

# 랜덤풍하중에 대한 사장교의 동력학적연구

## Dynamic Analysis of Cable-Stayed Bridge Subjected to Random Wind Forces

玄	昌	憲*
Hyun,	Chang	Hun
尹	楨	邦**
Yun,	Chung	Bang

### Abstract

The dynamic behavior of a cable-stayed bridge due to random wind forces is investigated. The effects of the steady wind, the self-excited and the buffeting forces are studied. The dynamic analysis of the structure is carried out by the frequency domain method utilizing the mode superposition. Example analysis are performed for Dolsan Bridge, which is under construction at Yeosu, Jeonnam. Aerodynamic stability of the bridge is investigated and the vertical motion of the girder as well as the tension variations of the cables is obtained.

### 要 旨

본 논문에서는 랜덤 풍하중에 대한 사장교의 동력학적 거동에 대하여 연구하였다. 풍하중은 정적 성분(steady wind force), self-excited force 및 buffeting force에 의한 영향을 고려하고 구조물의 거동해석은 자유진동모우드를 이용한 주파수 영역에서의 랜덤해석기법으로 수행하여, 공기역학적 요인에 기인하는 교량의 안정성을 검토하고 형의 수직거동 및 Cable의 장력변화에 대하여 연구하였다.

전라남도 여수에 건설 중인 돌산교를 예로 한 해석결과를 보면, 설계풍속 조건에서 동력학적 해석 결과가 정력학적 해석결과보다 약 2.5배 크게 나타나 동력학적 해석의 중요성을 알 수 있었고, 설계조건하에서 풍하중에 의한 거동이 차량하중 및 지진하중에 의한 결과보다 더 커서 풍하중에 대한 면밀한 해석이 필요함을 알 수 있었다.

### 1. 서 론

사장교(cable-stayed bridge)는 현수교와 같이桁(girder)이 cable에 의해 지지되는 교량이지만 그림 1에 보인 것처럼 여러 개의 cable을 탑과

형에 직접 연결하는 점이 다르다. 이 사장교는 교차의 부정정구조물일 뿐만 아니라 cable부재의 비선형성 때문에 구조해석이 어려워 구조물의 거동에 대한 이해가 부족했고, 따라서 안전도에 대한 신뢰성을 갖지 못했던 이유로 그다지 많이 이용되지 못했으나 컴퓨터를 이용한 구조해석방법의 발달과 사장교가 갖는 경제적, 구조적, 미관적 잇점들로 인해 근래에는 많이 건설되고 있

\*한국과학기술원 토목공학과 박사과정

\*\*정회원, 한국과학기술원 부교수, 토목공학과

다<sup>(1,2)</sup>.

사장교와 같이 경간의 길이가 재래식 교량에 비해 매우 긴 교량은, 처짐과 비틀림에 대한 강성이 약하므로, 설계시 풍하중, 차량하중 등 동적하중에 대한 구조물의 거동을 면밀히 검토하는 것이 요구된다. 사장교의 정력학적 해석은 많은 사람들에 의해 연구가 되어져 있으나<sup>(3,4,5)</sup> 동력학적인 해석은 그다지 많이 연구되지 못했으며<sup>(3,6,7)</sup>, 특히 풍하중에 대한 동력학적 해석의 예는 더욱 드물어, Scanlan<sup>(8)</sup>에 의해 연속체 구조물로 하여 모우드해석법으로 해석한 경우를 찾을 수 있는 정도이다.

본 논문에서는 현재 전라남도 여수에 건설 중인 돌산교를 대상으로 하여, 풍하중에 의한 공기역학적 안정성(aerodynamic stability)을 검토하고 설계풍속을 포함한 세 가지 풍속조건에 대하여 형의 동적거동과 cable 장력의 변화에 대

하여 연구하였으며, 아울러 그 결과를 지진하중과 차량하중에 의한 결과와 비교하였다.

## 2. 사장교의 구조모형

구조해석을 위한 돌산교의 모형화는 상자형 형(box girder), 탑 및 cable의 세 부분으로 나누어 수행하였다. 형과 탑은 단면의 변화에 따라 상용하는 단면계수를 가진 보(beam)들의 연결체로 단순화하였고, cable은 각 cable의 설계장력치를 기준으로 산정한 동가강성계수(equivalent stiffness)를 가진 선형 트러스부재와, 형의 양쪽에 부착된 두 cable로부터 유발되는 형의 비틀림에 대한 저항력을 나타내는 등가비틀림스프링으로 이상화하였다<sup>(9)</sup>. 돌산교의 전체 모형은 그림 1에 보였으며, 본 연구에서 사용한 구조모형의 구성요소를 표 1에 나타냈다.

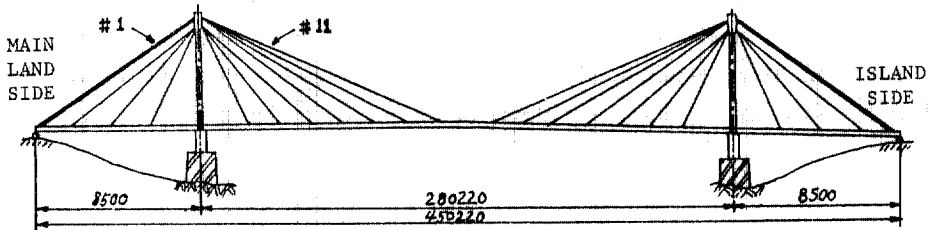


그림 1. 전체 구조모형

표 1. 돌산교의 구조모형요소

	Number	
Node	123	
Beam Element	78	Box Girder
	10	Tower
Truss Element	22	Stay Cable
Torsional Spring	22	Stay Cable

## 3. 풍하중에 의한 교량의 운동방정식

교량에 가해지는 풍하중은 정적 풍하중, vortex shedding, flutter, buffeting 등에 의한 하중을 들 수 있으나 돌산교처럼 耐風板(aerodynamic spoiler)이 부착되어 있는 경우에는 vortex shedding 효과가 아주 미약해지므로<sup>(1,10)</sup>, 본 연

구에서는 이에 의한 효과는 고려하지 않았다.

풍하중하에서의 형단면의 처짐( $h$ )과 비틀림( $\alpha$ )에 대한 운동방정식은 다음과 같이 나타낼 수 있다<sup>(8,11)</sup>. (그림 2)

$$m[\ddot{h} + 2\zeta_h \omega_h \dot{h} + \omega_h^2 h] = \frac{1}{2} \rho U^2 (2B) \left( KH_1^* \frac{\dot{h}}{U} + KH_2^* \frac{B\dot{\alpha}}{U} + K^2 H_3^* \alpha \right) + L_h(t) \quad (1)$$

$$I(\ddot{\alpha} + 2\zeta_\alpha \omega_\alpha \dot{\alpha} + \omega_\alpha^2 \alpha) = \frac{1}{2} \rho U^2 (2B^2) \left( KA_1^* \frac{\dot{h}}{U} + KA_2^* \frac{B\dot{\alpha}}{U} + K^2 A_3^* \alpha \right) + M_\alpha(t) \quad (2)$$

여기서,  $m, I$ =단위길이당 형의 질량 및 탄성축에 대한 질량관성모우먼트;  $\zeta_h, \zeta_\alpha$ =휨 및 비틀림에 대한 구조감쇠계수;  $\omega_h (=2\pi n_h), \omega_\alpha (=2\pi n_\alpha)$ =휨 및 비틀림에 대한 고유진동수;  $\rho$ =공기의 밀도;  $U$ =다리 높이에서의 수평방향 평균풍속;  $B$

=다리의 폭;  $K$ =수정진동수(reduced frequency)  $=B\omega/U$  ( $\omega=\omega_h$  및  $\omega_a$ );  $H_i^*$ ,  $A_i^*$ =다리 단면의 공기역학적 영향을 나타내는 계수로서  $K$ 의 함수이며 보통 균일유동하에서 풍동실험에서 구해지는 값이다.

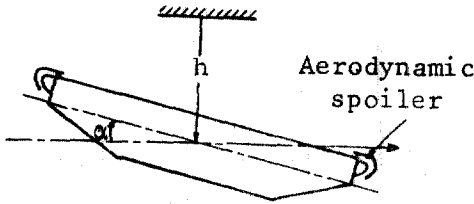


그림 2 桁단면의 자유도

식 (1)과 (2)에서 우변의 첫째 항은 flutter 에 관한 항으로써 구조물의 거동에 관련되므로 self-excited force 라고 하며, 둘째 항인  $L_h(t)$ ,  $M_a(t)$  는 각각 buffeting wind force 에 의한 형의 단위길이당 양력 및 모우먼트로서 아래와 같이 나타낼 수 있다<sup>(8,12)</sup>.

$$L_h(t) = -\frac{1}{2} \rho U^2 B \left[ C_L(\alpha_0) \left\{ 1 + \frac{2u(t)}{U} \right\} + \left[ \frac{dC_L}{d\alpha} \right]_{\alpha=\alpha_0} + \frac{A}{B} C_D(\alpha_0) \right] \frac{v(t)}{U} \quad (3)$$

$$M_a(t) = \frac{1}{2} \rho U^2 B^2 \left[ \left\{ C_M(\alpha_0) + C_D(\alpha_0) \frac{Ar}{B^2} \right\} \left\{ 1 + \frac{2u(t)}{U} \right\} + \frac{dC_M}{d\alpha} \right]_{\alpha=\alpha_0} \frac{v(t)}{U} \quad (4)$$

여기서,  $u(t)$ ,  $v(t)$ =수평 및 수직방향의 풍속변동(velocity fluctuation);  $C_D$ ,  $C_L$ ,  $C_M$ =균일유동에서의 항력, 양력, 모우먼트계수;  $dC_L/d\alpha$ ,  $dC_M/d\alpha=C_L$ ,  $C_M$ 의  $\alpha$ 에 대한 미분값;  $A$ =교량의 단위길이당 바람방향의 투영면적;  $r$ =질량중심과 회전축간의 거리이다.

#### 4. 풍속 및 풍속 스펙트럼

구조물에 가해지는 풍하중의 산정에 필요한 풍속의 기본자료는, 대상지점에서의 기본풍속(basic wind speed)으로 정의되는 연최대풍속( $U_f$ ; annual fastest-mile wind speed)과 한시간평균 풍속( $U_{10}$ ; hourly mean wind speed)이다<sup>(13,14)</sup>. 이로부터 임의의 높이에서의 풍속  $U(z)$ 는 대수법칙 또는 지수법칙을 통해 구할 수 있으며<sup>(10)</sup>, 본 논문에서는 아래와 같은 지수법칙을 사용하

였다.

$$U(z) = U_{10} \left( \frac{z}{10} \right)^{\alpha'} \quad (5)$$

여기서,  $z$ 는 지상에서의 높이이고,  $\alpha'$ 는 노풍도(exposure)에 따라 결정되는 값이다<sup>(15)</sup>. 랜덤해석을 위한 풍속의 스펙트럼은, 실측된 풍속자료의 통계학적 분석결과로부터 제안된 식들이 사용되고 있는데<sup>(10,16)</sup>, 여기서는 아래와 같은 식을 사용하였다.

#### (1) 수평풍속변동에 대한 스펙트럼

##### i) Auto-spectrum

$$S_{uu}(\omega) = \frac{4.0K'\phi'^2|\omega|}{\pi^2 \left\{ 1 + \left( \frac{\phi'\omega}{\pi U_{10}} \right)^2 \right\}^{4/3}} \quad (6)$$

여기서,  $\omega$ 는 풍속변동의 주파수(rad/s)이고,  $K'$ 는 표면마찰계수로 노풍도에 따라 다른 값을 가지며,  $\phi'$ 는 특성길이(600 m)이다.

##### ii) Cross-spectrum

$$S_{u_i u_j}(z, \omega) = S_{uu}(\omega) \exp \left\{ -\frac{16|y_i - y_j|}{U(z)} \left( \frac{\omega}{2\pi} \right) \right\} \quad (7)$$

여기서,  $y_i, y_j$ 는  $i, j$  두 지점의 수평위치이다.

#### (2) 수직풍속변동에 대한 스펙트럼

##### i) Auto-spectrum

$$S_{vv}(z, \omega) = \frac{3.36 \{z/U(z)\} \cdot u_*'^2}{1 + 10 \left\{ \frac{\omega z}{2\pi U(z)} \right\}^{5/3}} \left( \frac{1}{2\pi} \right) \quad (8)$$

여기서,  $u_*'^2 = K' U_{10}^2$ =전단속도(shear velocity)이다.

##### ii) Cross-spectrum

$$S_{v_i v_j}(z, \omega) = S_{vv}(z, \omega) \cdot \exp \left\{ -\frac{8|y_i - y_j|}{2\pi U(z)} \right\} \quad (9)$$

여기서,  $y_i, y_j$ 는  $i, j$  두 지점의 수평거리이다.

#### 5. 공기역학적 안정성

앞에서 기술한 바와 같이 사장교처럼 경간이 긴 교량은 처짐과 비틀림에 대한 강성이 약하므로, 풍하중의 self-excited force 에 의한 공기역학적 안정성을 검토할 필요가 있다. 이는 해석하려는 교량의 단면에 대한 풍동실험결과를 바탕으로 수행될 수 있으나, 본 연구에서는 돌산교

와 유사한 단면의 실험결과(그림 3)를 이용하여 검토하였다. 식(1)과 (2)에서 볼 수 있듯이 self-excited force 항은 구조물의 거동( $h, \alpha, \dot{h}, \dot{\alpha}$ )에 관련되어 있어서, 이 항들을 식의 좌변으로 이항할 때 이에 관련된 공기역학적 계수들( $H_1^*, A_1^*$ )이 양수이면 구조물의 감쇠 및 강성계수를 감소시키는 것과 같은 영향을 주므로, 최악의 경우 교량의 불안정을 초래할 수 있다. 이를 방지하기 위하여는 설계조건하에서 이 계수들이 음수이거나 작은 양수가 되도록 교량의 단면을 설계하여야 한다.

그림 3에 보인 바와 같이, 공기역학적 계수는 일반적으로 수진진동수의 함수로 주어지므로 교량의 자유진동수와 설계풍속을 고려하여 공기역학적 안정성을 검토하여야 한다. 돌산교에 대한 이의 자세한 검토결과는 제 7 절에 기술한다.

## 6. 형의 수직변위에 대한 랜덤해석

본 논문에서는, 교량의 비틀림운동은 공기역학적 안정성만을 제 5 절에서 기술한 방법으로 검토하였고, 수직운동에 대하여는 안정성 검토와 아울러 랜덤풍하중에 의한 동적거동과 이에 따른 cable 장력의 변화를 살펴 보았다.

식(1)을 고찰하면  $H_2^*, H_3^*$ 에 관련된 항은 아주 작은 영향만을 주므로<sup>(10,12)</sup>, 아래와 같이 수직운동( $h$ )에 대하여 독립된(uncoupled) 식을 얻을 수 있다.

$$m\left[\ddot{h} + 2\left(\zeta_h \omega_h - \frac{\rho B^2 \omega H_1^*}{2m}\right)\dot{h} + \omega_h^2 h\right] = L_h(t) \quad (10)$$

이제 식(10)과 (3)을 이용하면 형 전체에 대한 운동방정식은  $n$ -lumped mass system 으로 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$[\dot{m}] \{\dot{h}\} + [c'] - \rho B^2 \omega H_1^* [L] \{h\} + [k] \{h\} = \{L(t)\} \quad (11)$$

여기서,  $[\dot{m}]$ =질량행렬,  $[c']$ =구조감쇠행렬,  $[k]$ =강성행렬,  $[L]$ =각 요소의 길이,  $\{L(t)\}$ =각 요소에 작용되는 양력이다.

식(11)은 자유진동해석으로부터 얻은 자유진동모우드 $[\Phi]$ 와 이에 상응되는 일반좌표계  $\{q\}$ 를 사용하여 아래와 같이 좌표변환한 후

$$\{h\} = [\Phi] \{q\} \quad (12)$$

식의 양변에  $[\Phi]^T$ 를 곱하면 다음과 같은 일반좌표계의 식을 얻게 된다.

$$[\dot{M}] \{\dot{q}\} + [C] \{q\} + [K] \{q\} = [\Phi]^T \{L(t)\} = \{p(t)\} \quad (13)$$

여기서,  $[\dot{M}] = [\Phi]^T [\dot{m}] [\Phi]$ ,  $[C] = [\Phi]^T [c'] - \rho B^2 \omega H_1^* [L] [\Phi]$ ,  $[K] = [\Phi]^T [k] [\Phi]$ 이다.

식(13)을 Fourier 변환하면 식(14)가 된다.

$$[-\omega^2 [\dot{M}] + [K] + i\omega [C]] \{\bar{q}(\omega)\} = \{\bar{p}(\omega)\} \quad (14)$$

여기서,  $\{\bar{q}(\omega)\}$ 와  $\{\bar{p}(\omega)\}$ 는 각각  $\{q(t)\}$ 와  $\{p(t)\}$ 의 Fourier 변환형이며,  $i = \sqrt{-1}$ 이다.

식(14)로부터 일반좌표계에 대한 응답스펙트럼행렬  $[S_{qq}(\omega)]$ 을 아래와 같이 구할 수 있다.

$$[S_{qq}(\omega)] = [H(\omega)] [S_{pp}(\omega)] [\bar{H}(\omega)]^T \quad (15)$$

여기서,  $[H(\omega)] = [-\omega^2 [\dot{M}] + [K] + i\omega [C]]^{-1}$ 이며,  $[\bar{H}(\omega)]$ 는  $[H(\omega)]$ 의 공액복소수행렬이고  $[S_{pp}(\omega)]$ 는 식(13)의 우변, 즉 일반좌표계로 변환한 풍하중의 스펙트럼행렬로서 제 4 절에 서술한 풍속스펙트럼을 사용하여 구할 수 있다.

윗 식(12)와 (15)로부터 교량의 상하운동에 대한 응답스펙트럼행렬은 식(16)과 같이 구할 수 있으며,

$$[S_{hh}(\omega)] = [\Phi] [S_{qq}(\omega)] [\Phi]^T \quad (16)$$

이로부터 cable 장력  $\tau$ 의 변화량에 대한 스펙트럼행렬  $S_{\tau\tau}(\omega)$ 는 아래와 같이 구해진다.

$$[S_{\tau\tau}(\omega)] = [D] [S_{hh}(\omega)] [D]^T \quad (17)$$

여기서,  $[D]$ 는 식(18)과 같이 cable 장력과 형의 상하운동과의 관계를 나타내는 영향행렬이며, 본 논문에서는 교량의 구조모형을 이용하여 정력학적 방법으로 구하였다.

$$\{\tau\} = [D] \{h\} \quad (18)$$

형의 상하운동 및 cable 장력변화량의 표준편차  $\sigma_h, \sigma_\tau$ 는 아래와 같이 구할 수 있으며,

$$\sigma_{h_j} = \sqrt{\int_0^\infty S_{h_j h_j}(\omega) d\omega} \quad (19. a)$$

$$\sigma_{\tau_j} = \sqrt{\int_0^\infty S_{\tau_j \tau_j}(\omega) d\omega} \quad (19. b)$$

이로부터 각각에 대한 최대기대치(expected maximum value)는 표준편차의 3배를 취하는 간단한 방법을 사용함으로써 얻을 수 있다<sup>(18)</sup>.

$$E[h_{\max}]_j = 3\sigma_{h_j} \quad (20. a)$$

$$E[\tau_{\max}]_j = 3\sigma_{\tau_j} \quad (20. b)$$

여기서,  $j$ 는 cable group번호를 나타낸다.

## 7. 결과 분석

일차적으로 자유진동해석을 통하여 돌산교의 자유진동수와 진동모우드를 구하였다. 그 결과 최초의 4개 진동모우드는 힘에 관한 것으로 진동수가 4.08, 6.35, 9.66, 12.04 rad/sec이며, 비틀림에 대한 기본진동수는 48.24 rad/sec로서

휨운동에 비해 매우 큼을 알 수 있다.

안정성을 검토하는데 있어서는, 일반적으로 영향이 미미한  $A_1^*$ ,  $H_2^*$ ,  $H_3^*$ 의 항은 고려하지 않았으며 나머지에 대해서만 검토하였다. 耐風板이 붙어있는 돌산교의 단면이 그림 3에 보인 여러 단면형태중 단면 1 또는 3의 경우와 유사하므로 이들 단면에 대한 실험치를 보면, 상하운동에 관련된  $H_1^*$ 의 값이 항상 음수값만을 가지

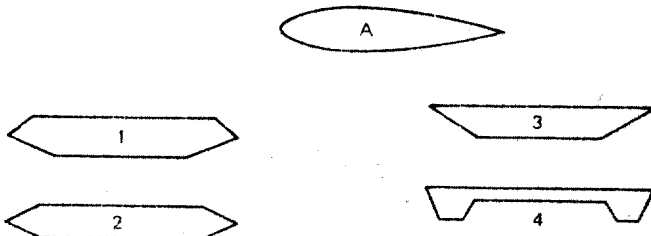
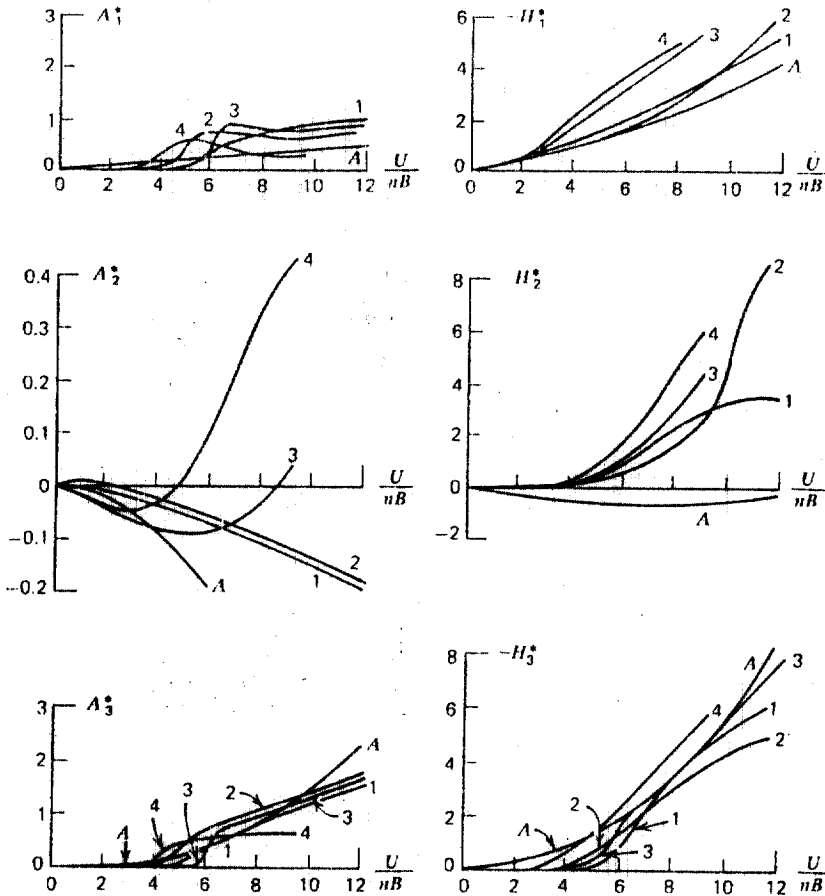


그림 3. 여러 형태의 상자형 桁단면에 대한 계수  $H_i^*$ 와  $A_i^*$ (문헌10)

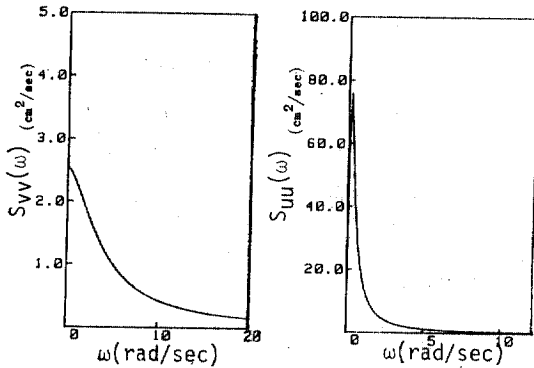
고 있어 형의 상하운동에 대한 감쇠현상을 증가시키는 역할을 하여 구조물은 안정하게 된다. 비틀림운동에 관련되는  $A_2^*$ 의 값은 단면 1의 경우 항상 음수이며, 단면 3일 때는  $U/nB$ 가 약 8.7 이하이면 항상 음수임을 나타내고 있다. 돌산교의 경우 풍속이 설계치보다 작으면, 비틀림운동에 대한  $U/nB$ 는 0.585 이하가 되므로  $A_2^*$ 에 의한 불안정의 가능성은 없음을 알 수 있다.  $A_3^*$ 도 또한  $U/nB$ 가 0.585 이하에서 0에 가까운 값을 나타내므로 불안정성에 그다지 영향을 주지 못한다. 이러한 위의 사실들로부터 설계풍속 이하의 조건에서는, 돌산교는 공기역학적으로 안정하다고 결론을 내릴 수 있다.

교량의 상하운동해석에 있어서 양력계수와 항력계수는 돌산교에 대해서 주어져 있는(양각  $\alpha_0$

=0 때)  $C_L=0.40$ 과  $C_D=0.83$ 을 각각 사용하였다.  $dC_L/d\alpha|_{\alpha=0}$ 의 값은 교량에 따라 대체로 2~9의 값을 갖는데<sup>(10)</sup>, 돌산교의 경우는 주어지지 않기 때문에 이와 비슷한 제원을 가진 사장교인 Sitka Harbor Bridge의 값인 5.7로 하였다<sup>(8)</sup>. 교량의 구조감쇠계수는 각 모드에 대하여 2.0%로 가정하였다.

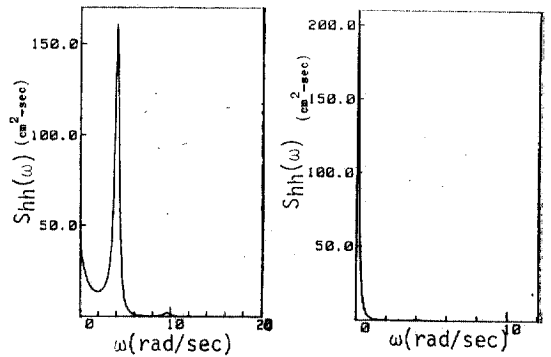
한시간평균풍속  $U_{10}$ 은, 돌산교의 설계풍속인 48 m/s와 이보다 낮은 속도인 36 m/s와 25 m/s로 택하여 구조물의 거동을 해석하였다. 각 풍속 조건에 대하여 평균풍속과 풍속변동성분의 영향을 검토하였고, 풍속변동의 영향중에서 수직성분과 수평성분의 효과를 비교검토하였다.

$U_{10}$ 이 48 m/s인 때의 풍속변동의 수직 및 수평성분에 대한 스펙트럼을 그림 4.a와 그림 4.b



(a) 수직성분(V(t)) (b) 수평성분(U(t))

그림 4. 각 풍속변동성분의 스펙트럼 ( $U_{10}=48$  m/s)



(a) 수직성분에 기인 (b) 수평성분에 기인

그림 5. 각 풍속성분에 기인하는 다리중앙에서의 수직변위 스펙트럼

에, 그리고 그 각각에 의한 교량의 중앙에서의 수직변위 스펙트럼을 그림 5.a와 그림 5.b에 보였다. 그림 5.a를 보면 교량의 수직변위 스펙트럼이 풍속변동 스펙트럼이 최대인 주파수에서 뿐만 아니라, 구조물의 기본고유진동수인 4 rad/s 부근에서도 높은 정점이 나타나고 있어서 교량의 동력학적 영향이 매우 중요함을 시사하고 있다. 그림 5.b는 풍속변동의 수평성분에 의한 수직변위 스펙트럼으로, 풍속 스펙트럼이 최대가 되는 주파수 부근에서만 높은 정점이 나타남을 보여준다. 이는, 풍속변동의 수평성분에 의한 구조물의 변위에 있어서는 공진현상에 의한 동력학적 영향이 크지 않음을 의미하고 있는 것이다.

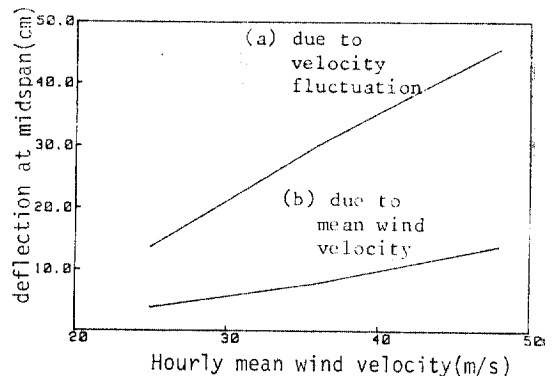


그림 6.  $U_{10}$  값의 변화에 대한 평균풍속과 풍속변동성분의 영향비교

그림 6에는 풍속변동에 의한 다리중앙에서의 형의 최대변위의 기대치와 평균풍속에 의한 다리중앙에서의 변위를 보였다. 이 그림을 보면  $U_{10}=48$  m/s인 경우 정적 변위가 약 14 cm, 동적 변위가 약 46 cm로 풍속변동에 의한 최대변위의 기대치가 평균풍속에 의한 변위량보다 3배 이상 크게 나타나고 있어서, 이 구조물에 대한 동력학적 해석의 중요성을 보여주고 있다.

그림 7은 풍속변동의 수평 및 수직성분이 독립적으로 작용할 때, 다리중앙에서의 수직변위의 비교를 보이고 있는데,  $U_{10}$ 이 커질수록 풍속변동의 수평성분에 의한 영향보다 수직성분의 영

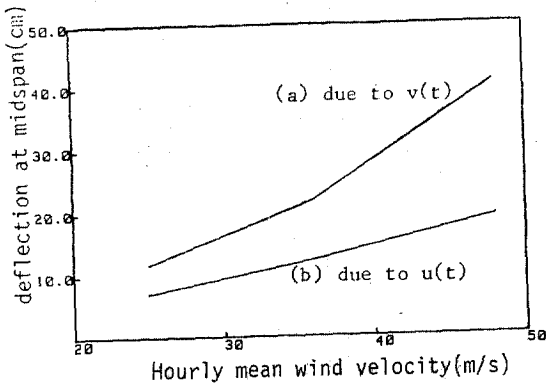


그림 7.  $U_{10}$  값의 변화에 대한 각 풍속변동성분의 영향비교

향이 점점 커짐을 나타내고 있다. 이 풍속변동의 수직성분에 관련된  $dC_L/d\alpha$  와  $C_D$ 의 영향을 비교해 보면,  $C_D$  항은 계수  $A/B$ (돌산교의 경우 0.232)가 곱해짐으로써 매우 작아져서  $dC_L/d\alpha$ 가 중요한 인자로 나타나기 때문에 풍동실험을 통한 이 계수의 정확한 추정과 아울러 설계시 이 계수의 값이 작아지도록 단면을 정하는 것이 매우 중요함을 알 수 있다.

표 2는 cable의 축응력의 변화를 보인 것으로서, 설계풍속( $U_{10}=48$  m/s)의 경우와 설계풍속의 반 정도( $U_{10}=25$  m/s)인 경우에서 그 응력이 최대로 설계응력의 약 52%와 16%가량 변하고 있어서, 피로현상이 민감하게 나타나는 cable 정착부(1)에 대해서 피로현상에 대한 검토가 필요하다고 판단된다.

마지막으로 지금까지의 결과를, 풍하중에 대한 정적 해석결과와 지진하중, 차량하중 등에 대한

표 2. Cable 축응력의 최대동적변화

Cable Group #	Design Stress (kgf/mm <sup>2</sup> )	$U_{10}=48$ (m/s)		$U_{10}=36$ (m/s)		$U_{10}=25$ (m/s)	
		kgf/mm <sup>2</sup>	%*	kgf/mm <sup>2</sup>	%*	kgf/mm <sup>2</sup>	%*
1	29.5	13.0	44.0	7.2	24.5	3.9	13.2
2	27.5	8.1	30.0	4.6	16.7	2.5	9.1
3	23.0	4.4	19.3	2.4	10.3	1.3	5.6
4	29.5	6.7	22.8	3.7	12.4	1.9	6.4
5	29.4	11.1	37.6	6.0	20.3	3.1	10.5
6	29.0	14.6	50.5	7.9	27.4	4.2	14.5
7	31.0	15.0	48.3	8.2	26.5	4.4	14.2
8	27.0	13.9	51.7	7.6	28.3	4.2	15.6
9	29.5	12.9	43.7	7.1	24.2	3.9	13.2
10	28.8	11.6	40.3	6.5	22.6	3.5	12.2
11	30.2	10.2	33.9	5.7	18.8	3.1	10.3

\*; 실제응력에 대한 %

표 3. 여러 하중에 대한 해석결과의 비교

	풍 하 중		지진하중 (**)	차량하중 (HS-20)
	동적해석 $U_{10}=48$ m/s	정적해석 $U_f=65$ m/s		
교량중앙에서의 수직변위 (cm)	59.50 (45.60)*	25.34	19.86	41.53
Cable 응력 (kgf/mm <sup>2</sup> )				
Cable #1	16.13 (13.00)*	6.63	6.38	11.83
Cable #11	13.15 (10.20)*	5.34	6.06	9.36

\*; 풍속변동만에 의한 최대동적변화

\*\*; El Centro 지진기록사용(최대가속도=0.2 g)

해석결과와 비교하였으며 그 결과를 표 3 표에 실었다. 풍하중에 대한 정적해석은, ANSI (American National Standard Institute) 규정인 기본풍속(basic wind speed)  $U_f$ 를 사용하여 수행하였다. 이 결과를 비교해 보면 동력학적 해석을 수행한 결과가 약 2.5배 가량 크게 나타나고 있기 때문에, 앞에서도 언급한 바와 같이, 동력학적 해석을 수행하여 풍하중을 고려하는 것이 필요함을 알 수 있다. 지진하중은 최대가속도를 0.2 g으로 조정된 El Centro 지진을 사용하여 동력학적 해석을 수행하였으며, 차량하중은 돌산교의 설계규정에 따라 AASHTO HS-20(DL-18)하중을 사용하였다. 표 3을 전체적으로 살펴 보면 세 가지 하중중에 풍하중에 의한 영향이 가장 크고 차량하중, 지진하중의 순으로

영향이 작아짐을 나타내어 풍하중에 대한 정확한 해석이 중요함을 알 수 있다.

## 8. 결 론

본 논문에서는 랜덤풍하중에 대한 사장교의 동력학적 거동에 관하여 연구하였으며, 돌산교를 대상으로 하여 수행한 해석결과로부터 다음과 같은 결론을 내렸다.

1) 돌산교의 자유진동해석결과와 이와 유사한 단면의 풍동실험결과들을 분석한 결과, 돌산교는 공기역학적 요인에 의한 불안정성은 없다.

2) 설계풍속하에서 풍하중에 의한 형의 수직변위는, 평균풍속에 의한 변위보다 풍속변동에 의한 변위가 약 3배 이상 크고, 동력학적 해석결과가 정력학적 해석결과보다 약 2.5배 크므로 풍하중에 대한 동력학적 고찰이 매우 중요하다.

3) 사장교의 수직변위는 풍속이 커질수록 풍속변동의 수직성분의 영향이 점점 커진다는 것과 이에 관련된 계수들중에서  $dC_L/da$ 가 중요한 인자로 작용함을 알았다. 그러므로, 풍동실험에 의한 이 계수의 정확한 추정과 아울러 설계시 이 계수의 값이 작아지도록 단면을 결정하려는 노력이 필요하다.

4) cable의 응력은 설계풍속의 반 정도인  $U_{10}=25\text{ m/s}$ 의 경우조차 최대로 설계 응력의 약 16%까지 변하고 있어서 피로현상에 민감한 cable 정착부에서의 피로현상에 대한 검토가 필요하다.

5) 설계풍속에서의 풍하중에 의한 거동은 AASHTO HS-20의 차량하중이나 최대가속도가 0.2g인 지진하중에 의한 결과보다 더 크게 나타남을 보이므로, 사장교의 설계시 풍하중에 대한 면밀한 해석이 중요하다.

### 감사의 말

본연구의 대상구조물인 돌산교의 기본자료와 함께 연구비를 지원해준 삼성중공업(주)에 사의를 표한다.

### 참 고 문 헌

1. W. Podolny and J.B. Scalzi, *Construction and Design of Cable-Stayed Bridges*, John Wiley &

Sons, 1976.

2. A. Feige, "The Evolution of German Cable-Stayed Bridges-An Overall Survey," *AISC Engineering Journal*. Jul. 1967, pp.113~122.
3. "Bibliography and Data on Cable-Stayed Bridges," by the Sub-committee on Cable-Stayed Bridges *ASCE*, Vol. 103, ST10, Oct. 1977,
4. B.E. Lazar, "Stiffness Analysis of Cable-Stayed Bridges," *ASCE Vol. 98*, No. ST7, Jul. 1972
5. M.C. Tang, "Analysis of Cable-Stayed Bridges," *ASCE*, Vol. 97, No. ST5, May 1971
6. A. Sabzevari and R.H. Scanlan, "Aerodynamic Instability of Suspension Bridges," *ASCE*, Vol. 94, No. EM2, Apr. 1968, pp.489~519.
7. N.F. Morris, "Dynamic Analysis of Cable-Stiffened Structures," *ASCE*, Vol. 100, No. ST5, May 1974, pp.971~981.
8. R.H. Scanlan and R.H. Gade, "Motion of Suspended Bridge Spans under Gusty Wind," *ASCE*, Vol. 103, No. ST9, Sep. 1977, pp.1867~1883.
9. 현창현, 사장교의 Cable 장력보정방법 및 풍하중에 대한 동력학적해석. 한국과학기술원, 석사학위논문, 1984.
10. E. Simiu and R.H. Scanlan, *Wind Effects on Structures*, John Wiley & Sons, New York, 1978.
11. R.H. Scanlan and J.J. Tomko, "Airfoil and Bridge Deck Flutter Derivatives," *ASCE*, Vol. 97, No. EM6, Dec. 1971, pp.1717~1737.
12. M. Shinozuka, H. Imai, Y. Enami and K. Takemura, "Identification of Aerodynamic Characteristics of a Suspension Bridge Based on Field Data," *IUTAM Symposium on Stochastic Problems in Dynamics*, Southampton, U.K., 1976
13. C.B. Yun, A.M. Abdelrahman and P.C. Wang, "Along-Wind Gust Effect on Elevated Structure," *Eng. Struc. Vol. 1*, Apr. 1979.
14. 마춘경, "건축물의 풍하중과 동적응답해석", 대한건축학회지, 제22권 87호, 1978, pp.46~56.
15. J. Vellozzi and E. Cohen, "Gust Response Factors," *ASCE*, Vol. 94, No. ST9, Jun. 1968,
16. A.G. Davenport, "The Application of Statistical Concepts to the Wind Loading of Structures, *Proceedings, Institution of Civil Engineers*, Vol. 19, 1961, pp.449~472.

(接受 : 1984. 9. 7)