads. A frequency-domain buffeting analysis is performed to evaluate the design forces of the temporal bents considering the interactions between the girder and temporal supports. Two cases of modeling are compared to estimate the stiffness contribution of temporal supports in determining design forces, i.e., an analysis model including temporal bents in the structural analysis modeling and an analysis model with fixed supports at the bent tops neglecting the stiffness of temporal bents. The consideration of bent stiffness usually generates smaller reaction forces than rigid support modeling. Consequently, the effectiveness and usefulness of the buffeting analysis procedure with full modeling of temporal supports are demonstrated for the design of a temporal bents of the construction of a bundle type cable-stayed bridge.

Keywords : *Construction engineering, temporal bent, bundle, cable-stayed bridge, buffeting*

1. 서 론

타코마교 붕괴 사고 이후 케이블 교량의 설계단계부터 시공에 이르기까지 바람에 의한 진동이 중요한 이슈로 대두되었다. 장대교량에 미치는 바람의 하중 효과는 교량의 움직임에 의해 발생하는 자발 진동과 바람의 난류특성에 의한 버페팅 진동으로 구분된다. 초기의 해석적 이론의 정립(Davenport, 1962; Scanlan, 1978)으로부터 시작하여 Chen 등(2000)의 시간영역 버페팅해석과 Xu 등(2000)의 주파수영역 버페팅해석 연구 등 다양한 해석법이 연구되어 왔다. 이러한 해석법은 가설

† 책임저자, 정회원 · 서울대학교 건설환경공학부 부교수
Tel: 02-880-7365 ; Fax: 02-873-2684
E-mail: hokyungk@snu.ac.kr
* 서울대학교 교량설계핵심기술연구단 전임연구원
** 서울대학교 건설환경공학부 박사과정

• 이 논문에 대한 토론을 2012년 2월 29일까지 본 학회에 보내주시면 2012년 4월호에 그 결과를 게재하겠습니다.

중 사장교의 내풍안정화 설계(Choi 등, 2008)에도 적용되어 바람에 대한 교량의 안전성 확보에 활용되고 있다.

케이블 교량의 설계기술과 컴퓨터 해석툴이 발전함에 따라 다양한 형식의 사장교가 시도되고 있다. 그 일례로 복층거더의 번들형 사장교를 들 수 있다. 번들형은 그림 1에 나타낸 바와 같이 사장재가 일정한 간격으로 배치되지 않고 여러 번들로 뭉쳐있는 형태를 의미한다. 사장재가 배치되어 있는 부분은 정상적인 사장교 거동이 예상되지만 그렇지 않은 부분은 상대적으로 거더의 휨 저항 의존도가 커질 수 있다. 그러나 복층거더의 큰 휨강성을 활용한다면 번들형의 사장재 배치도 구조계에 변화를 주는 요소로 생각해 볼 수 있다.

일반 사장교에 비해 외관상의 변화가 주는 장점이 있지만 가설 중에는 완전한 켄틸레버 시공이 어렵다. 따라서 전통적인 켄틸레버 시공과 더불어 임시벤트를 사용한 대블럭 시공을 함께 적용한 가설 방법이 제시되었다.

임시벤트에 의해 구조계가 지지되어 있기 때문에 전체적으로 버페팅 진동이 크게 발생하지는 않는다. 다만, 이 억제된 변위를 임시벤트가 지지하는 것이기 때문에 가설 중 사장교 구조계 보다는 임시벤트의 버페팅 부재력을 적절히 평가하는 것이 중요하다. 이에 대한 내풍 안전성 확보가 중요한 이슈가 되었으므로 버페팅해석을 통한 동적내풍설계법이 적용되었다.

이 연구에서는 임시벤트의 설계 부재력을 산정하기 위한 해석 모델링 방법이 설계에 미치는 영향을 분석하고자 하였다. 일반적으로는 거더로부터 임시벤트에 작용하는 힘을 반력 개념으로 산정하고 이를 활용하여 임시벤트를 설계한다. 즉 임시벤트를 거더의 연직방향 고정 지지점으로 간주하여 반력을 산정하고 이를 외력으로 임시벤트를 설계하는 것이다. 반면 실제 임시벤트는 자체 강성으로 변형하기 때문에 구조체로 버페팅 해석 모델에 포함하여 동적해석을 수행함으로써 임시벤트의 강성이 응답에 미치는 영향을 고려하는 것이 가장 이상적인 모델링 방법이다. 이와 같은 해석 모델링 차이가 임시벤트 설계 부재력에 미치는 영향을 정량적으로 분석하고 버페팅해석을 사용한 동적내풍설계법이 번들형 사장교의 임시벤트 설계에 유용하게 활용될 수 있음을 보이고자 한다.

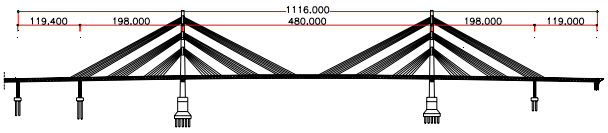


그림 1 복층거더를 갖는 번들형 사장교(단위:m)

2. 대상 교량 및 검토 조건

검토 대상 교량은 총 연장 1,116m인 5경간 사장교이다. 주경간 길이는 그림 1에 보인 바와 같이 480m이다. 왕복 2차로 교량으로서 그림 2와 같이 하층에 보도를 배치한 복층 합성 트러스 거더 단면을 채택하였으며 콘크리트 주탑을 적용하였다.

큰 압축력이 작용하는 주탑 및 교각부의 복층 합성 트러스 거더 단면 하부는 콘크리트 거더를 사용하였으며, 그 외 부분은 자중감소와 인장에 저항하기 위해서 강거더 단면이 적용되었다(Kim 등, 2005).

사장재는 중앙분리대에 1면 배치되어 있다. 그림 1과 같이 7개의 사장재가 하나의 번들을 구성하며, 총 12개의 번들 사장재가 배치되었다.

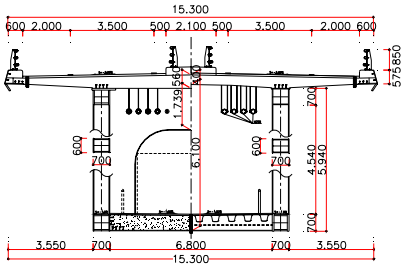


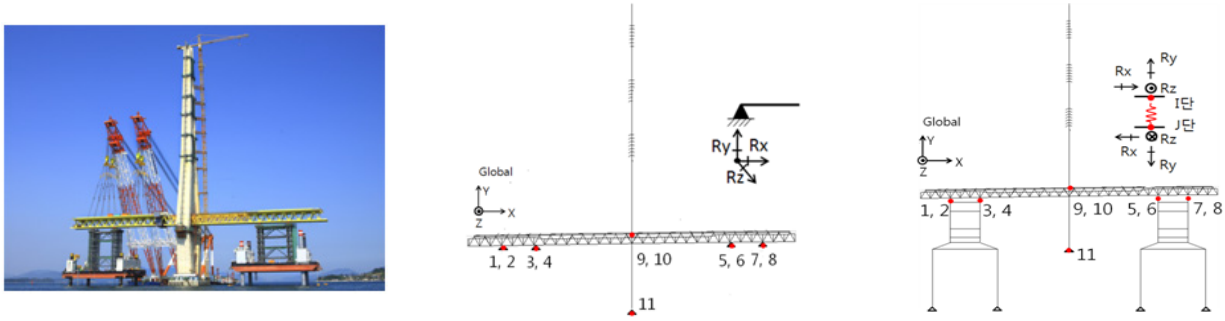
그림 2 대상 교량의 거더 단면(단위:mm)

2.1 검토 시공단계

임시벤트의 부재력이 가장 큰 두 시공단계를 검토하였다. 그림 3(a)는 주두부 첫 번째 대블럭이 시공된 상태로서 한쪽 세그먼트의 길이는 72m이다. 이 구조상태를 이하 Seg1으로 기술하였다.

그림 4(a)에 나타낸 시공단계는 두 번째 대블럭이 시공된 상태로서 한쪽 거더길이는 144m이며 1단계 번들 케이블은 이미 긴장된 상태이다. 이 구조상태는 이하 Seg2로 이름하였다.

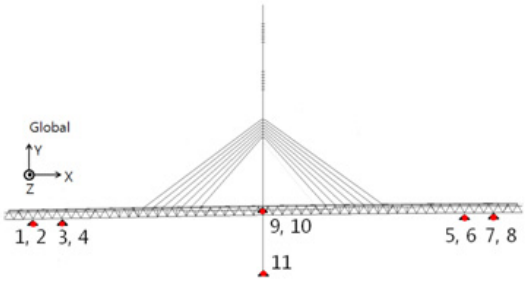
각 시공단계에 대하여 그림 3(b)와 그림 4(b)에 나타낸 해석 모델은 거더의 임시벤트 연결점을 해석모델 상에서 연직 및 횡변위 자유도를 구속하여 모델링한 것으로서 임시벤트를 무한강성의 절대 지지점으로 고려한 것이다. 이 해석 경우를 고정 지지점(Support)을 의미하여 각각 Seg1-S와 Seg2-S로 이름하였다. 반면, 그림 3(c)와 그림 4(c)에 나타낸 해석모델은 임시벤트와 잭업바지를 해석모델에 포함함으로써 가설시설물의 강성을 고려한 경우를 나타낸 것이다. 거더와 임시벤트의 연결은 연직, 교축 및 교직 세 직각방향 상대변위를 구속할 수 있도록 큰 스프링계수를 갖는 연결요소를 배치하였으며 상대 회전변위는 구속하지 않았다. 이 경우 거더와 임시벤트 사이의 부재력을 임시벤트에 작용하는 반력으로 간주할 수 있다. 이 해석 경우를 잭업바지(Barge)와 임시



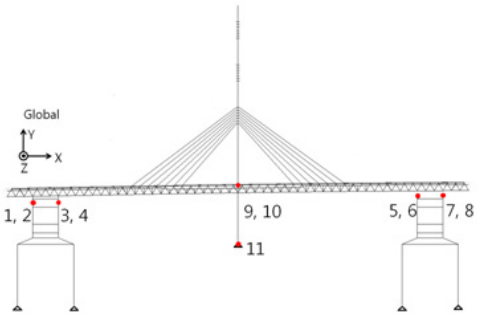
(a) 시공단계 사진 (b) 해석모델 Seg1-S (c) 해석모델 Seg1-B

그림 3 첫 번째 대블럭 시공 단계

(a) 시공단계 사진



(b) 해석모델 Seg2-S



(c) 해석모델 Seg2-B

그림 4 두 번째 대블럭 시공 단계

벤트(Bent)의 강성을 고려하였다는 의미로 각각 Seg1-B와 Seg2-B로 이름하였다. 각 그림의 반력점 또는 연결요소점의 번호는 Seg1-B와 Seg2-B의 11곳 반력 산정 위치를 표현하기 위한 것으로 홀수는 그림의 전면을, 짝수는 그림의 후면에 배치된 절점을 의미한다.

2.2 검토 풍속 산정

검토 풍속을 추정하는 가장 좋은 방법은 교량이 건설되는 현장에서 측정된 장기간의 풍속을 통계 처리하는 것이다. 그러나 교량 건설지역에 장기간의 풍관측이 이루어지는 경우는 흔치 않기때문에 인근 기상 관측점의 장기 데이터를 현장 조건으로 보정하여 사용한다. 그러나 보정 방법이 주관적일 수 밖에 없다. 만일 현장에서의 단기 관측자료를 확보하고 동시에 측정된 인근 기상 관측점의 자료와 상관성을 분석하는 Measure-Correlate-Predict(MCP)방법(Rogers 등, 2005)을 활용할 수 있다면 교량현장의 검토풍속 산정의 신뢰도를 높일 수 있다.

교량현장과 바로 연결되는 소록대교에는 내풍기술연구단에서 설치한 풍관측 장비가 가동되고 있다(Park 등, 2010). MCP 분석을 위하여 2009년 3월부터 2010년 1월까지 약 10개월간의 풍속자료 중 데이터의 연속성이 확보된 매일 22:00~22:10분 사이의 소록대교 풍속계의 10분 평균풍속을 수집하여 이를 목표점 관측 풍속으로 사용하고, 인근 고흥기상관측소의 동 시간대 풍속을 기준점의 풍속으로 활용하면 식 (1)을 활용하여 기준점의 장기간 풍속을 관측점의 풍속으로 선형 변환할 수 있다.

$$V_{target} = \left(\frac{\sigma_V}{\sigma_U}\right) U_{ref} + \overline{V} - \left(\frac{\sigma_V}{\sigma_U}\right) \overline{U} \qquad (1)$$

여기서, $\overline{U}$는 기준점(고흥기상관측소)의 10개월 단기풍속의 평균값, $\overline{V}$는 목표점(소록대교)의 10개월 단기풍속의 평균값, U_{ref}는 기준점의 장기풍속이며, V_{target}은 그와 매칭되는 목표점의 추정 장기풍속이다. σ_U와 σ_V는 각각 기준점과 목표점 단기풍속의 표준편차이다.

MCP 분석 결과는 그림 5와 같으며, 산정된 변수는 $\overline{V}$=3.617m/s, $\overline{U}$=1.294m/s, σ_V=2.709m/s, σ_U=1.456

m/s이다. 그림 5에서 'linear'로 표시된 직선은 검토된 전 풍속자료를 동등한 가중치로 분석하였을 경우의 상관식을 의미한다. 반면 MCP 분석을 적용한 경우 10m/s~18m/s의 풍속에 의해 상관식이 많이 지배를 받고 있어 가능한 공학적으로 의미를 갖는 고풍속 대를 반영하고 있음을 확인할 수 있다.

식 (1)에 따라 장기간의 고흥기상관측소 관측자료를 소록대교 현장의 풍속으로 변환한 뒤 소록대교의 풍속을 대상교량의 풍속으로 변환하는 과정은 동일한 지표조도구분 I로 간주하고 고도 변환만을 적용하였다. 여기서 지표조도구분은 지표면의 거친 정도를 의미하며, 대상교량에 적용한 지표조도구분 I은 해상이나 해안지역으로 지표면의 거친 정도가 작은 곳을 의미한다.

소록대교의 풍속계 높이는 해수면 37m이며, 대상교량의 거더 높이는 45m이므로 식 (2)와 같이 풍속을 보정하였다.

$$V_2 = \left(\frac{z_G}{z_1}\right)^{\alpha 1}\left(\frac{z_2}{z_{G2}}\right)^{\alpha 2} V_1 = \left(\frac{500}{37}\right)^{0.12}\left(\frac{45}{500}\right)^{0.12} V_1 \qquad (2)$$
$$= 1.024\, V_1$$

여기서, 첨자 1은 소록대교 풍속계 위치, 첨자 2는 대상교량 거더위치를 의미하며 z는 풍속 산정고도, z_G는 경고도 높이, α는 고도별 풍속 변화 양상을 정의하는 지수이다.

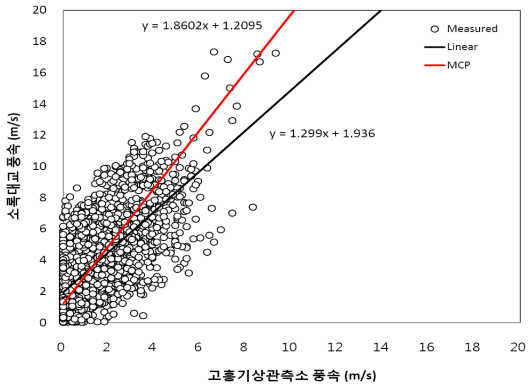


그림 5 기준점(고흥기상관측소 풍속계)과 목표점(소록대교 설치 풍속계)의 풍속 상관성 분석

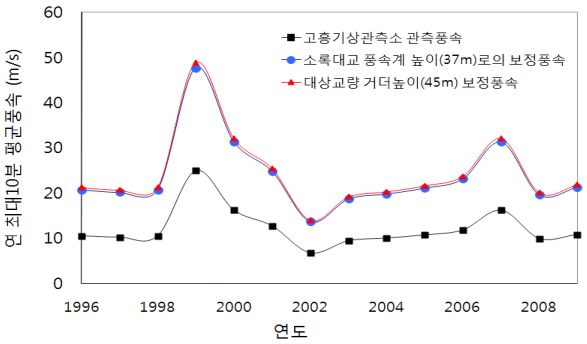


그림 6 MCP 상관식에 의한 풍속보정 결과

그림 6은 1996년부터 2009년까지의 기상관측소, 소록대교 그리고 대상교량 간의 연 최대 10분 평균풍속을 나타내고 있다. 이를 토대로 고흥기상관측소의 1996~2009년까지 14년의 연최대 풍속을 대상교량 현장의 풍속으로 변환한 후 Gumbel 극치분석(Simiu 등, 1996)를 통하여 공사기간 5년에 대한 비초과확률 80%에 해당하는 풍속을 산정한 결과 검토 풍속을 거더 높이에서 41.2m/s로 추정되었다.

3. 공기력계수 추정

가설 중 거더 단면에 대해 그림 7과 같이 축소율 1:40의 2차원 단면모형을 제작하였다. 1m×1.5m×5m의 시험구간을 갖는 소형풍동에서 버페팅해석에 사용될 정적 공기력계수와 플러터계수를 추출하였다.

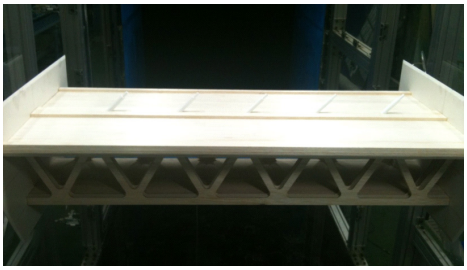


그림 7 2차원 단면모형

3.1 정적공기력 계수

풍동 풍속 10m/s에서 영각 -10°에서 +10°까지 2° 간격으로 삼분력을 측정하였다. 교폭(B) 15.6m로 무차원화한 삼분력계수를 그림 8에 나타내었다. 영각 0°의 공기력 계수는 C_D=0.3816, C_L=-0.1373, C_M=0.1368, $dC_D/d\alpha$=-0.9787, $dC_L/d\alpha$=2.9477, $dC_M/d\alpha$=0.2857로 평가되었다.

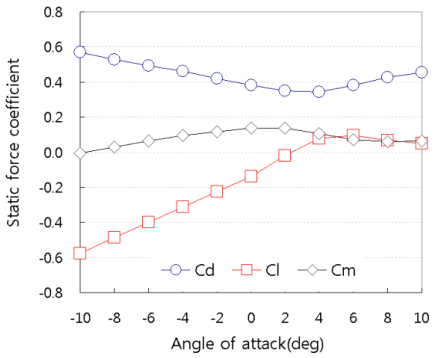


그림 8 삼분력 계수

3.2 플러터 계수

연직 대칭 1차모드와 비틂 1차모드의 고유진동수로 튜닝된 2자유도 단면에 대해 자유진동법을 이용하여 플러터계수를 추출하였다.

2자유도 운동을 하는 단면의 운동방정식은 다음과 같이 나타낼 수 있는데,

$$m\left(\ddot{z}+2\xi_z\omega_z\dot{z}+\omega_z^2 z\right)=L \tag{3}$$
$$I\left(\ddot{\theta}+2\xi_\theta\omega_\theta\dot{\theta}+\omega_\theta^2\theta\right)=M$$

여기서, m과 I는 각각 질량과 질량관성모멘트이며, ξ_z와 ξ_θ는 연직모드와 비틂모드의 구조감쇠이고 ω_z와 ω_θ는 모드의 고유진동수이다. 자유진동법을 이용한 2자유도 플러터계수 추출실험에서는 모형이 두 개의 모드로 동시에 진동하므로 L과 M으로 표시되는 공탄성력은 식 (4), (5)와 같이 각각 8개의 공탄성공기력계수로 이루어진 항의 선형합으로 표시된다.

$$L=\frac{1}{2}\rho U^2 B\begin{pmatrix} K_1H_1^*(K_1)\dfrac{\dot{z}_1}{U}+K_1H_2^*(K_1)\dfrac{B\dot{\theta}_1}{U} \\ +K_1^2H_3^*(K_1)\theta_1+K_1^2H_4^*(K_1)\dfrac{z_1}{B}\end{pmatrix} \tag{4}$$
$$+\frac{1}{2}\rho U^2 B\begin{pmatrix} K_2H_1^*(K_2)\dfrac{\dot{z}_2}{U}+K_2H_2^*(K_2)\dfrac{B\dot{\theta}_2}{U} \\ +K_2^2H_3^*(K_2)\theta_2+K_2^2H_4^*(K_2)\dfrac{z_2}{B}\end{pmatrix}$$

$$M=\frac{1}{2}\rho U^2 B^2\begin{pmatrix} K_1A_1^*(K_1)\dfrac{\dot{z}_1}{U}+K_1A_2^*(K_1)\dfrac{B\dot{\theta}_1}{U} \\ +K_1^2A_3^*(K_1)\theta_1+K_1^2A_4^*(K_1)\dfrac{z_1}{B}\end{pmatrix} \tag{5}$$
$$+\frac{1}{2}\rho U^2 B^2\begin{pmatrix} K_2A_1^*(K_2)\dfrac{\dot{z}_2}{U}+K_2A_2^*(K_2)\dfrac{B\dot{\theta}_2}{U} \\ +K_2^2A_3^*(K_2)\theta_2+K_2^2A_4^*(K_2)\dfrac{z_2}{B}\end{pmatrix}$$

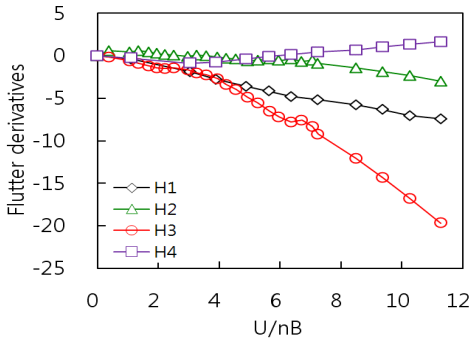
여기서, ρ는 공기밀도, B는 모형의 폭, 아래첨자 1,2는 각각 연직과 비틂이 주를 이루는 진동모드를 나타낸다. K는 무차원진동수로서 각각 $K_1=B\omega_1/U$, $K_2=B\omega_2/U$이다.

위의 식 (4), (5)에서는 전체 미지수의 개수가 16개이다. 반면, 실험을 통해 알 수 있는 시스템 정보는 모드별로 진동수, 댐핑, 위상차 및 진폭비로서 총 8개이므로 미지수의 개수가 방정식보다 많아 해를 얻을 수 없다. 따라서 Iwamoto 등(1995)가 제시한 가정을 도입하여 식 (6), (7)과 같이 미지수의 개수를 8개로 줄이면 실험에서 얻은 정보를 이용해 플러터계수를 결정할 수 있다.

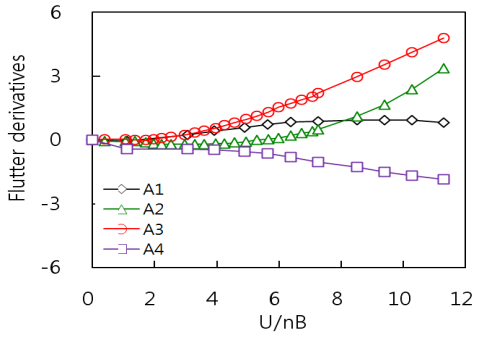
$$L=\frac{1}{2}\rho U^2 B\begin{pmatrix} K_1H_1^*(K_1)\dfrac{\dot{z}_1}{U}+K_2H_2^*(K_2)\dfrac{B\dot{\theta}_2}{U} \\ +K_2^2H_3^*(K_2)\theta_2+K_1^2H_4^*(K_1)\dfrac{z_1}{B}\end{pmatrix} \tag{6}$$

$$M=\frac{1}{2}\rho U^2 B^2\begin{pmatrix} K_1A_1^*(K_1)\dfrac{\dot{z}_1}{U}+K_2A_2^*(K_2)\dfrac{B\dot{\theta}_2}{U} \\ +K_2^2A_3^*(K_2)\theta_2+K_1^2A_4^*(K_1)\dfrac{z_1}{B}\end{pmatrix} \tag{7}$$

실험을 통해 얻은 진동데이터로부터 시스템 정보 추출에는 Prediction-Error Minimization method(PEM)방법(Ljung, 1999)을 적용하였으며 추출된 플러터 계수를 그림 9에 나타내었다.



(a) H*



(b) A*

그림 9 플러터 계수

4. 내풍안전성 평가

버페팅해석은 주파수영역 단일모드 해석법(Simiu 등, 1996)을 적용하되 거더 외에도 케이블과 주탑에 작용하는 버페팅력까지 고려하였다. 적용된 버페팅해석 이론은 다음과 같다.

변동풍속 스펙트럼을 통해 풍하중과 교량응답에 대한 스펙트럼을 계산하고 응답스펙트럼의 적분을 통하여 교량응답의 표준편차를 얻을 수 있다.

$$\sigma_x = \sqrt{\int_0^\infty S_x(n)dn} \tag{8}$$

여기서, $S_x(n)$는 변수 x에 대한 스펙트럼을 말하며 n은 주파수이다. 모드별 상관성을 무시할 수 있다는 가정 하에 스펙트럼 적분을 통해 얻은 각 모드별 응답표준편차의 제곱합의 제곱근(square-root-square-sum)으로 전체 교량응답을 평가하였으며 최대 응답은 모드별 표준편차에 피크펙터(peak factor)를 도입하여 평가하였다.

교량의 변위에 대한 스펙트럼은 다음과 같이 정리하여 나타낼 수 있다.

$$S(x,\omega) = \sum_r \phi_r^2(x)|H_r(\omega)|^2|J_r(\omega)|^2 S(\omega) \tag{9}$$

여기서, x는 공간좌표, ω는 각진동수, r는 모드번호, ϕ는 모드형상이다. $|H_r(\omega)|^2$는 모드별 주파수응답함수로 다음과 같이 주어지며,

$$|H_r(\omega)|^2 = [\frac{1}{\omega_r^2 m}]^2 [\frac{1}{\left(1-\left(\frac{\omega}{\omega_r}\right)^2 - \kappa_{ae_r}\right)^2 + \left(2\frac{\omega}{\omega_r}\left(\xi_r - \xi_{ae_r}\right)\right)^2}] \tag{10}$$

여기서, κ_{ae}와 ξ_{ae}는 각각 공탄성 강성과 감쇠를 나타내며 플러터계수로 표현된다. $|J_r(\omega)|^2$는 joint acceptance 함수로 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$|J_r(\omega)|^2 = \iint \phi_r(x_1)\phi_r(x_2)R_{x_1x_2}(x_1,x_2,\omega)dx_1dx_2 \tag{11}$$

여기서, $R_{x_1x_2}(x_1,x_2,\omega)$는 떨어진 두 점에서의 바람에 대한 공간상관 계수를 나타낸다. $S(\omega)$는 풍하중에 대한 스펙트럼으로 변동풍속 스펙트럼과 정적 공기력계수로 나타내어 진다.

가설 중 사장교는 교축 직각방향에 대해 경사각을 갖는 바람에 대해 응답이 더 커질 수 있다. 경사풍의 효과를 고려하기 위하여 교축 직각방향 외에도 교축 방향의 바람을 고려하였다. 즉, 교량좌표축을 기준으로 4방향으로 바람을 재하하였다. 거더의 교축 방향 항력은 교축 직각방향 항력의 25%를 재하 하였으며 양력과 모멘트는 고려하지 않았다. 바람에 의한 부재력은 시공단계에 따른 고정하중 효과, 평균풍속에 의한 정적 공기력 효과, 버페팅 효과를 중첩하여 산정하였다. 교축직각방향(±Z)과 교축방향(±X)으로 각 방향 별 풍하중 부재력을 산정한 후 주방향 100%+직각방향30%로 조합하여 최종 부재력을 산정하였다.

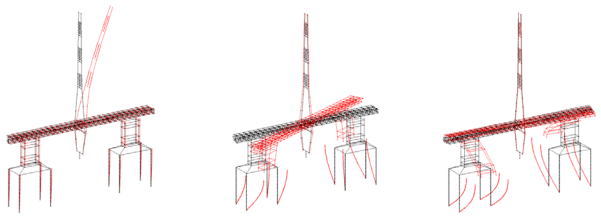
4.1 고유치해석

검토 구조계에 대한 주요 고유진동수를 표 1에 수록하였다. 표 1에서 알 수 있듯이 임시벤트를 모델링에 포함하는 경우, 벤트의 횡방향 강성이 상대적으로 작아 수평 모드의 진동수가 많이 낮아짐을 알 수 있다. 벤트의 축방향 강성고려는 연직 모드의 고유진동수에 큰 차이를 유발하지 않으나 두 번째 대블럭이 시공된 상태에서는 약간의 고유진동수 변화를 유발하고 있다.

임시벤트가 포함된 구조계의 고유진동형상을 그림 10와 11에 나타내었다.

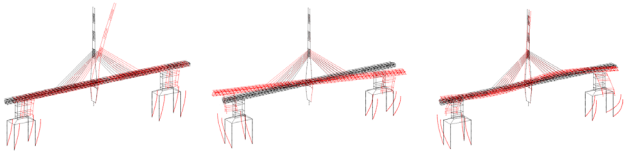
표 1 검토 구조계 별 주요 고유진동수(Hz)

구 분	Seg1		Seg2	
	Seg1-S	Seg1-B	Seg2-S	Seg2-B
연직 1차 모드	0.271	0.272	0.249	0.260
수평 1차 모드	0.638	0.400	0.619	0.217
비틂 1차 모드	1.467	1.464	1.356	1.327



(a) 연직1차모드 (0.272Hz) (b) 수평 1차모드 (0.400Hz) (c) 비틂1차모드 (1.464Hz)

그림 10 구조계 Seg1-B의 고유진동형상



(a) 연직1차모드 (0.260Hz) (b) 수평 1차모드 (0.217Hz) (c) 비틂1차모드 (1.327Hz)

그림 11 구조계 Seg2-B의 고유진동형상

4.2 버페팅해석 조건

버페팅해석에 사용된 변동풍속 스펙트럼은 식 (12)와 같다(Simiu 등, 1996).

$$S_u(z,n) = \frac{200zu_*^2}{U(z)(1+50\frac{nz}{U(z)})^{5/3}} \tag{12a}$$

표 2 상관도 감소계수

구 분	기류수평 방향이격	기류연직 방향이격	기류 방향이격
기류방향 변동풍속(u)	$C_{ux}=8$	$C_{uy}=8$	$C_{uz}=2$
기류연직방향 변동풍속(w)	$C_{wx}=8$	$C_{wy}=4$	$C_{wz}=4$

$$S_w(z,n)=\frac{3.36zu_*^2}{U(z)(1+10(\frac{nz}{U(z)})^{5/3})} \tag{12b}$$

여기서, S_u, S_w는 각각 기류방향, 기류연직방향 스펙트럼, z는 거더 높이, n은 진동수, u_*는 전단속도(=0.4U/ln(z/z_0)), z_0는 조도길이, $U(z)$는 고도 z에서의 평균풍속을 나타낸다.

교량의 모드별 감쇠비로는 케이블강교량설계지침(대한토목학회, 2006)의 제안 값인 한계감쇠 대비 0.6%를 일괄 적용하였다. 이격된 두 점 사이의 변동풍속의 상관관계를 고려하기 위한 상관도 감소계수는 표 2의 값을 적용하였다.

난류강도는 케이블강교량설계지침을 따라 지표조도구분 I에 대하여 $I_u=11.7\%$, $I_w=7.34\%$로 산정 고려하였다. 각각의 값은 기류방향과 연직방향 변동풍속의 난류강도를 의미한다.

4.3 해석 모델링에 따른 임시벤트 상단 반력 비교

설계 풍하중이 작용할 때의 가설벤트의 부재력 산정을 위한 모델링은 다양할 수 있다. 가설벤트 지지점을 고정 지점으로 하여 버페팅해석을 수행하고 반력을 산정한 뒤, 이 반력을 정적으로 재하하여 가설벤트의 부재력을 산정하는 것을 생각해 볼 수 있다. 그러나 엄밀한 부재력 산정법은 가설벤트와 잭업바지를 교량 모델에 포함하여 모델링하고 버페팅해석을 수행하여 가설벤트 부재 개별 부재력을 직접 산정하여야 한다. 이 두 방법에 의한 부재력을 직접 비교하는 것도 가능하나 또 다른 비교 방법의 하나로서 각 해석법으로 인해 발생하는 가설벤트 상단의 부재력을 비교해 보는 것도 생각해 볼 수 있다. 즉, 가설벤트 지지점을 고정지점으로 하여 계산된 반력(그림 3과 4의 Seg1-S와 Seg2-S)과 가설벤트와 잭업바지를 함께 모델링에 반영하여 거더와 가설벤트 상단 연결부재의 부재력을 각각 산정(그림 3과 4의 Seg1-B와 Seg2-B)하여 두 해석법의 차이를 비교하는 하나의 지표로 고려하였다.

표3~6에는 Seg1과 Seg2 가설단계에 대한 가설벤트 상단 연직반력과 교축직각방향 수평반력 계산 결과를 나타내었다.

Seg1의 연직반력은 표 3에 정리되어 있다. 임시벤트를 모델링에 반영하여 상호작용을 고려한 경우의 연직반력은 이를 고정지점으로 간주하여 계산한 반력에 비하여 약 56%~64% 수준으로 줄어 들었다. 즉 감소율은 36~44%로 파악되었다. 교축직각방향 수평반력은 표 4에 정리되어 있다. 임시벤트를 모델링에 반영하여 상호작용을 고려한 경우의 수평반력이 고정지점으로 간주한 경우에 비하여 절반 이하의 수준으로 줄어 들었으며, 특히 주탑방향으로 내측에 위치한 지점은 근접한 외측 지점에 비하여 비교할 수 없을 정도로 줄어 들었다. 수평반력은 대부분 주탑이 지지하는 것을 지점 9~11까지의 결과로부터 알 수 있다. 따라서 임시벤트의 1차적 지지역할은 거더로부터 전달되는 연직력 지지라고 볼 수 있으며, 이를 잘 설명할 수 있는 변수는 연직반력이라고 판단된다. 결과적으로 임시벤트의 강성을 고려하여 버페팅해석을 수행한 경우 약 1/3정도 저감된 임시벤트 설계 부재력을 얻을 수 있을 것으로 기대할 수 있다.

표 3 Seg1에 대한 연직 반력(kN)

지점 번호	교축직각방향 풍하중(±Z)		교축방향 풍하중(±X)		조합 풍하중		
	평균풍하중(1)	버페팅(2)	평균 풍하중(3)	버페팅(4)	±1.0Z±0.3X(5)	±0.3Z±1.0X(6)	Max((5),(6))
	Seg1-B/Seg1-S	Seg1-B/Seg1-S	Seg1-B /Seg1-S	Seg1-B /Seg1-S	Seg1-B/Seg1-S	Seg1-B/Seg1-S	Seg1-B/Seg1-S
1	174/306(0.57)*	49/86(0.57)	0/0	18/45(0.39)	228/406(0.56)	84/163(0.52)	228/406(0.56)
2	174/306(0.57)	49/86(0.57)	0/0	18/45(0.39)	228/406(0.56)	84/163(0.52)	228/406(0.56)
3	189/387(0.49)	162/189(0.85)	4/4	149/152(0.98)	397/623(0.64)	259/329(0.79)	397/623(0.64)
4	189/387(0.49)	162/190(0.85)	4/4	149/152(0.98)	397/623(0.64)	259/329(0.79)	397/623(0.64)
5	193/418(0.46)	164/198(0.83)	5/5	150/154(0.97)	403/664(0.61)	261/343(0.76)	403/664(0.61)
6	193/418(0.46)	164/198(0.83)	5/5	150/154(0.97)	403/664(0.61)	261/343(0.76)	403/664(0.61)
7	164/270(0.61)	50/79(0.63)	0/0	17/45(0.37)	219/363(0.6)	81/150(0.54)	219/363(0.6)
8	164/270(0.61)	50/79(0.63)	0/0	17/45(0.37)	219/363(0.6)	81/150(0.54)	219/363(0.6)
9	775/129(5.98)	431/337(1.28)	1/1	243/223(1.09)	1278/535(2.39)	606/364(1.67)	1278/535(2.39)
10	775/129(5.98)	431/337(1.28)	1/1	243/223(1.09)	1278/535(2.39)	606/364(1.67)	1278/535(2.39)
11	137/124(1.11)	629/667(0.94)	2/3	595/632(0.94)	946/981(0.96)	828/871(0.95)	946/981(0.96)

( )*는 Seg1-B/Seg1-S의 비율을 계산한 것임.

표 4 Seg1에 대한 교축직각방향 수평 반력(kN)

지점번호	교축직각방향 풍하중(±Z)		교축방향 풍하중(±X)		조합 풍하중		
	평균풍하중(1)	버페팅(2)	평균풍하중(3)	버페팅(4)	±1.0Z±0.3X(5)	±0.3Z±1.0X(6)	Max((5),(6))
	Seg1-B/Seg1-S	Seg1-B/Seg1-S	Seg1-B/Seg1-S	Seg1-B/Seg1-S	Seg1-B/Seg1-S	Seg1-B/Seg1-S	Seg1-B/Seg1-S
1	9/89(0.10)*	54/124(0.44)	-	3/9(0.33)	64/217(0.29)	22/74(0.29)	64/217(0.29)
2	9/89(0.10)	54/124(0.44)	-	3/9(0.33)	64/217(0.29)	22/74(0.29)	64/217(0.29)
3	4/527(0.01)	29/305(0.1)	-	2/18(0.11)	33/838(0.04)	12/267(0.04)	33/838(0.04)
4	4/527(0.01)	29/305(0.1)	-	2/18(0.11)	33/838(0.04)	12/267(0.04)	33/838(0.04)
5	2/477(0.00)	29/280(0.11)	-	2/16(0.13)	32/760(0.04)	12/242(0.05)	32/760(0.04)
6	2/477(0.00)	29/280(0.11)	-	2/16(0.13)	32/760(0.04)	12/242(0.05)	32/760(0.04)
7	12/51(0.23)	55/105(0.52)	-	3/9(0.33)	68/159(0.43)	24/56(0.42)	68/159(0.43)
8	12/51(0.23)	55/105(0.52)	-	3/9(0.33)	68/159(0.43)	24/56(0.42)	68/159(0.43)
9	585/412(1.42)	380/324(1.17)	-	101/94(1.07)	995/764(1.30)	390/316(1.24)	995/764(1.30)
10	585/412(1.42)	380/324(1.17)	-	101/94(1.07)	995/764(1.30)	390/316(1.24)	995/764(1.30)
11	4,275/2,603(1.64)	2,262/1,433(1.58)	-	12/13(0.92)	6,540/4,039(1.62)	1,973/1,223(1.61)	6,540/4,039(1.62)

( )*는 Seg1-B/Seg1-S의 비율을 계산한 것임.

표 5 Seg2에 대한 연직 반력(kN)

지점번호	교축직각방향 풍하중(±Z)		교축방향 풍하중(±X)		조합 풍하중		
	평균풍하중(1)	버페팅(2)	평균풍하중(3)	버페팅(4)	±1.0Z±0.3X(5)	±0.3Z±1.0X(6)	Max((5),(6))
	Seg1-B/Seg1-S	Seg1-B/Seg1-S	Seg1-B/Seg1-S	Seg1-B/Seg1-S	Seg1-B/Seg1-S	Seg1-B/Seg1-S	Seg1-B/Seg1-S
1	211/287(0.73)*	262/296(0.88)	31/23(1.39)	216/298(0.72)	547/680(0.81)	389/496(0.78)	547/680(0.81)
2	211/287(0.73)	263/296(0.89)	31/23(1.39)	216/297(0.73)	547/679(0.81)	389/495(0.79)	547/679(0.81)
3	290/550(0.53)	478/553(0.86)	77/44(1.76)	467/553(0.84)	932/1,281(0.73)	775/928(0.84)	932/1,281(0.73)
4	291/550(0.53)	478/554(0.86)	77/44(1.76)	467/554(0.84)	932/1,285(0.73)	775/930(0.83)	932/1,285(0.73)
5	287/566(0.51)	473/525(0.9)	78/46(1.7)	458/522(0.88)	921/1,261(0.73)	765/895(0.86)	921/1,261(0.73)
6	288/567(0.51)	473/525(0.9)	78/46(1.7)	458/523(0.88)	922/1,264(0.73)	765/897(0.85)	922/1,264(0.73)
7	197/258(0.76)	267/277(0.96)	33/24(1.42)	214/279(0.77)	538/625(0.86)	386/462(0.83)	538/625(0.86)
8	196/258(0.76)	268/276(0.97)	33/24(1.42)	214/279(0.77)	538/624(0.86)	386/461(0.84)	538/624(0.86)
9	439/536(0.82)	463/409(1.13)	3/4(0.75)	356/327(1.09)	1,008/1,043(0.97)	629/614(1.02)	1,008/1,043(0.97)
10	435/535(0.81)	457/402(1.14)	3/4(0.75)	348/320(1.09)	997/1,034(0.96)	618/605(1.02)	997/1,034(0.96)
11	346/330(1.05)	1,168/1,041(1.12)	0/3(0)	1,157/1,020(1.13)	1,862/1,678(1.11)	1,612/1,434(1.12)	1,862/1,678(1.11)

( )*는 Seg2-B/Seg2-S의 비율을 계산한 것임.

Seg2의 연직반력은 표 5에 정리되어 있다. 임시벤트를 모델링에 반영하여 상호작용을 고려한 경우의 연직반력은 이를 고정지점으로 간주하여 계산한 반력에 비하여 약 73%~86% 수준으로 분석되었다. 즉 감소율은 14~27%이다. 교축직각방향 수평반력은 표 6에 정리되어 있다. 임시벤트를 모델링에 반영하여 상호작용을 고려한 경우의 수평반력이 고정지점으로 간주한 경우에 비하여 줄어든 경우도 있고 늘어난 경우도 있었다. 주탑방향으로 내측에 위치한 지점은 약 1/4 수준으로 줄어든 반면 외측지점은 오히려 1/4정도 늘어났다. 그러나 이 경우도 수평반력은 대부분 주탑이 부담하는 것을 지점 9~11까지의 결과로부터 알 수 있어 연직반력의 비교가 의미가 있을 것으로 판단된다. 결과적으로 임시벤트의 강성을 고려하여 버페팅해석을 수행한 경우 약 1/6~1/4정도 저감된 임시벤트 설계 부재력을 얻을 수 있을 것으로 기대된다.

표 7에는 고정하중 효과까지 반영한 최종 반력을 나타내었다. 한 기의 임시벤트에 대하여 4개의 지점부 반력을 합산하여 수록하였다. 이 표에서 나타낸 바와 같이 고정하중과 풍하중을 모두 조합한 결과 임시벤트의 강성을 고려한 반력은 고정지점으로 처리한 경우에 비해 연직반력에 대해서는 89~94%수준, 수평반력에 대해서는 48~55%수준으로 그 값이 저하됨을 알 수 있다. Seg1 구조계에 대한 저감율이 Seg2 구조계에 대한 저감율에 비해 높게 나타났다. 고정하중이 차지하는 비중이 높아 최종 저감율은 낮아졌지만 약 10%정도 적은 부재력으로 설계를 진행할 수 있을 것으로 분석되었다. 이는 연직반력에 대한 것이며 수평반력은 그 보다 더 큰 폭의 저감을 기대할 수 있다.

표 6 Seg2에 대한 교축직각방향 수평 반력(kN)

지점 번호	교축직각방향 풍하중(±Z)		교축방향 풍하중(±X)		조합 풍하중		
	평균풍하중(1)	버페팅(2)	평균 풍하중(3)	버페팅(4)	±1.0Z±0.3X(5)	±0.3Z±1.0X(6)	Max((5),(6))
	Seg1-B/Seg1-S	Seg1-B/Seg1-S	Seg1-B /Seg1-S	Seg1-B /Seg1-S	Seg1-B/Seg1-S	Seg1-B/Seg1-S	Seg1-B/Seg1-S
1	48/96(0.5)	215/112(1.92)	-	1/4(0.25)	264/208(1.27)	79/66(1.21)	264/208(1.27)
2	48/94(0.51)	215/112(1.92)	-	1/3(0.33)	263/207(1.27)	79/65(1.23)	263/207(1.27)
3	24/400(0.06)	118/241(0.49)	-	1/9(0.11)	141/644(0.22)	43/201(0.21)	141/644(0.22)
4	24/402(0.06)	118/241(0.49)	-	1/7(0.14)	141/643(0.22)	43/199(0.22)	141/643(0.22)
5	26/368(0.07)	126/216(0.58)	-	1/7(0.14)	152/586(0.26)	46/182(0.25)	152/586(0.26)
6	26/370(0.07)	126/216(0.58)	-	1/6(0.17)	151/586(0.26)	46/181(0.25)	151/586(0.26)
7	51/63(0.81)	201/91(2.20)	-	1/2(0.5)	252/155(1.63)	77/49(1.56)	252/155(1.63)
8	51/62(0.83)	201/91(2.20)	-	1/2(0.5)	251/154(1.63)	77/48(1.59)	251/154(1.63)
9	807/341(2.36)	591/239(2.47)	-	10/13(0.77)	1,401/1,168(1.2)	429/374(1.15)	1,401/1,168(1.2)
10	807/341(2.36)	591/239(2.47)	-	10/13(0.77)	1,401/1,168(1.2)	429/374(1.15)	1,401/1,168(1.2)
11	4,885/3,953(1.24)	2,008/1,552(1.29)	-	12/12(1)	6,896/5,508(1.25)	2,080/1,663(1.25)	6,896/5,508(1.25)

( )*는 Seg2-B/Seg2-S의 비율을 계산한 것임.

표 7 검토 구조계별 최종 반력(kN)

구 분		Seg1			Seg2		
		고정하중	풍하중	고정하중+풍하중	고정하중	풍하중	고정하중+풍하중
		Seg1-B /Seg1-S	Seg1-B /Seg1-S	Seg1-B /Seg1-S	Seg1-B /Seg1-S	Seg1-B /Seg1-S	Seg1-B /Seg1-S
연직반력	좌측 임시벤트 합	15,442/16,651	1,250/2,058	16,692/18,709(0.89)	12,300/12,426	2,959/3,925	15,258/16,351(0.93)
	우측 임시벤트 합	15,219/16,432	1,244/2,054	16,463/18,486(0.89)	12,350/12,500	2,918/3,773	15,268/16,273(0.94)
교축직각방향 수평반력	좌측 임시벤트 합	-	194/2,109	195/2,107(0.09)	-	809/1,701	810/1,701(0.48)
	우측 임시벤트 합	-	200/1,838	206/1,838(0.11)	-	806/1,480	812/1,480(0.55)

5. 결 론

복층구조 번들형 사장교의 대블럭 가설을 위해 잭업바지와 임시벤트를 적용한 교량에 대하여 버페팅해석을 통한 가시설의 설계력을 산정하였다. 버페팅해석에 앞서 MCP 분석을 통하여 기상관측소의 장기자료를 현장으로 옮겨 극치분포를 이용한 가설 중 검토 풍속을 산정하였다. 주두부 가설 후 72m의 세그먼트가 한 개 및 두 개 가설되었을 때 상부 트러스의 임시벤트 지점부를 무한 강성의 지점조건으로 고려한 경우와 임시벤트 및 잭업바지의 강성을 반영한 모델에 대하여 각각 상부구조에서 전달되는 임시벤트 상단력을 비교하였다. 이를 통하여 실제 상황과 같이 임시벤트 및 잭업바지를 해석모델에 포함하여 강성을 반영하는 해석을 수행하는 경우 10%정도 저감된 부재력으로 임시벤트를 설계할 수 있음을 확인하였다. 수평반력은 이 보다 더 큰 저감률을 기대할 수 있었는데, 이는 실제 구조계에서 대부분의 수평력을 주탑이 지지하게 되기 때문인 것으로 파악하였다. 따라서 버페팅해석은 이 연구에서 보인 바와 같이 가설 중 임시벤트로 상부구조를 지지하는 경우의 경제적 설계에 활용될 수 있음을 보였다.

감사의 글

본 연구는 초장대교량 사업단 제1핵심과제를 통하여 지원된 국토해양부 건설기술 혁신사업(08기술혁신E01)의 기술지원으로 이루어진 것이며, 대상교량의 검토를 위해 협조해 주신 현대건설 관계자께 감사드립니다.

참 고 문 헌

대한토목학회 (2006) 케이블강교량설계지침.

Chen, X.Z., Matsumoto, M., Kareem, A. (2000) Time Domain Flutter and Buffeting Response Analysis of Bridges, *Journal of Engineering Mechanics, ASCE,* 126(1), pp.7~16.

Choi, S.W., Kim, H.K. (2008) Design of Aerodynamic Stabilizing Cables for a Cable-Stayed Bridge, *Wind and Structures*, 11(5), pp.391~411.

Davenport, A.G. (1962) Buffeting of a Suspension Bridge by Storm Winds, *Journal of Structural Division, ASCE,*, 88(ST3), pp.233~268.

Kim W.J., Cho K.S. (2005) The Design and

Construction of Geogeum Grand Bridge, *The third International Symposium and Steel Structures*, Seoul, Korea.

Ljung, L. (1999) System Identification: Theory for the User (2nd ed.), *Prentice-Hall PTR,* NEW Jersey p.609.

Iwamoto, M., Fujino, Y. (1995) Identification of Flutter Derivatives of Bridge Deck from Free Vibration Data, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics,* 54/55, pp.55~63.

Park, D.U., Kim, N.S., Kim, H.K. (2010) Damping Properties Identified from Wind-Induced Vibration Measurements of a Suspension Bridge, *The Fifth International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, Philadelphia,* USA.

Rogers, A.L., Rogers, J.W., Manwell, J.F. (2005) Comparison of the Performance of Four Measure-Correlate-Predict Algorithms, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics,* 93, pp.243~264.

Scanlan, R.H. (1978) The Action of Flexible Bridge under Wind, II: Buffeting Theory, *Journal of Sound and Vibration*, 60(2), pp.201~211.

Simiu, E., Scalnlan, R.H. (1996) Wind Effects on Structures Third Edition, *John Wiley & sons,* New York, p.688.

Xu, Y.L., Sun, D.K., Ko, J.M., Lin, J.H. (2000) Fully Coupled Buffeting Analysis of Tsing Ma Suspensin Bridge, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics,* 85(1), pp.97~117.

● 논문접수일 2011년 10월 28일
● 논문심사일 2011년 11월 8일
● 게재확정일 2011년 11월 21일