비선형 FEM 해석을 이용한 기존 강재 주탑기부 설계의 개선방안 연구

A Study on the Improvement of the Steel Pylon Base Design Using Nonlinear FEM Analysis

정 수 형^{1)*} 박 성 우²⁾
Soo-Hyung Jung Sung-Woo Park

Abstract

In this study nonlinear FEM analysis for steel pylon base of a cable supported bridge is performed in order to compare the results of Akashi-Kaikyo bridge's design specification established in 1970. Due to convenience of its application, the Akashi grand bridge's design specification has been applied to the base design of cable stayed bridges. It has been using linear spring in order to model prestressed high tensioned bars between steel pylon bottom plates and the base concrete. However, the results of nonlinear FEM analysis revealed that the Akashi-Kaikyo bridge's design specification has various problems in the analysis of the steel pylon base. And the steel pylon base has various complex members connecting with each other, and it is main member to resist against the wind load or the earthquake load. Therefore, the nonlinear FEM analysis has to be conducted in order to predict the behavior of steel pylon base exactly. Also, the nonlinear FEM analysis is more reasonable for the load and resistant factor design.

Keywords : Steel pylon, Steel pylon base, Akashi-Kaikyo bridge's specification, Pulling off, Pylon base

1. 서 론

연육·연도교에 주로 건설되는 케이블 교량 중 현수교는 남해대교 (1973), 사장교는 진도대교 (1984)를 시작으로 우리나라에 도입되었다. 2000년도에 들어오면서 더욱 활발하게 케이블 교량이 늘어나기 시작했고, 현재 공용 중이거나 시공 중인 케이블 교량은 약 60개로 이 중 사장교는 51개, 현수교는 9개이다. 경제성을 이유로 아직 콘크리트 주탑이 강주탑보다 많이 건설되고 있지만 강재 주탑 형식으로 구성되어 있는 교량은 사장교는 14개, 현수교 4개 총 18개로서 30%를 차지하고 있다. 강재 주탑은 일괄가설 (약 2 세그먼트)이 가능하고 곡선형 디자인이 쉬우며 조명과 채색을 통해 미관을 크게 향상시킬 수 있기 때문에 다차선 대로의 횡단교량, 시내 및 공원 보도교 및 주탑의 아름다움을 강조하고자 하는 특수교에 많이 적용되고 있다 (Jung, 2008). 향후 초고 강도 강재 및 하이브리드 합성형의 사용과 강재 설계·시공

기술력 향상으로 그 수요는 증대할 것으로 예상된다 (Shim, 2007). 그러나 근래에 지구온난화에 의한 이상기온으로 National Emergency Management Agency (2004)에 의하면 태풍의 규모, 강도, 빈도 등이 크게 증가함에 따라 최대순간풍속이 2000년 프라피룬 58.3 m/s, 2002년 루사 56.7m/s, 2003년 태풍 매미 60m/s, 2004년 매기 46.1m/s, 2005년 나비 47.3m/s, 2007년 나리 52.4m/s, 2010년 고포스 52.4m/s, 2012년 볼라벤 51.8m/s로서 기상관측소 위치에서 최대순간풍속이 60m/s에 달하며 특히 해수면에서 40m 이상 높게 위치한 해상교량은 더 강력한 풍속에 견디어야 한다. 뿐만 아니라 강주탑 케이블 교량은 강재 주탑 또는 타워앵커가 콘크리트에 매입되기 때문에 구조거동이 매우 복잡하여 면밀한 구조해석이 필요하지만 AASHTO (1998), BSI (1978), Korean Society of Civil Engineers (2006) 등의 기준에서 이에 관한 구체적인 설계규정이 없기 때문에 국내에서는 편의성을 이유로 일본 明石海峡大橋 시방기준의 간편식인 의존하여 설계하고 있는

1) 정회원, 한국시설안전공단 실장, 공학박사, 교신저자
2) 정회원, 한국시설안전공단 차장, 토목구조기술사

* Corresponding author : jsh@kistec.or.kr

• 본 논문에 대한 토의를 2014년 2월 28일까지 학회로 보내주시면 2014년 3월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

실정이다. 따라서 본 연구에서는 FEM 비선형해석과 위 기준에 의한 결과를 비교하여 구조해석상의 문제점을 도출하고 개선방안을 찾고자 한다.

2. 강재 주탑 일반사항

국내에서 현재 시공되고 있거나 완공된 강재 주탑으로 설계된 케이블 교량을 Table 1에 나타내었으며, 콘크리트 주탑과 장·단점을 Table 2에 비교하였다. 사장교나 현수교와 같은 중량물에서 강재 주탑 기부와 기초를 연결시키는 방법으로는 프레임 매입방식과 탐기부 매입방식이 있으며 접합방법을 Table 3에 나타내었다.

국내에서는 위 두 시공방법에 대해서 모두 콘크리트 기초와 강재 주탑이 스프링으로 연결된 구조로 설계하는 明石海峽大橋 시방기준을 적용하고 있다.

3. 明石海峽大橋 시방기준

3.1 탐기부 설계 개념

본교와 주탑기부는 PS 강봉, 앵커볼트에 프리스트레스를 도입 정착하여 탐기부의 부상 및 활동 등의 외력에 저항하도록 일체화시킨다. 국내에서는 남해대교, 광안대교, 영종대교 등이 모두 明石海峽大橋 시방기준에 따라 설계되었으며 강주탑기부에 대한 프리스트레스 PS 강봉, 앵커볼트 설계에 대해 시방기준은 다음과 같다.

- ① 탐기부와 콘크리트가 PS 강봉, 앵커볼트와 연결된 구조모델로서 평면 보존의 법칙에 기초한 프리스트레스 콘크리트의 계산에 기초한다.
- ② 소요 프리스트레스 양은 콘크리트의 크리프, 건조수축 및 강봉의 릴렉세이션에 따른 손실을 고려하여 계산한다.

Table 1 A state of cable stayed bridges with the steel pylon

Type	No	name of bridge	completion year	span length (m)	type of superstructure
cable stayed bridge	1	Jindo Grand bridge	1984	70+344+70	steel deck girder
	2	Dolsan Grand bridge	1984	85+280+85	steel deck girder
	3	Youngheung Grand bridge	2001	110+240+110	steel deck girder
	4	the 2nd Jindo Grand bridge	2005	70+344+70	steel deck girder
	5	Paju-unjeong bridge	2009	200	composite deck girder
	6	Seocheon bridge	2009	50+70+90+50	composite deck girder
	7	Youngduck 1 bridge	2009	90+115	composite deck girder
	8	Songdo over bridge	2009	45+55+90	composite deck girder
	9	Hosoo 1 bridge	2009	25+40+25	composite deck girder
	10	New Wando Grand bridge	2010	200+140	steel deck girder
	11	Hanbit Grand bridge	2010	120+61.5	composite deck girder
	12	Handol Grand bridge	2012	71+189+500+189+71	composite deck girder
	13	Whapo Grand bridge	2013	46.5+113.5+260+100	concrete girder
	14	Gujin bridge	2013	70+70	composite deck girder
suspended bridge	1	Namhae Grand bridge	1973	128+404+128	steel deck girder
	2	Youngjong Grand bridge	2000	125+300+125	truss
	3	Kwanan Grand bridge	2003	200+500+200	truss
	4	the 2nd Namhae Grand bridge	2015	50+890+50	steel deck girder

Table 2 Advantages and disadvantages of the steel pylon

advantages	disadvantages
<ul style="list-style-type: none"> • shortening construction period with large block installation • various color presentation on steel • reducing self-weight by using the steel plate • possible minimum width and slim section pylon • social and economical convenience due to early traffic opening • remained values with resources recycling • predominance of steel for repair and strengthening • efficiently composite structure with stud and reinforced concrete 	<ul style="list-style-type: none"> • more expensive than concrete pylon • more construction accuracy demand to control the large displacement at the top of pylon than concrete pylon • more painting maintenance cost than concrete pylon

Table 3 System to build steel pylon base into concrete

class	system to build frame into concrete	system to build steel pylon base into concrete
layout of concept
connecting structure	<ul style="list-style-type: none"> • compression/shear : resistant mechanism with the base PL. and the buried frame • bending tensile load : resistant mechanism with the prestressed cable 	<ul style="list-style-type: none"> • compression/shear : resistant mechanism with the base PL. and the buried pylon base • bending tensile load : resistant mechanism with the prestressed cable
construction method	<ul style="list-style-type: none"> • build frame into concrete in demanded depth → top block installation → prestressing cable 	<ul style="list-style-type: none"> • build steel pylon base into concrete in demanded depth → top block installation → prestressing cable
special mention	<ul style="list-style-type: none"> • reinforcement interference possibility due to the buried frame into concrete deeply • relative simplicity for reinforcement of base plate 	<ul style="list-style-type: none"> • relatively easy construction due to the steel pylon base buried into concrete thinly • relative complexity for reinforcement of base plate

Table 4 Identification of the member property for design of the steel pylon

member	effective depth	initial displacement	modulus of elastic	effective area		effective 2nd moment inertia	
				PS	external load	PS	external load
Pylon	l_t	Δl_t	E_t	A_{tp}	A_{tl}	I_{tp}	I_{tl}
Concrete	l_c	Δl_c	E_c	A_{cp}	A_{cl}	I_{cp}	I_{cl}
PS bar	l_B	Δl_B	E_B	A_B	A_B	I_B	I_B

③ 필요 프리스트레스 양의 판정은 주탑 저판의 부상을 발생하지 않게끔 하는 것을 기본으로 한다.

위 ③에 대해서는 교량마다 설계기준을 달리 적용하고 있는 것으로 나타났다. 일부 교량의 경우 시공 중 일시적인 구조계 (free-standing)와 지진 시 반복 압축, 인장력에 대해서는 부상을 허용하는 것으로 설계하였으나, 풍하중은 지진하중과 달리 한쪽 방향으로 어느 정도 지속되는 하중이며 부상에 의해 해수의 침입을 방지하기 위해서 풍하중에 대해서는 부상을 허용하지 않았다. 반면, 또 다른 교량에서는 풍하중에 대해서 부상을 허용하는 것으로 설계되었다.

소요 프리스트레스 양을 구하기 위해 필요한 각 부재제원의 ID를 Table 4에 나타내었으며 이 ID가 3.2절의 계산과정에서 사용된다.

프리스트레스에 대한 탑주 유효단면적은 프리스트레스가 탑기부의 짧은 구간에 작용하기 때문에 강봉 주변만이 단면이 유효하다고 가정하고 Fig. 2에 표시하였듯이 강봉 위치로부터 1/2 분포를 유효단면적으로 고려한다.

또, 축력, 모멘트 등의 외력에 대해서는 하중이 탑주 상부에서 전달되기 때문에 탑기부 보강격자가 없는 구조에 있어서는 콘크리트에 놓여진 주탑 복부 (외벽)와 내부의 바닥강재가 유효한 것으로 보며 탑기부 보강격자 등 탑기부에서 단면변화가 있는 구조에서는 상기 프리스트레스와 같은 방법으로 Fig. 3과 같이 1/2 분포를 유효면적으로 고려한다.

저판 밑의 콘크리트 응력을 계산하는 경우는 탑주 유효면적에 대해서 저판 두께 45° 분포를 고려한 유효단면을 Fig. 4와 같이 사용한다.

3.2 소요 프리스트레스 양 산정

3.2.1 프리스트레스 도입 시 부재의 응력

(가) 강봉의 유효응력깊이 (l_B)

강봉의 유효응력깊이 (l_B)는 Fig. 5의 프리스트레스 도입 시 적합조건인 식 (1)을 이용하여 구한다.

$$l_B + \Delta l_B = (l_t - \Delta l_t) + (l_c - \Delta l_c) \quad (1)$$

member \ load	prestress	External load
plate around pylon	○	○
longitudinal rib around pylon	△	○
reinforced base plate	○	○
reinforced bottom rib	—	△

label ○ consider total section
 △ consider portional section

Fig. 1 Effective section of pylon base

Fig. 2 Effective area of pylon column for prestress force

Fig. 3 Effective area of the pylon column in case of the reinforced bottom rib

Fig. 4 Effective area of the base concrete

Fig. 5 Effective stress depth

프리스트레스 하중 P 에 따른 변형량은 다음과 같이 표시할 수 있다.

$$\Delta l_B = \frac{Pl_B}{E_B A_B} \quad \Delta l_t = \frac{Pl_t}{E_t A_{tp}} \quad \Delta l_c = \frac{Pl_c}{E_c A_{cp}} \quad (2)$$

$$l_B = \frac{[(l_t + l_c) - (l_t/E_t A_{tp} + l_c/E_c A_{cp}) \times P]}{(1 + P/E_B A_B)} \quad (3)$$

(나) 각부의 응력도

$$\cdot \text{주 탑} : f_{tp} = P/A_{tp} \quad (4)$$

$$\cdot \text{콘크리트 (지압)} : f_{cp} = P/A_{cp} \quad (5)$$

$$\cdot \text{강 봉} : f_{Bp} = P/A_B \quad (6)$$

3.2.2 프리스트레스 후의 외력에 대한 부재의 응력

(가) N_o 의 분담력

$$N_o = N_B + N^* \quad (7)$$

여기서, N_B : 강봉의 분담력 (t)

N^* : 탑주 및 콘크리트의 분담력 (t)

Fig. 6 Mechanical model in Akashi grand bridge's specification

$$N_B = K_B / K \times N_o \quad (8)$$

$$N^* = K^* / K \times N_o \quad (9)$$

여기서, $K = K_B + K_t K_c / (K_t + K_c)$

$$K^* = K_t K_c / (K_t + K_c)$$

$$K_t = E_t A_{tl} / l_t$$

$$K_c = E_c A_{cl} / l_c$$

$$K_B = E_B A_B / l_B$$

- 각부의 응력도

$$\cdot \text{타 주} : f_{tN} = N^* / A_{tl} \quad (10)$$

$$\cdot \text{콘크리트 (지압응력)} : f_{cN} = N^* / A_{clS} \quad (11)$$

$$\cdot \text{강 봉} : f_{BN} = N_B / A_B \quad (12)$$

(나) M_0 의 분담력

$$M_0 = M_B + M^* \quad (13)$$

여기서, M_B : 강봉의 분담력 (t)

M^* : 타주 및 콘크리트의 분담력 (t)

$$M_B = J_B / J \times M \quad (14)$$

$$M^* = J^* / J \times M \quad (15)$$

여기서, $J = J_B + J_t J_c / (J_t + J_c)$

$$J^* = J_t J_c / (J_t + J_c)$$

$$J_t = E_t I_{tl} / l_t$$

$$J_c = E_c I_{cl} / l_c$$

$$J_B = E_B I_B / l_B$$

(다) 각부의 응력도

$$\cdot \text{타 주} : f_{tM} = M^* \times y_t / I_{tl} \quad (16)$$

$$\cdot \text{콘크리트 (지압)} : f_{cM} = M^* \times y_t / I_{cls} \quad (17)$$

$$\cdot \text{강 봉} : f_{BM} = M_B \times y_B / I_B \quad (18)$$

3.2.3 합성응력도 및 허용지압응력

$$\cdot \text{타 주} : f_t = f_{tp} + f_{tN} \pm f_{tM} \text{ (압축)} \quad (19)$$

$$\cdot \text{콘크리트} : f_c = f_{cp} + f_{cN} \pm f_{cM} \text{ (압축)} \quad (20)$$

$$\cdot \text{강 봉} : f_B = f_{Bp} - f_{BN} \pm f_{BM} \text{ (인장)} \quad (21)$$

- 허용지압응력

$$\cdot \text{거시적 } f_{ba1} = (0.25 + 0.05 A / A') \times f_{ck} = 0.5 f_{ck} \quad (22)$$

$$\cdot \text{국부적 } f_{ba2} = (K \sqrt{a / A''} / Y) \times f_{ck} = f_{ck} \quad (23)$$

여기서, $K : 1.0$

A : 콘크리트의 유효면적 (m^2)

A' : 타기부 거시적 재하면적

A'' : 타기부 국부적 재하면적

Y : 안전율 (3.0)

4. 明石海峡大橋 시방기준과 FEM해석 결과 비교

4.1 구조해석 일반

明石海峡大橋 시방기준에 의한 해석과 FEM에 의한 해석 결과를 비교하기 위해서는 우선 타기부에 작용하는 외력을 산정해야 하므로 2010년 N대교 계측시스템 검증 재하시험을 통해 검증된 Midas Civil (2009) 구조해석 모델을 사용하여 작용 외력을 구하였다. 해석 대상교량은 상·하행선 2차로의 해상교량이며 교량형식은 3경간 2힌지 타정식 현수교이다. 보강거더와 주탑은 각각 유선형의 강상판 박스거더

Fig. 7 Structural analysis model

Table 5 Correction factor for the height, v_1

height (m)	<10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	120	140	160	180	200
v_1	1.00	1.10	1.17	1.22	1.26	1.29	1.32	1.37	1.39	1.43	1.43	1.46	1.49	1.51	1.53

Table 6 Correction factor for the horizontal length, v_2

horizontal length (m) height (m)	<200	300	400	500	650	800	1000	1200	1500	1800
v_2	1.21	1.19	1.18	1.17	1.16	1.15	1.14	1.13	1.12	1.12

(Steel Deck Box Girder)와 60m 높이의 강주탑 형식으로 구성되어 있다.

일반적으로 현수교는 풍하중에 지배되므로 설계풍속에 대해 각 부재의 고도와 연직 및 수평 길이를 고려하는 本州四国連絡橋公団 上部構造設計基準 (1989)에 의해 풍하중에 대한 외력을 산정하였다. 설계풍속 V_d 는 관측소의 10m 높이에서 10분간 평균풍속인 기본풍속 V_{10} 을 대상으로 하는 구조물의 고도에 대한 보정계수 v_1 및 구조물의 수평길이 또는 연직길이에 대한 보정계수 v_2, v_3 를 곱하여 다음식에 의하여 산정하였다.

$$\cdot \text{수평방향으로 긴 구조물} : V_d = v_1 \cdot v_2 \cdot V_{10} \quad (24)$$

$$\cdot \text{수직방향으로 긴 구조물} : V_d = v_1 \cdot v_3 \cdot V_{10} \quad (25)$$

보정계수 v_1, v_2, v_3 는 각각 Table 5, Table 6 및 Table 7에 표시한 값을 이용하고 표에 표시되어 있지 않은 값은 보 간법에 의하여 정하는 것으로 한다.

식 (24), 식 (25)로부터 계산된 설계풍속으로 각 부재의 풍 하중 강도는 다음과 같이 구하였다.

$$\cdot \text{수평방향으로 긴 구조물} : P_d = \frac{1}{2} \cdot \rho v_4 \cdot C_d \cdot A \cdot V_d^2 \quad (26)$$

$$\cdot \text{수직방향으로 긴 구조물} : P_d = \frac{1}{2} \cdot \rho v_5 \cdot C_d \cdot A \cdot V_d^2 \quad (27)$$

여기서, 공기밀도 ρ 는 $0.125 \text{ kg} \cdot \text{sec}^2 / \text{m}^4$ 으로 한다. 보정계수 v_4, v_5 는 Table 5에 표시한 값을 취하는 것으로 하였으며 항력계수 C_d 및 투영면적 A 는 각각 Table 8, Table 9로 부터 정하였다.

Table 10은 식 (26), 식 (27)로부터 계산된 기본 풍속 $V_{10} = 40 \text{ m/s}$ 에 대한 풍하중 강도이다.

위와 같은 풍하중 강도를 기본풍속 $V_{10} = 30 \text{ m/s}$ 인 경우에 대해서도 계산하였다. 두 기본풍속에 대해 해석결과 탑기부에 작용하는 외력을 Table 11과 같이 구할 수 있었다.

Table 7 Correction factor for the vertical length v_3

vertical length (m)	<80	100	120	160	200	260
v_3	1.20	0.19	1.19	1.18	1.17	1.17

Table 8 Correction factor, v_4, v_5

type of member		lateral direction	longitudinal direction
reinforced girder, main cable, floor beam	v_4	1.3	1.0
pylon, hanger	v_5	1.0	1.1

Table 9 Drag coefficient, C_d

type of member	lateral direction		longitudinal direction	
	drag coefficient	projection area	drag coefficient	projection area
reinforced girder	0.6	1.746	—	not considered
pylon column	1.8	2.3	1.8	2
pylon floor beam	—	—	1.8	2.5
main cable	0.7	0.2644	—	not considered
hanger	0.7	0.088	—	not considered

Table 10 Wind force intensity for wind velocity $V_{10} = 40 \text{ m/s}$

type of member		longitudinal direction (kN/m)	lateral direction (kN/m)
reinforced girder		—	2.54
pylon	column	8.26	8.63
	floor beam	9.39	—
main cable		—	0.50
hanger		—	0.14

Table 11 Section force for the wind force (kN, kN · m)

loadcase (lateral)	longit. shear force	lateral shear force	axial force	lateral moment	longit. moment	tortional moment
$V_{10} = 40$	-30.6	-1125	-8313	13198	-841	-43.5
$V_{10} = 30$	-19.5	-633	-10347	7418	-733	-24.4

* (+) tensile force, (-) compressive force

해석대상 교량의 주탑 기부는 Table 3의 프레임 매입방식으로서 Fig. 8의 타워앵커가 매입 프레임 역할을 하고 있다. 기초와 주탑을 연결시키는 기본 요소는 PS앵커, 타워앵커, 앵커볼트 및 고장력볼트이다. PS앵커는 시공 중 주탑 self-standing 단계에서 주탑에 작용하는 풍하중과 주케이בל 셋백(set-back) 시공 시 작용하는 하중에 저항하도록 하며, 시공 후에는 지진하중 및 풍하중에 대해 탑기부를 타워앵커에 밀착시켜서 주탑의 부상을 방지하도록 한다. 타워앵커는 주탑을 통해 전달되어 오는 외력을 기초콘크리트에 넓게 퍼지게 하며 풍하중에 의한 부상 시 콘크리트와 함께 인발력에 저항한다. 주탑 베이스 PL는 22개의 M22 (F11T) 고장력볼트와 각 모서리의 $\phi 32$ 앵커볼트로 하부의 타워앵커 플랜지에 체결되어 있으며, 10개 PS앵커는 H빔 단부에 프리스트레스력을 작용시켜 H빔 하부플랜지가 주탑 베이스 PL 눌러쭈름과 동시에 타워앵커 상부플랜지에 밀착시키고 자신은 하부에 정착되는 형식이다. 도면 상 내부 10개 PS앵커는 약 4.5m 하부의 H빔에 unbonded 형태 (쉬스관)로 정착된 것으로 설계되었다. 원 설계에 도입된 축력은 451 kN (46tonf)이지만 지연파괴에 따른 교체공사 시에는 기존 앵커볼트 부식부가 382 kN (39tonf)에서 파단되어 294.3 kN (30tonf)으로 축소 긴장하였다. 본 연구에서도 지연파괴의 원인으로 지목되는 응력부식, 수소취성 등을 감안하여 앵커볼트와 고장력볼트의 강도를 F11T (1100MPa)에서 F10T (1000MPa)로 낮추어 해석하였다.

그 밖에 타기부 구성재료의 상수는 다음과 같다.

- 콘크리트 : $f_{ck} = 23.5MPa$, $f_{cr} = 3.04MPa$
- 강재 : $f_y = 235MPa$
- H/T볼트 (외부) : F10T M22 적용
 - 설계장력 = $201kN$, 항복하중 = $268kN$
- 앵커볼트 (외부) : F10T M32 적용
 - 도입장력 = $451kN$, 항복하중 = $921kN$

4.2 明石海峽大橋 시방기준 및 FEM 비선형해석에 의한 부재력 해석

明石海峽大橋 시방기준에 의한 해석을 기초로 부재력을

산정하는 방법은 3.2절의 수식을 엑셀화하여 구하였으며 완공 수십년 후 탑기부의 보수공사가 시행되었으므로 건조수축 및 크리프의 영향은 무시하였다. FEM 해석 결과와 비교하기 위해 동일한 재료의 성질을 적용하였으며 내부 PS 앵커, 외부 앵커볼트 및 고장력볼트의 초기 설계장력도 동일한 값을 입력하였다. Table 11에 보는 바와 같이 주탑 축력이 큰 반면 탑기부 교직 모멘트가 작은 $V_{10} = 30m/s$ 에 대해서는 전단면에 압축응력이 작용하는 것으로 판정되었다. 그러나 축력이 작고 교직 모멘트가 큰 $V_{10} = 40m/s$ 에 대해서는 Table 11의 외력과 프리스트레스력 및 설계장력의 조합에 의한 인장응력 구역이 발생되어 Fig. 10에 나타내었다.

FEM 비선형해석은 Table 11의 외력을 고정하중과 풍하중에 의한 외력으로 구분하고 고정하중과 프리스트레스력 및 설계장력이 작용하는 상태에서 풍하중의 증가에 따라 탑기부의 거동을 고찰하였으며 위 하중들은 주탑기부의 저판에 인장, 압축 및 전단 등분포하중으로 작용시켜 LUSAS 범용프로그램을 사용하여 구조해석을 수행하였다. 주탑 하부를 구성하는 부재는 실제로 근접하게 모델링을 하였으며 재료적인 성질도 파괴 시까지 거동을 파악할 수 있도록 재료적 비선형을 적용하였다.

강재인 주탑 저판과 타워앵커의 보강형 강재 (SWS 41)에 대해서 항복강도 $f_y = 235MPa (2,400kgf/cm^2)$ 의 탄소성 재료로서 Fig. 11(a)의 재료적 성질을 갖는 8절점 Shell 요소로 모델링하였다. 주탑 저판과 타워앵커 플랜지는 접촉된 상태에 있기 때문에 둘 사이에는 Contact 요소로 모델링하여 압축력에는 무한 강성을 가지지만 부상으로 인한 인장력에는 저항하지 못하도록 하였다. 주탑 하부 기초부는 변형경화와 변형연화를 포함하고 균열 발생 영향을 고려하기 위하여 Fig. 11(b)와 같이 압축강도 $f_{ck} = 23.5MPa$, 파열강

도 $f_r = 3.04MPa$ 의 재료적 성질을 갖는 Concrete Cracking Model을 적용한 8절점 3D Solid 요소로 모델링하였다. PS 앵커볼트 (SBPR $\phi 32$)와 외부 앵커볼트는 보수공사 당시 시험 성적서에 따라 항복응력 $f_y = 1,145MPa$, 외부 H/T볼트 ($\phi 22$)는 도로교시방서에 따라 항복응력 $f_y = 883MPa$ 의 적용하였으며, 태풍 시 주탑 저판이 부상하면 Fig. 12(a), (b)와 같이 인장력에만 저항하고 압축력은 Contact 요소가 저항하도록 모델링하였다. PS 앵커볼트와 외부의 H/T볼트는 미리 프리스트레스력과 설계장력으로 인장력이 작용하게 되어 초기응력을 가지게 되므로 Fig. 12(a), (b)에서 보는 바와 같이 내부 PS 앵커볼트는 프리스트레스 힘 $294.3kN (30tonf)$ 에 해당하는 초기응력 $f_{PS,I} = 366MPa$, 외부 앵커볼트는 설계 시 프리스트레스 $451kN (46tonf)$ 에 해당하는 $f_{PS,E} = 561MPa$, H/T 22볼트는 설계 장력 $201kN (20.48 tonf)$ 에 해당하는 $f_{HT,i} = 529MPa$ 의 초기응력 미리 적용하였다. 위 부재는 초기응력에서 각각 출발하여 외력이 작용함에 따라 응력이 변화하게 된다.

전체 구조계에서 경계조건은 기초콘크리트 바닥은 Pin (x, y, z축 구속)으로 하였고 기초부의 옆면은 z축으로 변위가

Fig. 11 Material nonlinear graph for steel and concrete

Fig. 10 Tensile region of pylon base ($V_{10} = 40m/s$)

Fig. 12 Material nonlinear graph for PS anchor bar, external anchor bolt, H/T bolt

Fig. 13 Member elements and the structural analysis model

발생할 수 있도록 x, y축만 구속시켰다.

주탑 기부에는 최대 풍하중을 T.L.F (Total Load Factor) 1.0으로 하고 0.1씩 하중을 증가시켜 변위가 수렴하면 다음

Fig. 14 Displacement-wind load graph (at HT4), $V_{10} = 30m/s$

단계의 하중 증분을 작용시켰다. T.L.F를 증가시킴에 따른 HT4 위치의 변위를 $V_{10} = 30m/s$ 와 $V_{10} = 40m/s$ 에 대해 Fig. 14와 Fig. 15에 나타내었다. Fig. 14를 살펴보면 풍하중이 $V_{10} = 30m/s$ 까지 증가해도 HT4 위치의 변위는 압축변위를 나타내고 변위가 선형적으로 발생하여 평면보존의 법칙이 성립함을 알 수 있다.

반면 Fig. 15에서는 하중이 증가함에 따라 변위는 인장방향(+)으로 발생해서 인장부의 저판은 인장 변형되고 T.L.F=0.4에 근처에서 하중-변위 곡선이 비선형성을 나타내서 T.L.F=0.6 이후에는 변위가 크게 증가함을 알 수 있다. T.L.F=1.0의 단계에서 탑기부 저판과 타워앵커의 변형도, 응력선도를 Fig. 16에 나타내었다.

인장영역이 Fig. 10과 비슷하지만 외부 앵커볼트 근처에서 인장영역은 나타나지 않았다. 이 인장영역의 저판 section 1, 2의 강재 응력과 H/T볼트 위치인 section 2 타워앵커 상부플랜지 하면의 기초콘크리트 응력을 Fig. 17, Fig. 18, Fig. 19에 나타내었다.

저판의 Von Mises stress, SE는 강재의 항복강도에 근접하는 응력이 발생하고 있으며 기초콘크리트 수직응력 Sz, 주응력 S1은 콘크리트 파열응력을 초과함을 알 수 있었다. 따라서 콘크리트에 균열이 발생함에 따라 인장영역의 기초콘

Fig. 15 Displacement-wind load graph (at HT4), $V_{10} = 40m/s$

(a) deformation and stress contour for the pylon bottom plate and the tower anchor

(b) stress contour for the pylon bottom plate

Fig. 16 Deformation and stress contour for the pylon base SE (tonf/m²)

Fig. 17 Stress graph for the pyoin bottom plate (Von Mises stress, SE)

Fig. 18 Principal stress (S1) contour for the base concrete (tonf/m²)

Fig. 19 Stress graph for the base concrete (vertical stress Sz, principal stress S1)

크리트는 하중에 저항하지 못하여 타워앵커 상부플랜지와 주탑 저판이 함께 하중을 부담하게 된다. 반면 타워앵커는 복부와 하부플랜지 등이 콘크리트와 일체화되어 인장력에 효과적으로 저항하지만 상대적으로 인장력 강성이 약한 주탑 저판의 plate는 큰 변형이 발생하고 이 둘을 연결하는 H/T에 큰 인장력이 추가하게 된다. 이것은 고정하중과 프리스트레스 힘에 의한 압축력에 비해 타워앵커 위에 연결된 주탑 저판에 작용하는 풍하중 모멘트에 의한 인장력이 커서 저판 부상함에 따라 비선형 거동이 급진적으로 일어나기 때문이다.

인장영역의 부상에 따르는 주탑 베이스 PL의 상향 변형을 타워앵커 상부플랜지에 연결된 H/T가 저항하여 인장력이 추가되는데 Fig. 20, Fig. 21은 외부 앵커볼트 및 H/T볼트의 인장력을 明石海峡大橋 시방기준 해석결과와 FEM 해석 결

Fig. 20 Tensile force of PS anchor bars, external anchor bolts for $V_{10} = 30m/s$

Fig. 21 Tensile force of PS anchor bars, external anchor bolts for $V_{10} = 40m/s$

과를 $V_{10} = 30m/s$, $V_{10} = 40m/s$ 에 대해 비교한 것이다. $V_{10} = 30m/s$ 의 경우에는 탑기부에 압축력만 작용하므로 앵커볼트 및 H/T볼트에 초기인장력인 설계장력 268kN만 작용하고 추가인장력은 발생하지 않는 동일한 결과를 얻을 수 있었다. 반면 $V_{10} = 40m/s$ 의 경우에는 明石海峡大橋 시방기준에 의한 해석은 앵커볼트 및 H/T볼트 거의 대부분 항복응력을 초과하는 결과를 보여 주고 있으며, FEM해석은 저판의 상향 변형이 큰 HT2~HT6위치의 볼트들이 항복하는 것으로 판명되었다. 이것은 明石海峡大橋 시방기준에 의한 해석은 선형해석으로서 H/T볼트가 항복한 후 응력재분배 현상을 반영하지 못하여 과도한 응력을 산출한 결과이다. 그리고 明石海峡大橋 시방기준과 FEM 해석 모두 부상에 따른 내부 PS강봉의 추가응력은 거의 0인 것으로 나타나 부상에 따른 저항부재보다는 프리스트레스력으로 탑기부를 하부에 눌러주는 역할을 주로 하는 것으로 나타났다.

$V_{10} = 30m/s$ 의 경우 Section 2 선상의 하부 콘크리트에 대해서 Fig. 22와 같이 明石海峡大橋 시방기준에 의한 해석은 FEM 해석 결과보다 큰 압축응력을 보이고 있으며, Fig. 23에서 $V_{10} = 40m/s$ 의 경우에는 파열응력 이하의 더 작은 인장응력을 보여주지만 FEM 해석 결과는 HT2~HT6위치의

Fig. 22 Base concrete stress for $V_{10} = 30m/s$

Fig. 23 Base concrete stress for $V_{10} = 40m/s$

콘크리트 응력이 파열응력에 도달하는 것으로 나타났다. 이것은 주탑 저부가 단순히 콘크리트 위에 놓여 있지 않고 기초콘크리트에 매입된 타워앵커 위에 연결된 구조로 기인한 것으로서 타워앵커 상부플랜지의 변형이 중앙에서는 크고 축강성과 초기장력이 큰 외부 앵커볼트 위치에서는 변형이 상대적으로 작기 때문이다.

그러므로 프레임 매입방식과 같이 타워앵커가 매입된 본 구조 형식에서는 주탑으로 하중이 바로 기초콘크리트에 전달되지 않고 타워앵커와 기초콘크리트의 합성구조에 전달되기 때문에 콘크리트 압축응력은 작게 발생한다. 반면 인장영역의 부상이 발생하면 인장에 약한 콘크리트가 파열응력에 쉽게 도달하여 타워앵커와 기부 저판이 인장력에 저항하는 구조가 되며 두 사이를 연결하는 H/T볼트는 상대 변형이 커지면 항복하여 응력재분배가 일어난다.

明石海峡大橋 시방기준은 프레임 매입방식에서 타워앵커와 같은 매입구조를 무시하고 탑기부와 기초콘크리트 및 PS강봉의 구조로 설계하기 때문에 압축하중에 대해서는 매우 보수적인 결과를 가져오나 인장영역의 부상이 발생하면 비선형거동으로 인하여 콘크리트 균열발생, H/T볼트의 항복, 주탑 저판의 과도한 인장응력이 발생하여 3.1절에서 제시된 明石海峡大橋 시방기준의 평면의 법칙은 더 이상 성립되지 않는다. 이것은 스티드 또는 전단키 등으로 기초콘크리트에 탑기부가 매입된 방식에서도 동일한 결과가 도출될 것으로 판단된다.

따라서 明石海峡大橋 시방기준은 매입구조를 무시하고 설계하기 때문에 전단면 압축력에 대해서는 실제보다 큰 응력을 보여주고 저판이 부상하게 되면 콘크리트가 쉽게 균열이 발생하여 비선형거동을 나타내고 하중이 약간 증가하여도 소성거동과 같은 양상을 보이게 된다. 그러므로 타워앵커를 고려해야하고 PS 강봉, 앵커볼트, H/T볼트 및 기초콘크리트를 포함한 구조계로 비선형 FEM에 의한 해석을 수행하여 탑기부의 거동을 정확하게 예측해야 할 것이다.

5. 결론

본 연구에서는 강주탑 기부와 기초콘크리트 연결 구조에 대해서 국내에서 특수교량 강주탑 기부의 설계에 보편적으로 활용하고 있는 明石海峡大橋 시방기준과 비선형 FEM 해석결과를 비교하였다. 明石海峡大橋 시방기준은 1970년도에 만들어진 일본 기준으로 주탑 기부와 PS 강봉 및 기초콘크리트를 스프링으로 선형 모델링하여 설계하는 단순한 방법이다. 43년이 지난 지금까지도 간편성을 이유로 이 기준을 특수 장대교의 강주탑 기부의 설계에 적용하는 것은 여러 가지 문제가 있음을 해석결과와 비교를 통해 얻을 수 있었으며 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- (1) 明石海峡大橋 시방기준은 탑기부와 콘크리트가 PS 강봉, 앵커볼트로 연결된 구조로 가정하여 선형해석을 수행하지만 대부분의 탑기부는 주탑과 기초콘크리트의 원활한 하중전달을 위해 타워앵커 (또는 프레임)를 매입하거나 탑기부 자체를 매입하여 시공하고 있다. 따라서 탑기부에 전단면 압축력만 작용하는 경우에도 타워앵커 (또는 프레임)를 무시하고 탑기부의 저판이 기초콘크리트에 바로 놓여있는 구조로 가정하는 明石海峡大橋 시방기준에 의한 계산 응력은 FEM해석 결과보다 큰 값을 나타내며 거동의 양상도 매우 차이가 커서 타워앵커 (또는 프레임)를 고려하여 해석해야 할 것으로 판단된다.
- (2) 탑기부의 저판과 매입된 타워앵커를 연결하는 앵커볼트나 H/T볼트의 초기 도입장력은 항복응력의 75%~85%로 크기 때문에 풍하중이 증가하여 탑기부에 인장영역이 발생하면 항복응력에 쉽게 도달하기 때문에 탑기부의 안전성이 인장영역의 급작스런 비선형거동에 좌우하게 된다.
- (3) 明石海峡大橋 시방기준은 탑기부를 설계하는 간편 실용식으로서 비선형 FEM 해석결과와 비교한 결과 위 기준에서 변형 후에도 평면을 유지한다는 기본가정은 탑기부가 강풍에 의해 부상이 발생하면 인장영역 부분

의 비선형거동으로 성립되지 않는다. 따라서 케이블 교량의 주요 부재이면서 다양한 부재들로 복잡하게 연결된 강주탑 기부의 설계나 안전성을 검토하기 위해 明石海峡大橋 시방기준을 적용하는 것은 한계상태설계법으로 발전하려는 현 시대에 비추어 낙후되고 불합리한 방법으로서 실제 거동을 반영하는 비선형 FEM 해석을 적용하는 것이 바람직하다.

- (4) 또한, 내부 PS앵커볼트, 외부 앵커볼트 및 HT 볼트는 인장력에 저항할 뿐만 아니라 저판에 등분포 압축력을 발생시켜 부상을 방지하는 중요한 역할을 수행한다. 그러나 이러한 탑기부의 부재요소들은 부식환경에 항상 노출되어 시공 후 수년이 지나면 지연과피을 일으킬 수 있기 때문에 향후 적절한 안전율의 적용, 부상의 허용여부 등이 연구되어야 할 것이다.

References

1. AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) (1998), AASHTO LRFD Bridge Design Specifications.
2. BSI (British Standards Institution) (1978), British Standard - Steel, concrete and composite bridges, Part 2: Specification for loads (BS5400-2).
3. Busan Infrastructure Corporation (2002), Structural Report of Gwang-an Grand Bridges (in Korean).
4. Choi, D. H., Yoo, H., Shin, J. I., Song, W. G. (2012), Evaluation of Rating Factor for Main Components in Steel Cable-Stayed Bridges, KSMI (Korea institute for Structural Maintenance Inspection), 16(2) (in Korean).
5. Honshu-Shikoku Bridge Expressway Corporation (1976), Wind Resistance Design Specification and Manual (in Japanese).
6. Honshu-Shikoku Bridge Expressway Corporation (1989), Superstructure Design Specification and Manual (in Japanese).
7. Honshu-Shikoku Bridge Expressway Corporation (1991), Wind Resistant Design Guide and Manual in Akashi-Kaikyo Bridge (in Japanese).
8. Jung, S. H., Choi, H. G. (2012), On the Improvement for Design Methods of the Steel Pylon Base, Theses of Autumn Technical Conference, KSMI (Korea institute for Structural Maintenance Inspection), 16(2) (in Korean).
9. Jung, W. J., Lee, M. J., Whang, J. W., Jung, W. J. (2008), Changing Design for the Application of a Steel Pylon of Yeongdeok 1st Bridge, *Proceedings of Yooshin Techniques*, 15, 300-310 (in Korean).
10. Korea Expressway Corporation (2001), A Study on the Design and Manufacturing Guide of Long Span Bridges (in Korean).
11. Korean Society of Civil Engineers (2006), Design Guideline for Steel Cable-Supported Bridges (in Korean).
12. Lee, I. W., Choi, C. G., Kim, S. H. (2002), A Study on the Improvement Technique of the Wind Resistance in Long Span Bridges, the Ministry of Construction and Transportation (in Korean).
13. LUSAS (2010), LUSAS User Theoretical Manual.
14. National Emergency Management Agency (2004), A Study on the Establishment and Operation of Wind Resistant Design (in Korean).
15. New Airport Highway Company (2010), In-depth Inspection Report for Yeongjong Grand Bridges (in Korean).
16. Park, M. S., Park, Y. H., Kim, Y. J. (1995), A Study on the Design and Construction Method for Long Span Bridges, KICT (Korea Institute of Construction Technology) (in Korean).
17. Shim, S. H., Lee, M. J., Kim, H. K., Jung, W. J. (2007), A study on Investigation of Design Change from Concrete Pylon to Steel Pylon in KwangYang Grand Bridges, 16th Conference to Utilize Steel in Construction Field, 37-63.
18. Yooshin Corporation (2001), Structural Report for Change of the Anchor Bolt in Namhae Grand Bridges (in Korean).

Received : 09/23/2013

Revised : 10/14/2013

Accepted : 10/20/2013

요 지

본 연구에서는 강주탑 기부와 기초콘크리트 연결 구조에 대해서 국내에서 특수교량의 강주탑 기부 설계에 보편적으로 적용하고 있는 明石海峡大橋 시방기준과 비선형 FEM 해석결과를 비교하였다. 明石海峡大橋 시방기준은 1970년도에 만들어진 일본 기준으로 주탑 기부와 PS 강봉 및 기초콘크리트를 스프링으로 선형 모델링하여 설계하는 방법으로서 43년이 지난 지금까지도 간편성을 이유로 이 기준을 적용하고 있다. 그러나 비선형 FEM 해석결과와 비교를 통해 특수 장대교의 강주탑 기부의 해석 및 설계에 이 기준을 적용하는 것은 여러 가지 문제점이 있음을 알 수 있었으며, 풍하중, 지진하중에 주요하게 저항하면서도 다양한 부재들로 복잡하게 연결된 강주탑 기부에 대해서는 한계상태설계법으로 발전하려는 현 시대에 맞추어 실제 거동을 반영하는 비선형 FEM 해석을 적용해야 할 것이다.

핵심 용어 : 강주탑, 주탑기부, 明石海峡大橋 시방기준, 주탑 부상, 탑기부