

다수 케이블요소를 사용한 사장교의 횡방향진동을 포함한 비선형 해석

A Nonlinear Analysis of Cable Stayed Bridge including Sway Vibrational Effects using Multiple Cable Elements

성 익 현¹⁾ · 윤 기 용²⁾
Sung, Ik-Hyun Yoon, Ki-Yong

요 약 : 다양한 이동하중을 받는 3차원 사장교에서 동적응답을 구하고자 동일 제원을 갖는 사장교 해석모델에 대하여 두 가지 케이블요소를 적용하여 케이블의 면외 진동영향을 포함한 경우를 알아보기 하였다. 특히 사장교와 같은 전 구조체계가 유연성을 갖는 구조에서는 사용하중하에서도 동적응답이 민감할 것으로 가정하고 주탑, 바닥판을 연결하는 케이블의 유연성을 포함하여 거동을 파악하고자 하였다. 또한 진동해석시 정직비선형해석을 통한 기하강도행렬과 접선강도행렬을 연계하여 수행하였으며 특히 케이블을 다수의 요소로 분할한 경우에서 단일 케이블요소로 고려되는 축방향진동 이외의 다양한 진동모우드를 나타내고 이러한 면내, 면외진동의 영향이 주탑 및 바닥판과의 상호 연성관계를 통한 추가적인 거동을 유발함을 알 수 있었다. 또한 케이블의 진동영향을 고려한 경우 비대칭 편도의 이동하중을 적용하여 바닥판의 회전각을 비교할 경우에도 케이블의 횡진동의 영향이 전체 구조의 추가적인 동적응답을 나타냄을 볼 수 있었다.

ABSTRACT : To investigate the characteristics of the dynamic response of long-span cable-stayed bridges due to various dynamic loadings like moving traffic loads, two different 3-D cable-stayed bridge models are considered in this study. Two models are exactly the same in structural configurations but different in finite element discretization. Modal analysis is conducted using the deformed dead-load tangent stiffness matrix. A new concept was presented by using divided a cable into several elements in order to study the effect of the cable vibration (both in-plane and swinging) on the overall bridge dynamics. Furthermore case of asymmetric traffic loading clustered in one direction are also considered to study the torsional response of the bridge. The result of this study demonstrates the importance of cable vibration on the overall bridge dynamics.

핵심 용어 : 3차원사장교, 이동하중, 케이블진동영향

KEYWORDS : 3-D cable stayed bridge, moving traffic load, cable vibration effect

1) 정회원, 한서대학교 토목공학과, 교수
2) 정회원, 선문대학교 토목공학과, 교수

본 논문에 대한 토의를 2001년 6월 30일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

1. 서 론

교량설계의 기본적 문제는 정적 및 동적해석의 두 가지를 포함한다. 즉, 정적문제로는 사하중과 정적활하중에 의한 변형과 응력해석을 말하며 동적문제란 시간에 대한 이동 혹은 지진, 바람과 같은 환경적 하중으로 외력이 주어지고 이에 대하여 진동형태로 응답을 발생하는 것을 말하게 된다. 사장교와 같은 장시간 케이블지지교량은 전체구조의 거동이 매우 유연한 특성을 감안하면 사장교의 해석과 설계에서 지진, 풍하중과 같은 환경에 의한 동적하중이 자중이나 활하중과 거의 같은 중요성을 갖는다고 할 수 있다. 특히 현대의 사장교는 시공기술의 발달로 교량의 지간 길이를 증대시키므로써 진동의 고유주기를 길게하고 구조감쇠를 저하시킨다. 한편, 바닥판을 더욱 얇고 미려하게 구성함으로서 구조의 관성력에 대한 외부 동적하중이 크게 되어 동적하중의 영향을 증폭하게 된다. 따라서 설계 및 해석시 동적영향으로 예상치 못한 거동을 유발할 수 있다. 일반적으로 사장교의 구조적인 면에서 볼 때 그 구성 부재는 크게 바닥판과 주탑, 그리고 이들을 연결한 케이블 부분으로 나눌 수 있다. 이중 바닥판과 주탑은 그 단면이 상대적으로 크고 실제적인 하중이 재하되는 부분이 바닥판이 된다. 케이블을 이러한 바닥판의 하중을 축력으로 주탑에 분배하고 또, 바닥판의 탄성지지점 역할을 함으로써 모멘트의 분포를 균일화시키는 역할을 하게 된다. 그러나 단면이 상대적으로 작고 감쇠비가 0.05%~4%의 범위에 있는 고강도 케이블 강선의 경우 진동의 취약부가 될 수 있다. 이는 케이블의 앵커부근에 상대적으로 강한 조인트에서 활하중에 의해 유발된 휨응력은 때로 축응력과 거의 같은 정도의 크기로 될 수 있으며 이로 인해 더욱 큰 케이블 진동을 유발할 수 있게 될 것이다. 이러한 진동은 정착부 근방에 케이블의 피로를 누적시킬 수가 있게되며 이는 국부적인 문제이나 케이블이 전체구조의 평형에 미치는 효과를 고려하면 구성부재로써의 중

요성이 대단히 크다고 할 수 있다. 이러한 케이블의 진동 문제는 주로 비바람이 동반되는 악천후나 차량의 이동이 심할 때 혹은 지진과 같은 경우에 주로 발생되며 특히 바닥판의 수직진동이 발생되는 경우 쉽게 볼 수 있는 현상으로 지금까지는 주로 풍동시험시에서나 발생의 경우에 대한 보고가 있을 뿐이다. 일본의 Meiko-Nishi교의 건설중에 이러한 케이블진동의 문제점이 관측된 후를 기점으로 근간에 건설되고 있거나 건설된 사장교에서도 특이할 만큼의 케이블진동이 관찰된 바 있다.¹¹⁾ 이런 케이블의 진동은 풍하중 이외에도 상시 동적요인(이동하중, 지진 등)에 의해서도 관찰될 수 있으며 이러한 케이블의 진동영향이 특히 바닥판 혹은 주탑과의 상호연관한 진동을 나타낼 경우를 고려하여 동적응답을 파악함이 보다 정확한 거동을 얻을 수 있다고 생각된다. 또한 케이블의 진동효과가 전체 사장교구조에 미치는 영향은 케이블의 보수 및 교량의 전체 보강에 있어서도 많은 정보를 줄 수 있으며 국부 부재의 조정에도 참고 될 수 있을 것이다.

2. 사장교의 기하학적 비선형 거동

사장교는 전 구조체계가 유연성을 갖고, 면내화 장거동을 하는 주형이 경사케이블에 의해 길이방향에 대하여 탄성지지된 형태를 갖는다. 그러나 유연체계는 상시자중(설계하중)이나 활하중에 대하여 대변형을 유발하기가 쉽다. 사장교는 케이블 쌰그(sag)의 현수작용과 부재의 압축력으로 인하여 기하학적 비선형 문제로 되어 선형해석법만으로는 이의 영향을 고려할 수 없게 된다. 이러한 비선형성을 갖는 요인을 주요한 3가지 특징으로 분류하면 다음과 같다.

- ① 경사케이블의 경우 사하중 상태하 쌰그로써 유발되는 축하중-신장 관계의 비선형성
- ② 주탑부와 거더에서 휨과 축력의 동시작용으로 인한 축력-휨모멘트-변위거동의 비선형성.
- ③ 단면의 강성이 경간에 비해 상대적으로 작기

때문에 기하학적인 대변형 유발.

일반적으로 다양한 교량의 기하학적 처리에는 서로 다른 비선형 해석절차가 요구된다. 그 중 가장 보편적인 방법으로 컴퓨터 활용에 적용이 편리한 장점이 있는 강도법(Stiffness Method)이 사용되며 이러한 강도법은 다양한 구조적인 요소에 어떠한 구조체계에도 적용도가 높아 많은 해석자 및 연구자들이 사장교의 정적 비선형해석에 강도법을 적용하여 이미 연구 발표한 예가 있다.^{1),7),8)}

일반적인 비선형구조체에서는 강성행렬(K)의 항이 하중의 적용에 따라 변하게된다. 이 경우 강도행렬(K)는 절점변위(D)의 함수로써 미지항이 되어 비선형 강성방정식은 바로 풀 수 없다. 따라서 이러한 변위벡터(D)의 비선형 방정식을 풀기 위하여 수치해석기법을 도입하게 된다. 정적 비선형 해석 절차는 식(1)과 같이 요약할 수 있다.

$$[K_T(D^n)]\{\Delta D^n\} = \{P\} - \{W^n\} \quad (1)$$

여기서, n : 반복 사이클수

$K_T(D^n)$: 절점변위 D^n 에서의 접선강도행렬

ΔD^n : 증분변위벡터

P : 외력

W^n : 절점변위 D^n 에서의 불평형 하중벡터

따라서 식(1)에서 하중증분치에대한 $\{P\} - \{W^n\} = 0$ 의 D^{final} 을 구한다.

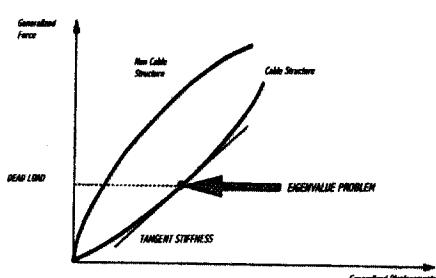


그림 1. 동적해석 기준점

본 연구에서는 이와 같은 사장교의 비선형성을 고려하기 위하여 비선형 정적해석을 수행한 후 사하중상태하에서 접선강도행렬을 구하여 이를 그림 1과 같이 동적해석의 기준점으로 사용하였다.

3. 해석 모델

자료검증이 가능하며 해석결과의 타당성에 대한 간접비교가 가능한 참고문헌⁷⁾의 모델을 선정하였으며 이를 비교하여 결과에 대한 정당성을 밝히는 간접방법을 택함이 해석의 객관성을 부여할 수 있다고 생각된다. 해석모델의 구성은 보, 트러스 요소로 구성되었으며, 동적 하중에 의한 상판의 불필요한 변위를 막기 위하여 elastic link로 상판과 주탑을 연결하였다. 따라서 모델은 상판이 주탑에 완전고정되지 않은 경우로 이는 지진의 영향에 감쇠를 주고 온도나 주탑 하단부에 발생하는 영향에 대하여 줄여주는 역할을 한다. 또한 주탑을 A형태로 함으로써 휨강성이 강하고 장지간 사장교에 이상적인 형태를 갖춘다.

해석모델은 그림 2, 3에서와 같이 동일한 제원을 갖는 사장교 모델을 각각 케이블을 등가 탄성계수를 갖는 부재와 비선형 트러스 요소의 연속으로 본 두가지 모델로 각각 모델링 하였으며 편의상 등가탄성 케이블 모델을 SEC(Single Element Cable Model)모델, 비선형케이블요소인 MEC(Multi Element Cable Model)로 표시하기로

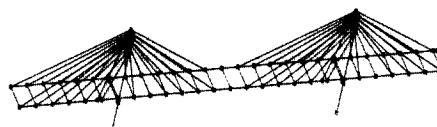


그림 2. 모델 SEC 형상

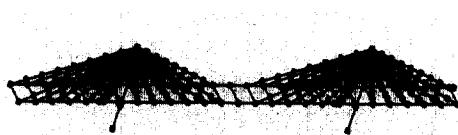


그림 3. 모델 MEC 형상

한다. 따라서 MEC모델의 경우 총절점수 431개의 비선형 케이블요소수 384개, 비선형 보요소수 83개로 구성되었으며, SEC모델의 경우는 총절점수 95개의 비선형 등가케이블요소수 48개 및 비선형 보요소수 83개로 구성하였다.

4. 동적해석

사장교는 자중(사하중)하에서 소기의 케이블 인장이 도입된 후는 구조물의 처짐이 제한되어 변위가 크게 발생하지 않고 정적비선형 해석에서 언급한 비선형요인이 무시할 수 있을 정도로 되어 선형과 비선형 해석간의 차가 거의 없는 것으로 기연구된 바 있다.^{2),3),5),8)}

사장교의 진동은 구조계 혹은 구조부재 특히 케이블과 같은 부재의 고유진동수 근처의 주요한 진동이 발생 될 때는 위험하게 된다. 이 경우는 상판 및 주탑이 함께 진동하게 되거나 따로 독립되어 진동하게 된다. 따라서 특히 작은 감쇠비를 갖는 구조인 사장교의 경우는 바람, 비, 교통하중, 지진 등의 넓은 대역의 excitation을 갖는 하중에는 전체구조는 물론 연결부재에도 동적응답이 크게 유발 될 수 있으므로 동적해석은 구조설계부분에 중요한 인자가 된다. 특히, 본 연구는 사장교의 동적문제에서 경사케이블의 진동영향을 포함하고 있다. 이런 케이블 진동은 구조적 형상이 다양하고 복잡하며 교량의 상판 및 주탑의 거동과 강한 연성을 유발하는 경향이 있다. 그러나, 과거의 사장교에 대한 동적연구를 수행하였던 많은 연구자들은 3차원 해석시에도 이러한 현상을 간과하거나 혹은 케이블의 진동을 독립적으로 간주하므로써 케이블-주탑-상판의 상호 연성 효과(Dynamic Coupling Effect)에 대한 어떠한 고려나 평가 없이 수행되어져 왔던 것이 사실이다. 한편 각 경사 케이블을 몇 개의 요소로 분할하면 그 결과 많은 새로운 순수 케이블 진동모드가 출현하며 이의 형상은 대단히 복잡하게 나타난다. 또한 추가적인 상판-주탑의 상호연성을 갖는 모우드를 나

타내는데 이는 수치적으로 그많은 형상 및 거동을 판별하기는 매우 어려운 문제이다. 본 연구는 이런 경사케이블의 모우드를 강도법을 이용한 유한요소법을 적용하여 다수의 케이블요소로 보았으며 각 케이블의 고유치를 선형화된 고유진동의 표현⁶⁾을 도입하여 FEM 해석과 비교하여 보았다. 또한, 사하중 상태하의 변형후 교량 기하로부터 얻어진 접선강도 행렬(K_T)를 기초로 하여 자유진동을 수행하였다. 따라서 고유치해석은 정적비선형 해석후 얻어진 접선강도행렬을 기본으로한 재수행(Restart)개념의 해석을 수행하였다. 각 모델의 질량행렬을 대각집중질량을 이용하였고 온도의 영향은 무시하였다. 일반적으로 고유치문제의 해는 다음과 같은 식으로 풀 수 있다.

$$[-\omega_n^2 [M] + [K_T]] \{\Phi_n\} = \{0\} \quad (n=1,2,\dots) \quad (2)$$

여기서, $[M]$: 대각집중질량행렬

$[K_T]$: 접선강도행렬

ω_n : 고유각진동수

Φ_n : 고유벡터(모우드형상)

통상 일련의 최저차의 고유진동수들이 동적응답 해석에서 주요요인이 된다. 식(2)의 일반화된 고유진동 문제에서 사장교와 같은 다자유도를 갖는 구조계는 정확한 해석이 어려우며 때문에 수치해석방법과 유한요소법에 의한 근사해법을 이용하는 것이 효율적임은 앞에서 설명한 바 있다. 연구에 사용한 해법은 교대(shift)를 갖는 역 반복법을 수정한 것으로 초기값은 부분공간 반복법에 의하여 구하며 부분공간반복법과 유사하나 미소향을 제거함으로써 수렴속도의 향상을 갖는 참고문헌⁷⁾의 방법을 적용하여 고유치문제를 다루었다.

4.1 사장교의 고유진동해석

연구에서 모델 MEC 및 SEC 에 대하여 각각의 고유진동 해석을 수행하였다. 특히 MEC모델

의 경우 해석결과가 매우 복잡하므로 두 모델에 대한 결과의 분류를 ①MEC모델에 대한 케이블 진동 형태의 분류 와 ②MEC모델의 케이블과 교량의 상호연관된 모우드의 분류로 나누었으며 이를 SEC모델과 비교함으로써 두 모델간의 유사성과 상이성을 함께 구분할 수 있도록 하였다. 자유 진동해석에서 먼저 MEC와 SEC모델에서 각각 100개와 25개의 모우드를 구하였으며 이중에서 MEC의 100개모우드(0.19Hz-0.62Hz)와 SEC의 14개모우드(0.19Hz-0.616Hz)의 진동수 대역이 근사함을 알 수 있다. 따라서 두 모델의 동적거동을 비교하는 데 있어 위의 진동수대역을 기준하여 해석하였다. 케이블의 진동을 포함한 경우 추가로 발생되는 케이블-상판, 케이블-주탑의 상호연성을 나타내는 모우드에 관하여 표 1에 나타내었다.

그리고 표 2에는 SEC모델과 MEC모델의 유사한 모우드형상에 대한부분을 정리하였다.

또한 같은 고유진동수대역의 MEC와 SEC모델

표 1. 추가발생 상호 연성 모드

모우드	주 기	상판거동	주탑거동	케이블거동
4	3.287		L	SW
8	3.177		L	SW
12	3.093	V		V
15	3.041	L		SW
19	2.994	V		V
20	2.865		L	SW
23	2.802	T		SW
24	2.795		L	SW
25	2.793	T		SW
26	2.786	T		SW
29	2.728	T		V
37	2.548		L	SW
38	2.479	L		SW
41	2.419		L	SW
43	2.402	T		V-SW
49	2.369	V		V
51	2.341	T		V
67	2.008	T		V-SW
68	2.007	T		V-SW
69	1.996		L	SW
71	1.993	T		V-SW
72	1.979	T		V-SW

여기서, T:torsional, V:vertical, L:lateral,
SW:swing, V-SW: vertical-swingings

에 대한 주기-모우드 관계를 그림 4로 도식화하였고 여기서 볼 때 사장교는 최저차 진동수가 약 0.2Hz정도인 대단히 유연한 구조임을 알 수 있다. 그리고 같은 진동대역에서 케이블을 다중요소로 분할한 경우 약 86개의 추가 모우드를 가지며 이중 78개의 모우드는 순수케이블 모우드이거나 상호연성이 미약한 진동으로 분류가능한데 반하여 약 8-10개의 모우드에서는 상판-주탑과의 강한 상호연성(coupling)을 갖는 전혀 새로운 모우드가 발생함을 확인할 수 있었다.

또한 케이블의 진동형상을 정리한 결과 기본진동형태를 그림 5에 나타내었다.

표 2. 두 모델의 유사모드 형상

Mode No.	SEC 모델		MEC 모델		
	주기 (sec)	특징	Mode No.	주기 (sec)	특징
1	5.070	상판 수직거동	1	5.353	상판 수직거동
2	4.053	상판 수직거동	2	4.319	상판 수직거동
3	3.441	상판 횡방향이동	3	3.571	상판 횡방향이동 케이블 횡방향이동
4	2.733	상판 비틀림	29	2.728	상판 비틀림 케이블 횡이동
5	2.600	주탑 횡이동	53	2.321	주탑 횡방향진동 강한 케이블 횡이동
6	2.458	주탑 횡방향이동 상판 횡방향이동	54	2.294	상판 횡방향이동 강한 케이블 횡진동
7	2.313	상판 수직이동	55	2.265	상판 수직이동 케이블 수직진동
8	2.149	상판 비틀림	56	2.124	상판 비틀림 케이블 수직-횡진동
9	2.119	상판 수직진동	57	2.103	상판 수직진동 케이블 수직진동
10	1.942	상판 비틀림	76	1.830	상판 비틀림 케이블 수직진동
11	1.925	상판 비틀림진동	77	1.704	상판 비틀림진동 케이블 수직진동
12	1.855	상판 수직진동	78	1.661	상판 수직진동 케이블 수직진동
13	1.716	상판 비틀림진동	79	1.661	상판 비틀림진동 케이블의 수직-횡진동
14	1.615	상판 수직진동	88	1.626	상판 수직진동 강한 케이블 수직 sine 진동

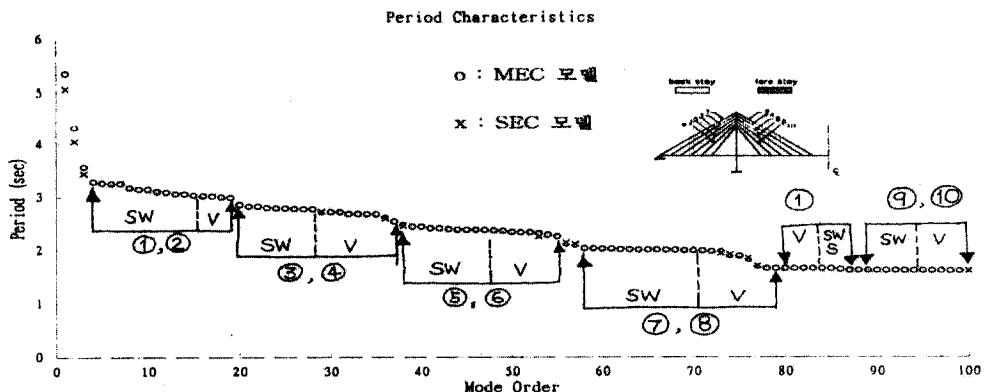


그림 4. 주기-모드 관계

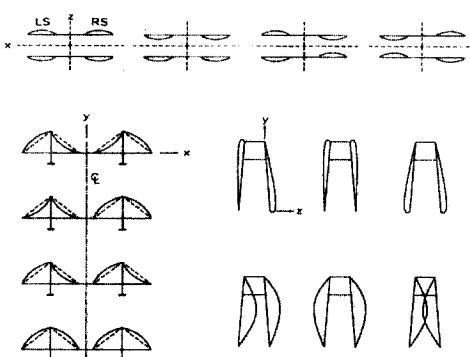


그림 5. 케이블 기본 진동 형태

또한 고유벡터를 이용한 모달(modal)해법을 적용하여 전체 절점변위를 계산하여 고유모우드 형상의 직교성의 장점과 정해진 고유진동수를 이용하여 변위벡터 $\{u\}$ 를 계산하면,

$$\{U\} = \sum_{n=1}^m \{\phi_n\} q_n(t) \quad (3)$$

여기에서, n = 자유도수

m = 해석에 필요한 모우드 갯수.

$\{\phi_n\}$ = n 번째의 모우드 형상

$q_n(t)$ = n 번째 일반 좌표계

식(3)을 미분하면 전절 점속도 벡터 $\{U'\}$ 와 가속도 벡터 $\{U''\}$ 을 각각 구할 수 있으며 이를 운동방정식에 대입 후 풀면 지배 방정식을 얻는다.

$$\ddot{q}_n(t) + 2\xi_n\omega_n\dot{q}_n(t) + \omega_n^2 q_n(t) = Q_n \quad (4)$$

여기에서, ξ_n : 감쇄비

ω_n : 고유각진동수

$$Q_n : \text{참여계수} = \frac{\{\phi_n\}^T \{F\}}{\{\phi_n\}^T [M] \{\phi_n\}} \quad (5)$$

식(5)는 참여계수(participation factor)로 케이블 요소에 영향을 주는 부분이 된다.

케이블의 모우드를 고려한 전체 동적해석에서는 교량 자체모우드와 추가된 케이블 모우드로부터 발생된 교축방향(X) 참여계수는 그림 6과 같다.

사장교와 같은 연성이 큰 구조의 경우는 사용하더라도 동적응답이 매우 민감하며 이를 이상화하여 해석할 경우에 있어 해석의 목적에 부합될 수 있도록 신중하게 조건을 고려하여야 할 것이다. 예로써 케이블의 정착부 설계를 위하여 해석 할 경우는 케이블의 진동이 고려된 해석이 필

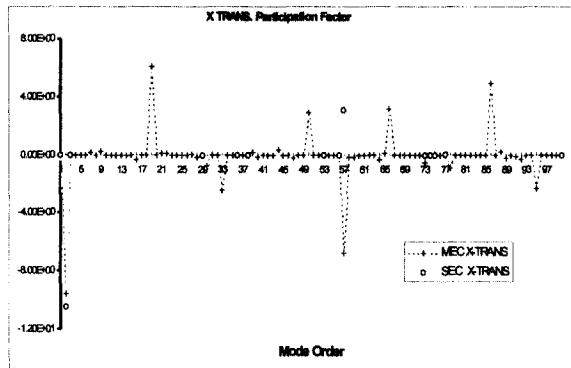


그림 6. 교축방향(X) 병진 참여계수

수적이다. z 이는 케이블의 진동에 의해 발생되는 추가의 진동축응력이 인접부재의 휨응력과 함께 작용하여 국부부재에 있어서 때로는 심각한 손상을 유발 할 수 있기 때문이다. 이와 같은 문제는 부재에 있어 피로를 누적시키게 되며 이런 요인이 케이블 종류, 앵커 방법, 케이블 부식, 교통하중의 밀도 등 많은 인자가 복합적으로 작용하는 관계로 자세한 연구가 있어야 될 것이다.

5. 이동하중에 의한 사장교의 동적거동

과거 우리나라 수송 수요 변화 추이를 보면 경제 개발 계획년도인 1961년 1일 평균 화물 수송량은 8.8만톤에서 1988년도는 80.4만톤에 달해 약 9배의 증가를 보였다. 또한 종래의 철도중심 수송 체계에서 자동차의 증가, 고속도로의 확충 및 증대로 인하여 대형 중차량의 통행빈도가 증가하는 실정으로 차량의 이동에 따른 구조거동의 검토가 필요하다고 할 수 있다. 이와 같은 차량의 이동은 교량에 대한 상시 동적 영향을 미치므로 교량의 해석시 동적 요인에 대한 보편적 인자가 된다고 할 수 있다. 특히 차량의 통과가 유발하는 진동이 교량의 고유진동수중의 어느 한 부분에 근접하게 되면 부재에 추가 응력이 발생하여 피로 및 손상 현상을 유발하게 됨은 근간에 화제가 되고 있는 점이다.

5.1 이동하중에 의한 동적해석

일반적으로 사장교에 이동하중이 주어질 때의 운동방정식은 다음과 같다.

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K_t]\{u\} = \{F\} \quad (6)$$

여기서, $[M]$: 전체 질량 행렬
 $[C]$: 교량의 감쇠 행렬
 $[K_t]$: 사하중 변형상태에서 구해진 전 접선 강도 행렬
 $\{F\}$: 이동하중에 의한 전 절점 하중 벡터
 $\{u\}, \{\dot{u}\}, \{\ddot{u}\}$: 전 절점 변위, 속도, 가속도 벡터

$$\{F\}_{n \times 1} = \sum_{L=1}^{NL} \{F_L\}_{12 \times 1} \quad (7)$$

여기서, NL : 거더상의 요소갯수
 n : 요소의 총자유도

$$\{F_L\} = \sum_{i=1}^{(NF)_L} P_i \int_0^{L_i} \{N(x_i)\}_L \delta(x_i - v_i t_i) dx \quad (8)$$

여기서,
 $(NF)_L$: 지간의 요소상 이동하중의 총수
 L_i : 지간요소 L 의 길이
 $\delta(\dots)$: 디락델타(dirac's delta)함수
 x_i : 절점 L 과 하중현재위치간의 수평거리
 v_i : 이동하중의 일정속도
 t_i : 하중 P_i 가 지간에 진입후 이동 시간
 $\{N(x_i)\}_L$: 지간요소 L 의 x_i 로부터 유도한 형상 함수

여기서 하중벡터 $\{F\}$ 는 순간적인 벡터이며 시간에 따라 크기가 변한다. 따라서 각 시간 단계

마다 계산을 수행한다.

5.2 이동하중프로그램 및 하중조합

일반적으로 모든 차량은 횡방향 혹은 진동에 대한 조정기능을 갖는다. 이러한 기능의 목적은 주행 안정성과 이동하중의 응답에 대한 동적증폭을 감소시킨다. 그러나 연구자들에 의하면 만약 노면 상태가 양호하다면 이동차량하중에 대한 전체교량의 응답에서 차량자체 응답은 극히 미약하므로 그 영향은 무시할 수 있다고 하였다. 따라서 본 연구의 대상인 사장교모델에서 교량의 노면이 평坦하다고 가정하여 이러한 차량의 진동을 고려 않고 일련의 집중이동하중이 바닥판에 수직하게 작용한다고 이상화하여 수행하였다. 이러한 이동하중을 산정하기 위하여 차량의 속도, 차선수 및 양방향재하가 고려되도록 하였고 또한 다수의 차량도 적용할 수 있도록 작성하였다. 그리고 차축의 수는 4개로 제한되며 교량의 전체길이에 대하여 일정속도를 갖는다고 가정하였다. 트럭하중의 동시통과를 고려할 경우와 단위하중 혹은 한대의 트럭통과의 경우를 비교하여 응답의 차이를 비교해 보고자 한다. 그러므로 하중재하의 경우는, ① 단위하중의 이동 ② 표준 트럭 하중 DB-24 1대의 이동 ③ DB-24 트럭의 교량 전재하 이동의 3가지의 경우로 검토하고, $\Delta t = 0.2$ 초로 시간이력해석을 수행하였고 자세한 하중조합은 표 3과 같다.

표 3. 하중조합

LC	교량모델	이동속도 (km/h)	재하하중	비고 감쇠비 2%
1	MEC,SEC	10	unit	
2	MEC,SEC	10		*1방향
3		40		*1방향
4		60	1	*1방향
5		80	DB-24	*1방향
6		100		*1방향
7	MEC,SEC	10		*1방향, 양방향재하
8		40		*1방향
9		60	200	*1방향, 양방향재하
10		80	DB-24	*1방향
11		100		*1방향, 양방향재하

5.3 이동하중에 의한 사장교의 동적해석

사장교의 이동하중재하에 대한 응답을 파악하고자 ①양방향에 대한 연속이동하중에 대한 영향, ②일방향(편심) 연속이동하중의 영향, ③이동하중의 속도에 따른 영향으로 구분하여 사장교의 응답을 비교하였다. 양방향 연속이동하중의 영향은 하중조합 11의 경우로 MEC와 SEC모델에 대한 각각의 트럭하중 200차 연속으로 양쪽방향으로 이동하며 이때 수치해석모델의 교량 전장에 차량이 만재된다. 그림 7에서 양방향 재하시 속도별 중앙경간 중앙부의 수직(y)방향의 변위를 나타내었다. 또한 그림 8에서는 주탑의 상단 교축(x)방향의 변위를 나타내는데, 여기서 MEC모델의 경우 SEC에 비하여 각각 8.91%, 11.9%의 큰 값을 보이며 이는 케이블을 단일 등가요소로 보면 축방향에 대한 수직분력이 상대적으로 크게 평가

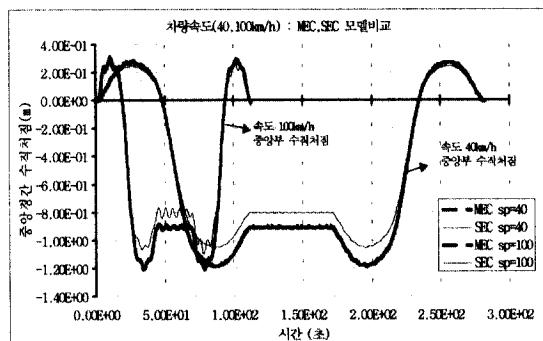


그림 7. 양방향 재하시 속도별 중앙부 수직변위

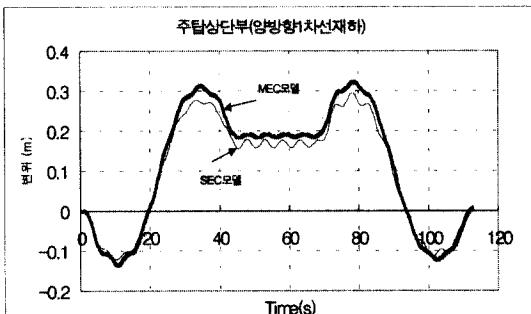


그림 8. 양방향 재하시 주탑상단 교축 변위

된다고 볼 수 있다. 한편 그림 9는 일방향 연속이 동하중의 영향을 러시아워, 사고발생의 경우로 고려하여 편도의 방향에 차량이 전재하를 이루고 반대차선에는 통행이 거의 없는 경우를 고려한 재하상태에서 중앙경간 중앙부양측점의 변위를 비교한 것이다. 여기서 바닥판 및 주탑의 비틀림경향이 각각 9.6%, 10.4%로 MEC모델에서 크게 나타남을 볼 수 있다. 회전각에서도 MEC의 경우가 SEC에 비하여 약 11.9% 더 회전한다.(그림 10 참고) 이것은 바닥판의 비틀림에 대한 만일 풍하중과 같은 측방향 하중이 동시 발생할 경우는 영향이 증대될 수 있고 따라서 사장교의 설계단계에서부터 이런 비틀의 영향에 대한 고려가 필요하다고 생각된다. 따라서 사장교와 같은 유연성이 큰 구조의 경우는 사용하중하에서도 동적응답이 매우 민감하며 이를 이상화하여 해석할 경우에 있어 해석의 목적에 부합 될 수 있도록 신중하게 조건을 고려하여야 할 것이다.

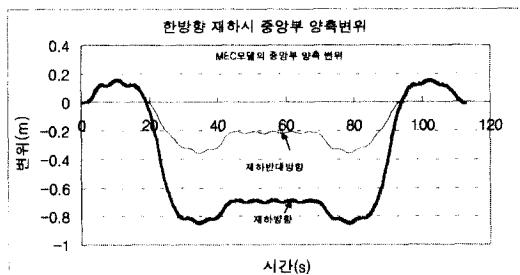


그림 9. 편도 재하시 MEC모델의 중앙부 양측 변위

표준트랙터증 (DB24)

1방향 FULL 재하.

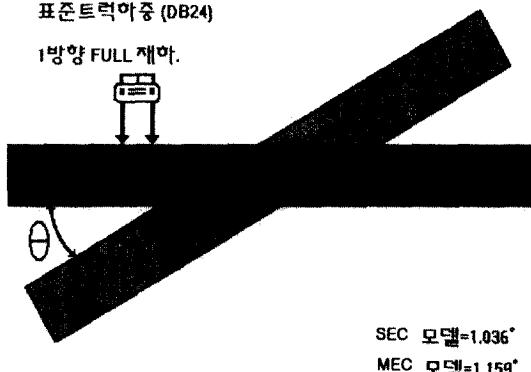


그림 10. 한방향 재하시 상판의 회전각 비교

6. 결 론

이상과 같이 본 연구에서 수행한 케이블 횡진동을 고려한 사장교의 동적응답에 대한 연구의 결과를 검토하여 다음과 같은 결론을 얻을 수 있다.

- 1) 2열 배치 사장교는 바닥판의 비틀음을 케이블이 지지하게 된다. 따라서 이러한 구조의 거동은 평면해석 만으로는 불충분하며 3차원해석이 요구된다.
- 2) 케이블을 작은 여려개의 요소집합으로 본 다중케이블요소를 적용하였을 때 확실히 많은 새로운 순수 케이블의 횡, 수직모우드를 나타낼 수 있었다. 또한 바닥판-케이블-주탑간의 상호작용(couple)을 나타내는 추가의 모우드가 다수 발생함을 확인할 수 있었다. 이는 사장교의 동적거동에 영향을 미칠 수 있으며 단일 등가요소로 케이블을 모델링한 경우에서는는 얻을 수 없는 형상이다.
- 3) 케이블의 진동영향을 보고자 단일케이블의 거동을 구하는 방법이 일반적으로 알려져 있으나 사장교와 같이 많은 케이블로 구성된 구조를 각각의 케이블 진동으로 선형화 시켜 재구성하기란 광범위하고 많은 작업을 요구하게 되어 실용적이지 못하다. 따라서 케이블의 횡진동을 고려한 해석에서는 본 연구와 같이 전체 모델을 통합하여 적용함이 바람직하다고 사료된다.
- 4) 이동하중에 의한 사장교의 응답은 케이블을 다수의 요소로 분할한 MEC모델에서 처짐이 약 8-12% 크게 나오며 부재력 비교에서도 일반적으로 10% 정도의 큰 값을 나타낸다.
- 5) 한대의 차량이 속도별(10km/h, 60km/h, 100km/h)이동 할 경우 응답치의 영향이 속도의 증가에 따라 MEC와 SEC모델의 60km/h에서 응답차가 가장 크게 나타났으며 케이블의 진동영향으로 MEC모델의 변위응답은 Cycle의 차이를 보였다.
- 6) 도심주변이나 공단방향으로 위치한 교량의 경

우는 특정방향에 대하여 차량의 밀도가 높은 현상이 발생 될 수 있다. 이에 대한 응답은 비 틈을 나타내며 MEC의 경우에서 주탑상단부 양쪽 및 바닥판의 중앙 경간 중앙 양단부의 처짐차가 SEC에 비해 각각 9.6-10.4% 크며 바닥판의 회전각에서도 11.9% 차이를 갖는다. 따라서 설계상태에서부터 가능한 한 비 틈 응력을 고려 하여야 한다 이런 응력은 휨응력과 축응력을 증가시켜 상대적으로 최종응력을 크게 유발할 수 있기 때문이다.

참 고 문 헌

1. A. S. Vlahinos and Yang-Cheng Wang, "Stability Analysis of Cable-Stayed Bridges," J. of Computer & Structures, Vol. 44, No.5, pp. 1083-1089, 1992.
2. Adeli, H., Gere, J. M., and Weaver, W., "Algorithms for Nonlinear Structural Dynamics," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 104, No. ST2, pp. 263-280, February, 1978.
3. Bathe, K.J., "Finite Element Procedures in Engineering Analysis," Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ, 1982.
4. Bathe, K. J., and Gracewski, S., "On Nonlinear Dynamic Analysis Using Substructuring and Mode Superposition," Computers & Structures, Vol. 13, pp. 699-707, 1981.
5. Clough, R. W., and Wilson, E. L., "Dynamic Analysis of Large Structural Systems with Local Nonlinearities," J. Comp. Meth. Appl. Mech. Engng., 17/18, pp. 107-129, 1979.
6. Ernst, H. J., "The E-Modulus of Cables Considering the Deflection," Der Bauingenieur, Vol. 40, No.2(February, 1965).
7. Fleming, J. F., et al., "Static and Dynamic Analysis of Cable-Stayed Bridges," Research Report SETEC CE84-018, Dept. of Civil Engineering, University of Pittsburgh, December 1983.
8. Rajaraman, A., Loganathan, K., and Ramam, N. V., "Nonlinear Analysis of Cable-Stayed Bridges," IABSE Proceedings P-37/80, pp. 205-216, November 1980.
9. Max Irvine, "Cable Structures", The MIT Press, 1981.
10. M. A. Khalifa, "Parametric Study of Cable-Stayed Bridge Response Due to Traffic-Induced Vibration", J. of Computers & Structures, Vol. 47, No. 2, pp. 321~339, 1993.
11. Hikami, Yuichi, "Rain Vibration of Cables in Cable-Stayed Bridge," J. of Wind Engineering, No. 27, March, 1986.
12. 성준현, "한반도 지진에 의한 설계 응답 스펙트럼 작성과 이에 따른 구조물의 내진 해석," 공학박사 학위논문, 고려대학교, 1993.
13. 유철수, "한반도의 지진활동과 동적 해석을 위한 최대 지반 가속도 값의 산정", 대한토목학회지, 제8권, 제1호, 1988.

(접수일자 : 1999년 10월 1일)