

사장교 주탑 형상에 따른 안정해석

An Analysis on the Stability for Pylon Types of Cable-Stayed Bridge

임 정 열 * 윤 영 만** 안 주 옥***
Lim, Jeong-Yeul Yun, Young-Man An, Zu-Og

ABSTRACT

The nonlinearity of a cable-stayed bridge results in the large displacement of main girder due to a long span, the large axial forces reduce the catenary action of cables and the flexural stiffness. Therefore, the static and dynamic behavior of pylon for a cable-stayed bridge plays an important role in determining its safety. This study was performed to find the behavior of pylon of cable-stayed bridge for the first-order analysis considering of axial load only and for the second-order analysis considering of lateral deflection due to axial load. The axial force and moment values of pylon were different from the results of the first-order analysis and second-order analysis according to pylon shape and cross beam stiffness when the pylon was subjected to earthquake and wind loads. In the second-order analysis, comparing the numerical values of the member forces for the dynamic analysis, types 3 and 4 (A type) were relatively more advantageous types than types 1 and 2 (H type). Considering the stability for pylon of cable-stayed bridge (whole structural system), types 3 and 4 (A type) with pre-buckling of girder were proper types than types 1 and 2 (H type) with buckling of pylon.

1. 서 론

현대 기술력의 발달로 인한 장대교량의 건설은 대내외적으로 추세를 이루고 있다. 사장교(Cable-Stayed Bridge)는 장대교량의 형식 중에서 구조적으로 효과적인 형식을 나타내고 있으며, 2차 대전이후 유럽을 중심으로 발달된 교량의 한 형태로서 주경간이 150m~400m 정도일 때 경제적인 교량으로 알려져 있고, 긴 경간을 교각대신 주탑에 케이블을 연결하여 지지하는 구조이다.⁽⁴⁾⁽⁷⁾⁽⁹⁾⁽¹⁰⁾

사장교는 일반적으로 선형 해석을 기본으로 하지만 다음과 같은 세가지 원인 때문에 긴 경간을 갖는 경우에는 비선형 해석이 필요하다.⁽⁴⁾⁽⁷⁾⁽¹⁰⁾ 첫번째로 케이블 자체의 자중으로 인한 새그(Sag)의 영향이다. 이때 케이블은 현수 곡선을 이루며 양단의 축방향 인장력이 작용할 때 양단 변위와 케이블 인장력이 비례 관계를 이루지는 않는다. 둘째로 주형과 주탑에 작용하는 매우 큰 축력으로 인한 효과이다. 구조계가 큰 압축력을 받을 때 휨부재의 합성 작용 효과로 선형 해석에 의한 부재의 휨강도 보다 실제 강도가 작아지는 경우가 생긴다. 셋째 대변형(Large deformation)으로 인한 형상(Geometry)의 변화다. 설계 하중하에서 단면의 강성이 경간에 비하여 상대적으로 작기 때문에 큰 처짐이 생길 경우 구조물의 기하학적인 조건이 크게 변화한다.⁽³⁾⁽⁵⁾⁽⁶⁾

본 연구 목적은 사장교에서 주탑의 거동에 대한 분석과 안정성 검토로 축하중을 고려한 1차 이론(First-order theory)과 축하중에 따른 횡변위를 고려한 2차 이론(Second-order theory)⁽¹⁾⁽²⁾을 통하여 주탑에 대한 거동을 분석하고 그에 따른 안정성 계수를 구하고자 한다. 상용 프로그램인 RM-SPACE FRAME⁽¹¹⁾을 이용하여 대상 구조물의 모델링과 해석을 통해 주탑의 파괴 모드(Buckling mode)별로 안정 계수를 찾아 비교 검토하였다. 또한 사장교는 주형, 주탑, 케이블 등의 여러 구조요소로 이루어진 복잡한 구조시스템을 형성하고 있기 때문에 매우 높은 여유성을 가지게 된다. 즉 구조물이 고차의 여유성을 가지고 있는 경우 어떤 단일 부재 또는 단면이 강도한계 상태에 도달한 경우를 구조시스템 전체의 파괴로 보는 것이 아니라 여유성을

* 한국수자원공사 수자원연구소 지반구조연구팀 연구원

** 동부엔지니어링 구조부

*** 경희대학교 토목건축공학부 교수

상실할 수 있는 단계에 이르기 위한 파괴 경로를 형성하는 몇몇 요소가 한계상태에 도달한 경우를 구조시스템 전체의 파괴로 본다. 따라서 주탑 해석시 이러한 한계상태에 도달하여 파괴되는 파괴부재를 선정하고, 동적 하중인 지진 하중과 풍하중을 고려한 주탑의 거동을 비교, 분석하여 주탑의 안정성을 분석 하고자 한다.

2. 주탑의 해석

탄성 구조물의 안정 해석시 평형 상태는 구조물의 최종 변형 형상을 기본으로 계산해야만 한다. 2차 이론은 미소 변형과 미소 회전을 가정했을 때만 적용되며 좌굴이 일어날 때 구조물의 기하학적 변형에 따른 비선형 관계를 고려하며 평형 상태의 처짐 효과를 고려하는 이론이다. 일반 기둥에서 축하중 P를 증가시키면 기둥이 굽어지는 모양을 이루려는 중립평형상태를 이룬다. 이때를 임계 하중(Critical load)이라 한다. 임계하중은 고유치 해석(Eigenvalue analysis)을 이용한 기둥의 굽힘 형상을 나타내는 지배 미분 방정식으로부터 구할 수 있다.⁽¹⁾⁽²⁾

2차 이론 (Second-order Theory)은 1차 이론과 달리 횡방향 변위의 영향을 고려하므로 휨모멘트와 변위는 하중에 대하여 비선형 관계에 있다. 응력과 하중에 따른 변위를 포함하고 미소 변형과 미소 회전 그리고 재료의 거동이 선형 탄성이라는 가정하에 해석을 할 수 있다. 축하중 P는 식(2.1)로 나타낼 수 있다.

$$P = \frac{n^2 \pi^2 EI}{4L^2} \quad (2.1)$$

본 연구에서 2차 이론의 해석은 다음과 같은 안정성 검토 함수를 바탕으로 하였다.⁽¹⁶⁾ 안정성 함수는 축하중으로 부재가 변형을 일으킬 때 추가 모멘트의 효과를 고려하였으며, 안정성 함수는 다음과 같은 매개 변수다.

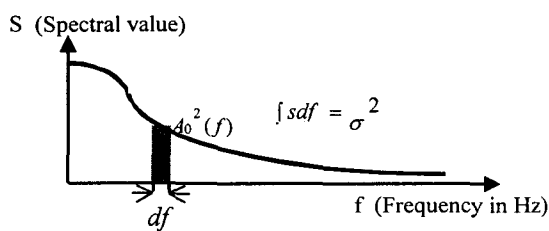
$$\alpha = L \sqrt{\frac{P}{EI}} \quad (2.2)$$

본 연구에서의 하중은 시공 단계별 주탑의 단면력 분석은 사하중만을 고려하였고, 동적 해석은 사장교에 큰 영향을 미치는 풍하중과 지진하중을 고려하였다.

장대교량의 설계에서 설계 단면을 결정하는 주요인자는 바람의 정적인 영향이므로 교량의 안정성을 확보하기 위하여 풍동 실험이나 동적해석을 실시하는 것이 일반적이며, 이러한 바람의 동적 거동은 다음 식과 같은 시간과 관련된 부분과 항상 일정한 값을 갖는 두 부분으로 나눌 수 있다.⁽⁸⁾

$$u(t) = \bar{u} + u'(t) \quad (2.3)$$

여기서 \bar{u} = 평균풍속(정적하중), $u'(t)$ = 순간풍속



[그림 2.1] 풍속 스펙트럼

[그림2.1]의 스펙트럼은 순간 풍속

$$A(f) = A_0(f) \cdot \sin(2\pi f t) \quad (2.4)$$

주어진 스펙트럼은 적분에 의해 σ 값들에 대해서 일반화가 되어 한다.

$$\int S df = \sigma^2 \quad (2.5)$$

여기서, σ 는 에너지 스펙트럼으로 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\sigma = \sqrt{\int_0^T (u')^2 dt} \quad (2.6)$$

동적 해석을 위해 풍속 스펙트럼에 의한 Davenport spectrum의 일반화된 값들을 정리하면 [표2.1]과 같다.

[표 2.1] Davenport Specurum

Frequency	Spectral value	Frequency	Spectral value	Frequency	Spectral value
0.01	289.22	0.4	25.41	2.0	1.73
0.1	209.98	0.5	17.60	5.0	0.38
0.2	77.31	0.75	9.02	10.0	0.13
0.3	40.51	1.0	5.57	50.0	0.006

본 연구의 내진 설계 해석은 응답 스펙트럼 해석을 이용하였다. 응답 스펙트럼 해석방법은 응답 스펙트럼을 이용하여 지반운동에 의한 구조물의 최대 응답을 나타내는 방법으로, 시간에 따른 구조물의 거동을 알 수 없는 단점이 있으나 구조물의 동적 특성을 고려할 수 있고 계산이 간편하여 내진설계 규정에서 널리 이용되고 있다. 또한 각 모드에 대한 구조응답의 조합 방법은 제곱의 합의 제곱근 방법(SRSS)을 이용하였다.

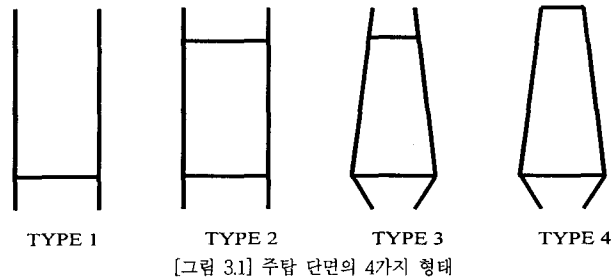
[표 2.2] MOHRAZ-HALL-NEWMARK 스펙트럼 가속도값

Freq (Hz)	Period (Sec)	Spectral Acceleration (g)		Freq (Hz)	Period (Sec)	Spectral Acceleration (g)	
		Normalized	A=0.14g			Normalized	A=0.14g
-	0	1.0	0.14	1	1.0	2.2	0.31
30	0.03	1.0	0.14	0.8	1.25	1.75	0.25
20	0.05	1.4	0.20	0.6	1.67	1.3	0.18
10	0.10	2.5	0.35	0.4	2.50	0.85	0.12
6	0.17	3.55	0.50	0.3	3.33	0.65	0.09
4	0.25	3.55	0.50	0.2	5.0	0.42	0.06
2	0.5	3.55	0.50	0.15	6.67	0.28	0.04
1.5	0.67	3.2	0.45	0.1	10.0	0.12	0.02

최근에는 MOHRAZ-HALL-NEWMARK에 의해 지반 조건이 설계 스펙트럼에 큰 영향을 미친다는 결과가 나와 그에 따른 설계 스펙트럼을 제시하였다. 본 연구에서는 이에 따른 설계 스펙트럼값을 사용하였으며 [표2.2]와 같다.

3. 수치 해석

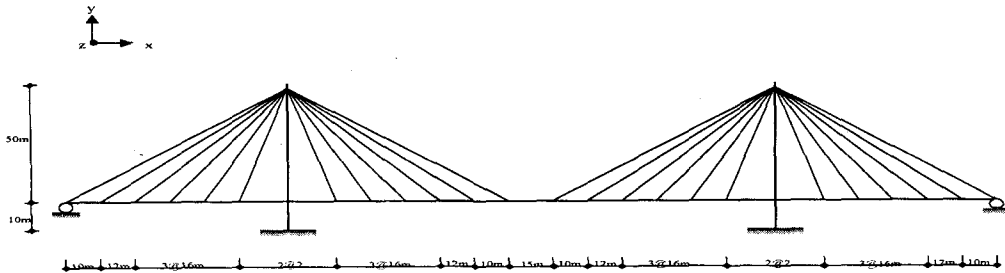
본 논문의 연구 교량은 총 교량길이가 375.0m로서 주경간은 175.0m이고, 주탑의 높이는 60.0m이다. 교량의 주형은 강상형이고, 주탑은 콘크리트이며 거동 분석을 위한 주탑의 단면은 [그림3.1]과 같은 4가지 형태를 수치 해석 하였다. 본 연구에서는 정적해석으로 시공 단계별 구조물의 단면력을 산정하였으며 동적해석은 가장 불리한 경우인 Key seg직전인 마지막 단계에서 구조물의 거동을 분석하였고, 그에 따른 해석을 수반하였다.



[그림 3.1] 주탑 단면의 4가지 형태

대상 교량은 시공단계별 케이블력에 의해 단면력이 달라지므로 시공 단계별로 모델링을 수행한 후 정적 해석을 실시하였으며, 동적해석은 가장 불리한 시공 마지막 단계 즉, Key seg직전에서 실시하였다. 본 연구

에서 축 방향은 교축 방향(x), 교축 직각 수직방향(y), 교축 직각 수평방향(z)으로 하였다.

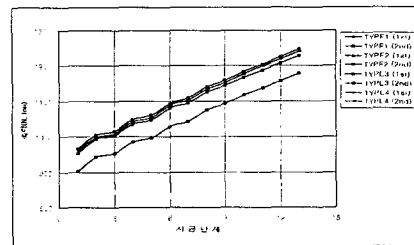


[그림 3.2] 대상교량의 제원

4. 수치 해석 결과 분석

4.1 정적 해석

본 연구의 정적 해석은 활하중의 영향은 고려하지 않고, 자중만을 고려한 결과이다. 정적해석은 1차 해석과 2차 해석을 통해 시공 단계별로 단면력을 산정하였으며, 주탑은 축력에 영향이 지배적이므로 시공 단계에 따른 Type별 주탑의 축력의 변화를 알아 보기 위해 각각 주탑의 가장 하단부 부재를 비교하였다. [그림4.1]을 보면 각 주탑의 축력은 시공 단계별로 증가하며, 전체적인 흐름은 선형을 나타내고 있지만 케이블 연결시 긴장력의 차이로 약간씩 다른 값을 보이고 있다.

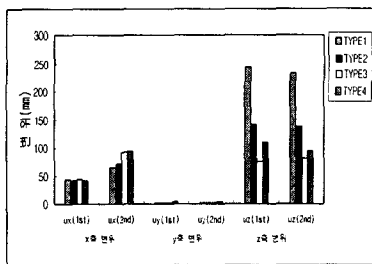


[그림 4.1] TYPE에 따른 시공단계별 최하단 부재에 축력

4.2 동적 해석

4.2.1 지진 하중

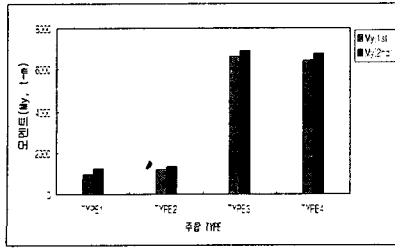
[표2.2]에서 제시한 MOHRRAZ-HALL-NEWMARK방법에 의한 설계 스펙트럼 가속도 값을 사용하였으며 Eigenvector는 0~5Hz 사이에서 1차 해석과 2차 해석에 대해 각각 자유 진동 해석을 했다.



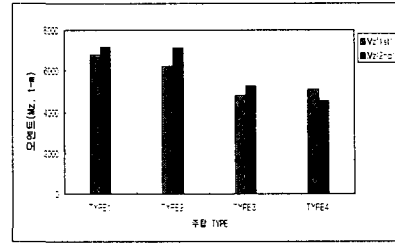
[그림 4.2] 지진하중에 의한 주탑 TYPE별 최대변위

각각 주탑의 Type별 최대 변위를 보면 [그림4.2]로 나타낼 수 있다. 각 주탑에 대한 변위를 보면 1차 해석에 대한 x축 변위는 대체적으로 4가지 Type이 비슷하지만 z축에 대한 변위는 주탑 가로보의 유무에 따라 많은 차이를 보이고 있으며, y축은 수직 방향이므로 변위의 발생이 작음을 보이고 있다. [그림4.2]에서 보듯이 주탑의 형상에 따라서도 최대 변위의 차이가 나타남을 알 수 있다.

부재의 모멘트는 축하중으로 부재가 변형을 일으켜 추가 모멘트의 영향을 받는 2차 해석의 결과가 y축에 대한 모멘트와 z축에 대한 모멘트에 대해 1차 해석의 결과 보다 대체적으로 크게 나타나고 있다. 그 결과 y축 모멘트는 주탑의 형상에 따라 큰 차이를 보이고 있다.



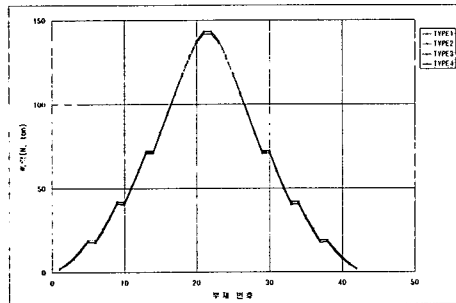
[그림 4.3] 지진하중 작용시 주탑 TYPE별 최하단 부재 y축 모멘트



[그림 4.4] 지진하중 작용시 주탑 TYPE별 최하단 부재 z축 모멘트

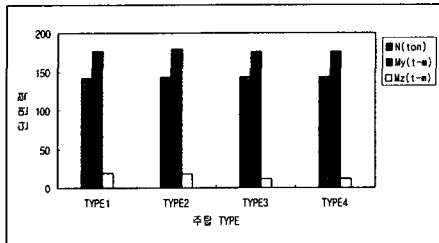
이 결과로 볼 때 주탑은 형상과 가로보의 유무 그리고 가로보의 위치에 따라 각 축에 대한 모멘트 값의 차이가 나타나고 있음을 알 수 있으며, 주탑의 형상이 전체 단면력에 미치는 영향과 가로보의 위치와 갯수가 전체 구조계에 미치는 영향이 크다는 것을 판단 할 수가 있다. 또한 지진 하중에 대해서는 Type 3과 Type 4가 Type 1과 Type 2에 비해서 안정하다는 것을 알 수 있다.

4.2.2 풍하중

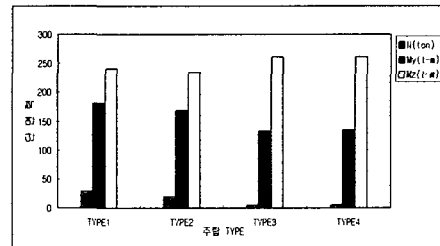


[그림 4.5] 풍하중 작용시 주탑 TYPE에 따른 주형의 축력

풍하중에 대한 동적 해석을 위해서 [표2.1]에서 제시한 Davenport spectrum을 적용하였으며 구조물에 미치는 영향이 x, y 축에 대한 영향보다는 z축 방향으로 미치는 영향이 가장 크다고 보고 지진하중과 마찬가지로 가장 불리한 시공 마지막 단계에서 풍하중을 재하하여 분석을 실시했다. 다음 [그림4.5]의 해석 결과는 풍하중 작용시 주형의 단면력의 변화를 보여 주는 것이다



[그림 4.6] 풍하중 작용시 주탑 TYPE별 주형 부재 단면력



[그림 4.7] 풍하중 작용시 주탑 TYPE별 단면력

위의 결과를 보면 주형에 풍하중이 작용했을 경우 축력은 케이블이 집중되는 부분에서 풍하중에 대한 영향이 가장 크게 나타나고 있음을 알 수 있었고, 해석결과 Type3과 Type4가 Type1과 Type2에 비하여 적은 값을 나타내고 있으므로, 주탑의 형상에 따라 주형의 단면력이 달라지므로 주탑 형상이 미치는 영향이 얼마나 되는지를 알 수 있다. 이에 주형의 축력을 보면 Type3과 Type4가 더 유리한 단면이라고 판단된다.

[그림4.7]에서 풍하중이 주탑에 작용하는 단면력을 보면 풍하중에 대해서는 y축에 대한 모멘트의 영향을 많이 받으므로 Type 3과 Type 4가 Type 1과 Type 2보다 다소 유리하다는 것을 알 수 있다.

지진하중과 풍하중에 대한 영향을 각각의 주탑의 Type별로 비교해 본 결과 주탑에서는 내진에 대해서는

z방향의 모멘트가 내풍에 대해서는 y축 방향의 모멘트가 주로 지배하므로 H 형인 Type 1과 Type 2보다 A Type인 Type 3과 Type 4가 내진, 내풍에 대해서는 비교적 더 유리하다고 판단되며, 이러한 동적 하중에 대한 중요성을 고려해 볼 때 주탑의 Type 선정은 구조물 전체에 미치는 영향이 크므로 Type선정이 중요하다. 또한 이러한 안정성을 감안해 볼 때 현 추세는 동적 하중에 유리한 A 형인 Type 3과 Type 4를 많이 사용하고 있는 추세이다.

4.3 주탑에 대한 안정성 검토

주탑의 안정성 검토는 시공 마지막 단계 즉, Side pier에 도달하기 직전이 가장 불리한 경우이므로 2차 해석을 기본으로 [표2.1]과 [표2.2]에서 제시한 지진하중과 풍하중을 x축과 z축에 각각 재하하여 해석을 실시하였으며, Buckling mode별로의 Safety factor를 찾아 검토를 하였다.

다음 결과는 주탑의 독립시 안정여부를 나타낸 결과이며 각 축에 대한 주탑의 파괴 형상과 안정계수를 찾아 파괴 부재를 검토하였다.

4.3.1 교축 방향에 대한 Buckling Shape

구 분	Buckling shape mode	Safety factor	Buckling Element node	Deformation shape
TYPE 1	1	23.023	213	Vz
	2	24.529	229	Vz
TYPE 2	1	55.185	232	Vz
TYPE 3	1	34.201	101	Vy
TYPE 4	1	32.918	101	Vy

4.3.2 교축 직각 방향 Buckling Shape

구 분	Buckling shape mode	Safety factor	Buckling Element node	Deformation shape
TYPE 1	1	19.856	101	Vy
	2	22.070	213	Vz
	3	25.580	229	Vz
	4	47.938	101	Vy
	5	51.188	129	Vy
TYPE 2	1	19.002	101	Vy
	2	47.578	101	Vy
	3	50.958	129	Vy
	4	54.418	213	Vz
	5	56.628	111	Vy
	6	57.432	213	Vz
	7	81.784	115	Vy
	8	86.769	136	Vy
TYPE 3	1	13.645	143	Vy
	2	44.201	228	Vx
	3	49.674	129	Vy
	4	54.767	127	Vy
	5	54.895	111	Vy
	6	55.167	227	Vx
	7	79.035	129	Vy
	8	83.773	108	Vy
	9	89.708	118	Vz
TYPE 4	1	13.859	101	Vy
	2	40.376	228	Vx
	3	46.852	232	Vx
	4	49.688	129	Vy
	5	54.757	117	Vy
	6	54.941	133	Vy
	7	78.160	115	Vy
	8	83.756	136	Vy
	9	89.218	126	Vz

안정성 함수 값 Safety factor α 는 전 구조물의 좌굴에 대한 2차 해석에 결과이다. 교축 방향과 교축 직각 방향의 안정성 검토에 대한 결과를 보면 교축 방향에 대해서는 케이블의 상호 대칭작용과 주탑의 거동시 작

용하는 힘의 분배로 대체적으로 안정 계수가 크게 나와 좌굴 하중까지는 비교적 안전한 것으로 판단되며, 교축 직각방향에 대해서는 케이블의 축력과 횡력으로 인하여 교축 방향보다 안정계수가 작게 나타나므로 교축 직각방향에 대한 검토가 더 중요하다는 것으로 판단된다. 주탑 Type별로 안정 계수를 검토한 결과 주탑의 Type이 전 구조계의 안정성에 영향을 미치고 있고, 그에 따른 파괴부재의 위치가 달라진다는 것은 다음 결과로부터 제시할 수 있다. 교축방향에 대한 안정계수가 크지만 주탑의 Type이 H형인 Type 1과 Type 2는 파괴시 파괴부재가 주탑이고, A형인 Type 3과 Type 4는 주형이 파괴된다. 사장교의 구조로 볼 때 주탑으로 전 교량을 지지하는 구조물이므로 파괴시 주탑의 파괴보다는 주형의 파괴로 파괴부재를 이끌어 내는 것이 중요하다고 본다. 그 때문에 근래에는 주형의 강성을 키워서 안정성을 유지하는 것보다는 주탑의 강성을 키워 구조계를 안정시키는 추세다. 따라서 주탑의 Type에 따른 안정성을 판단하는 경우는 H형 주탑은 가로보의 유무에 상관없이 케이블의 축력과 횡력으로 주탑의 상단이 하중에 의해 제일 위험하므로 그에 따라 파괴가 쉬운 H형인 Type 1과 Type 2보다는 A형인 Type 3과 Type 4 더 안정하다고 판단 된다.

5. 결 론

본 연구의 목적인 사장교 주탑의 거동 분석에 따른 연구로서 제시한 축하중만을 고려한 1차 해석과 축하중에 따른 횡변위를 고려한 2차 해석에 대한 주탑 Type별 거동 분석 및 안정성 계수 산정, 파괴 부재의 선정은 RM-SPACE FRAME을 이용하여 수치해석을 했으며 그에 대한 결과를 요약하면 다음과 같다.

1. 주탑 TYPE별 수치해석 결과 동적 하중인 지진하중과 풍하중 재하시 1차 해석과 2차 해석은 주탑의 형상과 가로보의 유무에 따라서 축력과 모멘트에 대한 값들이 차이가 나타났으며, 1차 해석에서의 축력과 모멘트는 2차 해석시 축력은 감소하고 모멘트는 증가했음을 나타내고 있으므로 축하중에 따른 횡변위를 고려한 2차 해석이 적절한 것으로 판단된다.
2. 주탑 Type별 동적하중에 대한 거동은 H형인 Type 1과 Type 2보다는 A형인 Type 3과 Type 4가 2차 해석시 내진과 내풍에 대한 모멘트값을 비교해본 결과 비교적 유리하다는 것으로 판단된다.
3. 교축 직각방향에 대해서는 케이블력으로 인하여 주탑의 안정계수가 교축 방향보다 작게 나타나므로 교축 직각방향에 대한 검토가 더 중요하다는 것으로 판단된다.
4. 주탑Type에 대한 전체 구조계의 파괴 부재를 보면 H형인 Type 1과 Type 2는 교축 방향에 대해서 파괴시 가로보의 유무에 관계없이 케이블의 축력과 횡력에 의해 주탑 상단이 하중에 의해 제일 먼저 파괴됨을 알 수 있으며 A형인 Type3과 Type4는 주형 부위가 파괴됨을 알 수 있다.
5. 주탑으로 사장교의 안정성을 유지 시키려는 측면으로 볼 때 주탑의 선(先) 파괴 양상을 보이는 H형인 Type 1과 Type 2보다는 주형의 선(先) 파괴 양상을 보이는 A형인 Type 3과 Type 4가 전체 구조계를 안정 시키는데 유리한 것으로 판단된다.

6. 참 고 문 헌

1. Bazant, Z. P., Cedolin, S., *Stability of Structures*, Oxford University Press, 1991
2. Chen. W. F.,Lui. E. M., *Structural Stability, Theory and Implementation*, Elsevier Science Publishing, 1987
3. Fritz Leonhardt, *Cable Stayed Bridge with Prestressed Concrete*, PCI Journal, September October,1987
4. Gimsing N. J., *Cable Supported Bridges, Concept and Design*, John Wiley & Sons, 1988
5. M.Ito, Y.Fujino, T.Miyata, N.Narita, *Cable-Stayed Bgidges, Recent Developments and Future*, Elsevier Science Publishers B,V, 1991
6. Podolny W. and Scalzi J.B., *Construction and Design of Cable-Stayed Bridges*, John Wiley & Sons, 1976
7. Rene Walther, Bernard Houriet, Walmal Isler, Pierre Moia, *Cable Stayed Bridges*,Thomas Telford, London, 1988
8. Simiu. E., Scanlan. R. H., *Wind Effects on Structures*, John Wiley & Sons, 1986
9. Troitsky, M. S., *Cable-Stayed Bridge : Theory and Design*, Crosby Lockwood Staples London,1977
10. 성익현, *케이블 횡진동을 고려한 사장교의 3차원 동적거동 특성*, 고려대학교 대학원 토목환경공학과 박사학위논문, 1995
11. TDV, *RM-SPACE FRAME Manual*, 1996