

장대교 내풍설계를 위한 풍동실험

윤 태 양*

I. 개 요

최근 토목재료 및 시공기술의 발전과 더불어 컴퓨터를 이용한 해석기법의 개발, 경제규모의 확대, 주변환경과의 조화 및 미적감각의 끊임없는 추구는 구조물의 장대화, 연성화, 경량화, 다양화는 물론 구조감쇄율의 감소 등을 가져옴으로서 바람에 의한 동적거동의 영향이 증대되어 내풍안정성에 대한 검토의 중요성이 크게 부각되기 시작하였다. 이에 설계 완료 상태에 있는 서해대교 사장교의 내풍설계를 위하여 풍동시험을 수행하였다. 본 연구는 국내에서는 처음으로 풍동실험의 결과를 설계에 직접 적용한 예에 대한 것으로서, 실험에는 교형단면 실험, 주탑 모형실험, 전교 모형실험 및 시공단계 모형실험등에 포함되어 있으나 여기에서는 전교 모형실험의 전반적인 방법, 즉, 모형제작 방법, 교량건설 지점에서 기류형태에 대한 MODELING 방법, 실험방법, 난류상태에서의 실험결과 등을 소개하였다.

II. 서 론

바람의 작용에 의한 교량의 피해 역사는 (표 1)에 소개한 바와 같이 1818년 SCOTLAND의 DRYBURGH ABBEY교를 시작으로 1940년의 TACOMA교 붕괴사고까지 약 11개의 크고 작은 교량이 파괴되었고, 6개의 교량이 파괴되지는 않았으나 과대한 진동을 보여 보강작업을 수행하였

다(표 2). 특히, TACOMA교의 붕괴가 16m/s - 19m/s 정도의 그리 강하지 않은 풍속에서 발생됨으로서 당시 교량 기술자들을 놀라게 하였다. 왜냐하면 당시의내풍설계(정적 내풍설계) 기술로서는 교량이 충분히 견딜 수 있도록 설계되었기 때문이었다. 따라서, TACOMA교 붕괴사고는 바람에 의한 교량의 연구에 기폭제가 되었다.

표 1. 바람에 의한 교량 파괴 사례(6)

년도	교 량 명	국 명	주경간장(m)	비 고
1818	Dryburgh Abbey	스코트랜드	79	
1821	Union	영 국	137	
1834	Nassau	독 일	75	
1836	Brighton Chain Pier	영 국	78	
1838	Montrose	스코트랜드	132	
1839	Menai Straits	웨 일 즈	177	
1852	Roche-Bernard	프 랑 스	195	
1854	Wheeling	미 국	308	
1864	Niagara-Lewiston	미 국	317	
1889	Niagara-Clifton	미 국	384	
1940	Tacoma Narrows	미 국	900	

표 2. 바람에 의한 교량의 과대진동 사례(6)

년도	교 량 명	국 명	주경간장(m)	형 식
1937	Fykkesund	노르웨이	229	Rolled I-beam
1937	Golden Gate	미 국	1280	Truss
1938	Thousand Island	미 국	244	Plate Girder
1939	Deer Isle	미 국	329	Plate Girder
1939	Bronx-Whitestone	미 국	701	Plate Girder
1967	Long's Creek	캐 나 다	217	Plate Girder

* (주) 삼우 기술단 기술 연구소 이사, 공학박사

Ⅲ. 본 론

1. 풍동실험의 계획

서해대교 사장교는 현재 한국도로공사에서 시행중인 서해안 고속도로의 일부구간으로서 경기도 평택군 포승면과 충남 당진군 송악리로 연결하는 서해대교에 포함되어 있다. 주경간 470M, 측경간 200+600M의 장대교량으로서 사장교 형식으로는 세계 7위, 콘크리트와 철재의 합성형식을 사용한 합성 사장교로서는 세계 최장의 장대교이다. 따라서 풍동실험을 위하여 기준모형 축척(표 3)을 조사한 후 실험결과와 정도와 경제성을 고려하여 전교모형 실험의 경우 1/250의 축척으로 계획하였다. 풍동실험 수행기관 선정은 세계적인 교량 풍동실험 기관(표 4)에 대하여 소요모형 축척에 충분한 크기의 풍동설비 및 계측, 분석장비 보유 유무, 자연풍 난류실험 가능성 및 자체 모형 제작 설비 유무 등과 결과의 신뢰성 확보를 위한 연구 및 실험실적, 연구진 등 과업수행 능력 검토와 더

표 3. 기준 모형 축척 비교표

저 자	참고도서명	Model Scale		비 고
		Section	Full	
Podolny Scalzi	Constuction and Design of Cable Stayed Bridges	1/30- 1/50	1/200 이하	
Simiu Scanlan	Wind Effects on Structures	1/25- 1/50	1/300- 이하	
Kolousek	Wind Effects on Civil Engineering Structures	1/25- 1/100	1/50- 1/200	
Leonhardt	Cable Stayed Bridges	1/50- 1/100	1/50- 1/200	
Gimsing	Cable Supported Bridges	1/25- 1/100	-	
Troitsky	Cable Stayed Brieges	1/30- 1/50	1/200 이하	
Troitsky	Cable Stayed Brieges	1/100 1/50	1/200 이하	
일 본	분주사국연락교 풍동실험요령	1/100 이하	-	
일 본	명석해협대교내풍설계요령	1/100 이하	1/100 이하	
미 국	ASCE Manual and Report on Engineering Practice No.67	1/10- 1/100	1/300- 1/500	

표 4. 세계적인 교량용 풍동실험실 현황

실험설명	국 적	책임기술자	실험부 규모(M) (B×H×L)	기 타
서온타리오대학	캐나다	Dr.Davenport	5.5×4.0×52	모형제작 설비보유
Nationla Research Council	캐나다	Dr.Wardlaw	9×9×?	
R.W.D.I	캐나다	Dr.Irwin	2.4×1.9×18	
Cermak /Peterka	미 국	Dr.Cermak	3.0×2.3×20	Colorado State Univ.
P.W.R.I	일 본		41×4.0×30	
동경대학	일 본	Dr.Fujino	16×1.9×1.9	
Mitsubishi	일 본		10×3.0×6.0	
National Maritime Institute	영 국		4.8×4.8×15	
Danish Maritime Institute	덴마크		13.6×1.7×15	
ONERA	프랑스		1.6×8.0×20	
C.S.T.B	프랑스		4.0×2.5×20	

불어 소요경비, 전체 설계기간을 고려한 실험기간 등 종합적인 검토를 하였다. 평가결과 서온타리오 대학 풍동연구소를 선정 공동 실험기로 결정하였다.

2. 모형제작 방법

전교모형은 1 : 250의 축척으로 설계제작 하였다. 풍동내부에 설치된 완성계 모형에 대한 전경 및 계측기 부착위치에 대한 사진을 그림 1, 그림 2에 소개하였다.

구조물의 공탄성 모형을 위해서는 기하학적 상사이외에 아래와 같은 무차원 수의 일치가 필요하였다(1, 2, 3).

- Reynolds수(구조물의 치수와 유관)
- Froude수(중력에 대한 관성력의 비)
- Cauchy수(탄성력에 대한 관성력의 비)
- 밀도비(구조물의관성력에 대한 기류의 관성력 비)
- 구조감쇠비

대부분의 경우 Reynolds수의 상사($Re=VL/v$, 여기서, V =풍속, L =길이, v =동점성 계수)는 불

가능하며, 따라서 공탄성실험은 보통 실제상태에서 보다 낮은 상태의 Reynolds수에서 수행하게 된다. 교량에서의 교형과 같이 뾰족한 면을 가진 경우에는 Re수의 불일치로 인한 영향은 대부분의 풍력 및 거동에 있어서 그리 큰 차이가 없으나 Cable과 같은 원형 단면의 경우에는 Re수의 영향이 크다. 이러한 경우, 모형상의 Cable 직경을 조정하여 평균항력이 일치하도록 해야한다. 현수교에서와는 달리 사장교에 있어서는 변형에 대한 저항력이 중력이 아닌 탄성력으로 인하여 발생되므로 Froude수의 상사($Fr=gL/V^2$, 여기서 g =중력가속도)는 필요치 않다(1). 따라서, 풍속의 상사는 길이상사와는 독립된 변수가 되기 때문에 고풍속에서도 실험을 수행할 수 있게된다. 그러나, 이러한 고풍속 상사의 장점을 이용하기 위해서는 실험하고자 하는 풍속범위에서의 Cable 인장력을 일정하게유지하는 것이 필요한데 과거 성공적으로 이용된 방법으로는 교형강성 요소에 대해 Pre-Cambering을 주고(1), 중력을 고려하기 위

하여 교형의 바로밑에 수직의 연성 Spring을 사용하는 것이다(2). 그러나 시공단계에 대한 실험이 필요하기 때문에 위와 같은 방법을 사용하기가 어려워 본 실험에서는 Froude수의 상사를 하기로 결정하였다. 실제 교량과 모형에 있어서의 Froude 상사 풍속비는 15 : 81이었으며 연구소 보유의 BLWT II 정풍속 풍동을 사용하는 데에는 큰 문제가 없다. 교형높이에서의 실제풍속이

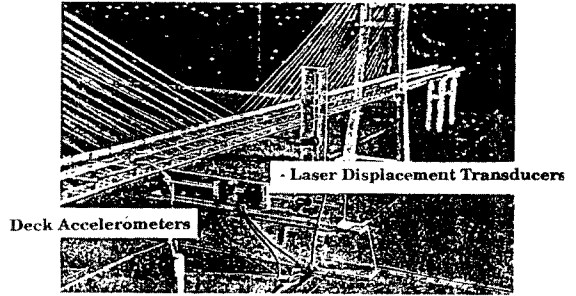


그림 2.2. 공탄성 모형-계기 부착 위치

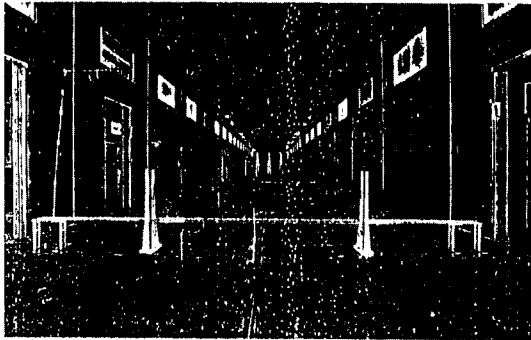


그림 1. 완성계 교량의 공탄성 모형

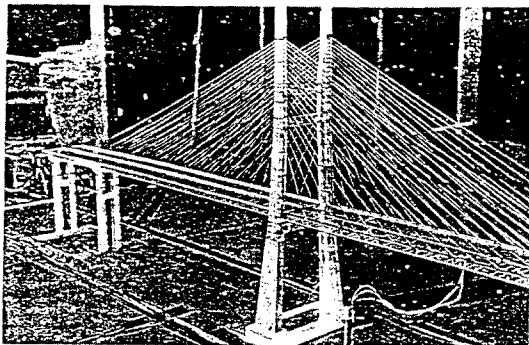


그림 2.1. 공탄성 모형-Pylon 및 교형

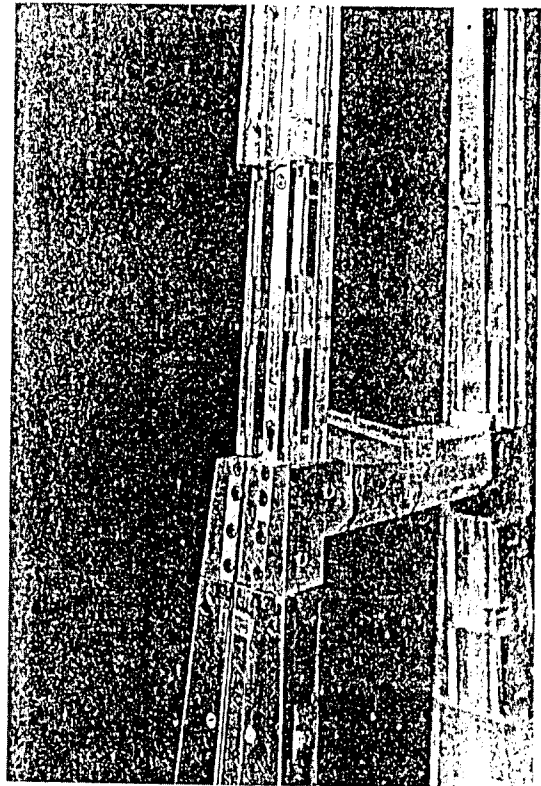


그림 2.3. Pylon부 Strain Gauge 부착위치



그림 2.4. Cable 연결 부위

80m/s를 초과하는 경우에는 경계층 난류조건 상태로 간주될 수 있었다.

전체교량은 표5의 상사 Parameter를 사용하여 공탄성학적으로 모형화 하였다. 교형의 탄성적 특성은 실제교량의 수직 및 수평방향 강성을 모사하기 위하여 사각모양의 고강도 알루미늄 뼈대를 사용하여 모형화하였다. 교형의 비틀림강성은 이와 같은 방법을 사용 할 경우 과다하게 계산되었으나, 전체교량의 비틀림 강성이 Double Plane 형태의 Cable강성에 의해 좌우되기 때문에 비틀림 모드 형상의 변화는 그리 크지 않았다. 따라서 교형의 비틀림 반응에 대해 풍속을 조종함으로써 적절한 한계풍속을 구할 수 있었다. 결과적으로 비틀림 모드에 대한 최대풍속을 15% 감소시키는 결과를 가져왔으나 소요한계 풍속 65m/s보다는 훨씬 큰 85m/s였다. 연속적으로 변화하는 관성 및 강성을 단순화하는 방법으로 일곱 가지 형태의 균등 단면 뼈대를 사용하였다. Tower도 비슷한 방법으

로 설계하였다. 한 뼈대 Segment당 3단계의 관성 변화까지 고려 할 수 있는 사각단면 형태를 사용하였다. 따라서, 일부 Tower의 비틀림 강성이 약간 과대하게 적용되었으나 Tower의 진동모드가 힘에 의해 주도됨으로써 큰 영향이 없는것으로 판단되었다. 굽도물의 단위길이당 질량 및 관성 2차 모멘트를 정확히 맞추기 위하여 아크릴 재료로 이루어진 교형단면용 Cladding을 사용하였으며 각형 단면의 회전중심에 위치해 있는 뼈대에 부착하였다. Tower 단면용 Cladding은 질량만을 맞추기 위한 것으로서 10개의 조각으로 나누어 부착하였다.

실제교량에 있어서 Cable에 대한 강성을 모형화 하기 위하여 각 가닥마다 Coil로 이루어진 스프링을 사용하였다. Cable은 Tower뼈대에 직접 부착함으로써 Cable의 작용점과 일치하도록 하였다. 각 Cable에는 중앙부에 스프링을 부착하였고 교형에 부착된 Guide Pipe에 Cable을 연결시켜 Cable의 인장력을 적정치에 맞출 필요가 있는 경우, 수동조작 가능토록 하였다. Cable의 직경은 실험풍속 10m/s 이상에서의 실제항력과 일치하도

표 5. 공탄성 모형제작용 Scale Parameter (Froude Scaled)

PARAMETER	SIMILITUDE REQUIREMENT	VALUE
LENGTH*	$\lambda_L = L_m/L_p$	4.00×10^{-3}
DENSITY	$\lambda_D = \rho_m/\rho_p$	6.32×10^{-2}
VELOCITY**	$\lambda_V = V_m/V_p$	6.32×10^{-2}
MASS per UNIT LENGTH	$\lambda_{mL} = \lambda_p/\lambda_L^2$	1.60×10^{-5}
MASS	$\lambda_M = \lambda_p/\lambda_L^3$	6.40×10^{-8}
MASS MOMENT of INERTIA Per UNIT LENGTH	$\lambda_I = \lambda_{mL}/\lambda_L^2$	2.56×10^{-10}
MASS MOMENT of INERTIA	$\lambda_I = \lambda_M/\lambda_L^2$	1.02×10^{-12}
TIME	$\lambda_T = T_m/T_p = \lambda_L/\lambda_V$	6.32×10^{-2}
DAMPING	$\lambda_D = \delta_m/\delta_p$	1.0
ELASTIC STIFFNESS	$\lambda_{EI} = E_m/E_p/\lambda_V^2/\lambda_L^4$ $\lambda_{EA} = E_m/E_p/\lambda_V^2/\lambda_L^2$	1.02×10^{-12} 6.40×10^{-8}
FORCE per UNIT LENGTH	$\lambda_F = \lambda_V^2/\lambda_L = \lambda_L^3/\lambda_T^2$	1.60×10^{-5}
FORCE	$\lambda_F = F_m/F_p = \lambda_V^2/\lambda_L^2$	6.40×10^{-6}
BENDING and TORSIONAL MOMENT	$\lambda_{BM} = \lambda_V^2/\lambda_L^3$	2.56×10^{-10}
WARPING STIFFNESS	$\lambda_{CWE} = \lambda_V^2/\lambda_L^6$	1.64×10^{-17}

* LENGTH SCALE 1 : 250.0

** $\lambda_V = \lambda_T = \sqrt{\lambda_L}$

록 선정하였으나 이 풍속 이하에서는 Cable에 대한 항력이 과대계산 되었다고 판단된다. Cable의 질량은 정확히 모형화하지 않았는데 왜냐하면 모형화된 Cable에서의 Vortex Shedding 반응이 이러한 작은 축척에서는 재현하기가 불가능하였기 때문이다. Tower의 Base부는 Tower 뼈대에 대하여 고정지점 조건을 갖도록 하였다. 각 Pier와 Tower에 위치한 가로보는 모멘트가 전달될 수 있도록 교형뼈대에 견고히 연결하였다. Pier의 Diaphragm은 두개의 스프링으로 고정하여 수직방향에 대한 회전, 종횡방향의 전단력에 대하여 회전할 수 있도록 하였고, 나머지 3개의 자유도는 구속하였다. 교형화 Tower의 연결부의 한쪽은 교축직 각 방향에 대한 회전을 제외한 전 자유도에 대해 구속되도록 하였고, 다른 한쪽은 수직 및 교축직 각 방향에 대해 회전할 수 있도록 하고 또 교축방향에 대하여도 자유로이 이동할 수 있도록 하였다.

전교모형에 대한 상세도를 그림 3과 그림 4에 소개하였다. 교형모형이 조립완료된 후 총 12군데에 Strain Gauge를 설치하였다. 또한 4군데의 종단면 위치에서 항력, 부력 및 휨 모멘트, 그리고 비틀림 모멘트를 계측하였다. Tower의 하부에는 6군데에 계측기를 부착하여 교축 및 교축직각 방향 휨 모멘트를 측정할 수 있도록 하였다. 이러한 Strain Gauge의 부착위치는 동적 최대 휨 모멘트가 예상되는 위치 부근을 선정하였다. 모형의 지간 중앙부에서는 교형의 변위를 측정하기 위하여 외부 설치형인 Laser변위 측정기를 사용하였다. 두개는 교형의 폭만큼 거리에 수직으로 부착하여

수직 및 회전변위를 측정할 수 있게 하였고 다른 한 개는 모형의 풍하중에 부착하여 수평변위를 측정할 수 있도록 하였다. 두개의 가속도계 및 변위계를 모형 주경간의 1/4 지점에 부착하여 수직 및 회전 가속도를 계측할 수 있게 하였다. 교형높이의 풍상측 3m 지점에서 전실험 과정동안 풍속을 측정하여 동적 풍하중 해석을 위한 기준 풍속으로 사용하였다. 그림 5에는 계측 지점 및 종류에 대하여 소개하였다. Strain Gauge를 교형모형의 뼈대에 설치하기전의 계측값은 모든 지점에서 수평 및 수직 모멘트 사이의 간섭이 4%이내가 되도록 하였다.

실교량에 대한 정적 및 동적 특성치를 표 6 및 표 7에 정리하였다. 또 모형에 대한 동적 특성치도 표 7에 포함시켰다. 계산으로부터 구한 교량의 고유 진동수와 관련된 교형의 모드 형상을 그림 6에 소개하였다. 해석으로 부터 구한 고유 진동수와 공탄성 모형으로 부터 구한 형상을 그림 6에 소개하였다. 해석으로 부터 구한 고유 진동수와 공탄성 모형으로부터 구한 진동수는 앞에서 설명하였듯이 비틀림 강성의 과대 적용으로 인한 비틀림 모드의 오차를 감안하여 비틀림 반응에 대한 반응 및 풍속계산에 이를 반영하여 보정하였다. 또, 독립 Tower에 대하여도 해석으로 부터 구한 진동수 및 모드와 모형으로 부터 측정된 진동수로부터 측정된 진동수 및 모드를 비교하였는데 8차 모드까지 매우 잘 일치하였다. 완성계 교량에 대한 모형의 구조 감쇠비 값을 표 7, 8에 소개하였다. 대부분의 경우에 있어서 구조감쇠값은 실제교량에서 예상될 수 있는 정도의 값이었다. 공탄성 모형은

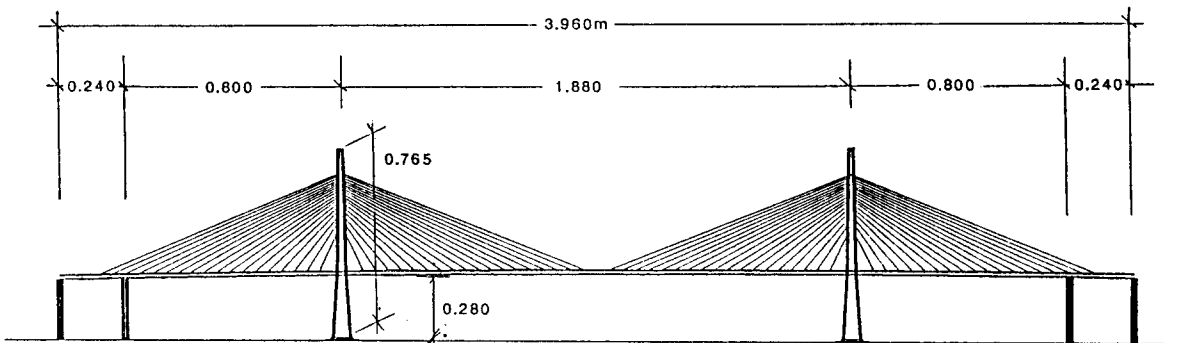


그림 3.1. 전교-공탄성 모형 전경

구조감쇠 값의 조종이 쉽지 않기 때문에 불안정 상태의 확인을 위하여는 모형 자체가 낮은 구조감쇠 값을 갖도록 설계함으로써 구조반응에 대한 안전측의 값을 주도록 하였다. 실험교량에 있어서 구조감쇠 증가로 인한 영향은 실험 결과에 대한 해석적 보정을 통하여 예측할 수 있다. 수직, 수평 및 비틀림 모드 각각에서의 최저차 대칭 및 비대칭 모드에 대하여 모형으로부터의 모드 조사를 수

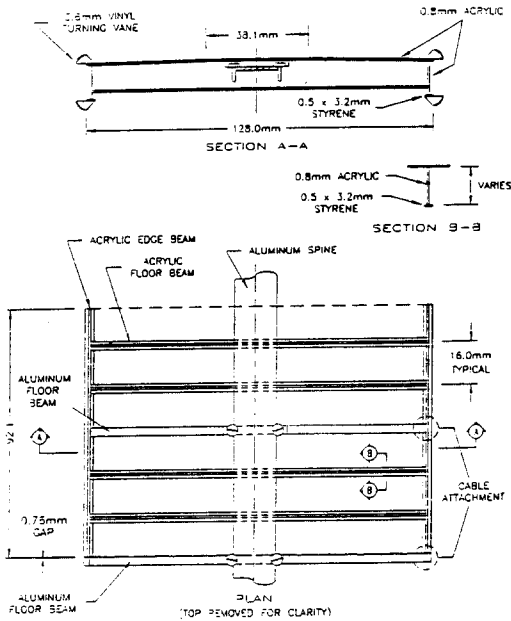


그림 3.2. 공탄성 모형용 교형 Segment

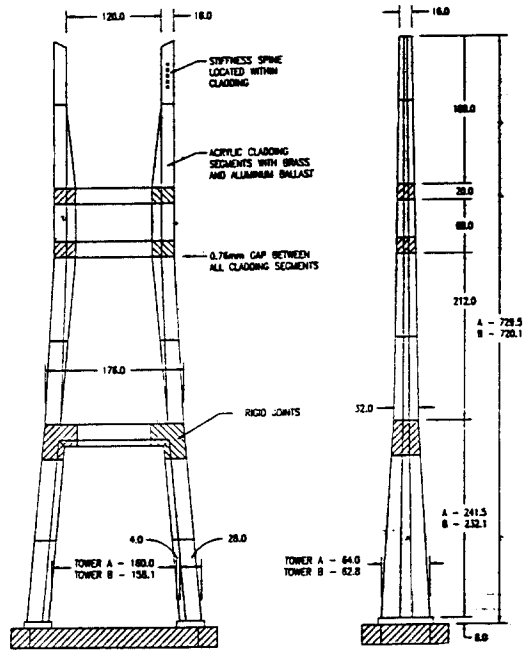
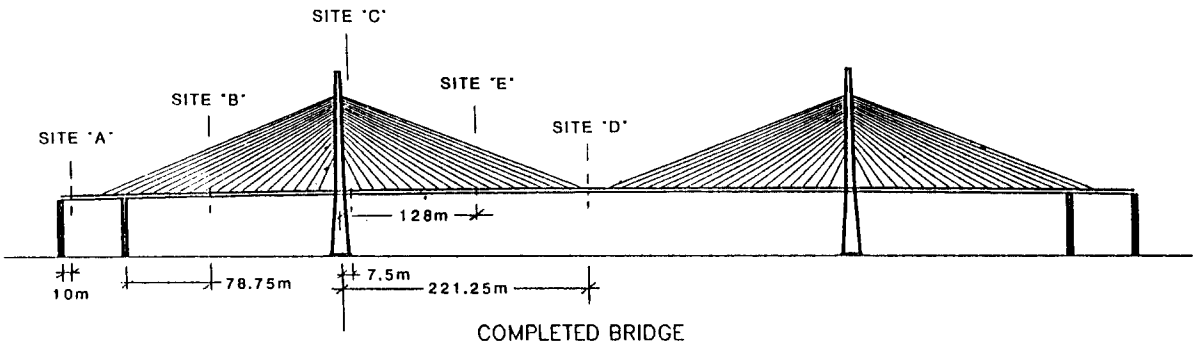


그림 4. Pylon-공탄성 모형

행하였다. 실측된 모드값을 그림 6에 계산으로부터 구한 모드 값과 함께 소개하였다. 모든 모드는 실험 교량의 모드 모양과 일반적으로 잘 일치하였다.

SITE "A"	M_x, M_y, M_z
SITE "B"	M_x, M_y, M_z
SITE "C"	M_x, M_y, M_z
SITE "D"	$M_x, M_y, M_z, x, y, \theta$
SITE "E"	$\ddot{x}, \ddot{y}, \ddot{\theta}$



COMPLETED BRIDGE
그림 5. 공탄성모형의 계기부착 위치

표 6. 단편제원

	Parameter		Prototype
Deck	Moment of Inertia-Vertical	I_x	2,783 to 0.849m ⁴
	Moment of Inertia-Lateral	I_y	237.0 to 108.6m ⁴
	Torsional Constant	C	3.06 to 4.29x10m ⁻⁴ m ⁴
	Warping Constant	C_w	221.8m ⁶
	Mass per unit length	m	28789kg/m
	Mass Moment of Inertia per unit length	I_e	2756000kg·m ² /m
	Elastic Modulus-Steel	E_s	206000MPa
	Elastic Modulus-Concrete	E_c	29400MPa
Cables	Area	A	0.0077 to 0.0127m ²
Tower	Moment of Inertia-Longitudinal	I_x	1740 to 18.7m ⁴
	Moment of Inertia-Lateral	I_y	350 to 19.9m ⁴
	Torsional Constant	C	794 to 21.4m ⁴
	Mass per unit length	m	178.5 to 31.0 t /m/leg
	Elastic Modulus-Concrete	E_c	29400MPa

표 7. 완성계 교량의 진동수 비교

Mode	Dominant Component (ALGOR File FREQ6)	Computed Prototype Freq. (Hz)	Scaled Model Properties	
			Freq. (Hz)	Damping %
1	Vertical 1-Symmetric Deck	0.282	0.272	0.88%
2	Lateral 1-Symmetric Deck	0.303	0.321	1.24%
3	Vertical 2-Asymmetric Deck	0.348	0.309	
4	Longitudinal Deck	0.436		
5	Pier #2	0.455		
6	Pier #1	0.463		
7	Pier #3	0.518		
8	Torsion 1-Symmetric Deck	0.533	0.679	0.96%
9	Pier #4	0.538		
10	Vertical 3-Deck	0.590		
11	Torsional 2-Asymmetric Deck	0.640	0.889	
12	Vertical 4-Deck	0.650		
13	Pylon Lateral Sway-#1	0.680		
14	Pylon Lateral Sway-#2	0.684		
15	Vertical 5-Deck	0.705	0.705	
16	Lateral 2-Asymmetric Deck	0.733	0.840	
17	Lateral 3-Deck	0.785		
18	Vertical 6-Deck	0.803		
19	Lateral 4-Deck	0.849		
20	Vertical 7-Deck	0.858		

Scaled Model Properties determined from:

$$f_p = f_m * \lambda_f$$

where: $\lambda_T = 1/\lambda_f = \lambda_v = \sqrt{\lambda_L}$

and: $1/\lambda_L = 250$

표 8. Pylon의 진동수 비교

Mode	Dominant Component (ALGOR File FREQ6)	Computed Prototype Freq. (Hz)	Scaled Model Properties	
			Freq. (Hz)	Damping %
1	Longitudinal Sway 1	0.279	0.285	0.2
2	Lateral Sway 1	0.657	0.668	0.3
3	Torsion 1	0.669	0.668	
4	Longitudinal Sway 2	1.068	0.980	
5	Torsion 2	1.388	1.376	
6	Lateral Sway 2	1.477	1.417	
7	Lateral Tip Mode 1	1.577		
8	Lateral Sway 3	2.118	2.002	
9	Longitudinal Sway 3	2.277		
10	Torsion 3	2.836		

* Measured Model Properties determined from:

$$f_p = f_m * \lambda_f$$

where:

$$\lambda_T = 1/\lambda_f = \lambda_v = \sqrt{\lambda_L}$$

and:

$$1/\lambda_L = 250.0$$

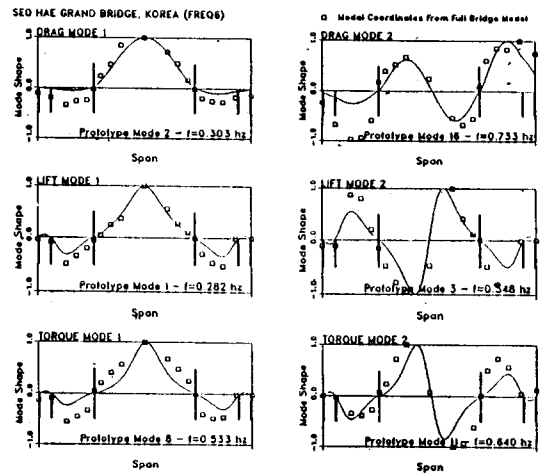


그림 6. 전교 공탄성 모형 진동수 및 모드 형상

3. 교량지역에서의 기류에 대한 Modeling 방법

BLWT II 저풍속 실험부에서의 모형 풍상측 실험부 총 길이는 42.6m로서 이는 1 : 250축척에서 11km의 길이에 해당된다. 교량 건설 지점에서의 바람조건을 고려하기 위하여 2가지 상태의 조도조

건을 고려한 바람을 사용하였다. 유입풍은 난류개현 장치에 의하여 조절하였다. 두가지 상태의 조도상태에 대한 풍동실험부 내부 전경사진을 그림 7과 8에 소개하였다. 광범위한 구역에 대한 경계층 난류에 의한 자연풍 상사 방법은 참고도서 (4, 7)에 따랐다.

HOT WIRE를 이용한 평균풍속 및 난류강도는 모형의 중간부분에서 측정하였다. 두가지의 조도상태에 대한 풍속상태를 그림 9와 그림 10에 보았다. 정규화된 평균풍속, $V(h)/V_g$, 을 국부난류강도, $\sigma(h)/V_g$ 와 함께 표시하였다. 경계층 하부에서의 평균풍 DATA는 ESDU 82026(5)을 이용하여 나타내었다. ESDU 82026는 높이에 따른 풍속변위 특성을 잘 나타낸 널리 통용되는 DATA이다. 그림에서의 Z_0 와 기준고(Reference Height)는 그림형태를 규정하는 주요 Parameter이다. 동시에 이 Z_0 의 정의는 또 높이에 따른 난류강도 변화를 규정한다. 따라서 난류강도 변화는 평균풍속 DATA에 따른 것이며 난류강도 변화 전체를 적용한 것이 아니다. Exposure 1, 즉 개활지역은 주로 저난류풍에 대한 공력학적 반응에 대한 감응도를 검토하기 위하여 즉, Vortex Shedding 현상이 이러한 극한풍 상태에서 가능한지의 검토를 위하여 선정되었다. 평균교형의 높이 70m에서 측정된 수평방향 난류강도는 개활지 상태에서 6%였고, 다른 하나는 12%였다. 선정된 두가지 상태의 난류강도는 예상되는 실제상태를 감안하여 효과적으로 선정되었다. 교량의 중심축에서의 교형높이부를 기준으로 측정된 수평 및 수직성분의난류 Power Spectra를 그림 11~14에 소개하였다. 그림에 사용된 Data는 σ^2 으로 정규화하였다. 실험적 결과에 의한 Full Scale Spectra(5)와 비교하여 같은 주기에서 축척 약 900m의 값과 유사한 모양 및 에너지 분포를 가졌다. 이는 Exposure 2에 대한 실험결과와 잘 일치하였다.

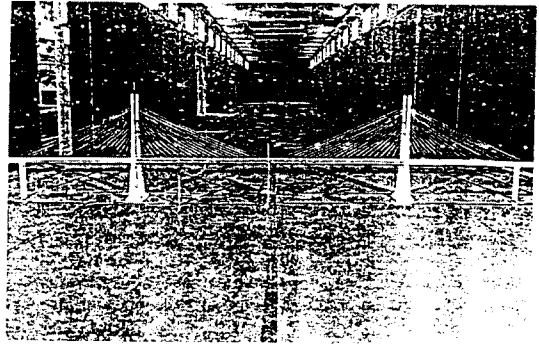


그림 7. 개활지형 사진

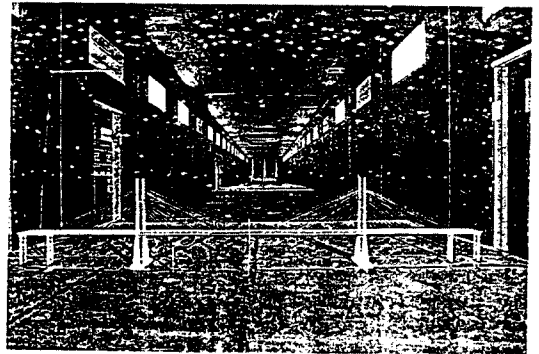


그림 8. 난류지형 사진

XPR101 VERTICAL PROFILE EXPOSURE=1 DATE 03/11/92

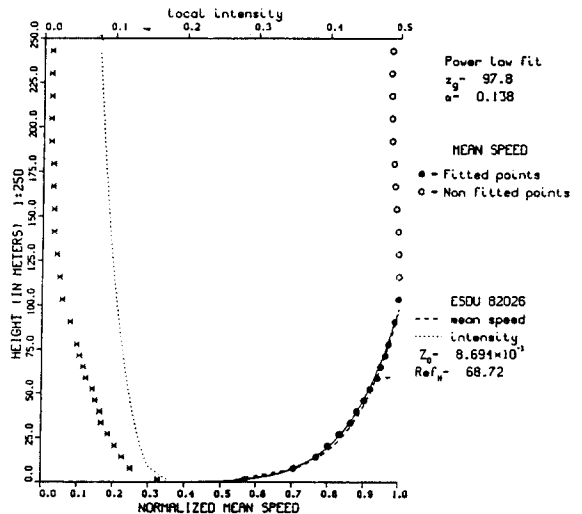


그림 9. 개활지형 바람 상태

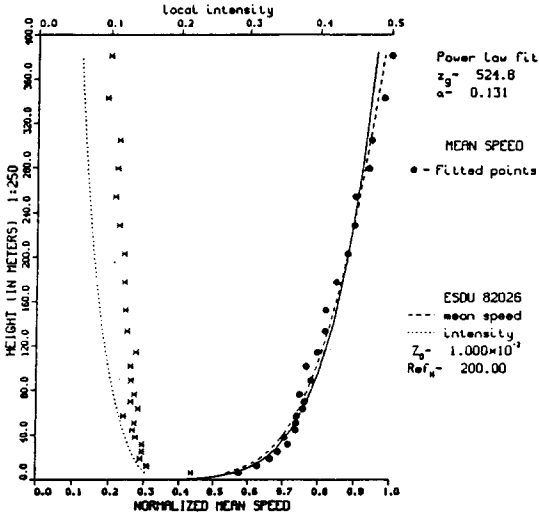


그림 10. 난류지형 바람 상태

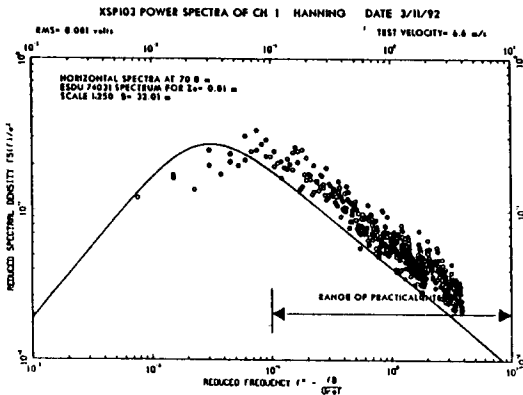


그림 11. 개활지형 수평성분 바람 Spectra

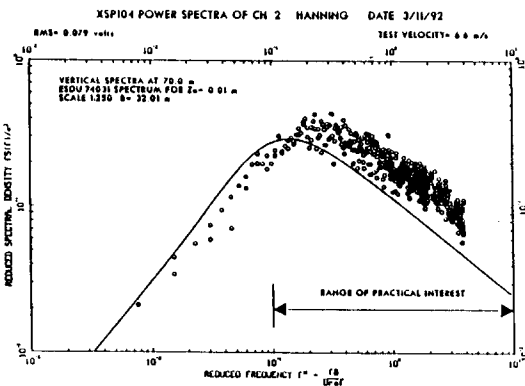


그림 12. 개활지형 수직성분 바람 Spectra

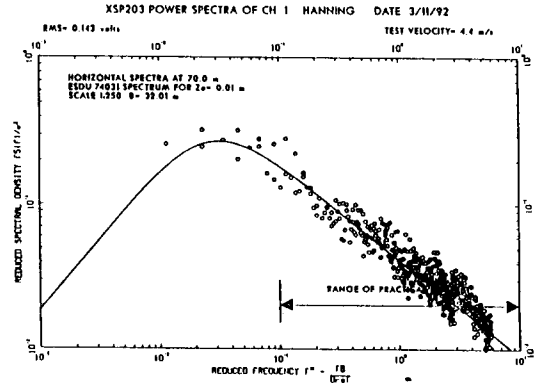


그림 13. 난류지형 수평성분 바람 Spectra

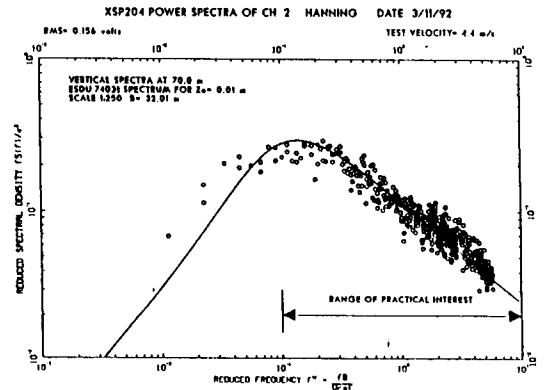


그림 14. 난류지형 수직성분 바람 Spectra

4. 실험 방법

공탄성 모형 실험에서는 풍속의 전구간에 대하여 약 15분에 해당하는 시간에 대하여 평균, RMS, 최대 및 최소 반응값을 측정하였다. 모형은 앞에 설명한 두가지의 난류특성에 대하여 실험하였다. 구조감쇠는 표3에 소개한 값을 사용하였다.

5. 난류상태에서의 실험결과

대칭모드에 대한 고유진동수에 대하여 교형높이의 풍속 5m/s~82m/s의 범위에 대하여 실험하였다. 바람에 의한 모형의 거동결과로부터 실험 풍속의 범위내에서는 공력학적 불안정 현상이 발생치 않음을 보여주었다. 교형높이에서의 100년

빈도 풍속에 대한 안전율은 약 2.4이었다. Exposure 1과 2에 대한 최대 모멘트 발생 위치에서의 휨 모멘트를 그림 15~17에 소개하였다. 그림상의 반응은 모형에서 50HZ까지의 모든 반응에 대하여 표시하였다. 최대반응은 관측된 최대값이며 따라서 전체 반응은 평균에 최대값을 더하거나 뺀 값으로 나타났다. 그림상의 최대값은 RMS 값에 확률 최대 계수 3.5를 곱한 것이다. 이는 최대 반응곡선을 완만하게 하는 효과가 있을 뿐만 아니라 확률적으로 신뢰도가 있는 것으로 판단되었다. 변위 측정의 정도는 모형에서 0.05m, Full Scale에서 12.5mm였다. 이는 角변위로 보았을때 약 0.05°에 해당한다. 그밖에 잔여 Electrical Noise는 이 값보다 컸기 때문에, 최대변위 및 회전율 표시한 Plot상에서 확인 가능하였다(실교량에서 약 10cm 변위에 0.13° 회전). Plot상에서 표시된 모든 변위 및 회전은 계기 程度내에 쉽게 들었다. 평균 Lift 변위의 역부호가 Exposure 1과 2에서 관측되었으며 이는 적은 풍각에서 매우 작은 평균 Lift 계수에 기인한 것으로 판단된다. 풍속이 증가함에 따라 또 교형이 기울어짐에 따라 모형은 두

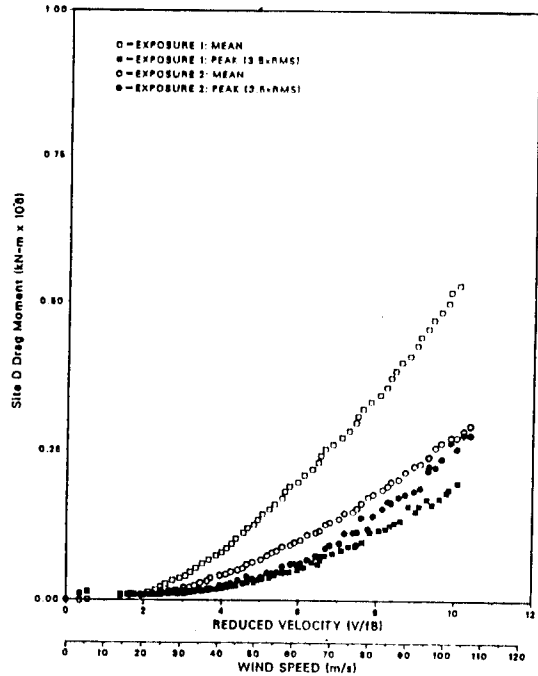


그림 16. 완성계 중앙지간 수평 휨 모멘트

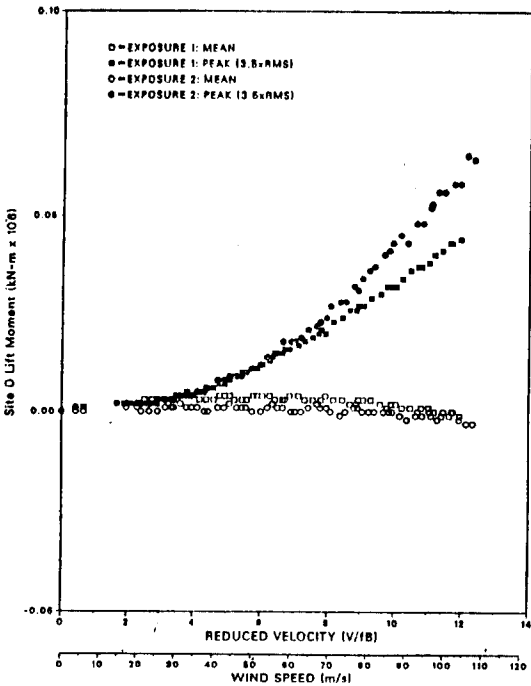


그림 15. 완성계 교량 중앙지간 수직 휨 모멘트

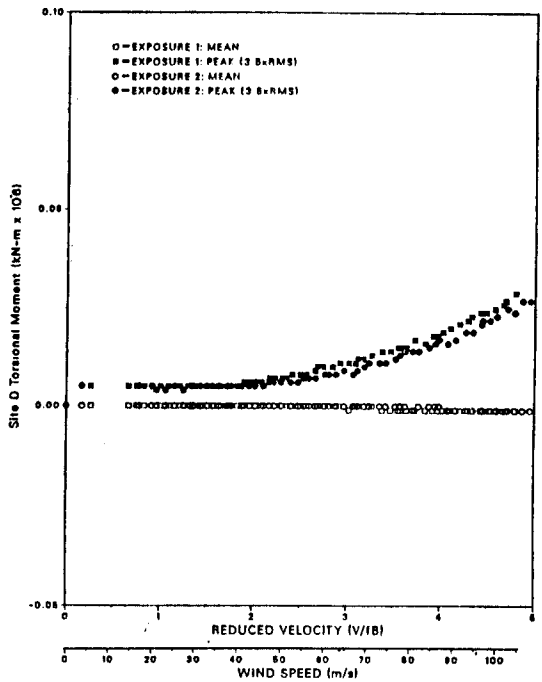


그림 17. 완성계 교량 중앙지간 비틀림 모멘트

랫한 하향 변위 값을 가졌고 이는 풍속이 더 증가함에 따라 감소하는 경향을 보였다. 이 현상은 특히 고풍속에서의 개활지 상태에서 두드러졌다. 동적반응은 Buffeting으로 인한 반응과 유사한 형식으로 풍속이 증가함에 따라 일률적으로 증가하였다. Buffeting으로 인한 반응과 유사한 형식으로 풍속이 증가함에 따라 일률적으로 증가하였다. Vortex Shedding현상의 징후인 Narrow-Band 반응은 관측되지 않았다. 이는 정상류 상태에서의 교형단면 모형 실험중 관측된 것과는 상반되는 것이었다.

Data의 정확성을 위하여 실험결과에 대한 연속적인 검증을 수행하였다. 평균 휨 노멘트 값을 사용하여 교형에서의 등가 평균 항력 계수를 구하였다. 이 값은 교형단면 실험의 결과와 잘 일치함을 보여주었다. 전교 모형으로부터의 결과를 교형 실험에서의 결과와 비교하여 약간 큰 값을 나타내었는데 이는 교형단면 실험에서 관측되지 않은 Cable의 항력, Pier 및 Pylon으로부터의 하중효과로 인한 것으로 판단되었다. 가속도계 및 처짐 Data 사이의 비교가 이루어졌다. 동적반응중 공진 부분이 반응의 주요부분이라고 가정하면 교형의 가속도는 동적변위에 고유진동수의 제곱의 곱한 관계를 갖는다. 가속도계의 Data를 이용한 추정 최대 변위는 변위계에서 측정된 값의 약 2배로 나타났다. 이는 측정된 가속도의 고차 모드에 의한 것으로 보인다. 가속도에 대한 Spectra 분포와 모드 변위의 Spectra를 비교한 결과 모드 1과 2에서의 추정변위 값은 잘 일치함을 보여주었다.

IV. 결 론

본고에서는 현재 설계 완료 상태에 있는 서해대교 사장교의 내풍설계를 위한 풍동실험을 중심으로 풍동실험의 계획 단계에서 부터 제작방법, 교량가설 지점에서의 기류형태에 대한 MODELING 방법, 풍동실험의 전반적 방법, 난류상태에서의 실험결과 등을 소개 하였다. Computer로 부터 구한 고유 진동수와 모드 자체로부터 계산된 고유진동수를 비교한 결과, 그 값이 잘 일치함으로써 모형제작이 우수한 것으로 판단되

었다. 교량 자체의 안정성은 100년 빈도 풍속을 기준으로 안전율이 약 2.4를 유지함으로써 매우 안정한 것으로 입증되었고, Vortex Shedding 진동 현상도 보이지 않음으로써 교형단면 형상은 적절히 선정되었음이 밝혀졌다. 따라서, 본 실험에서 사용된 방법 및 경험은 향후 건설될 장대교에 대한 내풍설계용 풍동실험에 많은 도움이 될 것으로 사료된다.

V. 참 고 문 헌

1. Devenport, A.G. and King J.P.C., "A Study of Wind Effects for the Sunshine Skyway Bridge, Tampa, Florida-Concrete Alternate," The University of Western Ontario, Faculty of Engineering Science Research Report, BLWT-SS24-1982, London, Ontario, Canada, 1982.
2. Davenport, A.G. and King, J.P.C., "A Study of Wind Effects for the Sunshine Skyway Bridge, Tampa, Florida-Steel Alternate," The University of Western Ontario, Faculty of Engineering Science Research Report, BLWT-SS25-1982, London, Ontario, Canada, 1982.
3. Davenport, A.G. and King, J.P.C., "A Study of Wind Effects for the James River Bridge, Richmond, Virginia," The University of Western Ontario, Faculty of Engineering Science Research Report, BLWT-SS29-1982, London, Ontario, Canada, 1984.
4. Davenport, A.G. and Isymov, N., "The Application of the Boundary Layer Wind Tunnel to the Prediction of Wind Loading," Proceedings of the Int. Res. Sem., N.R.C., Ottawa, Canada, September 1967, Vjol 1, Univ. of Toronto Press.
5. Engineering Science Data Unit, "Characteristics of Atmospheric Turbulence Near the Ground", Data Item 74031,

October, 1974.

Farquharson, F.B., Smith, F.C. and Vincent, G.S., "Aerodynamics Stability of Suspension Bridges," University of Washinton Bull. 116, Parts I through V, 1949-1954.

7. Irwin, H.P.A.H., "Design and Use of Spires for Natural Wind Simulation," National Research Council of Canada, NAE, LTR-LA-23 3, Ottawa, Canada, 1979.