

## 사장교의 설계를 위한 최적 지지조건 결정

### Determination of Optimal Support for Cable-stayed Bridge Designs

안 주 옥\* / 윤 영 만\*\*

An, Zu-Og / Yoon, Young Man

#### Abstract

A numerical analysis of cable-stayed bridge is conducted to determine optimum longitudinal modulus of elasticity which represents the boundary condition between the tower and main girder. The effect of longitudinal modulus of elasticity is investigated for different loading condition (live load, wind load, seismic load), respectively. There are significant changes in the member forces as variations of longitudinal modulus of elasticity, such as,  $k_h = e = 100 \text{ tonf/m/bearing}$  (live load),  $k_h = e = 1000 \text{ tonf/m/bearing}$  (seismic load), However, the wind loads do not affect member forces. The optimum longitudinal modulus of elasticity is determined from considering minimum member forces in the numerical analysis results.

**Key words** : Support condition, Elastic modulus of axis direction, Earthquake force

#### 요 지

사장교 설계에서 최적의 지지조건을 결정하기 위해 사장교 전체구조계의 교축방향에 대해서 주형의 지지조건에 따른 활하중, 풍하중과 지진하중에 의한 주형, 주탑단면력 및 케이블력의 변화를 3차원 수치해석을 통해 검토하였다. 교축방향의 적합한 경계조건 도입은 주형의 지지점과 주탑의 기초부의 반력뿐만 아니라 주형의 휨모멘트에서 많은 변화를 유도할 수 있다. 본 수치해석의 예에서, 종방향 탄성계수값은 활하중이 작용 할 경우는 약  $100 \text{ tonf/m/bearing}$ , 지진하중이 작용 할 경우는 약  $1000 \text{ tonf/m/bearing}$  에서 최적의 지지조건임을 알 수 있다. 즉 본 해석대상 교량에서 종방향 탄성계수 값이  $100 \sim 1000 \text{ tonf/m/bearing}$  일 경우의 지지조건에서 최적의 지지조건을 얻었으며, 이 조건에서 주탑의 단면력을 합리적으로 결정할 수 있음을 알 수 있다.

**핵심용어** : 지지조건, 종방향 탄성계수, 지진하중

\* 정희원, 경희대학교 토목건축대학 교수

\*\* 정희원, 공학박사 ( S&T ENG, 구조부 )

## 1. 서 론

최근 해상교량을 계획할 때 지반에 관련한 공사비 감소효과 및 외관의 수려함 때문에 지역의 대표적 구조물로서 장기간에 적합한 대표적인 형식의 교량으로 사장교가 적극 추진되고 있는 추세이다.

사장교는 계획, 설계 및 시공과정에서 고도의 기술이 필요로 하는 교량으로서 일반적인 다른 종류의 교량형식에서 적용하는 구조적인 원리와는 매우 다른 구조해석 기술을 필요로 한다. 사장교는 매우 연성적이고 큰 잉여구조에 대한 내력과 기하학적인 형상의 확인이 복잡하다. 사장교의 설계에서는 연속 구조계 및 예기치 못한 시공변화, 개개부재들의 비선형거동 등과 같이 많은 설계변수들로 인하여 매우 복잡한 구조거동을 하기 때문에 고정하중, 활하중에 대한 정적해석은 물론이고 고유진동해석, 이동차량해석, 지진하중해석 및 풍하중해석 같은 동적하중에 대한 구조해석도 반드시 수행되어야 하고 시공 중에도 시간변화에 따른 교량시스템의 거동변화에 대한 구조해석이 병행 되어야한다.

또한 사장교는 재료적으로는 선형거동을 하지만 전체 구조계에서는 새그(sag) 및 압축력의 영향 때문에 기하학적인 비선형거동을 한다. 이러한 비선형 거동 하에서 교량시공 단계별 및 완성구조계의 구조적 안정성확보는 매우 중요하다. 따라서, 안전성을 확보한 사장교의 설계를 위해 주탑의 변위조건, 거더 및 주탑의 경계조건에 따른 설계변수들의 특성을 정확히 인지한 구조계 해석이 반드시 이루어 져야한다.

본 연구에서는 주형과 주탑사이의 경계조건인 종방향 탄성계수의 변화에 따른 고정하중, 활하중, 풍하중, 지진하중 별로 수치해석을 수행하고, 주탑 및 주형의 단면력을 비교하여 사장교의 설계에서 최적의 종방향 탄성계수를 선정, 제시하는데 연구의 목적을 둔다.

## 2. 사장교의 일반적인 경계 특성

### 2.1 경계 특성

사장교 지지점의 종방향 탄성계수값이 적을때는 주탑의 상단의 변위량이 매우 크기 때문에 주형의 종방향 변위값이 커진다. 이러한 주형의 종방향 변위는 교량 전체 구조계의 강성을 감소시키고, 주탑

좌굴 및 부재력 증가를 일으키는 설계변수가 된다.

최적의 사장교 설계를 위해서는 이러한 설계 변수를 분석하여야 하며, 다음 그림 1의 일반적인 사장교에서 주형의 연직변위(v) 및 수평 변위(w), 주탑 상단의 수평변위(u)와 같은 변형 및 변위 변수를 식(2.1)로 정의 할 수 있다. 1)

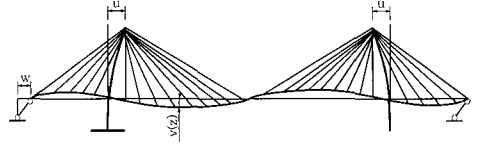


그림 1. 사장교의 변형 및 변위에 대한 변수

- 주형의 평형방정식

$$EIv'' + \frac{E_s^* A_s}{H\Delta} \sin^3 \alpha \cdot v \quad (2.1a)$$

$$- \frac{E_s^* A_s}{H\Delta} (u \mp w) \sin^2 \alpha \cos \alpha = p$$

- 우측 주탑의 평형방정식

$$A_1 w + A_2 u - \int_R \frac{E_s^* A_s}{H\Delta} \sin^2 \alpha \cos \alpha \cdot v dz = 0 \quad (2.1b)$$

여기서,

$$A_1 = \int_L \frac{E_s^* A_s}{H\Delta} \sin \alpha \cos^2 \alpha dz + \frac{E_0 A_0}{H} \sin \alpha_0 \cos^2 \alpha_0$$

$$A_2 = A_1 + K$$

- 좌측 주탑의 평형방정식

$$A_1 w - A_2 u + \int_L \frac{E_s^* A_s}{H\Delta} \sin^2 \alpha \cos \alpha \cdot v dz = 0 \quad (2.1c)$$

여기서,  $H$  = 주탑의 높이

$L$  = 주경간장

$l$  = 측경간장

$\Delta$  = 세그먼트의 길이

$\alpha$  = 케이블과 주형의 사이각

$\alpha_0$  = 정착케이블과 주형의 사이각

$A_s$  = 긴장케이블의 단면적

$A_0$  = 정착케이블의 단면적

$I$  = 주형의 단면2차 모멘트  
 $K$  = 주탑의 강성  
 $E_0$  = 정착케이블의 탄성계수  
 $E$  = 주형의 탄성계수

$$E_s^* = \frac{E}{1 + \frac{E\gamma^2 l_0^2}{12\sigma_1^2}} \quad (2.2)$$

## 2.2 지지조건에 따른 구조계의 거동

사장교의 해석에서는 초기강성을 확보하기 위한 적절한 경계조건 도입이 필수적이며, 경계조건에 변화로 인해 발생하는 대변형 현상의 파악은 매우 중요하다. 일반적으로 사장교 전체 구조계에서 종방향으로 주형을 지지하는 방법에 따라 지진하중, 활하중 등에 대한 주형의 진동주기와 하부구조에 전달되는 반력이 중요한 영향을 미친다. 이때, 하중에 대한 응답 단면력의 변화는 최적설계와 밀접한

관계가 있다. 즉, 경계조건에 따른 주형, 주탑의 단면력과 변위에 대한 상관관계를 분석하고 최적의 경계조건을 결정하여 적합한 사장교 구조계의 지지조건을 제시하는 것은 최적설계에서 가장 중요한 설계변수라 할 수 있다. 주형을 지지하는 많은 방법들이 교량의 설치위치 및 교량의 주경간장에 적합하도록 발전되어 왔으며 일반적인 경계조건으로는 다음 표 1과 같이 4가지로 볼 수 있다.

본 해석대상 교량 그림 3의 구조계에 대해서 4가지 경계조건을 적용, 수치해석에 의해 분석하면 주탑부 탄성조건인 경우 주탑의 하단 휨모멘트가 현저히 적어지며, 다음 표 1과 같이 요약할 수 있다.

## 3. 최적 탄성 경계조건

### 3.1 모델링

대상 교량에 대한 단면 제원 및 경계조건 모델링은 다음 그림 2와 같으며, 범용 프로그램인 RM

표 1. 지지조건에 따른 거동 특성

	주형 가동조건	주탑부 탄성조건	주탑부 고정조건	교대부 고정조건
모 델				
주형의 축력 (tonf)				
주형의 교축방향 휨모멘트 (tonf · m)				
주탑의 휨모멘트 (tonf · m)				

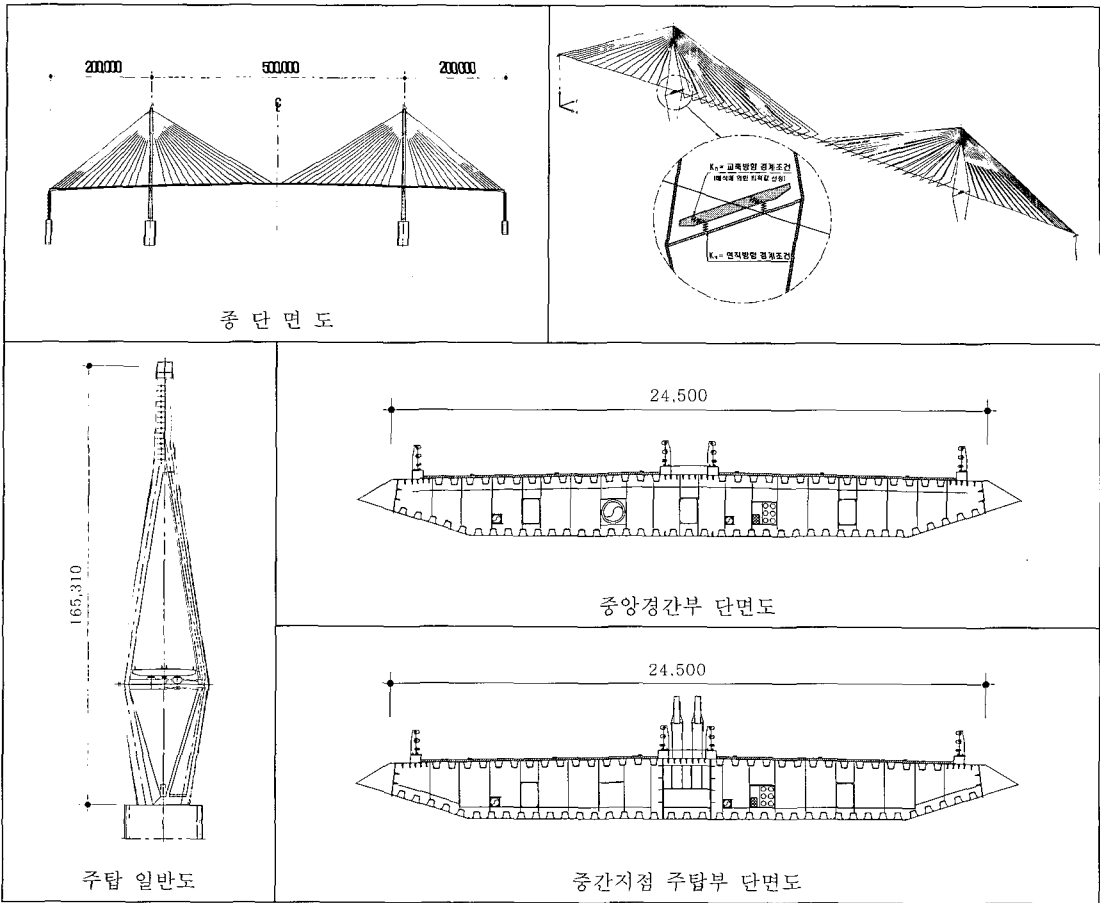


그림 2. 수치해석 구조계 및 모델

SPACE FRAME 프로그램을 사용하여 수치해석을 수행하였다.

- 해석대상 교량 제원

교량형식 : 3경간 연속3-WAY 케이블 사장교

경간구성 :

$$L = 200m + 500m + 200m = 900.0m$$

보 강 형 : 유선형 박스형태의 폐합단면

주 탑 : 역 Y형

케 이 블 : FAN TYPE 배열

### 3.2 수치 해석

대상 교량의 구조해석시 주탑부의 경계조건을 가동단에서 고정단까지 종방향 탄성계수를 변화시켜 고정하중, 활하중, 풍하중에 대한 구조적 거동을 분석한다.

본 검토에서는 주탑부의 주형 연직방향 탄성계수값은 수직반력을 고려하여  $k_p = 1,445,839tonf$

/m/bearing 로 고정시키고, 전체 구조계에 가장 큰 영향을 미치는 종방향 탄성계수값  $k_h$ 는 다음과 같이 적용 16개의 경우로 세분화하여 해석하였다.

$$k_h(tonf/m/bearing) =$$

$$\begin{aligned}
 &e=0, \quad e=10, \quad e=1 \times 10^2, \quad e=1 \times 10^3, \\
 &e=2 \times 10^3, \quad e=3 \times 10^3, \quad e=4 \times 10^3, \quad e=5 \times 10^3, \\
 &e=6 \times 10^3, \quad e=7 \times 10^3, \quad e=8 \times 10^3, \quad e=9 \times 10^3, \\
 &e=1 \times 10^4, \quad e=1 \times 10^5, \quad e=1 \times 10^6, \quad e=1 \times 10^7,
 \end{aligned}$$

이때 고정하중에 대한 구조적 거동변화를 분석하기 위해 가동단에서의 장력 조정값을 전체 탄성계수에 적용한다.

$k_h$ 에 따른 수치해석을 통하여, 이상적인 구조계의 거동을 보여주는 특성의 종방향 탄성계수 값을 선정하여 경제적인 설계를 유도한다.

### 3.3 해석결과

그림 2의 구조계에 대한 주탑 경계부 종방향 탄

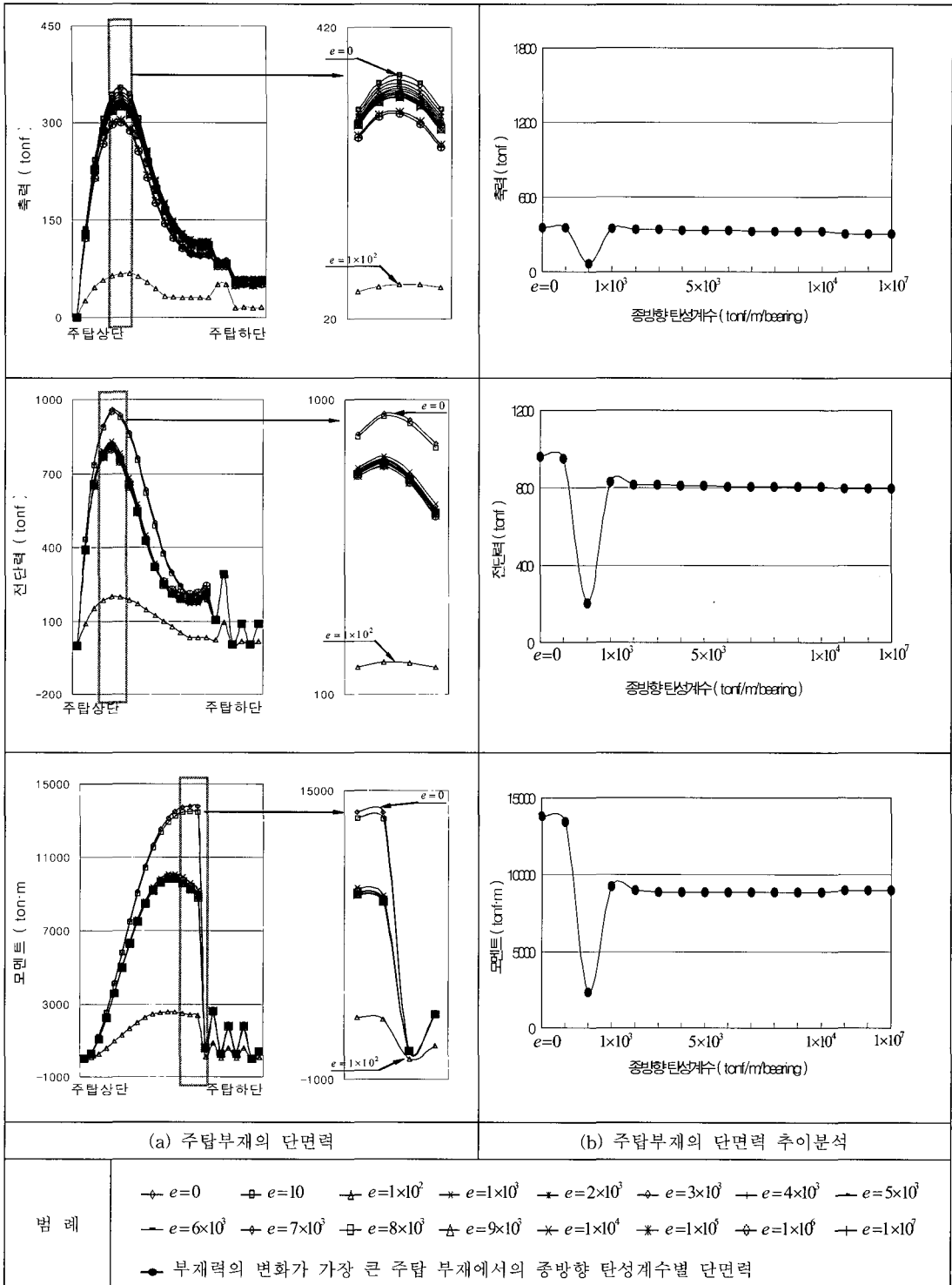


그림 3. 종방향 탄성계수에 따른 활하중 재하시의 구조거동

계수의 변화에 따른 활하중과 지진하중, 풍하중에

대성한 수치해석 결과는 다음 그림 3, 4, 5와 같다.

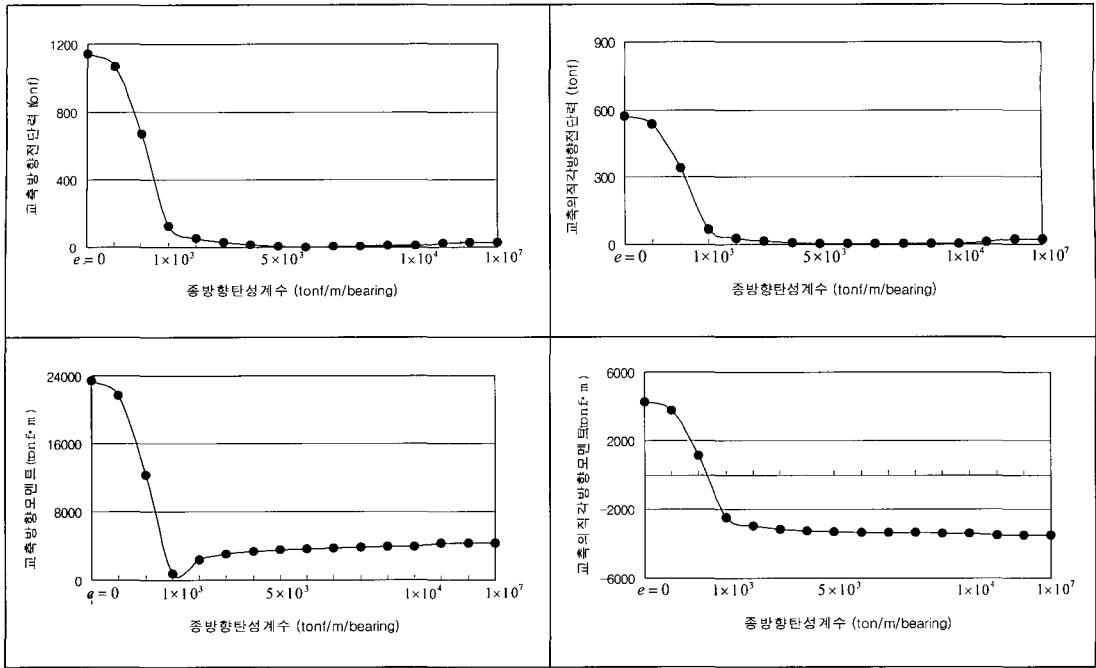


그림 4. 종방향 탄성계수에 따른 지진하중 재하시의 주탑부재의 구조거동

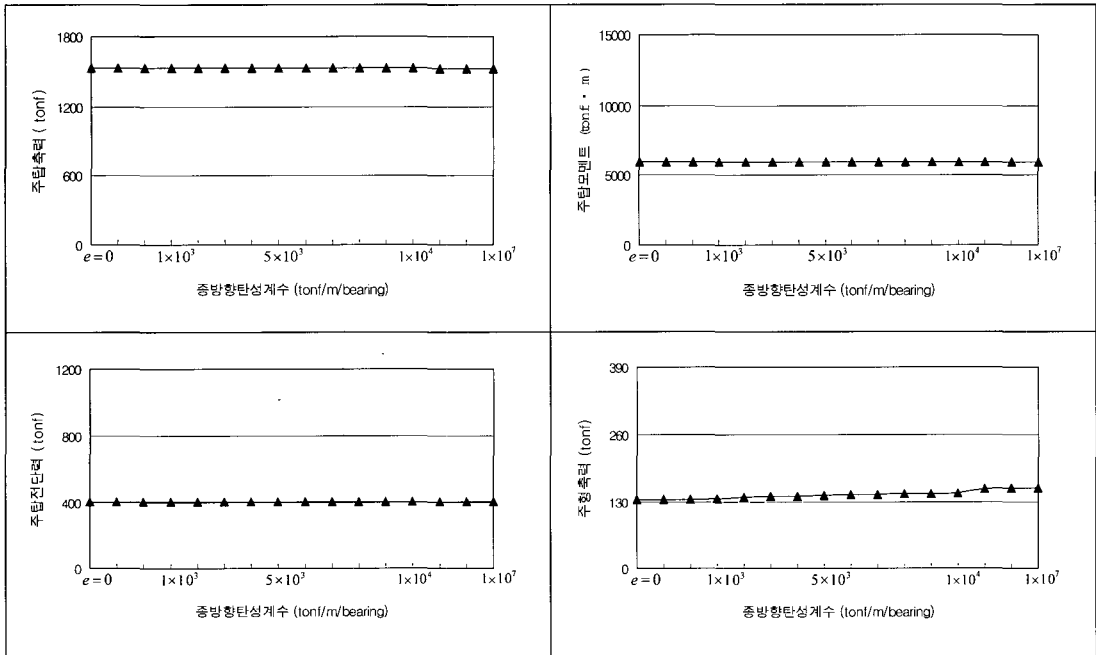


그림 5. 종방향 탄성계수에 따른 풍하중 재하시의 주탑,주형부재의 구조거동

그림 3과 같이 활하중 재하시의 종방향 탄성계수에 따른 수치해석 결과 종방향 탄성계수  $k_b = e = 100 \text{ tonf/m/bearing}$ 에서 주탑 부재력이 최

소인 최적의 지지조건을 보여준다. 주형의 단면력에서는 거의 변화가 나타나지 않는다. 또한, 그림 4와 같이 지진하중의 종방향 탄성계수에 따른 수치해석

결과 종방향 탄성계수  $k_h = e = 1000 \text{ tonf/m/bearing}$  이상의 조건에서 거의 변화가 없는 일정한 부재력의 최소값을 주며  $k_h = e = 1000 \text{ tonf/m/bearing}$  에서 최적의 지지조건임을 보여준다. 즉, 본 해석 대상 교량에서 종방향 탄성계수값이  $100 \sim 1000 \text{ tonf/m/bearing}$  일 경우의 지지조건에서 주형의 단면력을 적절하게 결정할 수 있음을 알 수 있다.

그림 5은 풍하중 재하시 종방향 탄성계수에 따른 주탑의 부재력과 주형의 축력 기동 변화를 보여준다. 종방향 탄성계수는 풍하중 재하시에는 부재력 변화에 거의 영향이 미치지 않음을 보여주며, 풍하중에 대하여는 주형의 형상 및 주탑 강성이 부재력 변화에 관계가 있음을 추정할 수 있다.

#### 4. 결 론

수치해석을 수행한 결과 전체 구조계에서 탄성계수의 변화값에 따라 부재력의 증감이 존재함을 확인하였으며, 전체 구조계에 영향을 주지 않는 유일한 특징의 종방향 탄성계수값이 존재함을 알 수 있었다. 따라서, 특징의 종방향 탄성계수를 이용한 정확한 구조해석에 의한 설계의 필요성이 요구되며, 대상 구조물의 경우, 수치해석 결과 다음으로 요약할 수 있다.

1. 풍하중이 작용 할 때, 종방향 탄성계수값에 따른 부재력의 변동은 미소하며, 이는 종방향 탄성계수값이 부재력에 큰 영향을 주지 못함을 확인할 수 있었다.
2. 활하중이 작용 할 때, 종방향 탄성계수  $k_h = e = 100 \text{ tonf/m/bearing}$  에서 부재력이 최소인 최적의 지지조건을 보여 준다
3. 지진하중이 작용 할 때, 종방향 탄성계수  $k_h = e = 1000 \text{ tonf/m/bearing}$  이상의 조건에서 거의 변화가 없는 일정한 부재력의 최소값을 주며,  $k_h = e = 1000 \text{ tonf/m/bearing}$  에서 최적의 지지조건을 보여 준다.
4. 교량 전체 구조계에서, 하중효과를 고려할 때 지진

하중의 영향이 가장 크므로 대상 설계 교량은 종방향 탄성계수  $k_h = e = 1000 \text{ tonf/m/bearing}$  에서 부재력을 최소화 할 수 있는 최적의 종방향 탄성계수를 보여 준다.

#### 참 고 문 헌

- 1) M. Como and A. Grimaldi and M. Lembo, 'On The Statical Behaviour Of Mixed Cable Stayed/Suspension Bridges' International Conference On Cable-Stayed Bridges, Bangkok, November 18~20, 1987.
- 2) Torii, K. and Nukatani, H. 'An Optimum Designing Method of a Statically Indeterminate Structure', Research Report of the Tech. Univ. of Nagaoka, p61~66, No. 5, 1983
- 3) Yamada, Y., Daigugi, H. and Imamura, K. 'Optimum Parameter Design of Cable-Stayed Bridges' Bridges and Foundation, p28~32, Feb, 1978.
- 4) W. Kanok-Nukulchai, Cable-Stayed Bridges Experiences & Practicek, Vol. 1~2, 1987.
- 5) Third Operation Bureau Honshu-Shikoku Bridge Authority, Design and Construction Techonology for The Tatara Bridge, 1999
- 6) Masamitsu, O. and Jiro, T. and Michio, Y. and Kunihisa, M. 'Design of Complex Cable-Stayed Bridge' International Conference on Cable-Stayed Bridge, p18~20, Nov. 1987.
- 7) Leonhardt, F and W. Zeller. 'Cable-Stayed Bridges', IABSE Surveys S-13/80: 21~48, 1980.
- 8) Raju, T. and Derick Maxwell, B. 'A Computer Program for Non-Linear Dynamic Analysis of Cable-Stayed Bridges Under Seismic Loading', International Conference on Cable-Stayed Bridge, 1987.