

현수교 세장 내풍 단면의 개발

Development of Slender Aerodynamic Girder for Suspension Bridges

권순덕* · 이명재** · 조의경*** · 이승호****

Kwon, Soon-Duck · Lee, Myeong-Jae · Cho, Eukyung · Lee, Seung-Ho

Abstract

This study intends to develop an aerodynamic girder for suspension bridge with width corresponding to 1/70 of the main span length. In the first step of present study, parametric study for the effects of major structural properties on aerodynamic stability of bridges was performed. The span length and natural frequency of bridges were found to be free from girder width, girder height, and aspect ratio of width to height. The empirical equation according to confidence interval was proposed to estimate the natural frequencies of bridges from span length. From the sensitivity analysis, it was revealed that the torsional frequency was dominant parameter among various structural properties that affected flutter velocity mostly. The final aerodynamic bridge section which satisfied the flutter criteria was found from section wind tunnel tests for 30 cross sectional models. The aerodynamic stability of the developed cross section was verified by multimode flutter analysis. The present economical cross section can be used for long span suspension bridge.

Keywords : suspension bridge, aerodynamic stability, flutter, aspect ratio

요 지

본 연구에서는 변장비 70에 가까운 도전적인 현수교 단면을 개발하는데 목적을 두고 있다. 이를 위하여 먼저 강박스 현수교의 제원을 수집 분석하였다. 그 결과를 보면 강박스 현수교에서 경간장과 형상변수(교폭, 형고, 변장비, 고폭비)는 상관관계가 낮았고 고유진동수와 형상변수의 상관관계도 낮은 것으로 나타났으며, 상관관계가 높은 경간장과 고유진동수 관계는 신뢰구간별 추정식을 제시하였다. 그리고 교폭, 진동수비, 질량, 질량관성모멘트, 수직 및 비틀 고유진동수 변화에 따른 플러터 풍속의 민감도 분석을 실시하였는데, 타 변수보다 비틀 고유진동수가 플러터 풍속에 미치는 영향이 가장 큰 것으로 나타났다. 주경간장 1111 m인 현수교의 내풍 단면을 개발하기 위하여 최소 단면폭과 형고를 제약조건으로 하여 총 30개의 단면에 대한 풍동실험을 실시하고, 이로부터 한계풍속 기준을 충분히 만족하는 단면을 찾았다. 그리고 다중모드 플러터 해석으로 개발한 단면의 내풍안정성을 검증하였다. 본 연구에서 제시한 세장 단면은 향후 장대 현수교 설계시 활용할 수 있을 것으로 판단된다.

핵심용어 : 현수교, 내풍안정성, 플러터, 변장비

1. 서 론

케이블 교량은 다른 교량에 비하여 장경간이 가능하나 유연하여 바람에 취약하다. 교량이 길어질수록 질량은 증가하고 강성은 약해지므로 고유진동수가 낮아진다. 특히 주경간장이 1000 m를 넘으면 최저차 고유 진동수가 0.1 Hz대로 떨어지게 된다. 그림 1에서는 교량에 작용할 수 있는 주요한 동하중인 바람과 지진의 스펙트럼을 비교하였는데, 고유진동수가 낮아질수록 지진에너지가 집중된 진동수대에서 벗어나서 바람에너지가 집중된 영역으로 이동한다. 이러한 이유로 장대교량의 경간장이 길어짐에 따라 지진의 영향은 벗

어나고 바람이 지배적인 하중이 된다.

교량의 내풍안정성은 일반적으로 교폭에 비례하는 것으로 알려져 있다. 그래서 교량 설계시 교폭의 영향을 반영하기 위한 지수로 주경간장을 교폭으로 나눈 변장비를 사용한다. 그런데 변장비를 낮추면(교폭을 넓히면) 내풍안정성이 향상되나 거꾸로 경제성은 떨어지는 문제가 생긴다. 따라서 내풍안정성과 경제성을 동시에 만족하는 변장비가 높은 단면을 개발하기는 쉽지 않으며, 기존 현수교의 변장비는 대부분 30~50정도이다.

장대 교량 설계시 많은 풍동실험을 거쳐서 내풍안정성이 뛰어난 단면을 찾게 된다. Akashi교의 경우에도 트러스, 싱

*정회원 · 교신저자 · 전북대학교 토목공학과 부교수 (E-mail : sdkwon@chonbuk.ac.kr)

**정회원 · (주)유신 전문 (E-mail : y12680@yooshin.co.kr)

***현대건설(주) 부장 (E-mail : ekcho@hdec.co.kr)

****정회원 · 전북대학교 대학원 토목공학과 박사과정 (E-mail : guide1th@chonbuk.ac.kr)

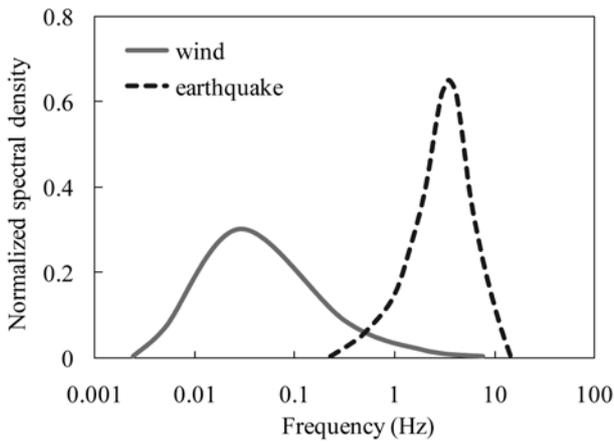


그림 1. 바람과 지진의 스펙트럼 분포

클박스, 트윈박스 등의 다양한 단면에 대한 풍동실험을 수행한 끝에 최종적으로 트러스 단면을 선택하였다(Miyata, 1992). Great Belt교에서는 싱글박스 단면을 대상으로 다양한 단부 각도에 대한 결과를 바탕으로 최종 단면을 선정하였다(Reinhold, 1992). Stonecutter교에는 트윈박스를 채용하여 기존 싱글박스를 뛰어넘는 도약을 단행하였다(Hui, 2002). 그리고 Messina교의 경우에는 약 20년에 걸쳐서 설계를 진행해 오면서 점진적으로 단면을 개선하여 최종적으로 트리플박스 단면을 채택하였다(Brancaloni, 1993). 국내에서도 광양대교의 설계시 싱글박스에서 시작하여 트윈박스의 간격 최적화 등을 통하여 최종단면을 도출하였다(Kwon, 2008).

이렇듯 장대 교량의 경우에 각 케이스에 맞는 최적 단면을 구하기 위하여 다양한 실험과 해석을 수행하였다. 특히 경간장이 길거나 단면 폭이 좁아서 세장한 교량일 경우에 적절한 단면의 선정은 교량 설계에서 중요한 부분을 차지하고 있다. Akashi교는 최장 경간장을 자랑하지만 고전적인 트러스 단면을 사용함으로써 Great Belt교, Stonecutter교, Messina교 등과 같이 혁신적인 단면을 채택한 교량에 비하여 상대적으로 기술적 가치를 인정받지 못하고 있다. 따라서 새로운 내풍 단면의 개발은 교량 설계를 위한 실용적인 측면에서 매우 중요하다.

본 연구에서는 변장비가 70에 가까운 도전적인 현수교 단면을 개발하는데 목적을 두고 있다. 이를 위하여 크게 세가지 연구를 수행하였다. 먼저 교량계획 단계에 필요한 자료를 제공하기 위하여 기존 강박스 현수교의 제원을 수집하고 그 특성을 분석하여 각종 구조변수들이 내풍안정성에 미치는 상대적인 영향을 평가하였다. 그리고 초기 계획 단계에서 현수교의 내풍안정성을 평가하기 위한 고유진동수 추정식을 제안하였다. 그 다음으로 변장비 70에 가까운 실제 가능한 단면을 찾기 위하여 다양한 풍동실험을 수행하고 가능한 단면 형상을 제시하였다. 마지막으로 개발한 단면이 타당한지 여부를 3차원 공탄성 해석을 통하여 검증하였다.

2. 현수교 설계변수

2.1 현수교 특성 분석

기본 계획시 현수교의 특성을 파악해야 합리적으로 제원을 설계할 수 있다. Gimsing(1997)은 다양한 케이블 교량 단면

표 1. 강박스 현수교

번호	교량명	국가	주경간장 (m)	교폭 (m)	형고 (m)
1	Messina	Italy	3300	52.0	2.5
2	Xihoumen	China	1650	34.0	3.5
3	Great Belt	Denmark	1624	31.0	4.4
4	Kwangyang	Korea	1545	29.1	3.0
5	Runyang	China	1490	35.9	3.0
6	Humber	UK	1410	22.0	4.5
7	Jiangyin	China	1385	32.5	3.0
8	Tsingma	China	1377	41.0	7.6
9	Hardanger	Norway	1310	18.3	3.3
10	Hoga Kusten	Sweden	1210	22.0	4.0
11	Bosphorus II	Turkey	1090	39.4	3.0
12	Bosphorus	Turkey	1074	28.0	3.0
13	Kurushima-2	Japan	1020	32.3	4.3
14	Severn	UK	987	22.8	3.0
15	Humen	China	88	35.6	3.0
16	Akinada	Japan	750	19.0	2.5
17	Hakucho	Japan	720	23.0	2.5

을 소개하고 있지만, 주로 경간장과 형고의 관계에 초점을 맞추고 있다. 본 연구에서는 기존 현수교의 특성을 파악하여 설계에 필요한 주요 변수를 결정하는데 도움을 주고자 한다. 이를 위하여 전세계에서 설계 혹은 건설된 주경간장 700 m 이상의 강박스 현수교(표 1 참조)의 제원을 수집하였다(川田忠樹, 1987; Wardlaw, 1990; Miyata, 1992; Reinhold, 1992; Brancaloni, 1993; Brownjohn, 1994; 日本土木學會, 2003; Ge, 2000; Xu, 2000; Ge, 2008; Kwon 2008).

그림 2에서는 표 1의 현수교에 대한 주경간장과 교폭 및 형고의 관계를 나타내었다. 그림에서 보듯이 현수교에서 경간장과 교폭 및 형고는 상관관계가 없으며 다양한 것으로 나타났다. 그림 3에서는 교폭 및 형고를 각각 무차원화한 변장비 및 교폭비(교폭/형고)와 경간장의 관계를 나타내었다. 그림에서 보듯이 교폭비와 주경간장은 상관관계가 없지만, 변장비는 주경간장이 늘어날수록 어느 정도 증가하는 것으로 나타났다. 이는 장대 교량의 경우에 제한된 계획 차선수에 따라 결정된 교폭 범위내에서 경간장을 늘릴 필요가 생기기

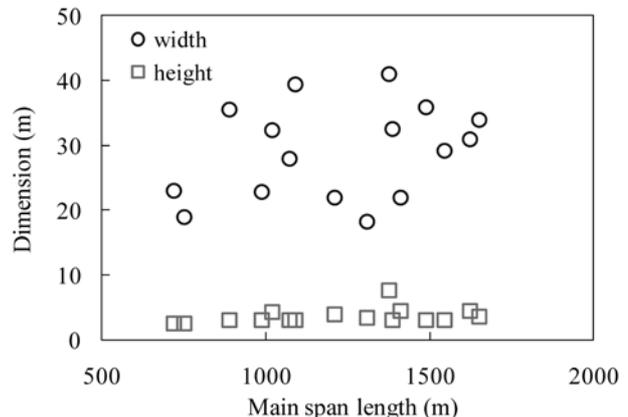


그림 2. 강박스 현수교의 주경간장별 교폭 및 형고

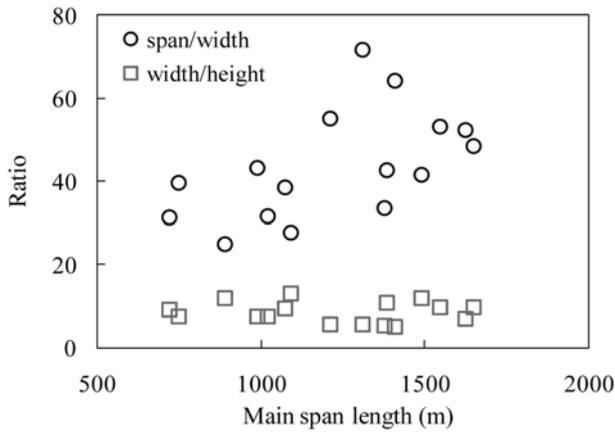


그림 3. 강박스 현수교의 주경간장별 변장비 및 고폍비

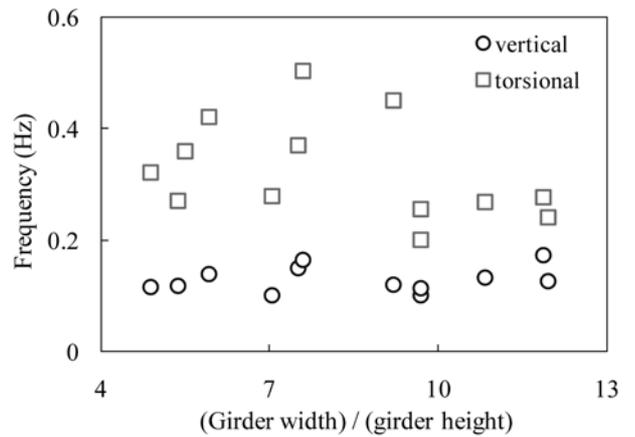


그림 6. 강박스 현수교의 고폍비와 고유진동수 관계

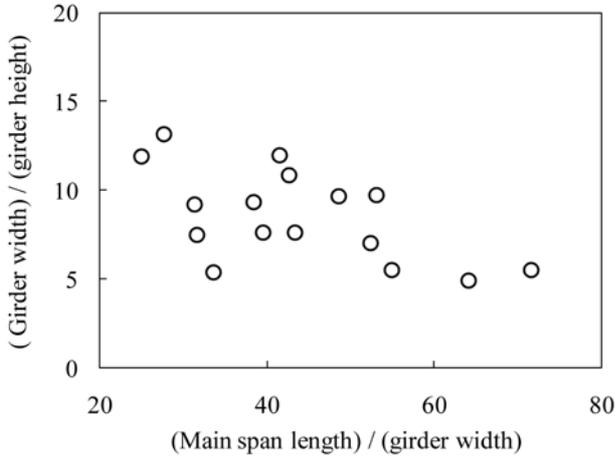


그림 4 강박스 현수교의 변장비와 고폍비 관계

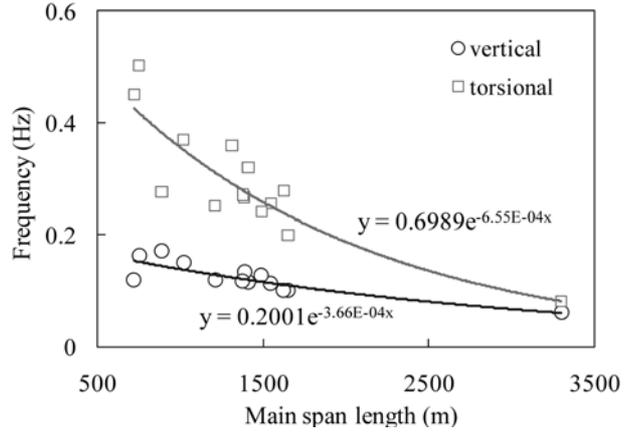


그림 7. 강박스 현수교의 주경간장별 고유진동수

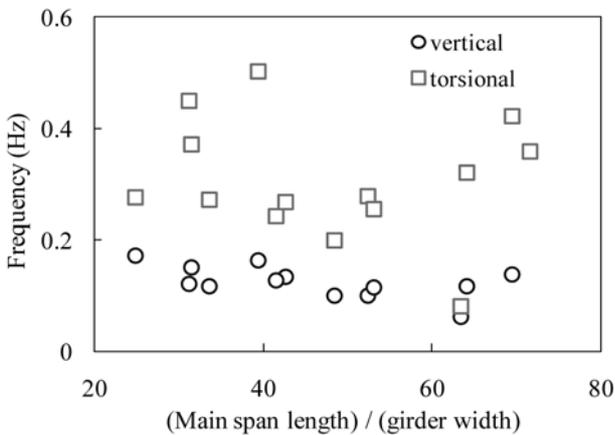


그림 5. 강박스 현수교의 변장비와 고유진동수 관계

때문인 것으로 판단된다.

그림 4에서는 변장비와 고폍비의 관계를 나타내었다. 여기서 어느 정도 상관관계가 보이는데, 변장비가 증가할수록 고폍비가 낮아지고 있다. 그림 5와 6에서는 현수교의 변장비 및 고폍비와 고유진동수의 관계를 나타내었다. 그림에서 보듯이 현수교의 수직 및 비틀 최저차 고유진동수는 변장비 및 고폍비와 아무런 상관관계가 없는 것으로 판단된다.

현수교의 내풍안정성을 평가하기 위해서는 먼저 고유진동수를 알아야 한다. 하지만 고유진동수는 정밀 구조해석을 통하여 구할 수 있으므로 초기 계획 단계에서는 알 수 없다. 그런데 초기에 근사적으로 고유진동수를 추정할 수 있으면 그

다음 단계를 진행하는데 크게 도움이 된다. 그림 7에서는 강박스 현수교의 주경간장과 최저차 고유진동수의 관계를 나타내었다. 앞에 나왔던 변장비와 고폍비는 주경간장과 상관관계가 없었지만, 고유진동수는 명확히 상관관계를 확인할 수 있다. 지수함수를 사용하여 강박스 현수교의 주경간장과 고유진동수의 관계에 대한 추세선을 구하면 식 (1)과 같다.

$$f_v = 0.2001(\pm e^{0.1620}, \pm e^{0.1322}, \pm e^{0.1005}) \times e^{-0.0003656(\pm 0.0001068, \pm 0.0000874, \pm 0.0000665) \times L} \quad (1a)$$

$$f_t = 0.6989(\pm e^{0.2413}, \pm e^{0.1978}, \pm e^{0.1508}) \times e^{-0.0006553(\pm 0.0001603, \pm 0.0001314, \pm 0.0001001) \times L} \quad (1b)$$

여기서 f_v 와 f_t 는 각각 수직 및 비틀 최저차 고유진동수(Hz)이고, ()은 각각 신뢰구간 95%, 90%, 80% 설정시 추가되는 값이다. 주경간장 1545 m인 광양대교의 예를 들면 식 (1)을 사용하여 추정된 수직 및 비틀 고유진동수는 0.114 Hz와 0.254 Hz였고, 정밀 구조해석을 통하여 구한 고유진동수(Kwon, 2008)는 각각 0.113 Hz와 0.253 Hz로 추정치와 거의 비슷하였다. 따라서 향후 기본 계획시 구조해석 없이 강박스 현수교의 고유진동수를 추정하기 위하여 신뢰구간별 로 식 (1)을 사용할 수 있을 것으로 판단된다.

2.2 강박스 단면의 특성

내풍안정성은 주형의 비틀 강성과 상당히 밀접한 관련이 있다. 따라서 주형의 비틀 강성을 키우면 내풍안정성에 유리

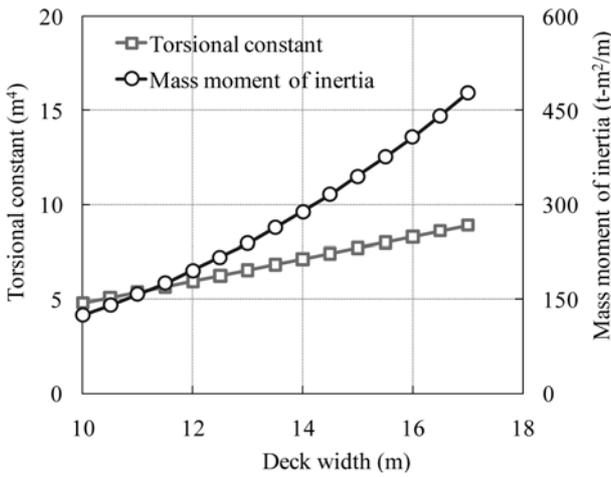


그림 8. 교폭에 따른 비틀상수 및 질량관성모멘트 변화

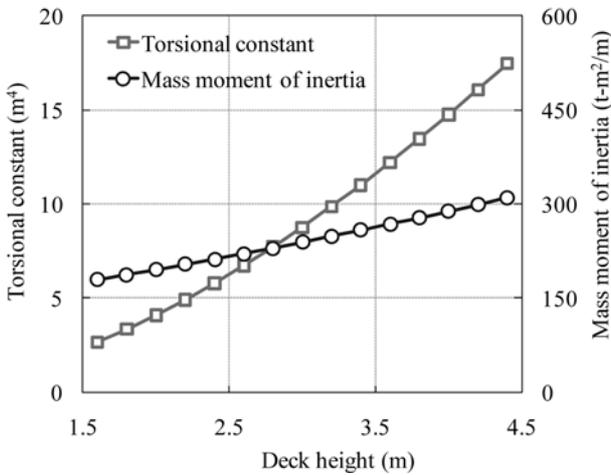


그림 9. 형고에 따른 비틀상수 및 질량관성모멘트 변화

하므로 증가시킬 수 있는 방법으로는 교폭 증가, 형고 증가, 강박스 두께 증가가 있다. 그런데 강성을 키우면 질량관성모멘트도 어느 정도 함께 증가하므로 이를 상대 비교할 필요가 있다. 비교시 단면은 2차선 주형에 해당하는 균일 두께의 직사각형 박스로 가정하여 질량과 강성이 교폭, 형고, 두께의 함수가 되도록 하였다. 그리고 매개변수 연구시 하나의 변수를 변화시킬 때 다른 변수 값은 고정하였다.

그림 8에서는 교폭에 따른 비틀상수 및 질량관성모멘트 변화를 보여주고 있다. 교폭이 늘어날수록 비틀강성이 커지지만, 그보다 더 빨리 질량관성모멘트가 증가함을 알 수 있다. 그림 9에서는 형고에 따른 비틀상수 및 질량관성모멘트 변화를 나타냈는데, 형고가 증가할수록 질량관성모멘트보다 비틀상수의 증가가 더 빠르다. 이를 볼 때 교폭을 키우기 보다는 형고를 증가시키는 편이 질량관성모멘트의 증가는 줄이면서 비틀상수를 키울 수 있으므로 적합하다.

그림 10에서는 교폭, 형고, 강박스 두께가 비틀 고유진동수에 미치는 영향을 비교하였다. 그림에서 가로축은 교폭, 형고, 강박스두께를 각각 기본 값으로 나눠서 무차원화한 값이고, 세로축은 기본 값과 변화한 값에 대한 비틀 고유진동수의 비율이다. 그림에서 명확히 보이듯이 강박스 두께의 증가는 비틀 고유진동수에 별로 영향을 미치지 못한다. 그리고

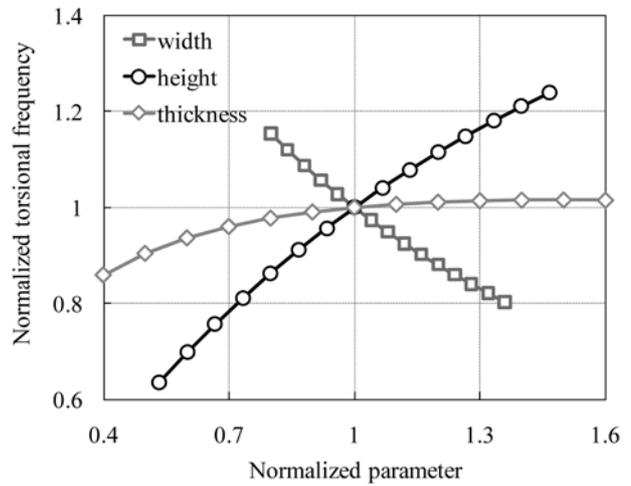


그림 10. 교폭, 형고, 강박스두께에 따른 비틀 고유진동수의 변화

교폭을 증가시키면 오히려 비틀 고유진동수가 감소한다. 하지만 형고를 증가시키면 비틀 고유진동수가 증가함을 볼 수 있다.

2.3 설계변수의 민감도 분석

주요한 구조 변수들이 현수교의 내풍안정성에 미치는 영향을 파악하기 위하여 매개변수 연구를 수행하였다. 현수교에 사용되는 강박스 단면의 경우에 유선형이므로 비틀 플러터 보다는 합성 플러터가 발생한다. 유선형 단면의 경우에 Selberg의 근사식이 잘 맞는다고 알려져 있으므로 본 연구에서는 강박스 현수교의 플러터 발생풍속을 추정하기 위하여 다음과 같은 근사식을 사용하였다(Strommen, 2005).

$$V_j = 3.77 \cdot f_i \cdot \sqrt{\left\{1 - \left(\frac{f_v}{f_i}\right)^2\right\} \frac{\sqrt{m \cdot I_m}}{\rho_a \cdot B}} \quad (2)$$

여기서 B 는 교폭, ρ_a 는 공기밀도(=1.25 kg/m³), f_v 와 f_i 는 각각 수직 및 비틀 고유진동수(Hz), m 은 단위길이당 질량(kg/m), I_m 은 단위길이당 질량관성모멘트(kg·m²/m)이다.

민감도 분석에서는 식 (2)의 입력치인 교폭, 진동수비, 질량, 질량관성모멘트, 수직 및 비틀 고유진동수가 플러터 풍속에 미치는 영향을 평가하였다. 이때 변수의 상대적인 영향은 민감도계수를 구하여 비교하였다. 민감도계수 c 는 식 (3)과 같이 특정 변수 x_i 의 단위 변화량에 대한 플러터 풍속의 단위 변화량을 의미한다.

$$c_i = \frac{(\Delta V_j)_i}{\Delta x_i} \quad (3)$$

그림 11에서는 앞에서 언급한 5가지 변수들이 변함에 따라 플러터 풍속의 변화 정도를 나타내었다. 이때 모든 값은 중간값을 기준으로 정규화하였다. 그림 11(a)에서 보듯이 동일한 조건에서 교폭이 늘어나면 비틀상수 증가보다 질량관성모멘트의 증가가 더 커서 결국 플러터 발생풍속은 낮아진다. 그림 11(b)와 (c)에 나타난 것처럼 질량과 질량관성모멘트가 증가할수록 플러터 풍속도 따라서 증가한다.

고유진동수가 플러터 풍속에 미치는 영향은 그림 11(d)~(f)에 나타내었다. 그림에서 보듯이 수직과 비틀 진동수비가 증가할수록 플러터 풍속도 증가하지만 그리 크지는 않다. 한편

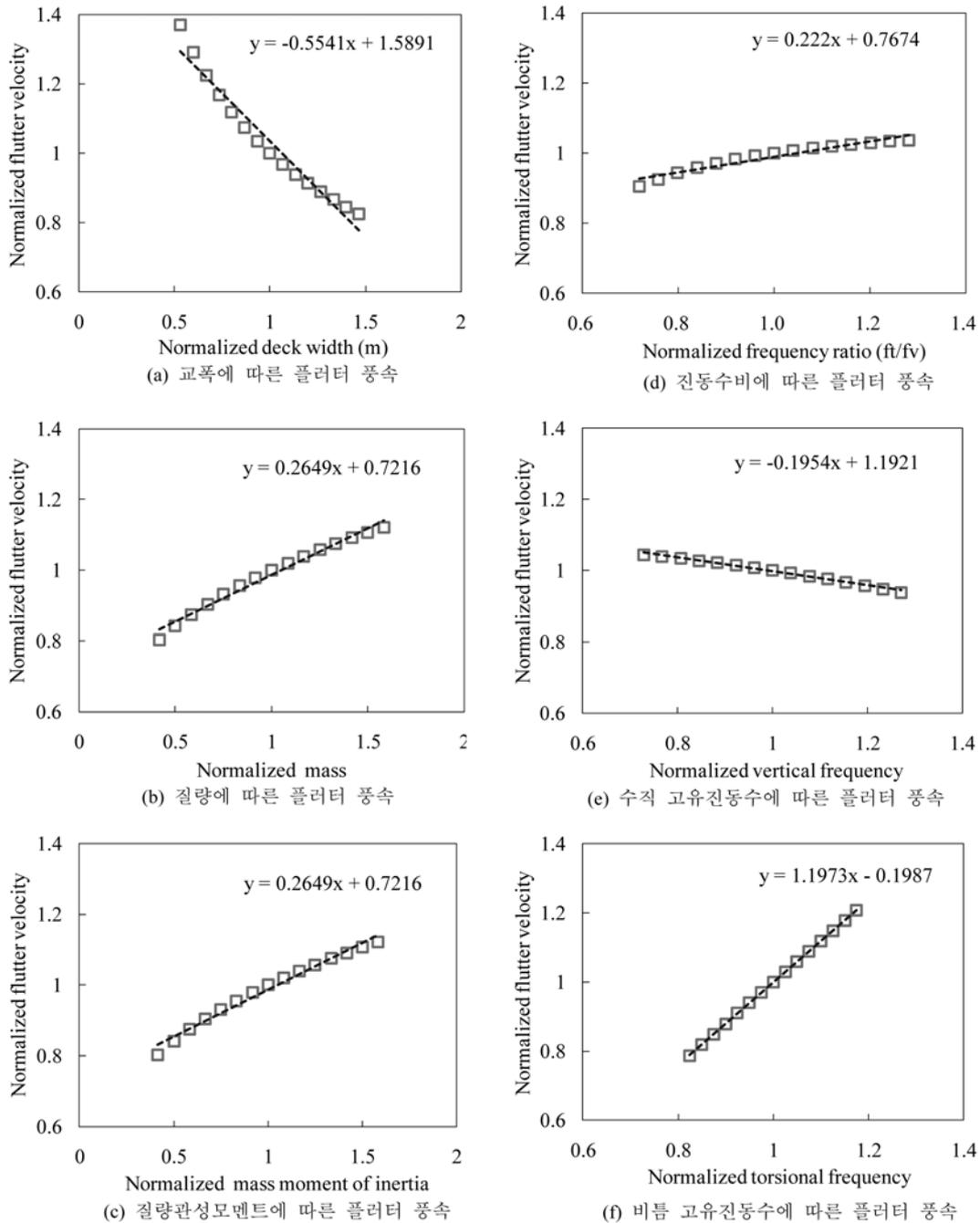


그림 11. 현수교 주요 설계변수에 따른 플러터 풍속 변화

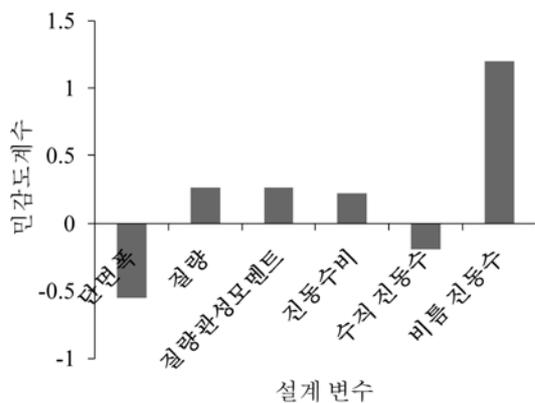


그림 12. 플러터 풍속에 대한 민감도계수 비교

수직 진동수가 증가하면 플러터 풍속은 거꾸로 낮아진다. 이는 비틀림 진동수가 고정된 상태에서 수직 진동수가 증가하면

진동수비가 줄어들므로 플러터 풍속이 낮아진다. 한편 그림 11(f)에서 보듯이 플러터 풍속은 비틀림 진동수에 상당히 선형적인 관계이다.

그림 12에서는 각 변수별 민감도계수를 비교하였다. 다른 변수가 고정되어 있을 때 값이 증가하면 플러터 풍속을 줄이는 변수로 교폭과 수직 진동수가 있다. 진동수비는 플러터 풍속에 약간 영향을 미치지만 거의 미미한 정도이다. 질량과 질량관성모멘트도 플러터 풍속 증가에 기여를 하지만, 가장 결정적인 역할을 하는 변수는 비틀림 고유진동수이다. 그림 12에서 보듯이 비틀림 고유진동수의 민감도계수가 가장 압도적이다. 이는 식 (2)에서 확인할 수 있는데, 다른 변수들은 제곱근 속에 포함되어 있지만 비틀림 진동수만 플러터 풍속과 정비례 관계이다. 따라서 교량의 내풍안정성을 향상시키기 위해서는 비틀림 고유진동수를 높이는 방향으로 주탑, 케이블, 단면을 계획하는 것이 바람직하다.

3. 단면 형상 개발

3.1 타당성 분석

본 연구에서는 그림 13에 나타난 주경간장 1111 m인 현수교(유신, 2009)를 대상으로 단면 개발을 시도하였다. 본 연구에서 채택한 예제는 충남 보령과 태안을 연결하는 해저 터널에 대한 대안으로 검토된 교량이다. 본 교량은 왕복 2차선 도로로 계획하였으며, 도로의 기능을 확보하기 위하여 최소한으로 필요한 폭은 11 m이다. 여기에 차량을 보호하기 위한 방호책과 행어 정착구를 위한 공간이 추가로 필요하다. 이를 더하면 기본적으로 단면 상부에서 확보해야 할 최소 폭은 14 m로 나타났다. 따라서 주경간장 1111 m를 최소 폭 14 m로 나누면 개발해야 할 단면의 변장비는 약 80 가까이 된다.

이렇게 좁고 긴 교량이 가능한지 여부를 판단하기 위하여 앞 절의 방법을 적용하여 타당성 분석을 실시하였다. 먼저 식 (1)을 사용하여 추정한 교량의 수직 및 비틀 고유진동수는 각각 0.133 Hz와 0.338 Hz이며, 진동수비는 2.53이다. 그리고 기존 2차선 교량의 사례를 참고하여 교폭은 16 m, 단위길이당 질량은 10 t/m, 질량관성모멘트는 230 t·m²/m로 가정하였다. 이를 식 (2)의 Selberg 근사식에 대입하면 플러터 발생풍속은 57.3 m/s가 된다. 이 지역의 한계풍속은 64.1 m/s(기본풍속 35 m/s, 설계풍속 53.4 m/s) 이므로 유선형 단면일 경우에도 플러터 풍속이 한계풍속보다 낫다.

기존 교량의 사례를 참고한 일반적인 제원으로는 주경간장 1111 m인 왕복 2차선 교량은 내풍안정성을 만족하지 못한다. 앞 장에서는 현수교의 내풍안정성에 미치는 각종 변수의 영향을 살펴보았는데, 여러 변수중에서 비틀 고유진동수가 플러터 풍속에 가장 결정적인 영향을 미쳤다. 따라서 이렇게 좁고 긴 교량이 가능하도록 하려면 비틀 고유진동수를 높이도록 단면 형상을 잡아야 한다. 그리고 박스형 단면일 경우에 교폭을 늘리기 보다는 형고를 키우는 쪽이 비틀 고유진동수를 증가시킬 수 있는 것으로 나타났다.

이러한 점을 고려하여 단면의 비틀 강성을 증가시켜서 비틀 고유진동수를 0.40 Hz 이상으로 높이면 플러터 발생풍속이 70 m/s를 넘어서서 내풍안정성을 확보할 수 있는 것으로 나타났다. 이때 필요한 비틀과 수직 고유진동수비는 3이며, Akinada교와 Hakucho교의 경우에 진동수비가 3을 넘었으므로 달성 가능할 것으로 판단된다. 따라서 본 대상 교량의 내풍안정성을 확보하기 위해서는 먼저 구조적으로 비틀 강성을 최대화한 단면을 찾고, 그 다음으로 국부적인 형상을 변경하여 공기역학적인 안정성을 확보하면 된다.

3.2 교량의 제원

본 연구의 예제 교량은 그림 13에 나타난 것처럼 주경간장이 1111 m인 3경간 현수교이다(유신, 2009). 본 교량은 인장강도 1960 MPa인 케이블을 채택하고 있으며, 새그비는 1/9이다. 본 연구에서는 SM490 혹은 SM520 강재 사용을 전제로 구조단면에 대한 파라미터 스타디를 수행하였다. 이때 최저 형고를 2.5 m로 정하고 이에 맞는 단면 형상을 찾기 시작하였다. 본 연구의 2차선 교량에서 반드시 확보해야 할 최소 폭은 14 m이고, 최저 형고는 2.5 m이다.

앞 절에서 언급했듯이 플러터 풍속을 높이기 위해서는 비틀 고유진동수가 높아야 한다. 따라서 단면 형상을 결정할 때 비틀상수를 최대한 증가시킬 수 있도록 계획해야 하므로 싱글박스를 채택하였다. 그런데 형고가 높아지면 비틀상수가 증가하는 장점이 있지만, 반대로 유선형이 아닌 뚱뚱한(bluff) 단면에 가까우므로 항력계수가 증가하는 단점이 있다. 따라서 항력계수와 비틀상수 사이에 적절한 접합점을 찾아야 한다.

반복 설계를 통하여 비틀 강성을 최대화한 단면을 찾았으며, 이때 케이블과 거더를 포함한 단위길이당 질량은 8.9 t/m이고, 질량관성모멘트는 250.0 t·m²/m로 나타났다. 그리고 정밀 구조해석을 통하여 구한 수직 및 비틀 고유진동수는 각각 0.136 Hz 및 0.444 Hz이고, 진동수비는 3.26이다. 수직 고유진동수는 식 (1)의 추정치와 유사하나 비틀 고유진동수는 훨씬 증가하였다. 본 연구에서는 부록 A의 S1 단면을 기본으로 하여 공기역학적으로 유리한 단면을 찾기 위한 공력 최적화(aerodynamic tailoring)를 시도하였다.

3.3 예비단면의 내풍안정성 비교

교량의 부분모형 풍동실험은 전북대학교 소형풍동에서 실시하였다. 실험시 풍속은 피토판과 차입계(Setra 239)를 사용하여 측정하였고, 모형의 변위는 광학식 변위계(Hamamatsu C5949)를 사용하였으며, 실험 자료는 National Instrument사의 PXI 자료수집장치를 사용하여 채널당 400 Hz로 받아들였다.

풍동실험 모형의 축척은 1:50이다. 교량의 유해진동 발생 여부를 명확히 파악하기 위하여 등류에서 실험을 수행하였다. 모형의 진동수와 감쇠비는 system identification method로 추정하였다(Chowdhury, 2003). 기본적으로 모형은 낮은 감쇠비를 유지하도록 하였고, 추가 감쇠는 외부의 오일댐퍼를 사용하여 조절하였다. 풍동실험에서는 앞서 말한 최소 폭인 14 m을 제약조건으로 하여 단면 개발을 시작하였으며 그 결과는 부록 A에 자세히 나타내었다. 이때 감쇠비는 0.2% 이하로 낮게 유지하여 유해 진동이 잘 발생되도록 하였다.

단면 개발시 먼저 기존 장대 교량의 단면을 기본적으로 채용하여 Great Belt교와 유사한 S1단면, Normandy교와 유

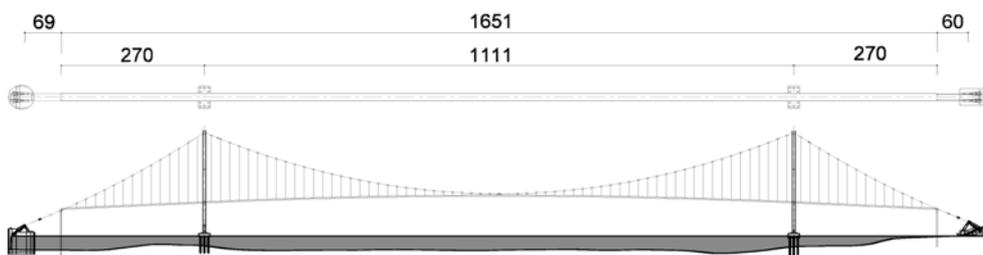


그림 13. 주경간장 1111 m인 2차선 현수교 (유신, 2009)

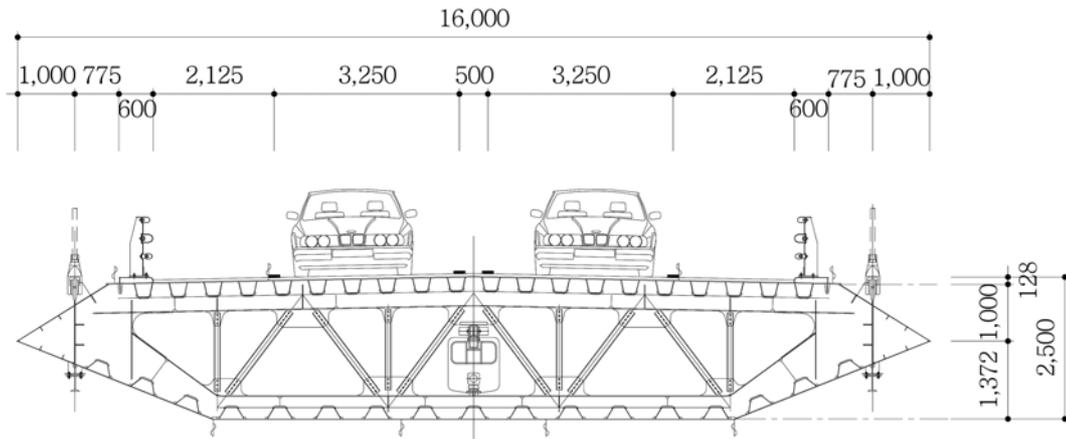


그림 14. 변장비 70인 현수교 단면

사한 S3단면 그리고 그 중간인 S2단면에 대한 풍동실험을 실시하였다. 그 결과를 보면 S1단면은 전반적으로 플러터 풍속이 부족하고, S2와 S3 단면은 (+) 영각에서 플러터 풍속이 한계풍속기준(대한토목학회, 2006)에 미달하였다.

그 다음 단계에서는 S3 단면을 개선하고자 Severn교처럼 양단에 보도부를 부착한 단면(S4-0, S4-1)의 플러터 풍속을 측정하였다. 이 경우에 (+) 영각에서 낮은 플러터 풍속이 개선됨을 알 수 있다. 하지만 장대 교량에서 별도의 보도부가 필요없는 경우가 많으므로 보도부를 설치한 단면은 비경제적일 수 있다. 이를 개선하기 위하여 Hardanger교와 유사한 단면 S5-0을 실험하였다. 그리고 보도부 대신에 길이가 짧은 스플리터를 부착한 단면(S5-1)도 실험하였다. S5-1 단면은 한계풍속 기준을 만족하지만 (+)영각에서는 여유가 거의 없다. S5-0와 유사하지만 페어링 각도를 예각으로 바꾼 S6단면도 (+)영각에서 내풍안정성이 불량하였다.

S1~S6 단면의 경우에 형고가 2.7 m~2.9 m로서 단면폭에 비하여 비교적 높았다. 따라서 구조 검토를 통하여 낮은 형고틀인 2.5 m와 단면폭 14 m를 새로운 제약조건으로 하여 단면 형상을 수정하였다. 단면 S7-0은 단면 S5-0에서 페어링의 각도는 유지하면서 형고만 낮은 형상이다. 그리고 그 양단에 각각 길이 0.5 m, 1 m, 2 m인 스플리터가 부착된 단면(S7-1~3)도 실험하였다. 그 결과를 보면 가장 긴 2 m 스플리터가 설치된 단면 S7-3을 제외하고 나머지 단면들은 기준을 만족하지 못하는 것으로 나타났다.

이에 단면 S7-0에서 페어링의 하부 경사는 27도로 유지하고, 상부 경사를 35도부터 5도 간격으로 바꾼 기본단면 S8-0, S9-0, S10-0과 그 양단에 스플리터를 설치한 변형단면에 대한 실험을 수행하였다. 이 경우에 스플리터의 길이가 1 m 이상이 되면 플러터 기준을 만족하는 것으로 나타났다 이상의 결과를 보면 기류를 가르는 페어링 끝단의 높이에 따라 영각별 플러터 풍속에 큰 영향을 받는 것으로 보인다. 이를 개선하기 위하여 S10-0단면에서 페어링 하부의 각도는 줄이고 상부의 각도는 키워서 페어링 끝이 하부로 내려오도록 개선한 단면 S11-0을 도출하였다. 기본단면 S11-0과 스플리터를 부착한 변형단면 S11-1~3 모두 한계풍속 기준을 만족하는 것으로 나타났다.

이상의 결과를 정리하면 단면 S1부터 단면 S11-3까지 중에서 한계풍속 기준을 만족하는 단면은 다음과 같다.

- 스플리터 0 m : S11-0
- 스플리터 0.5 m : S11-1
- 스플리터 1 m : S5-1, S9-2, S10-2, S11-2
- 스플리터 2 m : S4-1, S7-3, S8-3, S9-3, S10-3, S11-3

3.4 최종단면의 실험결과

예비단면중에서 한계풍속 기준을 만족하는 단면은 총 11개다. 이중에서 스플리터를 설치하면 공기역학적 성능이 매우 향상되는 것으로 나타났다. 하지만 Severn교처럼 스플리터를 보도부로 활용하지 않는 한 스플리터는 부가적인 무게이므로 없는 편이 좋다. 따라서 본 연구에서는 최종단면으로 S11-0단면을 채택하였다. S11-0단면의 높이는 2.5 m이고 폭은 16 m이고, 변장비는 거의 70이다.

현수교 주형의 유지관리를 위한 점검차의 지지를 위하여 레일을 설치해야 한다. 그런데 점검차 레일이 항력계수를 증가시키거나 플러터 풍속을 저하시키는 경우가 종종 있다. 따라서 페어링 하부에 점검차 레일의 위치를 변경시키며 반복 실험을 실시하여 그림 14와 같은 최종 단면을 얻게 되었다.

그림 15에서는 최종단면의 영각별 플러터 풍속을 나타내었다. 그림에서 보듯이 (+)영각의 내풍안정성이 현저히 개선되었다. 그리고 풍속별 RMS(root mean square)응답은 그림 16에 나타내었다. 저풍속에서 흔히 발생하는 와류진동도 관측되지 않아서 내풍안정성이 매우 뛰어난 단면임을 알 수 있다. 최종단면의 수직 및 비틀 감쇠비를 각각 0.35%와

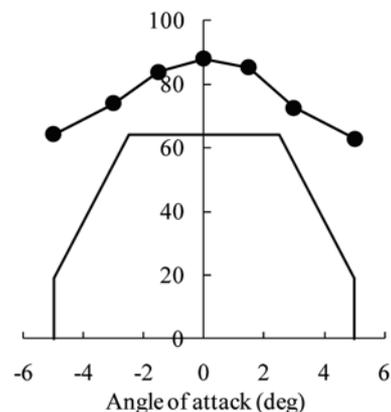
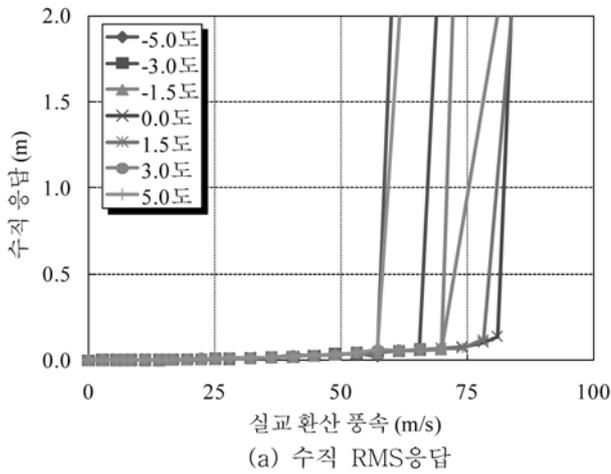
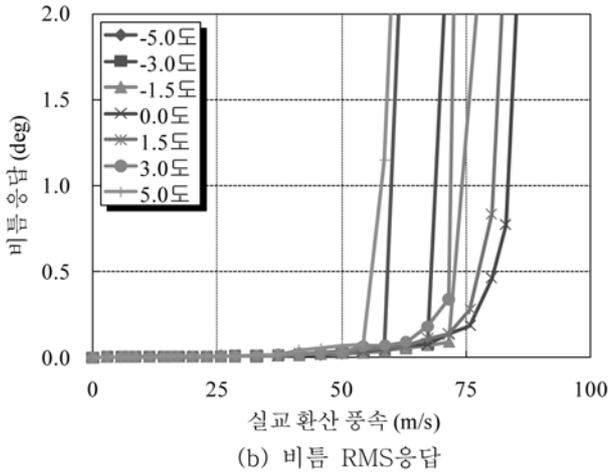


그림 15. 최종단면의 플러터 풍속



(a) 수직 RMS 응답



(b) 비틀림 RMS 응답

그림 16. 최종단면의 풍속별 RMS 응답

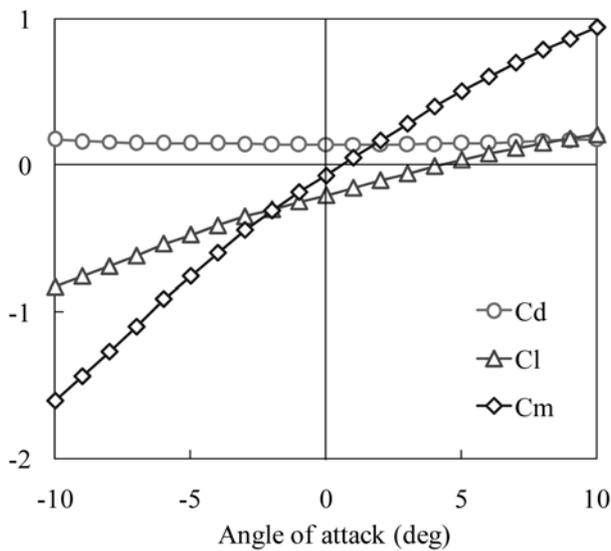


그림 17. 최종단면의 공기력계수

0.4%로 설계감쇠비와 유사하게 맞춘 관계로 부록의 S14-4의 결과보다 플러터 발생풍속이 약간 높게 나타났다.

그림 17에서는 최종단면의 공기력계수를 나타내었다. 점검차 레일은 플러터 풍속에는 거의 영향을 주지 않았지만, 항력계수는 약 25%정도 증가시켰다. 구조검토 결과, 25%의 항력 증가를 감당할 수 있는 것으로 나타났기에 페어링 하부에 점검차 레일을 설치할 수 있었다. 하지만 만약 항력계수를 낮추고 싶다면 광양대교처럼 점검차 레일을 페어링 내

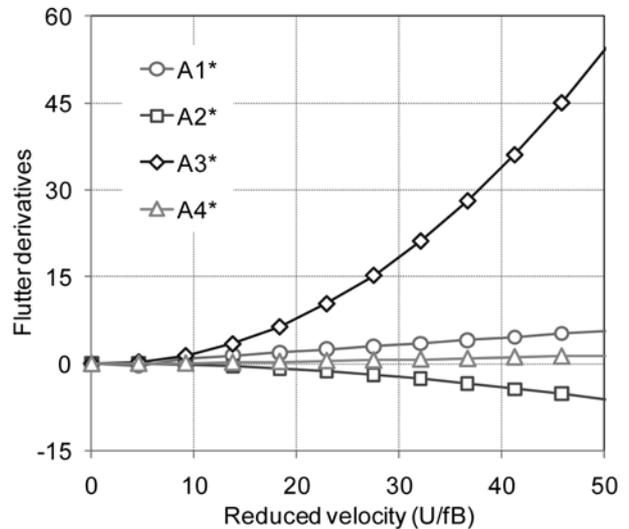
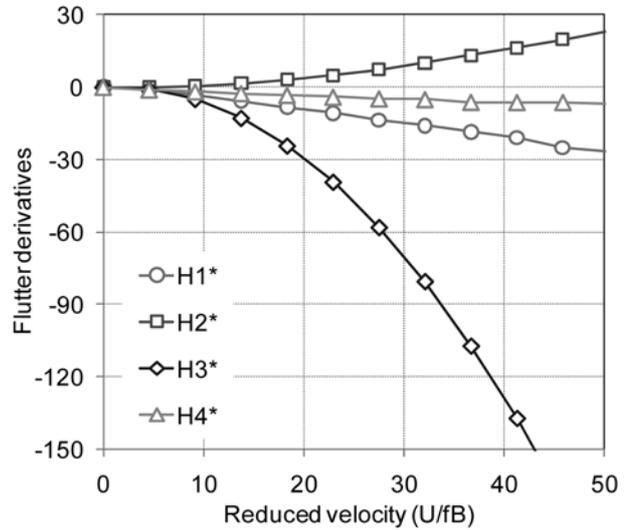


그림 18. 최종단면의 플러터계수

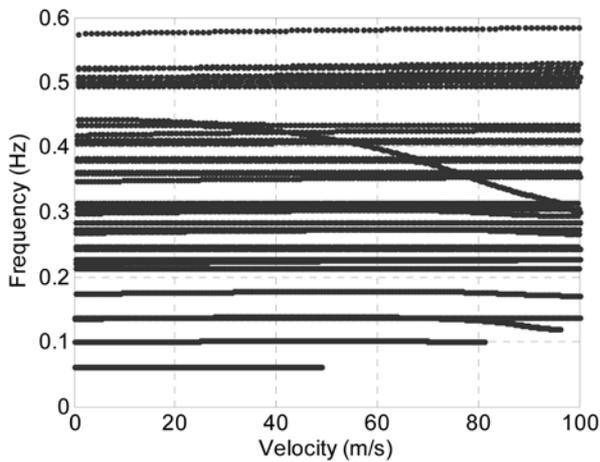
부로 매설하거나(Kwon, 2008), 바퀴형 점검차를 사용하여 레일을 없애는 방법도 가능하다. 그림 18에서는 강제진동 실험기법(이승호, 2009)으로 측정된 최종단면에 대한 플러터계수를 나타내었다.

4. 공탄성 해석을 통한 검증

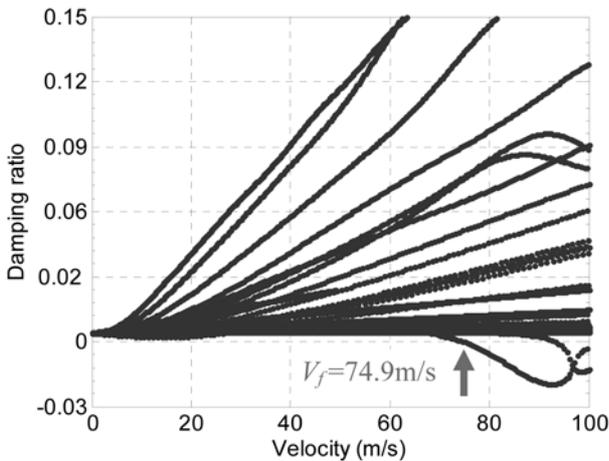
부분모형실험은 교량 주형을 2차원으로 단순화하였으므로 구조적인 3차원 효과를 알 수는 없다. 이러한 단점을 부분모형실험에서 추출한 공기역학적 데이터와 3차원 구조 해석 모델을 결합한 공탄성 해석을 통하여 보완할 수 있다. 교량에 작용하는 풍하중은 주형의 진동으로 인한 자발 공기력과 바람의 난류성분에 의한 버페팅 공기력으로 나눌 수 있다. 이때 자발공기력과 교량 자유진동방정식을 결합하면 다음과 같은 다중모드 공탄성 방정식을 구할 수 있다(Jain, 1996).

$$\mathbf{E}_{ij}(K) = K^2 \delta_{ij} + iK \mathbf{A}_{ij}(K) + \mathbf{B}_{ij}(K) \quad (4a)$$

$$\mathbf{A}_{i,j}(K) = 2 \xi_i K_i \delta - \frac{\rho B^4 L K}{2 I_i} [H_1^* G_{h_i h_j} + H_2^* G_{h_i \alpha_j} + H_5^* G_{h_i p_j} + P_1^* G_{p_i p_j} + P_2^* G_{p_i \alpha_j} + A_1^* G_{\alpha_i h_j} + A_2^* G_{\alpha_i \alpha_j} + A_5^* G_{\alpha_i p_j}] \quad (4b)$$



(a) 풍속별 진동수 변화



(b) 풍속별 감쇠비 변화

그림 19. 플러터 해석 결과

$$\mathbf{B}_{i,j}(K) = K_i^2 \delta_{ij} - \frac{\rho B^4 L K^2}{2I_i} [H_3^* G_{h,h_j} + H_6^* G_{h,p_j} + P_3^* G_{p,\alpha_j} + P_4^* G_{p,p_j} + A_3^* G_{\alpha,\alpha_j} + A_4^* G_{\alpha,h_j} + A_6^* G_{\alpha,p_j}] \quad (4c)$$

여기서 h , α , p 는 각각 수직, 비틀, 수평 변위이며, B 는 단면폭, U 는 풍속, ρ 는 공기밀도, ξ 는 모달 구조감쇠비, L 은 경간장, $K(=\omega B/U)$ 는 무차원진동수, δ 는 Kronecker delta 함수, H_i^* , A_i^* , P_i^* 는 플러터계수, G_{hh} , $G_{\alpha\alpha}$, G_{pp} 는 각각 모달 적분상수(Simiu, 1996)이다. 교량의 플러터 풍속은 식 (4a)의 복소고유치 문제를 풀어 구할 수 있다.

플러터 해석에 사용된 교량의 모달 특성치는 부록 B에 자세히 나와 있다. 모달적분상수를 보면 각 모드에서 수직, 수평, 비틀 성분의 기여가 확실하게 구분되며 각 성분간의 커플링은 거의 없다. 부록 B에 나타난 총 40개 모드를 사용하여 플러터 해석을 수행한 결과를 그림 19에 나타내었다. 3차원 플러터 해석에서 발생풍속은 74.9 m/s로 나타났으며, 부분모형실험 결과보다는 낮지만 한계풍속을 충분히 초과하였다.

5. 결 론

본 연구에서는 변장비 70에 가까운 도전적인 현수교 단면을 개발하는데 목적을 두고 있다. 이를 위하여 먼저 기존

강박스 현수교의 제원을 수집하여 그 특성을 분석하고 각종 구조변수들이 내풍안정성에 미치는 상대적인 영향을 평가하였다. 그 결과를 보면 현수교에서 주경간장과 형상변수(교폭, 형고, 고폭비)는 상관관계가 거의 없으며, 고유진동수와 형상변수의 상관관계도 낮았다. 하지만 일부 상관관계가 있는 항목으로 변장비와 주경간장은 비례 관계이며, 변장비와 고폭비는 반비례로 나타났다. 주경간장과 고유진동수는 밀접한 관계가 있는 것으로 나타났으며 근사적으로 고유진동수를 추정할 수 있는 신뢰구간별 추정식을 제시하였다.

구조특성이 내풍안정성에 미치는 영향을 파악하기 위하여 교폭, 진동수비, 질량, 질량관성모멘트, 수직 및 비틀 고유진동수 변화에 따른 플러터 풍속의 민감도 분석을 실시하였다. 그 결과를 보면 다른 변수가 고정되어 있을 때 교폭과 수직진동수가 증가하면 플러터 풍속이 낮아지고, 진동수비는 미미하게 플러터 풍속에 영향을 미쳤다. 하지만 비틀 고유진동수와 플러터 풍속은 정비례 관계이므로 교량의 내풍안정성을 향상시키기 위해서는 비틀 고유진동수를 높이는 방향으로 주탑, 케이블, 단면을 계획해야 한다.

주경간장 1111 m인 현수교를 대상으로 도로의 기능을 유지하기 위한 최소 단면폭과 형고를 제약조건으로 하여 총 30개의 단면에 대한 풍동실험을 실시하였다. 이로부터 한계 풍속 기준을 충분히 만족하는 단면을 찾았고, 3차원 플러터 해석을 통하여 개발한 단면의 내풍 성능을 검증하여 제시하였다. 본 연구에서 개발한 현수교 단면은 변장비 70인 경제적인 형상이므로 장대 현수교 설계시 활용할 수 있을 것으로 판단되며, 아울러 향후 초장대 교량 단면 개발의 초석이 될 수 있을 것으로 생각된다.

감사의 글

이 연구는 초장대교량사업단 제1핵심과제를 통하여 지원된 국토해양부 건설기술혁신사업 (08기술혁신E01)에 의하여 수행되었습니다. 연구 지원에 감사 드립니다.

참고문헌

- 대한토목학회(2006) 케이블강교량설계지침.
- 유 신(2009) 보령-태안 연결도로 현수교 설계.
- 이승호, 권순덕(2009) 강제 가진에 의한 교량 플러터계수 추출, 한국소음진동공학회 논문집, 한국소음진동공학회, 제19권 제6호.
- 日本土木學會(2003) 橋梁の耐風設計 -基準と最近の進歩-
- 川田忠樹(1987) 現代の吊橋, 理工圖書.
- Brancaleoni, F. and Diana, G. (1993) The aerodynamic design of the Messina Straits Bridge, *J. of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 48, No. 2-3.
- Brownjohn, J.M.W., Boccione, M., Curami, A., Falco, M., and Zasso, A. (1994) Humber bridge full-scale measurement campaigns 1990-1991, *J. of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 52.
- Chowdhury, A. and Sarkar, P.P. (2003) A new technique for identification of eighteen flutter derivatives using a three-degree-of-freedom section model, *Engineering Structures*, Vol. 25, No. 14.
- Ge, Y.J. and Tanaka, H. (2000) Aerodynamic flutter analysis of cable-supported bridges by multi-mode and full-mode approaches, *J. of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 86.
- Ge, Y.J. and Xiang, H.F. (2008) Recent development of bridge

aerodynamics in China, *J. of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 96, No. 6-7.

Gimsing, N.J. (1997) *Cable Supported Bridges*, John Wiley & Sons.
 Hui, M.C.H. and Karsen, A. (2002) Aerodynamic investigation for the deck of Stonecutter Bridge emphasizing Reynolds number effects, *The 2nd International Symposium on Wind and Structures*, Busan.
 Jain, A., Jones, N.P., and Scanlan, R.H. (1996) Coupled flutter and buffeting analysis of long-span bridges, *J. of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 122, No. 7.
 Kwon, S.D., Lee, S.H., Uejima, H., and Lee, M.J. (2008) Wind resistance design of Kwangyang Bridge, *Bridge Maintenance, Safety, Management, Health Monitoring and Informatics*, CRC Press.
 Miyata, T., Yokoyama, K., Yasuda, M., and Hikami, Y. (1992) Akashi Kaikyo Bridge: Wind effects and gull model wind tun-

nel tests, *Aerodynamics of Large Bridges*, Balkema.
 Reinhold, T.A., Brinch, M., and Damsgaard, A. (1992) Wind tunnel tests for the Great Belt link, *Aerodynamics of Large Bridges*, Balkema.
 Simiu, E. and Scanlan, R.H. *Wind Effects on Structures*, Wiley, 1996.
 Strommen, E.N. (2005) *Theory of Bridge Aerodynamics*, Springer.
 Wardlaw, R.L. (1990) Wind effects on bridges, *J. of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 33, No. 1-2.
 Xu, Y.L., Sun, D.K., Ko, J.M., and Lin, J.H. (2000) Fully coupled buffeting analysis of Tsing Ma suspension bridge, *J. of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 85.

(접수일: 2009.10.26/심사일: 2009.12.12/심사완료일: 2010.1.22)

부록 A. 풍동실험 단면(감쇠비 0.2%이하) 및 플러터 풍속

구분	단면 형상	플러터 풍속
S1		
S2		
S3		

부록 A. 풍동실험 단면(감쇠비 0.2%이하) 및 플러터 풍속

<p>S4-0</p>		
<p>S4-1</p>		
<p>S5-0</p>		
<p>S5-1</p>		
<p>S6</p>		

부록 A. 풍동실험 단면(감쇠비 0.2%이하) 및 플러터 풍속

<p>S7-0</p>		
<p>S7-1 (0.5 m)</p>		
<p>S7-2 (1 m)</p>		
<p>S7-3 (2 m)</p>		
<p>S8-0</p>		

부록 A. 풍동실험 단면(감쇠비 0.2%이하) 및 플러터 풍속

<p>S8-2 (1 m)</p>		
<p>S8-3 (2 m)</p>		
<p>S9-0</p>		
<p>S9-1 (0.5 m)</p>		
<p>S9-2 (1 m)</p>		

부록 A. 풍동실험 단면(감쇠비 0.2%이하) 및 플러터 풍속

<p>S9-3 (2 m)</p>		
<p>S10-0</p>		
<p>S10-1 (0.5 m)</p>		
<p>S10-2 (1 m)</p>		
<p>S10-3 (2 m)</p>		

부록 A. 풍동실험 단면(감쇠비 0.2%이하) 및 플러터 풍속

<p>S11-0</p>	<p>1600 775 5625 5625 775 1600 -2% 2% 31° 22° 3400 9200 3400 16000 178 1000 2550 1372</p>	<p>100 80 60 40 20 0 -6 -4 -2 0 2 4 6 Angle of attack (deg)</p>
<p>S11-1 (0.5 m)</p>	<p>1600 775 5625 5625 775 1600 -2% 2% 31° 22° 3400 9200 3400 16000 178 1000 2550 1372</p>	<p>100 80 60 40 20 0 -6 -4 -2 0 2 4 6 Angle of attack (deg)</p>
<p>S11-2 (1 m)</p>	<p>1600 775 5625 5625 775 1600 -2% 2% 31° 22° 3400 9200 3400 16000 178 1000 2550 1372</p>	<p>100 80 60 40 20 0 -6 -4 -2 0 2 4 6 Angle of attack (deg)</p>
<p>S11-3 (2 m)</p>	<p>1600 775 5625 5625 775 1600 -2% 2% 31° 22° 3400 9200 3400 16000 178 1000 2550 1372</p>	<p>100 80 60 40 20 0 -6 -4 -2 0 2 4 6 Angle of attack (deg)</p>
<p>S11-4</p>	<p>1600 775 5625 5625 775 1600 -2% 2% 31° 22° 3400 9200 3400 16000 178 1000 2550 1372</p>	<p>100 80 60 40 20 0 -6 -4 -2 0 2 4 6 Angle of attack (deg)</p>

부록 B. 공탄성 해석에 사용된 주경간장 1111 m 현수교의 모달 특성치

Mode #	Frequency (Hz)	Generalized inertia	Modal integral coefficient			Dominant mode
			G_{pp}	G_{hh}	$G_{\alpha\alpha}$	
1	0.0608	4.58E+03	514.9	0.0	0.0	LS
2	0.0991	6.11E+03	0.0	542.8	0.0	VA
3	0.1355	2.82E+03	0.0	304.5	0.0	VS
4	0.1371	4.22E+03	535.1	0.0	0.0	LA
5	0.1740	4.73E+03	0.0	498.2	0.0	VS
6	0.2130	9.38E+02	0.0	0.4	0.0	long
7	0.2200	5.96E+03	0.0	616.6	0.0	VA
8	0.2226	4.93E+03	0.0	405.9	0.0	VS
9	0.2275	5.22E+03	579.1	0.0	0.0	LS
10	0.2442	2.51E+03	57.7	0.0	0.0	cable
11	0.2473	1.93E+03	11.2	0.0	0.0	cable
12	0.2682	5.47E+03	0.0	565.4	0.0	VS
13	0.2730	3.20E+03	163.6	0.0	0.0	cable
14	0.2843	9.09E+02	0.0	0.0	0.0	cable
15	0.2844	9.09E+02	0.0	0.0	0.0	cable
16	0.2983	6.30E+03	0.0	653.0	0.0	VS
17	0.3049	1.25E+03	10.7	0.0	0.0	cable
18	0.3129	1.29E+03	15.2	0.0	0.0	cable
19	0.3130	1.05E+04	0.0	116.1	0.0	tower
20	0.3143	9.57E+03	0.0	34.3	0.0	tower
21	0.3474	4.45E+03	0.0	463.5	0.0	VA
22	0.3599	3.85E+02	0.0	0.0	0.0	cable
23	0.3600	3.83E+02	0.0	0.0	0.0	cable
24	0.3620	1.27E+03	87.3	0.0	0.0	L(side)
25	0.3796	5.03E+02	1.9	0.0	0.0	L(side)
26	0.3834	8.25E+02	40.2	0.0	0.0	L(side)
27	0.4054	1.54E+04	0.0	590.5	0.0	VA
28	0.4113	6.87E+02	0.0	0.2	0.0	-
29	0.4190	4.82E+03	0.0	528.9	0.0	VS
30	0.4344	3.20E+03	327.0	0.0	0.6	LA
31	0.4439	3.80E+03	39.7	0.0	14.7	TS
32	0.4948	9.26E+02	0.0	0.0	0.0	cable
33	0.4952	9.25E+02	0.0	0.0	0.0	cable
34	0.4978	4.08E+03	0.0	424.7	0.0	VA
35	0.5020	9.20E+02	10.9	0.0	0.0	cable
36	0.5069	2.38E+03	0.0	238.3	0.0	VA
37	0.5092	9.30E+02	17.5	0.0	0.1	cable
38	0.5207	1.61E+03	0.0	164.2	0.0	V(side)
39	0.5227	2.16E+03	205.6	0.0	0.0	L(side)
40	0.5750	5.04E+03	0.0	556.9	0.0	VS

*VS : Vertical Symm., VA : Vertical Anti-symm., LS : Lateral Symm., LA : Lateral Anti-symm., long : longitudinal, side : side span