

## 주형단면의 비대칭성을 고려한 3차원 사장교의 지진해석

### Seismic Analysis of a 3-dimensional Cable-Stayed Bridge with an Unsymmetric Girder Cross-section

김철영\* · 장승필\*\*

Kim, Chul Young · Chang, Sung Pil

#### Abstract

In general, the cross-section of a girder of a bridge has only one axis of symmetry. Therefore, lateral forces such as earthquake and wind may cause torsion coupled with lateral bending in the girder. This induces additional stresses especially in cables arranged in double-planes. Since this effect cannot be considered by using the conventional frame elements, the stiffness and the mass matrices of the geometrically nonlinear thin-walled frame element have to be used in order to model the girder. Theoretical development and verification of the frame element used in this study were made through a previously presented paper<sup>(1)</sup>. In this paper, seismic analysis of a three dimensional cable-stayed bridge considering the unsymmetry of the girder cross-section is performed to investigate the coupled flexural-torsional behaviors.

#### 요 지

지진이나 바람과 같은 횡방향 하중이 가해졌을 때, 일반적으로 수직인 축에 대해서만 대칭인 단면을 갖는 교량의 주형에는 횡방향 휨에 결합된 비틀림이 유발되어 특히 사장교의 케이블등에는 예상치 못했던 추가응력이 유발될 수 있다. 이러한 거동은 일반적인 뼈대요소로는 해석할 수 없으므로, 임의의 단면 형상을 갖는 기하학적 비선형 3차원 뼈대요소를 사용하여야 한다. 본 연구에서 사용한 뼈대요소의 이론적인 배경과 검증은 이전에 발표된 논문<sup>(1)</sup>에 수록되어 있다. 본 논문에서는 주형단면의 비대칭성을 고려한 지진해석을 수행하여 휨-비틀림 결합작용에 의한 거동을 연구한다.

#### 1. 서 론

사장교를 비롯한 일반 교량의 주형은 일반적으로 1축에 대해서만 대칭인 단면형태를 갖고 있으므로 바람이나 지진등에 의한 횡방향하중이 가해졌을 때

에는 휨과 비틀림이 결합된 거동을 하게 되어, 특히 사장교에서 교탑과 주형을 연결하는 케이블들이 두 개의 평면에 배치되었을 경우에는 설계시 예상치 못했던 추가응력이 발생할 수 있다. 또한 사장교는 케이블의 처짐(sag), 주형과 교탑에서 축력-휨의 상호작용, 그리고 긴 경간에 따른 큰 처짐등의 구조적인 특성 때문에 일반적인 선형해석으로는 정확한

\* 정희원 · 명지대학교 공과대학 토목공학과, 조교수

\*\* 정희원 · 서울대학교 공과대학 토목공학과, 교수

거동을 파악할 수 없게 하는 몇 가지 요인을 가지고 있다.

따라서 지진하중이나 풍하중에 의한 사장교의 거동을 해석하기 위해서는 일반적인 뼈대요소로는 정확한 결과를 얻을 수 없으며, 상기한 사장교의 비선형성은 물론이고 주형단면의 비대칭성에서 비롯되는 휨-비틀의 결합작용을 고려할 수 있는 이론의 전개가 필요하게 된다.

본 논문에서는 일반적인 비대칭 박벽단면 주형을 고려할 수 있는 절점당 7개의 자유도를 갖는 기하학적 비선형 3차원 뼈대요소를 사용한다. 이 요소의 접선 강도매트릭스와 질량매트릭스는 가상일의 원리와 운동에너지로부터 변위형상함수를 이용해 유도하였으며, 이론적인 유도과정과 예제를 통한 검증 및 3차원 사장교의 고유진동 해석결과는 이전에 발표된 본 著者들의 논문<sup>(1)</sup>에 수록되어 있다.

상기한 사장교의 비선형성은 케이블에 장력을 도입하기 이전에는 그 영향이 지배적이지만, 사하중의 작용하에서 소기의 장력이 도입된 사용상태에서는 케이블 현수곡선의 처짐이 작아지고 주형의 처짐도 작아지므로 이를 무시할 수 있다.<sup>(2,3,4)</sup> 본 연구에서도 케이블에 장력이 도입되어 사하중과 평형을 이루는 상태까지는 정적 비선형해석을 수행하고, 사용상태에 대한 동적해석은 정적 비선형해석의 최종 평형상태를 초기상태로 간주하여 선형해석을 수행한다. 지진에 의한 구조물의 동적거동을 구하기 위해 지점운동을 구조물의 절점에 작용하는 등가의 동하중으로 치환하는 방법을 이용하고 감쇠계수는 고려하지 않는다. 계산에 사용한 수치해법은, 정해에 가까운 해를 주지만 계산시간이 많이 소요되는 직접적분법(Step-by-step Integration Method)으로 한가지 경우의 결과를 구한 후 모드중첩법(Mode Superposition Method)으로 이것과 근사한 결과를 얻을 수 있는 모드의 갯수를 결정하여 나머지 모든 해석은 모드중첩법을 사용한다.

## 2. 지점운동에 대한 운동방정식

구조물의 일반적인 선형운동방정식을 매트릭스 형태로 나타내면

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = \{P\} \quad (1)$$

와 같다. 여기서

[M]은 질량매트릭스

[C]는 감쇠매트릭스

[K]는 강도매트릭스

{U}, {\dot{U}}, {\ddot{U}}은 각각 변위, 속도 그리고 가속도 벡터

{P}는 동적하중벡터를 나타낸다.

사장교의 경우 이 운동방정식에서 강도 매트릭스 [K]는 정적 비선형해석이 끝난 후 사하중에 의한 평형이 이루어졌을 때의 강도매트릭스를 사용하며, 질량매트릭스 [M]은 각 부재의 질량매트릭스를 조합하여 구조물의 질량매트릭스를 얻는다.

식 (1)의 일반적인 운동 방정식을 구속되지 않은 자유도와 구속된 자유도에 대한 부분으로 나누면 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$\begin{bmatrix} M_{FF} & M_{FR} \\ M_{RF} & M_{RR} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_F \\ \ddot{U}_R \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{FF} & C_{FR} \\ C_{RF} & C_{RR} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U}_F \\ \dot{U}_R \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{FF} & K_{FR} \\ K_{RF} & K_{RR} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_F \\ U_R \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_F \\ P_R \end{Bmatrix} \quad (2)$$

여기서 첨자 F는 구속되지 않은 자유도들에 관한 것을 나타내며 R은 구속조건들에 관한 항들을 나타낸다.

만일 지점 운동 외에 다른 하중이 작용하지 않는다면 {P<sub>F</sub>}는 영벡터(Null Vector)가 되며, 따라서 식 (2)의 첫번째 식은

$$[M_{FF}]\{\ddot{U}_F\} + [C_{FF}]\{\dot{U}_F\} + [K_{FF}]\{U_F\} = -([M_{FR}]\{\ddot{U}_R\} + [C_{FR}]\{\dot{U}_R\} + [K_{FR}]\{U_R\}) \quad (3)$$

와 같이 쓸 수 있다.

여기서 임의의 시간에서의 총 변위 {U}를 그 때의 지점 변위량에 의한 의사정적 변위(Pseudo-Static Displacement) {U<sup>s</sup>}와 이를 기준으로 한 동적변위(Dynamic Displacement) {U<sup>d</sup>}의 합으로 나타내면 다음과 같다.

$$\{U\} = \begin{Bmatrix} U_F \\ U_R \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} U_F^s \\ U_R^s \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} U_F^d \\ U_R^d \end{Bmatrix} \quad (4)$$

여기서 {U<sup>s</sup>}는 시간 t에서의 의사정적 변위

형상이며 {U<sup>d</sup>}는 의사정적 변위형상을 기준

으로 한 동적변위이다.

이때  $\{U_R^s\}$ 는 주어진 지점 운동이 되며

$$\{U_R^d\} = \{0\} \quad (\{0\}: \text{Null Vector}) \quad (5)$$

이다. 따라서

$$\{U_R\} = \{U_R^s\} \quad (6)$$

과 같다. 이와 같이 정의하면 식 (3)은 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$\begin{aligned} & [M_{FF}]\{\ddot{U}_F^d\} + [C_{FF}]\{\dot{U}_F^d\} + [K_{FF}]\{U_F^d\} \\ &= -([M_{FF}]\{\ddot{U}_F^s\} + [C_{FF}]\{\dot{U}_F^s\} + [K_{FF}]\{U_F^s\}) \\ & \quad + [M_{FR}]\{\ddot{U}_R^s\} + [C_{FR}]\{\dot{U}_R^s\} + [K_{FR}]\{U_R^s\}) \\ &= -[M_{FF} \ M_{FR}]\begin{Bmatrix} \ddot{U}_F^s \\ \ddot{U}_R^s \end{Bmatrix} - [C_{FF} \ C_{FR}]\begin{Bmatrix} \dot{U}_F^s \\ \dot{U}_R^s \end{Bmatrix} \\ & \quad - [K_{FF} \ K_{FR}]\begin{Bmatrix} U_F^s \\ U_R^s \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad (7)$$

여기서 다른 하중이 재하되지 않았을 때는 정적 평형 조건으로부터

$$[K_{FF} \ K_{FR}]\begin{Bmatrix} U_F^s \\ U_R^s \end{Bmatrix} = \{0\} \quad (8)$$

가 된다.

또한 일반적으로  $[C_{FF} \ C_{FR}]\begin{Bmatrix} \dot{U}_F^s \\ \dot{U}_R^s \end{Bmatrix}$ 의 항은 관성력 항에 비해 무시할 수 있을 만큼 작은 값을 가지므로<sup>(5,6)</sup> 식 (7)은

$$\begin{aligned} & [M_{FF}]\{\ddot{U}_F^d\} + [C_{FF}]\{\dot{U}_F^d\} + [K_{FF}]\{U_F^d\} \\ &= -[M_{FF} \ M_{FR}]\begin{Bmatrix} \ddot{U}_F^s \\ \ddot{U}_R^s \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad (9)$$

와 같이 된다.

여기서 우변의  $\{\ddot{U}_R^s\}$ 는 주어진 지점 운동의 가속도 값이며  $\{\ddot{U}_F^s\}$ 는 이에 따라 결정되는 값으로서, 식 (8)로부터 구할 수 있다.

$$\{U_F^s\} = -[K_{FF}]^{-1}[K_{FR}]\{U_R^s\} \quad (10)$$

여기서

$$[T_R] = [K_{FF}]^{-1}[K_{FR}] \quad (11)$$

이라 놓으면

$$\{U_F^s\} = -[T_R]\{U_R^s\} \quad (12)$$

와 같이 구할 수 있다.

따라서 식 (9)는

$$\begin{aligned} & [M_{FF}]\{\ddot{U}_F^d\} + [C_{FF}]\{\dot{U}_F^d\} + [K_{FF}]\{U_F^d\} \\ &= -[M_{FF}]\{\ddot{U}_F^s\} - [M_{FR}]\{\ddot{U}_R^s\} \\ &= ([M_{FF}][T_R] - [M_{FR}])\{\ddot{U}_R^s\} \end{aligned} \quad (14)$$

이 되며 식 (14)의 우변을

$$\{P_{F,eff}^d\} = ([M_{FF}][T_R] - [M_{FR}])\{\ddot{U}_R^s\} \quad (15)$$

이라 하면

$$[M_{FF}]\{\ddot{U}_F^d\} + [C_{FF}]\{\dot{U}_F^d\} + [K_{FF}]\{U_F^d\} = \{P_{F,eff}^d\} \quad (16)$$

이 되어 마치 지점 "R"들에는 아무런 변위가 없고 구속되지 않은 자유도 "F"에만 동적 하중  $\{P_{F,eff}^d\}$ 가 작용하는 경우와 같은 운동 방정식을 얻는다.

따라서 이 식을 수치적으로 풀어서  $\{U_F^d\}$ ,  $\{\dot{U}_F^d\}$ ,  $\{\ddot{U}_F^d\}$ 를 구하면, 식 (12)와 (4)로부터 총 변위  $\{U_F\}$ 를 얻을 수 있다.

### 3. 3차원 사장교의 지진 해석

M. C. Tang<sup>(7,8)</sup>은 그림 1과 같이 2개의 케이블로써 주형을 지지하는 3경간 연속교인 평면 사장교의 해석을 연구하였다. 본 논문에서는 이를 그림 2에서와 같이 3차원 모델로 가정하고 단위를 SI 단위로 바꾸어 해석하였다. 케이블은 주형의 두 복부판에 정착되는 것으로 가정하여, 선 부재인 주형에 강성이 매우 크고 질량은 없는 가상의 부재<sup>(9-14)</sup>를 부착하고 여기에 케이블을 연결함으로써, 주형의 비틀 변위와 케이블 축력간의 관계를 고려하도록 하였으며 교탑의 하부는 단순지지된 것으로 가정하였다.

단면의 형상은 M. C. Tang이 사용한 단면적 및 단면 2차 모멘트와 같은 값을 주는 개단면을 그림 3과 같이 가정하였다. 실제로 사장교의 주형으로는 폐단면인 상자형이 주로 사용되지만, 전단중심(Shear Center)과 도심(Centroid)이 일치하지 않는 경우의 휨과 비틀의 복합거동을 파악하기 위해 전단중심과 도심의 차이가 큰  $\Pi$ 형을 선택하였다. 이와의 비교를 위해 똑같은 단면적과 단면 2차모멘트를 갖는 대칭단면을 가정하여, 동일 단면을 전단중심과 도심간의 차이를 고려하지 않았을 때의 거

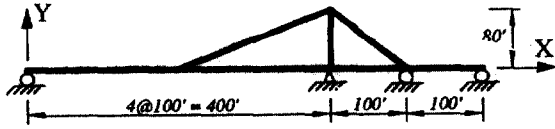


그림 1. Plane Cable-Stayed Bridge Model proposed by M. C. Tang.

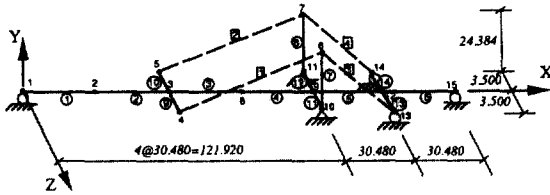


그림 2. 3-dimensional Cable-Stayed Bridge Model used in this study.

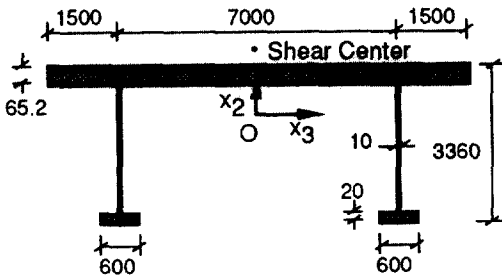


그림 3. Cross-Section of Girder.

동을 해석해 보았다. 교탑, 케이블 그리고 교폭을 모델링하기 위한 가상보의 단면계수값은 표 1과 같으며, 여기서 교탑과 케이블의 단면적과 단면 2차모멘트는 M.C. Tang이 사용한 값의 반을 사용한 것이다. 단위 질량은 점점 하중으로 주어진 사하중 값에서 역으로 계산하여 주형은  $32060 \text{ kg/m}^3$ , 교탑과 케이블은  $7850 \text{ kg/m}^3$ 을 사용하였다. M.C. Tang은 사하중의 작용하에 평형을 이루었을 때의 케이블 인장력값을 계산하였는데 이를 2로 나눈 후 가장 근사한 값을 주는 케이블 초기 인장력을 시산법으로 결정하였다.

이 사장교 모델에 대하여 고유진동해석을 수행하여 15개의 모드를 계산하였는데 그 결과는 이전의 논문<sup>(1)</sup>에 수록된 바와 같으며 이 중 고유진동수만 표 2에 다시 수록하였다. 표 2의 \*는 각 모드에서 어느 변위가 지배적인지를 표시한다. 즉 Y는 Y방향

표 1. Section Properties

MEMBER	A(m <sup>2</sup> )	I <sub>2</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>3</sub> (m <sup>4</sup> )	J(m <sup>4</sup> )
PYLON	0.14	0.087	0.087	0.1
CABLE	0.051	-	-	-
IMAGINARY BEAM	100.	1000.	1000.	100.

표 2. Natural Frequencies

MODE	UNSYM.	*	SYM.	*
1	0.603	Y	0.603	Y
2	0.742	T	0.888	Y
3	0.888	Y	1.212	Z
4	1.233	ZT	1.645	P
5	1.591	ZT	1.648	P
6	1.645	P	1.988	Y
7	1.649	P	3.454	Y
8	1.988	Y	3.727	T
9	2.480	T	3.956	Z
10	3.454	Y	4.005	Y
11	4.005	Y	5.103	A
12	4.070	Z	5.644	Y
13	5.103	A	7.755	Y
14	5.485	T	7.949	T
15	5.645	Y	8.211	Z

의 수직변위, Z는 Z방향의 수평변위, T는 주형의 비틀변위, A는 주형의 축방향변위 그리고 P는 교탑의 모드가 지배적임을 나타낸다. 여기서 알 수 있는 것은 대칭단면일 경우에는 수평방향의 변위와 주형의 비틀변위 성분이 분리되어 나타나지만 비대칭단면일 경우에는 결합되어 나타난다. 즉 주형단면의 대칭축방향인 수직변위가 지배하는 모드는 비대칭단면(모드 1, 3, 8, 10)과 대칭단면(모드 1, 2, 6, 7)이 서로 동일한 결과를 준다. 그러나 비대칭단면의 모드 4와 5에서는 전단중심과 도심의 차이로 인하여 수평변위와 비틀이 결합되어 나타난다.

해석한 입력 지진 하중은 실제 발생하였던 지진의 기록<sup>(9)</sup>을 사용하였는데, 이는 1979년 10월 15일 미국 남부의 멕시코 접경지역에서 발생한 규모(Magnitude) ML=6.6의 지진으로서 수정 머캘리 진도(Modified Mercalli intensity scale : MM scale)로는 대

강 VIII 정도에 해당하며,<sup>(10)</sup> 통상 1979년 Imperial Valley Earthquake이라고 부른다. 이 규모의 지진은 보통의 구조물에 부분적인 붕괴를 가져올 수 있으며 부실한 건물은 큰 피해를 줄 수 있는 것으로 분류되어 있다.<sup>(11)</sup> 이 지진을 총 22개소에서 동시에 측정하였는데, 그중 지반 가속도를 측정한 13군데(Array No. 1-No. 13)의 지진 기록중 수직성분이 가장 큰 Array 6의 지진기록(이후 A6로 약칭)과 인접한 Array 5(A5)와 Array 4(A4)의 3가지 지진 기록을 해석에 사용하였다. 이들의 수직인 3축방향의 가속도 성분은 각각 그림 4, 그림 5 및 그림 6에 나타난 것과 같다.

지진 하중에 의한 사장교의 진동을 해석하기 위해, 먼저 모드중첩법을 사용하여 정확한 거동을 파악하는데 필요한 모드의 갯수를 결정하였다. 직접적분법은 정확한 해를 줄 수 있으나 계산 시간이 중첩법에 비해 약 12배 이상 많이 걸리기 때문에 똑같은 구조에 대해 여러 종류의 지진 입력을 해석하는 경우에는 매우 비경제적이 된다. A4지진의 3방향 성분이 비대칭 단면 모델의 모든 지점에 동일하게

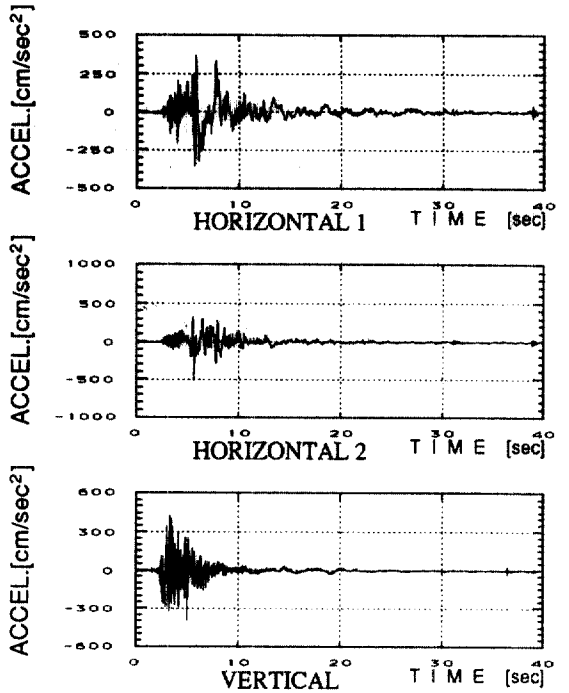


그림 5. Acceleration Time History of Imperial Valley Earthquake at Array 5.(A5)

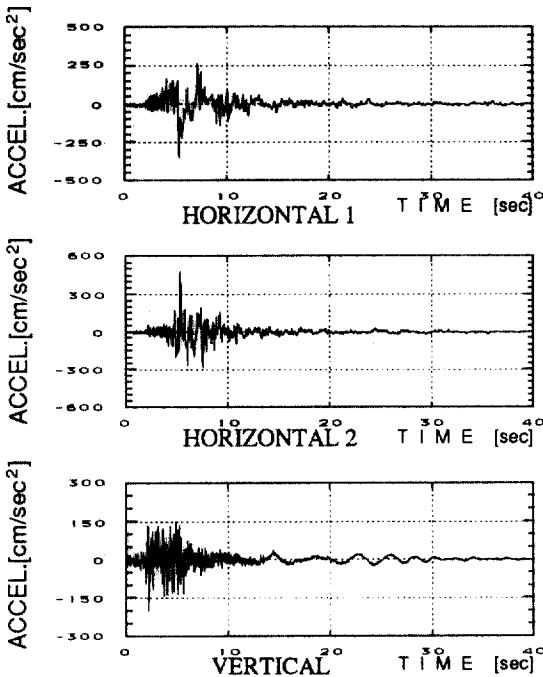


그림 4. Acceleration Time History of Imperial Valley Earthquake at Array 4.(A4)

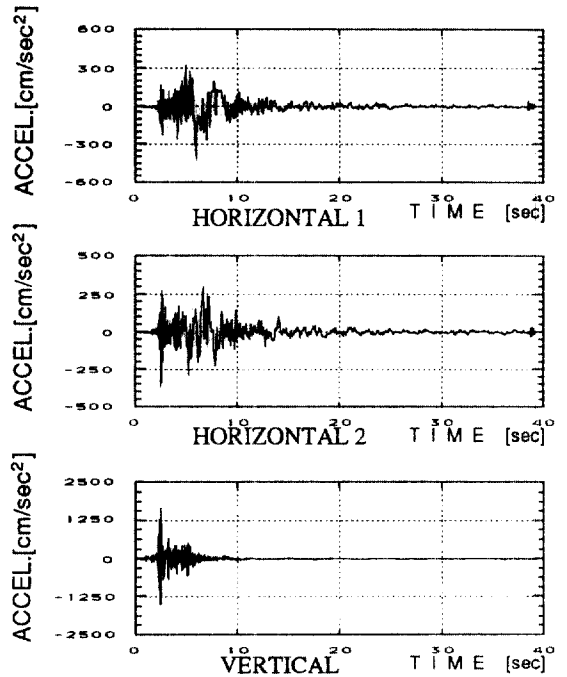
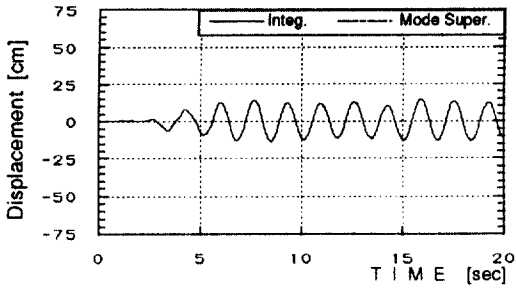
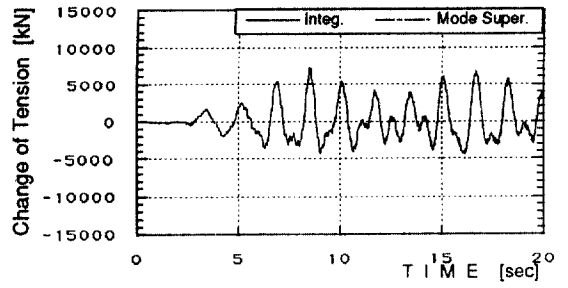


그림 6. Acceleration Time History of Imperial Valley Earthquake at Array 6.(A6)

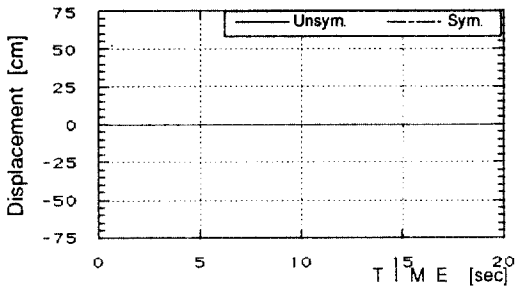


(a) Vertical Displacement of Node 3

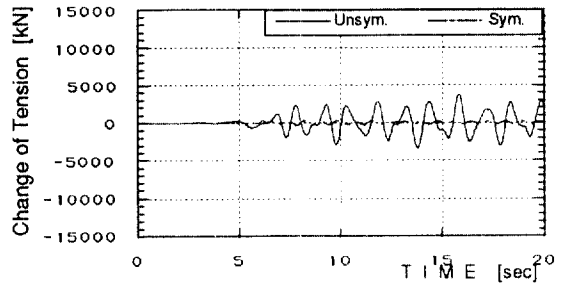


(b) Change of Tension in Cable 1

그림 7. Time Integration and Mode Superposition Method.

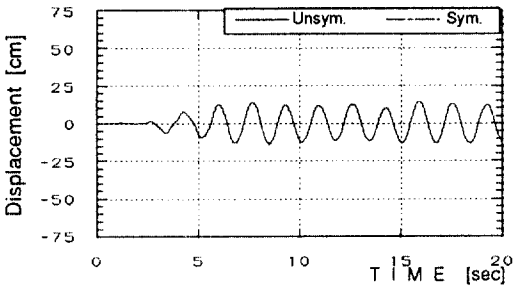


(a) Vertical Displacement of Node 3

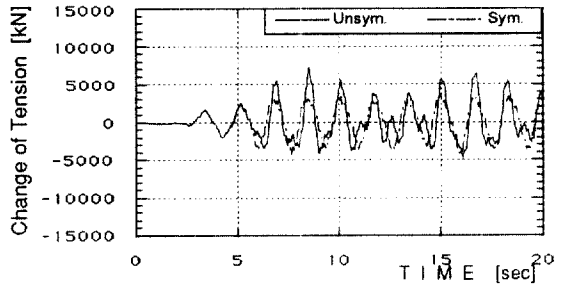


(b) Change of Tension in Cable 1

그림 8. Response due to Horizontal Component of A5 Earthquake Only

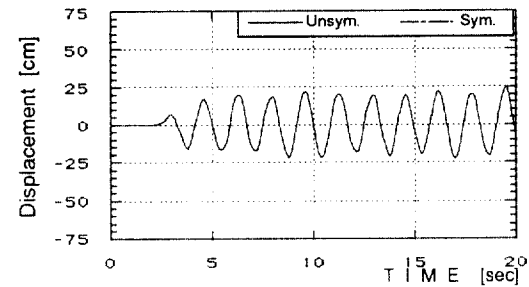


(a) Vertical Displacement of Node 3

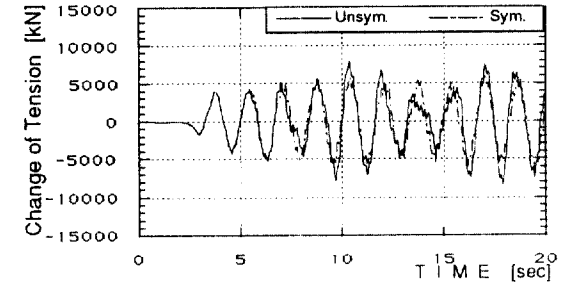


(b) Change of Tension in Cable 1

그림 9. Response due to A4 at all Supports.

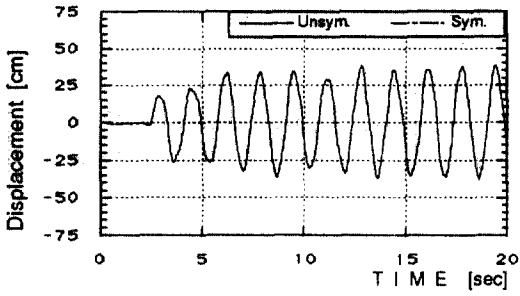


(a) Vertical Displacement of Node 3

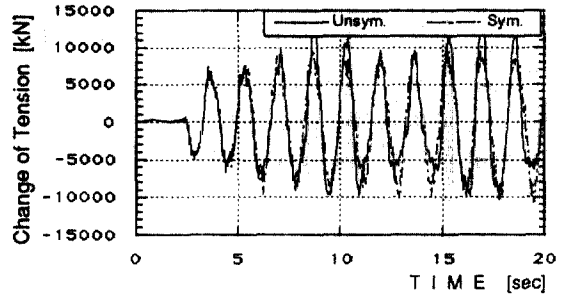


(b) Change of Tension in Cable 1

그림 10. Response due to A5 at all Supports.

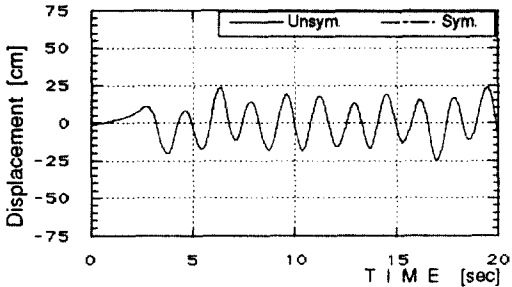


(a) Vertical Displacement of Node 3

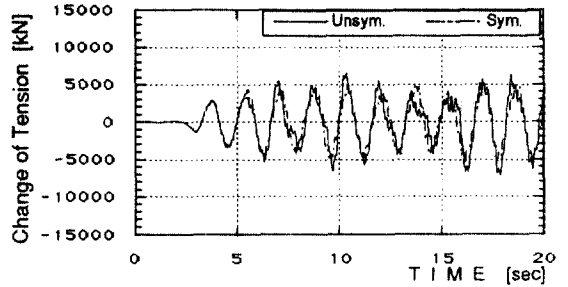


(b) Change of Tension in Cable 1

그림 11. Response due to A6 at all Supports.

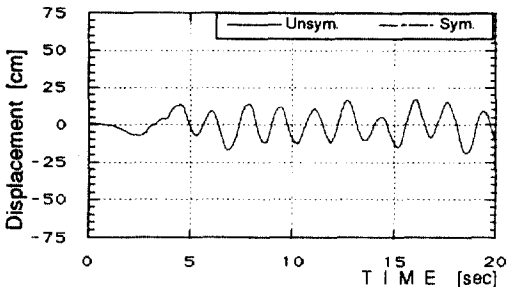


(a) Vertical Displacement of Node 3

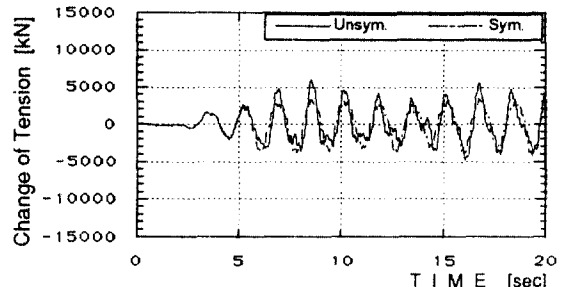


(b) Change of Tension in Cable 1

그림 12. Response due to A4 at Left Support and A5 at the other Supports.

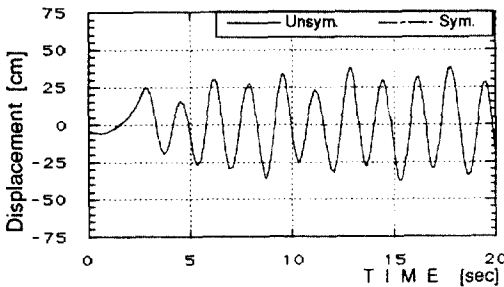


(a) Vertical Displacement of Node 3

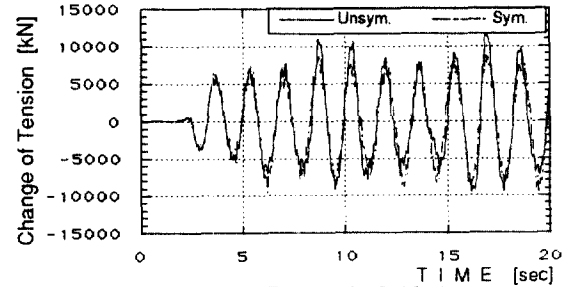


(b) Change of Tension in Cable 1

그림 13. Response due to A5 at Left Support and A4 at the other Supports.



(a) Vertical Displacement of Node 3



(b) Change of Tension in Cable 1

그림 14. Response due to A5 at Left Support and A6 at the other Supports.

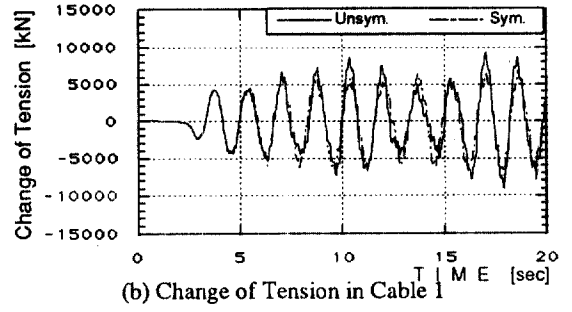
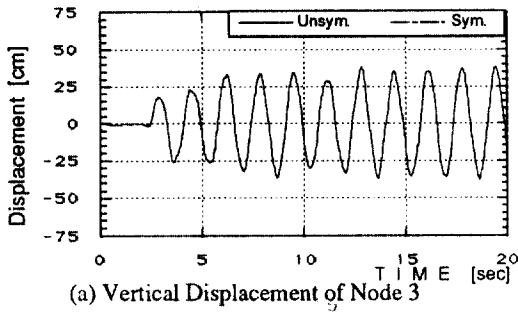


그림 15. Response due to A6 at Left Support and A5 at the other Supports.

표 3. Maximum Displacements and Cable Tensions

Input Earthquake	Maximum Deflection of Node 3 (cm)			Maximum Tension of Cable 1 (kN)		
	UNSYM. (1)	SYM. (2)	(1) (2)	UNSYM. (3)	SYM. (4)	(3) (4)
A4	14.7	14.7	1.00	7258.1	3435.9	2.11
A5	24.4	24.4	1.00	7960.1	5980.0	1.33
A6	38.4	38.5	0.99	14025.4	10233.5	1.37
A4+A5	24.7	24.8	1.00	6544.2	5190.0	1.26
A5+A4	19.1	19.1	1.00	6100.6	3493.3	1.75
A5+A6	38.5	38.9	0.99	12215.4	9047.4	1.35
A6+A5	33.7	33.8	1.00	9362.5	6844.5	1.37

입력되는 경우를 해석한 결과, 그림 7에서 보듯이 15개의 모드를 중첩하면 매우 근사한 결과를 얻을 수 있다. 따라서 이 후의 모든 해석은 15개의 모드를 중첩한 모드 중첩법을 사용하였다.

먼저 비대칭 단면의 주형을 가지는 사장교의 휨-비틀 거동을 독립적으로 파악하기 위해, A4 지진의 횡방향 성분만 모든 지점에 입력시킨 후 3번 절점의 수직 처짐과 1번 케이블의 장력변화를 구하였다. 그 결과는 Fig. 8과 같으며, 여기에서 보듯이 단면의 대칭여부에 관계없이 수직진동은 일어나지 않으나, 비대칭단면일 경우 주형의 횡방향휨에 결합된 비틀 거동의 영향으로 케이블에 장력이 유발됨을 알 수 있다. 그림 8의 (b)에 나타난 대칭단면 모델의 아주 작은 장력변화는 주형의 횡방향 처짐에 의한 것으로서, 이는 표 2에서 대칭단면 모델의 횡방향변위의 첫번째 모드인 Mode 3의 고유 진동수가 1.212 HZ 이며 그림 8의 (b)에서 5초사이에 약 6번의 진동이 있는 것에서 추정할 수 있다.

다음은 일반적으로 지진의 3방향 성분이 같이

작용할 때를 해석해 보았다. 해석 경우는 비대칭 단면 모델과 대칭단면 모델 모두에 대해 A4, A5, A6 지진이 각각 모든 지점에 동일하게 작용할 때와, A4가 제일 왼쪽 1번 지점에 작용하고 나머지 오른쪽 지점들에 A5가 작용할 때, A5가 왼쪽 지점에 작용하고 A6가 나머지 지점들에 작용할 때 그리고 A4와 A5, A5와 A6가 바뀌어 작용할 때의 총 7개의 지진 조합을 사용하였다. 각 해석에서 구한 응답은 역시 3번 절점의 수직처짐과 1번 케이블의 장력변화량이며 이 결과들을 비대칭 단면 모델의 경우와 대칭 단면모델의 경우를 대비시켜 그림 9에서 그림 15 까지 나타내었다. 이 중 그림 14의 (a)와 그림 15의 (a)에서 초기 처짐이 0이 아닌 것은 A6지진 기록중 변위의 수직성분이 원래 0이 아니기 때문이다.

각 경우 모두 휨과 비틀이 결합되어 있지 않은 수직 거동은 단면의 대칭여부에 관계없이 동일하며, 횡방향 휨 거동에 의한 비틀의 결합작용에 직접적으로 영향을 받는 케이블의 장력변화는 비대칭일 경우와 그렇지 않은 경우가 상당한 차이를 보인다.



20초간 응답의 최대치를 찾아서 Table 3에 정리하였으며, 본 해석예의 경우 비대칭단면일 때가 대칭단면인 경우에 비해 최대 2.11배의 장력이 더 발생함을 알 수 있다.

따라서 II형 주형의 경우와 같이 단면의 전단중심과 도심이 일치하지 않는 경우에는, 지진이나 바람등의 횡방향 하중에 의한 휨-비틀 결합 거동에 대한 고려가 반드시 필요하다고 판단된다.

지점간 상이한 지진이 입력되었을 경우의 결과를 비교해 보면, 표 3에서 A4, A5, A4+A5, A5+A4의 경우중에 케이블 장력에 가장 큰 변화를 주는것은 A5만 입력 되었을 때이며 주형의 처짐에는 A4+A5의 경우가 A5와 거의 같은 값을 줄을 알 수 있다. A5, A6, A6+A5의 조합에서도 비슷한 양상이어서 케이블 장력에는 A6가 가장 큰 영향을 주지만 주형의 처짐에는 A5+A6가 A6와 거의 같은 정도로 영향을 준다.

즉 지점간 상이한 지진 입력이 동일지진 입력보다 케이블 장력에는 더 작은 결과를 주기 때문에, 지점간에 서로 다른 지진을 입력한다고 해서 모든 구조물의 경우에 항상 안전측의 결과를 주리라고 기대할 수는 없다.

#### 4. 결 론

일반적으로 1축에 대해서만 대칭인 교량의 주형 단면은 전단중심과 도심이 일치하지 않으므로 지진이나 바람과 같은 횡방향 하중이 가해졌을 때는 휨과 비틀이 결합된 거동을 하게 되며, 특히 사장교에서 교탑과 주형을 연결하는 케이블들이 두개의 평면에 배치되었을 경우에는 설계시 예상치 못했던 추가응력이 발생할 수 있게 된다. 이런 현상은 주형단면이 비대칭성이 작고 비틀강성이 큰 폐단면일 경우에는 그 영향이 작지만 전단중심과 도심의 차이가 큰 개단면일 경우에는 주형의 휨과 결합된 비틀의 영향이 커져서 케이블에 과도한 응력이 발생할 수 있다. 본 연구에서 채택한 사장교 모델의 경우에는 전단중심과 도심의 차이를 고려한 해석이 그렇지 않은 경우에 비해 최대 2.1배의 장력이 유발되었다.

따라서 교량의 설계시 지진하중이나 풍하중이 중요한 하중조건이 될 경우에는 주형을 폐단면으로 설계함이 바람직하며, 개단면으로 설계할 경우에는

주형의 휨-비틀 결합작용을 고려한 3차원 해석이 반드시 필요하다고 판단된다.

그리고 본 해석모델의 경우에는 지점간에 서로 상이한 지진을 입력한 결과가 동일한 지진을 입력한 결과에 비해 항상 큰 값을 주지는 않았다. 따라서 지점간에 서로 다른 지진을 입력한다고 해서 모든 구조물의 경우에 항상 안전측의 결과를 주리라고 기대할 수는 없다.

#### 감사의 말

본 연구는 한국과학재단의 1991년도 기초연구비 지원(과제번호 913-1301-006-1)에 의하여 이루어졌으며 이에 깊은 감사를 드리는 바이다.

#### 참 고 문 헌

1. 김철영, 장승필, "비대칭단면 주형을 갖는 3차원 사장교의 고유진동해석", *대한토목학회 논문집*, 제 11권, 제2호, 1991년 6월, pp.15-26.
2. Fleming, J.F., Zek, J.D. and Fabian, R.A., "Nonlinear Behavior of Cable-Stayed Bridges," *Civil Engineering for Practicing and Design Engineers*, Vol. 2, 1983, pp.325-343.
3. Morris, N.F., "Analysis of Cable-Stiffened Space Structures," *Journal of the Structural Division*, ST 3, March 1976, pp.501-513.
4. Hegab, H.I.A., "Energy Analysis of Cable-Stayed Bridges," *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol. 112, No. 5, May 1986, pp.1182-1195.
5. Wethyavivorm, B. and Fleming, J.F., "Three Dimensional Seismic Response of a Cable-Stayed Bridge," *International Conference on Cable-Stayed Bridges*, Bangkok, November 18-20, 1987, pp.387-398.
6. Abdel-Ghaffar, A.M. and Nazmy, A.S., "Seismic Behaviour of Long-Span Cable-Stayed Bridges," *Dynamic Response of Structures*, ASCE, March 31-April 2 1986, pp.281-288.
7. Tang, M.C., "Analysis of Cable-Stayed Girder Bridges," *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol. 97, ST5, May 1971, pp.1481-1496.
8. Tang, M.C., "Design of Cable-Stayed Girder Bridges," *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol. 98, No. ST8, August 1972, pp.1789-1802.
9. Brady, A.G., Perez, V. and Mork, P.N., *Seismic*

*Engineering Data Report*, Open-File Report 80-703, 1980.

10. Wiegel, R.L., *Earthquake Engineering*, Prentice-Hall, 1970.

11. 건설부, 건축물의 내진구조 및 방진 기준에 관한 연구, 제 1권, 1987.

(接受: 1992. 2. 15)