



시공 중 풍하중에 의한 PSC 교량 거더의 횡방향 거동 해석

이종한¹⁾ · 김경환¹⁾ · 조백순^{2)*}

¹⁾대구대학교 토목공학과 ²⁾인제대학교 건설환경공학부

Analysis of Lateral Behavior of PSC Bridge Girders under Wind Load During Construction

Jong-Han Lee,¹⁾ Kyung Hwan Kim,¹⁾ and Baiksoon Cho^{2)*}

¹⁾Department of Civil Engineering, Daegu University, Gyeongsan, 712-714, Korea

²⁾Department of Civil and Environmental Engineering, Inje University, Gimhae, 621-749, Korea

ABSTRACT The span-lengthening of PSC I girder has increased the risk of lateral instability of the girder with the increases in the aspect ratio and self-weight of the girder. Recently, collapses of PSC I girder during construction raise the necessity of evaluating the lateral instability of the girder. Thus, the present study evaluated the lateral behavior and instability of PSC I girders under wind load, regarded as one of the main causes of the roll-over collapse during construction. Lateral instability of the girder is mainly dependent on the length of the girder and the stiffness of the support. The analysis results of this study showed the decrease in the critical wind load and the increase in the critical deformation and angle of the girder, leading to the lateral instability of the girder. Finally, this study proposed analytical equations that can predict the critical amount of wind load and lateral deformation of the girder, which would provide quantitative management values to maintain lateral stability of PSC I girder during construction.

Keywords : PSC I girder, lateral instability, wind load, initial lateral deformation, initial rotation, finite element analysis

1. 서 론

프리스트레스 콘크리트(PSC, prestressed concrete) 거더교는 미국의 Luzancy교와 Walnut Lane Memorial교의 건설 이후 우수한 구조성능과 시공성, 경제성 등의 장점으로 오늘날 전 세계적으로 가장 많이 사용되는 교량의 한 형식이 되었다. 국내에서는 1968년 경인고속도로상에 경간장 18 m인 도화교가 건설된 이후 PSC I 거더교의 수요가 증가하기 시작하였다.¹⁾ 이러한, 국내의 수요 급증에 따라 1990년대 초 한국도로공사(KHC, Korea Highway Corporation)에서는 PSC I 표준거더를 제시하였다. 이후 국내의 PSC I 거더교는 표준단면에 근거하여 도로교의 경우 25~30 m 경간에 주로 적용되어 왔다.^{2,3)}

그러나, 최근 재료의 고강도화와 거더 단면의 최적화 30 m 이상의 장경간 PSC I 거더의 설계 및 시공이 증가하고 있다. 미국에서는 미국도로교통협회(AASHTO, American Association for Highways and Transportation Officials)에서

제시한 AASHTO 표준단면을 중심으로 장경간 PSC I 거더를 발전시켰다. 표준 단면을 지배적으로 사용하며 조금씩 발전시켜 나간 미국과 달리 국내에서는 30m 이상의 장경간화를 위해 신형식 PSC 거더들이 개발되었다. 국내의 신형식 거더 개발은 기존의 표준형 PSC I 거더의 역학적 한계나 기술적인 문제가 아니라 국내 개발업체들의 창출 동기에 따른 것이었다.²⁾

이러한 PSC I 거더의 장경간화는 단면의 세장비(slenderness ratio)와 자중의 영향 등을 증가시켜 거더의 횡적 불안정(lateral instability)에 대한 위험성을 높였다.^{4,5)} 특히, 2000년대 이후 장경간 PSC I 거더의 시공 중 횡적 불안정에 의한 붕괴사고가 빈번히 보고되기 시작하였다.^{4,6)} 최근에는 국내에서도 시공 중 거더의 붕괴사고가 증가하여 PSC I 거더의 횡적 안정성 평가기술에 대한 필요성이 증가하고 있다.

그러나, 시공 중 PSC I 거더의 횡방향 불안정성은 다양한 원인에 의해 발생하고 있어 현재 명확한 기준 설정이나 해석이 어려운 상황이다. ENR⁶⁾의 미국 아리조나(Arizona) 주 PSC I 거더의 붕괴사고에 대한 조사 기사에 의하면 거더의 붕괴는 하나의 원인이 아닌 시공오차(construction error)와 거더의 초기 불완전성(initial imperfection), 풍하

*Corresponding author E-mail : civcho@inje.ac.kr

Received December 15, 2014, Revised February 3, 2015,

Accepted March 3, 2015

©2015 by Korea Concrete Institute

중(wind load)과 열하중(thermal load) 등 복합적 원인에 의해 발생했을 것으로 추정하였다. 최근에는 PSC I 거더의 시공 중 온도분포 특성과 거더의 횡적 불안정성과 관련성이 있는 열하중 및 초기 변형에 대한 연구가 수행되어졌다.^{7,8)} 그리고, Lee⁴⁾의 연구에 의해 PSC I 거더의 횡방향 불안정성이 초기 기하학적 변형과 받침의 오차, 열하중 등의 복합적 원인에 의해 발생함을 보였다.

국내의 설계 및 시공기준에 의하면, 도로교표준시방서⁹⁾에서 교량 거더는 시공 중 풍하중에 의한 횡적 안정성을 확보해야하며, 가설공사표준시방서¹⁰⁾에서도 거더 전도(roll-over)에 대한 안전성을 확보하도록 요구하고 있다. 이처럼 현재의 설계 및 시공기준은 풍하중 등에 의한 PSC 거더의 횡방향 안전성을 확보하도록 요구하고 있다. 그러나, 횡적 불안정성은 복합적 원인에 의해 발생하므로 이에 대한 명확한 해석방법이나 판단 기준이 없는 실정이다. 따라서, 현재는 거더 거치 즉시 와이어로프로, 용접철근 등으로 거더를 고정시키고 거더간의 가로보(lateral bracing)를 설치함으로써 바람 등에 전도되지 않도록 하고 있다. 하지만, 가로보에 대한 기준 또한 명확하지 않아 설계자와 감독기관에 의해 자율적으로 행해지고 있는 실정이다. 최근에는 장경간 PSC I 거더의 시공이 증가함에 따라 시공 중 전도 붕괴 위험성도 증가하여 가로보의 설계도 구조적으로 과대해지고 있는 실정이다. 특히, 거더간의 가로보 설치하는 작업의 위험성을 내포하고 있을 뿐 아니라 시공 기간을 요구하고 있어 거더의 전도 붕괴사고는 주로 거더 간의 가로보 설치 이전에 발생하게 된다.

따라서, 본 연구에서는 시공 중 전도 붕괴의 한 원인으로 판단되어지고 있는 풍하중에 대하여 PSC I 거더의 횡방향 거동 특성과 안정성을 평가하였다. 거더의 횡방향 안정성은 거더의 경간장 길이뿐만 아니라 받침의 강성에 의해서도 직접적인 영향을 받는다. 따라서, 본 논문에서는 비선형 유한요소해석을 통해 거더의 길이와 받침의 강성 변화를 고려하여 PSC I 거더의 횡적 불안정성을 유발할 수 있는 임계 풍하중과 임계 변형, 회전각을 분석하였다.

2. 대상교량 및 해석모델

2.1 대상교량 제원

현재 국내에서는 25 m, 30 m, 35 m 경간장에 대해서는 한국도로공사(KHC)에서 제시한 각각의 표준단면을 주로 사용하고, 이상의 경간장에 대해서는 다양한 신형식 거더를 사용하고 있다. 그러나, 이는 앞서 기술한 바와 같이 표준거더의 역학적 한계에 따른 결과가 아니다. 사실, 한국의 KHC 표준단면은 미국의 AASHTO 표준단면을 바탕으로 제안된 것이다. AASHTO 표준 PSC I 거더는 동일한 단면을 사용하여 콘크리트의 강도, 거더 간의 간격, 긴장력 등의 설계조건 변화를 통해 거더의 경간장 확

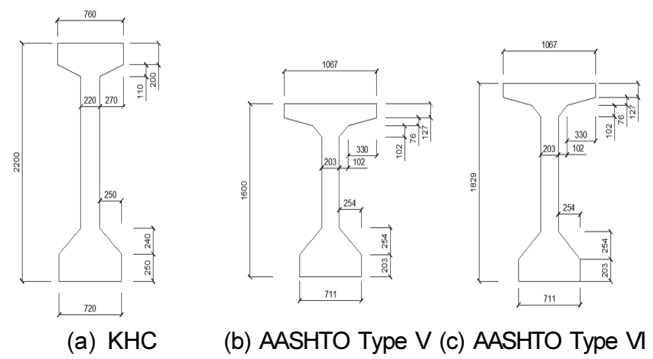


Fig. 1 Sections of KHC, AASHTO Type V, and AASHTO Type VI girders (Units: mm)

Table 1 Comparisons of the section properties of KHC, AASHTO Type V, and AASHTO Type VI girders

Types of girder	KHC*	Type V	Type VI	KHC / Type V	KHC / Type VI
Area (cm ²)	7,896	6,535	7,000	1.21	1.13
Inertia (cm ⁴)	46,440,522	21,693,075	30,522,978	2.14	1.52
Max. span(m)	35	44	51	-	-

*Standard girder 35 m long defined in Korea Highway Corporation¹⁾

장을 가능하게 하였다. PCI Bridge Design Manual¹¹⁾에 의하면 AASHTO I-형 표준단면 중 경간장 30m 이상의 장경간 거더의 설계가 가능한 단면은 Type V, Type VI이다. Fig. 1이 미국의 AASHTO Type V, Type VI 거더 단면, KHC에서 제시한 35 m 표준거더의 단면을 보여준다. KHC 단면은 AASHTO Type V, Type VI 거더 단면에 비해 높은 형고를 가지고 있으며, 상부와 하부 플랜지의 폭과 두께는 비슷한 크기이다. 각 거더의 단면적과 단면2차모멘트를 Table 1에 비교하였다. 최대 44 m, 51 m 경간장의 거더 설계가 가능한 AASHTO 표준거더와 비교 시 KHC 35 m 표준거더는 단면적이 약 1.13~1.21배, 단면2차모멘트는 약 1.52~2.14배로 KHC 표준단면으로 약 50 m까지의 설계가 가능하리라 판단된다. 따라서, 본 연구에서는 단면의 강성변화에 따른 영향을 제외하고 거더 길이의 변화와 받침 강성의 영향을 고려하기 위해 KHC 35 m 표준거더 단면을 이용하여 30 m, 40 m, 50 m 경간장의 PSC I 거더를 설계하였다. 거더의 콘크리트 강도는 50 MPa로 가정하였다.

2.2 거더의 구속조건

PSC I 거더는 거치 후 단부 보강 및 단부 브레이싱 등을 통해 횡방향 안정성을 확보하고자 하고 있다. 그러나, 현재 보강 방법이나 보강 강성에 대한 명확한 기준이 없

는 실정이다. 그리고, 바닥판 타설 전 거더의 횡방향 안정성은 교량의 받침 조건에 의해 크게 좌우된다. 따라서, 본 논문은 풍하중에 의한 횡방향 안정성에 대한 초기 연구로써 전도방지를 위한 단부 구속등이 없는 상태로 가정하였다.

PSC 교량을 포함한 대부분의 교량에서는 경제성과 내구성, 유지관리 측면에서 많은 장점을 가지고 있는 탄성받침(elastomeric bearing)이 보편적으로 사용되고 있다.¹²⁾ 탄성받침은 적절한 수직강성(vertical stiffness)에 의해 상부구조물의 하중을 안전하게 지지하며 하부구조로 전달하는 역할을 한다. 또한, 탄성받침은 전단탄성변형에 의해 거더의 길이방향과 횡방향 이동을 가능하게 하며, 수직탄성변형에 의해 회전도 가능하게 하는 받침이다.

국내의 교량 탄성받침에 대한 설계 및 성능평가 기준은 Eurocode 기준을 바탕으로 한국산업규격 KS F 4420¹³⁾에 규정되어 있다. 따라서, 본 연구에서는 KS F 4420기준에 정의되어 있는 설계 전단탄성계수 G 에 의해 수직강성 k_v 를 Eq. (1)과 같이 계산하였다.

$$k_v = \frac{EA_e}{H} \quad (1)$$

여기서, A_e , H 는 각각 탄성받침의 유효단면적과 고무층의 총 두께이다. 수직탄성계수 E 는 Gent & Lindley¹⁴⁾가 제안한 겔보기탄성계수 E_{gp} 와 고무 체적계수 E_b 의 직렬 조합으로 Eq. (2)와 같이 계산하였으며, KS F 4420기준에 의해 $E_{gp} = 5GS^2$, $E_b = 2,000$ MPa로 정의하였다.

$$\frac{1}{E} = \frac{1}{E_{gp}} + \frac{1}{E_b} \quad (2)$$

겔보기탄성계수 계산 시 고무의 크기와 형상의 영향을 고려하는 형상계수 S 는 고무층의 유효단면적 A_e 과 유효둘레 L_e , 각 층의 유효 고무두께 t_e 로 다음과 같이 계산한다.

$$S = \frac{A_e}{L_e t_e} \quad (3)$$

본 연구의 30 m, 40 m, 50 m 경간장 PSC I 거더에 대한 탄성받침 크기는 거더에 작용되어지는 고정하중과 활하중을 고려하여 결정하였다. Table 2에 각각의 거더에 작용되어지는 자중(self-weight)과 고정하중(dead load), 활하중(live load)의 크기, 이를 바탕으로 결정되어진 탄성받침의 크기를 정리하였다. 활하중 계산 시 횡분배계수(lateral distribution factor)와 충격계수(impact factor)는 각각 1.5, 0.2로 가정하였으며, 바닥판과 가로보, 포장과 방호벽 등의 합성 전·후의 총 중량은 거더 자중의 1.5배로 가정하였다. 활하중 크기는 도로교설계기준(2010)¹⁵⁾에 의해 1등

Table 2 Design loads and size of the elastomeric bearings

Length of girder	Self-weight (kN)	Dead load (kN)	Livd load (kN)	Bearing size ($B_b \times L_b \times H_b$, mm)
30m	248	372	352	300×400×105
40m	332	498	361	300×500×105
50m	415	623	367	300×600×105

Table 3 Mechanical properties of the elastomeric bearings for each girder

Elastomeric bearing ($B_b \times L_b \times H_b$, mm)	S	G (MPa)	E (MPa)	k_v (kN/m)
300×400×105	7.0	0.9	198.6	315,730
300×500×105	7.6	0.9	230.0	458,927
300×600×105	8.1	0.9	257.3	617,749

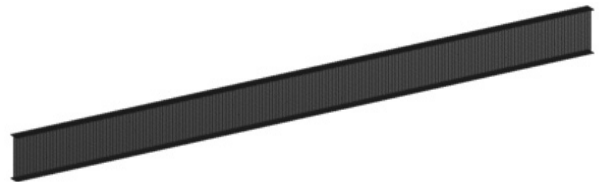


Fig. 2 Finite element mesh of the PSC I girder 40 m long

교 교량기준에 해당하는 DB-24하중으로 정의하였으며, 횡분배계수는 AASHTO Standard¹⁶⁾에 의거하여 거더간격 2.5 m에 대한 횡분배계수로 계산하였다. 총 수직하중에 대해 탄성받침의 응력은 8.13~8.49 MPa로 거더 간 비슷한 응력상태가 유지되도록 하였으며, 이는 풍하중 작용 시 수직하중에 의한 영향을 최소화하기 위해서이다. 수직응력 계산 시 탄성받침의 전 단면에는 응력이 균등하게 분포된다고 가정하였다. 결정되어진 각각의 탄성받침에 대해 Eqs. (1)~(3)에 의해 계산되어진 탄성계수와 수직강성은 Table 3과 같다.

2.3 거더의 해석모델

PSC I 거더의 해석모델은 유한요소해석(finite element analysis) 상용프로그램인 MIDAS/Gen¹⁷⁾을 사용하였다. 각각의 거더는 상부플랜지(top flange)와 하부플랜지(bottom flange), 웨브(web)로 구분하여 3차원 판 요소(plate element)로 모델링하였다. Fig. 2가 40 m 경간 PSC I 거더의 유한요소 해석모델을 보여준다. 사용된 총 요소(element)수는 30 m, 40 m, 50 m 거더 각각 48,000, 51,200, 52,480개이다. 탄성받침과 접촉되는 부분은 교축 및 교축직각방향에 대해서 각각 10개의 판 요소, 즉 총 100개의 요소로 모델링하였다. 따라서, 탄성받침의 수직강성은 Fig. 3에 보인 바와 같이 121개의 수직 스프링요소(spring element)로 모사하여 거더의 판 요소와 연결하였다. 해당 탄성받

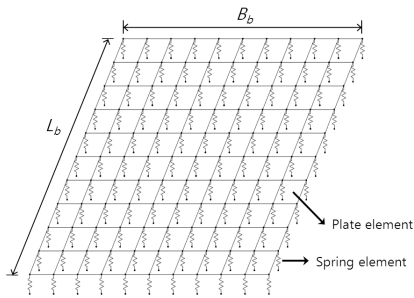


Fig. 3 Finite element modeling of the elastomeric bearing

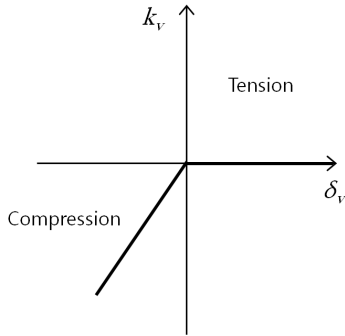


Fig. 4 Relationship between the stiffness and the displacement of the vertical stiffness

침의 수직강성은 스프링 요소의 수직강성으로 균등 분할하였다. 그리고, 탄성받침은 부반력에 대해서는 저항이 거의 없기 때문에, Fig. 4과 같이 스프링 요소의 수직강성은 오직 압축에 대해서만 저항하는 비선형거동(nonlinear behavior)으로 정의하였다.

3. 풍하중 및 구조해석

3.1 시공 시 풍하중

도로교설계기준(2010)¹⁵⁾은 교량의 중요도 및 크기에 따라 중소지간 교량, 중대지간 교량, 주경간 200 m 이상의 특수교량으로 구분하여 풍하중을 계산한다. PSC 거더교는 특히, 30 m 이상의 장경간 거더교는 태풍이나 돌풍에 취약한 중대지간 교량으로 간주하여 다음과 같이 설계 풍하중(p)을 계산할 수 있다.

$$p = 5 \times 10^{-7} \rho V_d^2 C_d G \text{ (MPa)} \quad (3)$$

여기서, $\rho (=1.225 \text{ kg/m}^3)$ 는 공기밀도, V_d 는 설계기준풍속 (design wind speed), C_d 는 항력계수(drag coefficient), G 는 풍속의 순간적인 변동을 고려하는 거스트계수(gust coefficient)이다. 설계기준풍속은 대상지역에 대한 10분간의 기본풍속(V_{10} , basic wind speed)으로 고도(z , altitude)에 따른 보정계수를 이용하여 다음과 같이 계산한다.

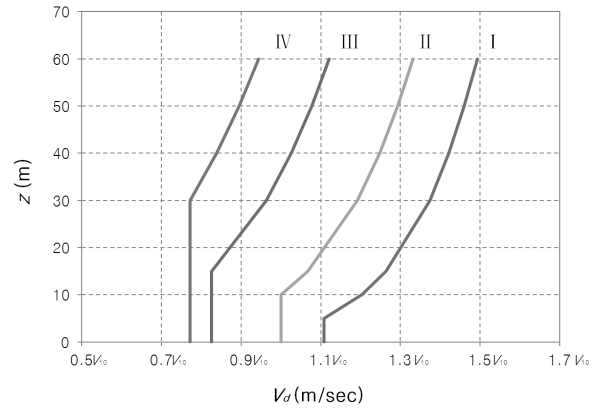


Fig. 5 Design wind speed according to the altitude of construction and the condition of surface roughness at the location of the bridge girder

$$V_d = \begin{cases} 1.925 \left[\frac{z}{z_G} \right]^\alpha V_{10}, & z \geq z_b \\ 1.925 \left[\frac{z_b}{z_G} \right]^\alpha V_{10}, & z < z_b \end{cases} \quad (4)$$

기본풍속 V_{10} 는 도로교설계기준¹⁵⁾에 의하면 총 5개 지역으로 구분하여 30~50 m/s로 5 m/s 단위씩 정의되어 있다. Eq. (4)의 z_G , z_b , α 값은 지표면의 거친 정도인 조도 조건에 따른 계수로 4개의 지역(I, II, III, IV) 구분하여 도로교설계기준(2010) 표 2.1.15에 의해 결정된다. 각각의 조도조건에 따른 교량 거더의 지표면 상부 위치에 따른 설계풍속을 Fig. 5에 비교하였다. 고도가 증가할수록 풍속이 지수승으로 증가하였으며, 대상 지역이 건물 등이 밀집되어 있는 지역(조도구분 IV)에서 해상, 해안 지역(조도구분 I)으로 이동할수록 설계풍속 증가를 확인하였다. 조도구분 I, II, III, IV 지역에 거더가 지표면 50 m 상부에 위치해 있을 때, 설계풍속은 각각 기본풍속의 1.46배, 1.29배, 1.08배, 0.90배가 되었다.

거스트계수 G 와 항력계수 C_d 값은 도로교설계기준¹⁵⁾에 명확히 제시되어 있지 않고, 문헌, 실험, 해석 등을 통해 합리적인 방법으로 산정한다. 특히, 가설 중의 교량 거더에 대한 거스트계수와 항력계수에 대한 관련 자료는 매우 미흡한 실정이다. 도로교설계편람(2008)¹⁸⁾의 PSC 박스거더교 설계 예제에 의하면 거스트계수는 1.9를 사용하고, 항력계수는 단면의 폭(B)/높이(D)의 비로 1.3~2.1의 값을 사용하며 아래와 같이 계산한다.

$$C_d = 2.1 - 0.1(B/D) \quad (5)$$

항력계수는 단면에 형상에 의해 주로 결정되므로, 본 연구에서는 대상 거더인 KHC 35 m 표준단면의 웹 폭과 높이의 비를 이용하여 Eq. (5)에 의해 계산되어진 항력계수 2.1을 사용하였다. 그리고, 풍속의 순간적인 변동의 영향을 고려하는 거스트응답계수는 도로교설계편람¹⁸⁾

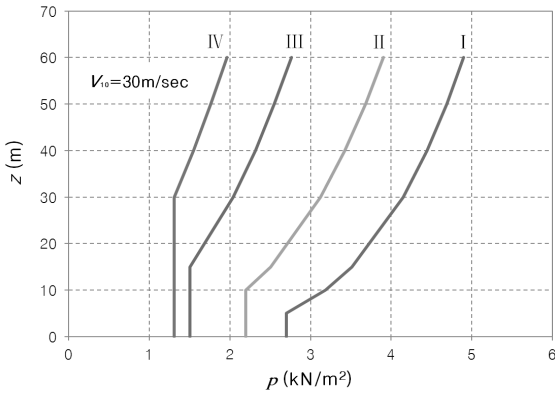


Fig. 6 Wind load according to the altitude of construction and the condition of surface roughness at the location of the bridge girder

과 동일하게 1.9를 사용하였다. 각각의 조도조건과 거더의 지표면 상부위치에 따른 풍하중의 크기 변화를 Fig. 6에 나타내었다. Fig. 5와 같이, 고도가 증가할수록 대상지역이 해상, 해안 지역으로 이동할수록 풍하중은 증가하였다. 거더가 지표면 상부 50 m에 위치해 있을 때, 설계풍속 30 m/sec에 대한 풍하중이 각각의 조도조건 I, II, III, IV에 따라 4.69, 3.68, 2.55, 1.76 kN/m²로 계산되어졌다. 설계풍속이 40 m/sec, 50 m/sec로 증가함에 따라 풍하중도 각각 1.78배, 2.78배 증가하게 된다.

그러나, 이는 완성계 교량 구조물에 대한 설계 풍하중으로 시공 시의 풍하중에 대한 기준은 명확하지 않다. 도로교설계기준¹⁵⁾에 의하면 시공 기본풍속은 공사기간에 대한 최대풍속의 비초과확률 80%에 해당하는 10분 평균풍속으로만 정의하고 있다. 이는 PSC 교량 거더 거치 후 콘크리트 바닥판 타설 전까지의 기간을 4개월로 가정한다면 재현기간 2년에 해당되는 10분 평균풍속으로 현재의 재현기간 100년에 해당되는 평균풍속에 비해 매우 작은 풍속이다. 특히, 거더의 횡적 불안정성과 관련된 풍속 기준은 없는 실정이다. 따라서, 최근 PSC I 거더의 시공 중 전도 붕괴 위험성 증가와 함께 거더의 횡적 불안정성을 유발할 수 있는 풍하중에 대한 평가가 요구되고 있다.

3.2 비선형해석

탄성받침에 대한 비선형 거동과 거더의 기하학적 비선형을 고려하여 풍하중 증가와 자중의 전도모멘트 영향을 고려하였다. 비선형 해석방법으로는 주어진 하중에 대하여 하중-변위 평형방정식이 만족하도록 강성행렬을 재구성하고, 이의 반복계산에 의해 해당 변위를 계산하는 Newton-Rapson 방법을 사용하였다. 그리고, 본 연구에서는 순차적 해석(sequence analysis)방법을 통해 거더의 거치 이후 작용되어지는 풍하중과 자중의 전도모멘트 영향을 고려하였다. 즉, 거더 자중에 의한 해석을 선 수행한 후 횡방향의 풍하중에 따른 횡방향 거동 특성을 분석하였다. 풍

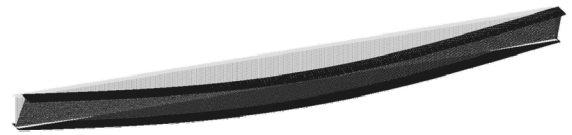


Fig. 7 Deformed shape of the 40 m long PSC I girder at the critical wind load (scale factor = 30)

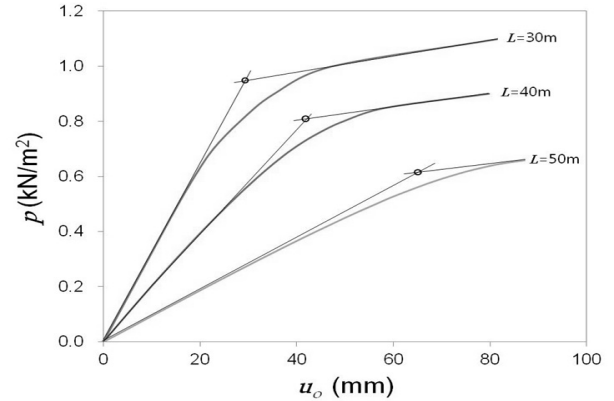


Fig. 8 Lateral deflections at the mid-span of the PSC I girders 30 m, 40 m, and 50 m long with the increase in wind load

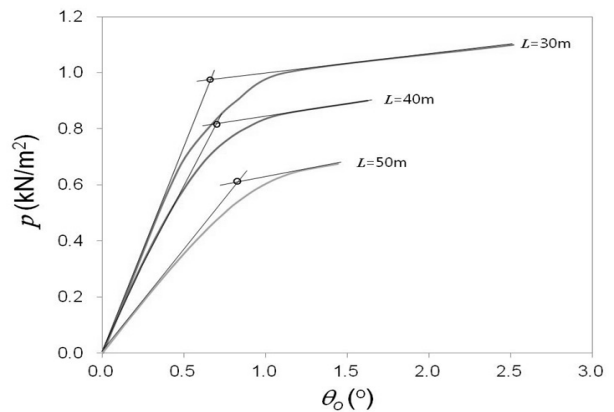


Fig. 9 Rotational angles at the mid-span of the PSC I girders 30 m, 40 m, and 50 m long with the increase in wind load

하중은 거더의 길이에 동일하게 작용하는 것으로 가정하였다.

4. 해석결과 및 분석

4.1 풍하중 증가에 따른 PSC I 거더의 횡방향 거동

거더의 횡적 불안정성을 평가하기 위해 비선형 유한요소해석 결과로부터 거더 중앙부의 횡방향 변위와 회전각, 탄성받침의 회전각을 평가하였다. Fig. 7이 40 m PSC I 거더의 유한요소해석 결과로써 풍하중에 의해 전도된 변형 형상을 보여준다. Figs. 8~10는 30 m, 40 m, 50 m PSC

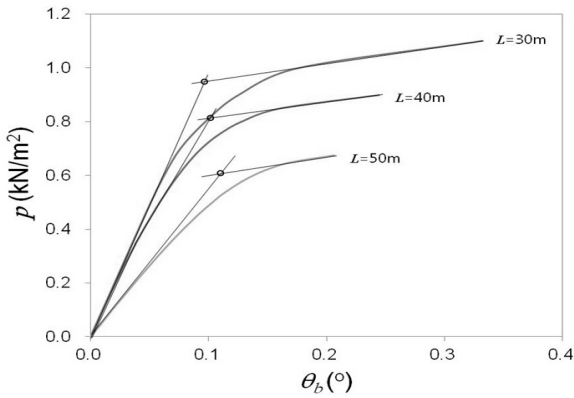


Fig. 10 Rotational angles at the elastomeric bearings of the PSC I girders 30 m, 40 m, and 50 m long with the increase in wind load

Table 4 Critical wind loads, lateral deflections, and rotational angles inducing the lateral instability of the PSC I girder

L (m)	p_{cr} (kN/m ²)	u_{cr} (mm)	θ_{cr}^o (°)	θ_{cr}^b (°)
30	0.95	29.3	0.6313	0.0962
40	0.81	43.5	0.7019	0.1010
50	0.61	64.7	0.8222	0.1118

I 거더의 풍하중 증가에 따른 거더 중앙부의 횡 변위와 회전각, 탄성받침의 회전각 변화를 각각 나타내었다. 횡 방향 변위는 거더 중앙부의 상부플랜지에서의 변위이며, 횡방향 회전각은 거더 중앙부의 상부플랜지와 하부플랜지의 횡방향 변위차로부터 계산하였다. 탄성받침의 회전각은 교축직각방향, 즉 탄성받침의 폭(B_b)길이에 대한 수직변위로부터 계산되어졌다.

거더의 변형과 변형각은 Figs. 8~10에 보인 바와 같이 초기에는 비례적으로 증가하다 풍하중이 증가함에 따라 그 변형량이 증가하기 시작하였다. 비선형 선도로부터 거더의 횡적 불안정성을 유발하는 임계(critical) 풍하중(p_{cr}), 거더의 횡방향 변형(u_{cr})과 회전각(θ_{cr}^o), 받침의 회전각(θ_{cr}^b)은 Figs. 8~10에 보인 바와 같이 초기의 접선과 불안정성 발생 시 접선과의 교차점으로 결정하였다. Table 4는 각각의 거더에 대한 임계 풍하중과 변형, 변형각을 나타낸 것이다. 거더의 경간장이 증가함에 따라 임계 풍하중은 감소하였으며, 거더 중앙부의 변형과 회전각, 받침의 회전각은 모두 증가하였다.

4.2 경간장 증가에 따른 거더의 횡적 불안정성

경간장 증가에 따른 임계 풍하중, 거더의 횡 변위와 회전각, 받침의 회전각 변화를 Figs. 11~14에 나타내었다. 임계 풍하중은 거더의 길이가 증가함에 따라 거의 선형적으로 감소하였고, 변형과 회전각을 지수함수적으로 증가하였다. 다만, 회전각은 거더의 중앙과 받침 모두 매우

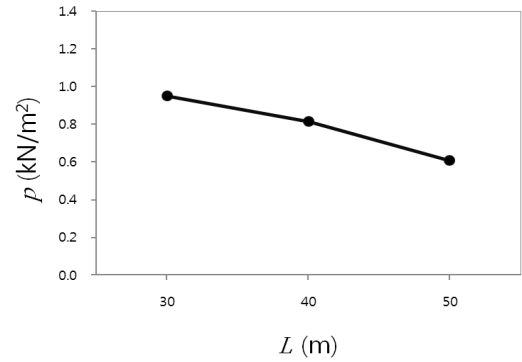


Fig. 11 Critical wind load with the increase in the length of the PSC I girder

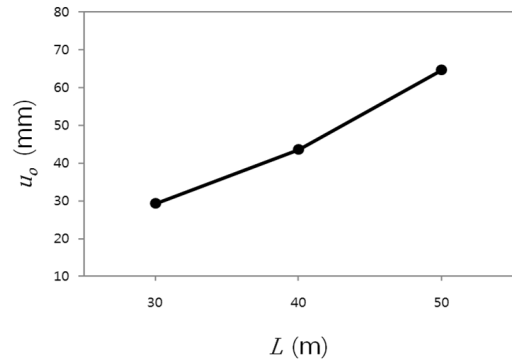


Fig. 12 Critical lateral deflection at mid-span with the increase in the length of the PSC I girder

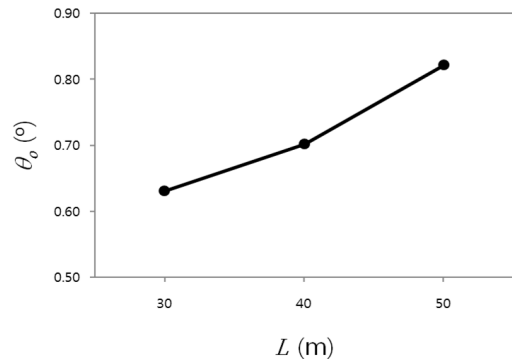


Fig. 13 Critical rotational angle at mid-span with the increase in the length of the PSC I girder

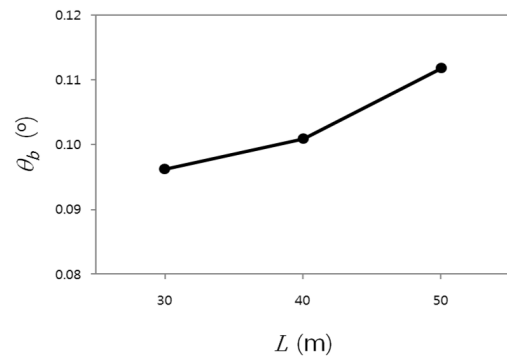


Fig. 14 Critical rotational angle at elastomeric bearing with the increase in the length of the PSC I girder

작은 변형각에서 거더의 횡적 불안정성이 나타났다. 30 m와 50 m 거더의 경우 임계 회전각이 중앙부에서 각각 약 0.63°, 0.82°, 받침부에서는 각각 약 0.10°, 0.11°로 매우 작은 변형각과 길이에 따른 변화량을 보였다. 이는 시공 중 거더의 횡적 안정성을 유지하기 위해 받침과의 횡방향 회전각이 거의 발생되지 않도록 거더가 거치되어야함을 의미한다. 시공적 부주의에 의한 회전각 발생을 제외하면, 거더 중앙부와 받침의 회전각은 작용 하중과 횡방향 변형과 직접적인 관련이 있다. 따라서, 본 연구에서는 거더의 경간장 길이(L)에 따른 거더의 횡적 불안정성을 유발할 수 있는 풍하중(p_l)과 거더 중앙 상부에서의 횡방향 변위(u_l)를 Eqs. (6)~(7)과 같이 정의하였다.

$$p_l = -0.018L + 1.5 \quad (\text{kN/m}^2) \quad (6)$$

$$u_l = 0.022L^2 + 8.8 \quad (\text{mm}) \quad (7)$$

Eq. (6)의 풍하중(p_l)은 거더 길이의 선형함수로 가정하여 경간장이 10 m씩 증가함에 따라 0.18 kN/m²씩 감소한다. 거더 중앙부 상부에서의 횡변위(u_l)는 거더 길이의 제곱에 비례하여 증가한다고 가정하였다.

4.3 받침 강성 변화에 따른 거더의 횡적 불안정성

거더의 횡방향 안정성은 거더의 경간장 길이뿐만 아니라, 받침의 강성에 의해서도 직접적인 영향을 받는다. 따라서, 본 연구에서는 설계 수직강성(k_v)의 ±30% 변화량에 대하여 30 m, 40 m, 50 m 거더의 임계 풍하중과 거더 중앙부에서의 임계 횡변위 변화를 해석적으로 평가하였다. Figs. 15~16이 수직강성 변화에 따른 임계 풍하중과 임계 횡변위를 나타낸 것이다. 임계 풍하중은 받침 강성이 증가함에 따라 거의 비례적으로 증가하였고, 거더의 횡변위는 감소하였다. 다만, 거더의 횡변위는 경간장이 증가함에 따라 강성 변화에 따른 영향이 감소하였다. 50 m 거더인 경우 Fig. 16에 보는 바와 같이 중앙부에서의 횡변위가 받침 강성의 변화와 관계없이 거의 동일하게 나타났다. 따라서, 거더의 길이와 받침의 강성변화를 고려하여 PSC I 거더의 횡적 불안정성을 유발할 수 있는 임계 풍하중(p_{cr})과 거더 중앙 상부에서의 임계 횡변위(u_{cr})를 계산할 수 있는 관계식을 다음과 같이 제시하였다.

$$p_{cr} = \gamma_p p_l \quad (\text{kN/m}^2) \quad (8)$$

$$u_{cr} = \gamma_u u_l \quad (\text{mm}) \quad (9)$$

여기서, γ_p 와 γ_u 는 설계 및 해석 시의 탄성받침 수직강성(k_v)에 대한 실제 사용된 강성(k_r)비를 나타내는 계수로 Eqs. (10)~(11)과 같이 정의하였다.

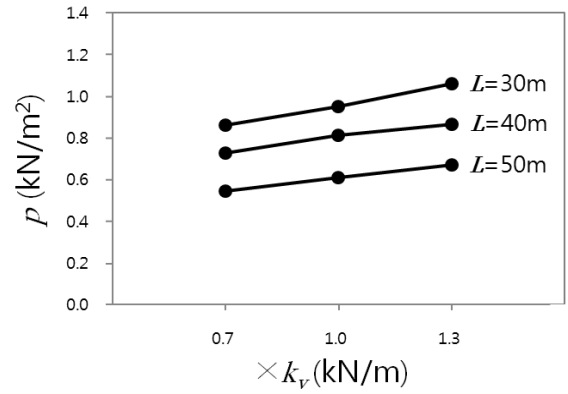


Fig. 15 Critical wind load of the PSC I girders with the variation in the stiffness of the PSC I girder

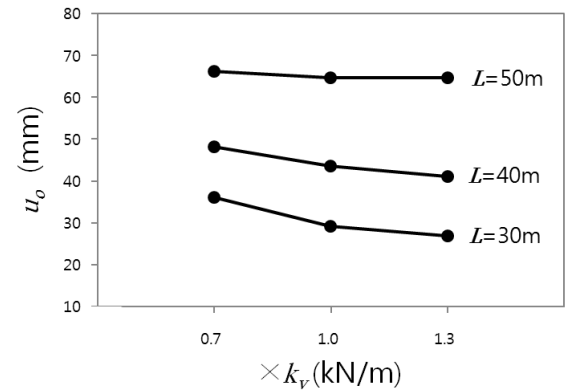


Fig. 16 Critical lateral deflection at mid-span with the variation in the stiffness of the PSC I girder

$$\gamma_p = 0.34 \frac{k_r}{k_v} + 0.68 \quad (10)$$

$$\gamma_u = A \frac{k_r}{k_v} + B \quad (11)$$

여기서, $A = 0.024L - 1.2 \leq 0$, $B = -0.028L + 2.4 \geq 1$ 로 거더의 길이 영향을 고려하였다. 50 m 거더에서는 앞서 기술한 바와 같이 횡변위가 받침 강성의 영향을 거의 받지 않았다. 따라서, 본 연구에서는 50 m 이상의 PSC I 거더는 $\gamma_u = 1$ 로 가정하여 Eq. (11)를 정의하였다.

4.4 해석값의 비교 평가

30 m, 40 m, 50 m 거더에 대해서 Eqs. (8)~(9)에 의해 계산되어진 PSC I 거더의 임계 풍하중(p_{cr}^{Pred})과 횡변위(u_{cr}^{Pred})를 유한요소해석값(p_{cr}^{FEA} , u_{cr}^{FEA})과 비교 평가하였다.

Table 5에 나타낸 바와 같이, 거더의 횡적 불안정성을 유발할 수 있는 임계 풍하중은 유한요소해석값의 0.98~1.03배, 임계 횡변위는 유한요소해석값의 0.96~1.05배로 매우 유사하게 예측되었다. 따라서, 본 논문에서 제시한 Eqs. (8)~(9)는 시공 시 PSC I 거더의 횡적 안정성을 유지

Table 5 Comparisons of critical wind loads and lateral deflections obtained from the finite element analyses and the proposed equations

L (m)	k_r / k_v	p_{cr}^{FEA} (kN/m ²)	p_{cr}^{Pred} (kN/m ²)	$\frac{p_{cr}^{Pred}}{p_{cr}^{FEA}}$	u_{cr}^{FEA} (mm)	u_{cr}^{Pred} (mm)	$\frac{u_{cr}^{Pred}}{u_{cr}^{FEA}}$
30	0.7	0.86	0.88	1.02	36.2	35.0	0.97
	1.0	0.95	0.98	1.03	29.3	30.9	1.05
	1.3	1.06	1.08	1.02	27.0	26.8	0.99
40	0.7	0.73	0.72	0.98	48.1	48.9	1.02
	1.0	0.81	0.80	0.98	43.5	45.8	1.05
	1.3	0.87	0.88	1.01	41.2	42.6	1.03
50	0.7	0.54	0.55	1.02	66.3	63.8	0.96
	1.0	0.61	0.61	1.00	64.7	63.8	0.96
	1.3	0.67	0.67	1.00	64.7	63.8	0.96

하기 위한 풍하중과 거더의 횡변위에 대한 임계값을 제공할 수 있으리라 판단된다.

5. 결 론

시공 중 전도 붕괴의 한 원인으로 판단되어 지고 있는 풍하중에 대한 PSC I 거더의 횡적 불안정성에 대한 연구를 수행하였으며, 본 연구에서 얻은 결론은 다음과 같다.

- 1) 거더의 경간장이 증가함에 따라 임계 풍하중은 선형적으로 감소하였고, 거더 중앙부의 횡변위와 회전각, 받침의 회전각은 지수함수적으로 증가하였다. 풍하중은 거더의 경간장이 10 m씩 증가함에 따라 약 0.18 kN/m²의 감소를 보였고, 거더 중앙부 상부에서의 횡변위는 거더 길이의 제곱에 비례하였다.
- 2) 거더의 횡방향 안정성은 받침의 강성에 의해서도 직접적인 영향을 받는다. 받침의 강성이 증가함에 따라 임계 풍하중은 거의 비례적으로 증가하였고, 거더의 횡변위는 감소하였다. 강성이 10% 증가함에 따라 임계 풍하중은 약 3.4% 증가를 보였고, 거더의 횡변위는 경간장이 증가함에 따라 강성 변화에 따른 영향이 감소하였다.
- 3) 거더의 길이와 받침의 강성변화를 고려하여 시공 시 PSC I 거더의 임계 풍하중과 거더 중앙 상부에서의 임계 횡변위를 계산할 수 있는 관계식을 제시하였다. 이는 시공 시 PSC I 거더의 횡적 안정성을 유지하기 위한 정량적 관리 수치를 제공할 수 있으리라 판단된다.

시공 중 거더의 붕괴는 하나의 원인이 아닌 복합적 원인에 의해 발생한다. 따라서, 본 논문의 임계 풍하중과 임계 변형 결과를 바탕으로 거더의 초기 기하학적 결함, 환경적 요인, 받침의 배치, 긴장력 등에 대한 추가적인

연구가 필요하다. 또한, 실제 가설 작업 시 필요한 단부 보강 등의 전도방지 방법과 필요 강성 등에 대한 연구도 필요하리라 여겨진다.

감사의 글

본 연구는 정부(미래창조과학부)의 재원으로 한국연구재단 지원으로 수행된 기초연구사업(NRF-2014R1A1A1005992)으로, 이의 지원에 감사드립니다.

References

1. KHC (Korea Highway Corporation), "Optimum design and standardization of the PSC I girder bridge", *Report No. RT-ST-05-05*, 2005 (in Korean).
2. Park, Y. H. and Kim, W. J., "Extending span range of the standard PSC beam girder bridges with shallow girder depth", *Magazine of the Korea Concrete Institute*, Vol.20, No.3, 2008, pp.20-25 (in Korean).
3. Jeon, S. W., Choi, M. S., and Kim, Y. J., "Assessment for extending span ranges of PSC girder bridges", *Proceedings of the Korea Concrete Institute Spring 2009 Conference*, Vol.21, No.5, pp.117-118 (in Korean).
4. Lee, J. H., "Behavior of precast prestressed concrete bridge girders involving thermal effects and initial imperfections during construction", *Engineering Structures*, Vol.42, 2012, pp.1-8.
5. Lee, J. H. and Kalkan, I., "Experimental and analytical investigation of lateral-torsional buckling of RC beams with geometric imperfections", *Applied Mechanics and Materials*, Vol.479-480, 2014, pp.1133-1138.
6. ENR (Engineering News-Record), *Arizona bridge collapse will lead to new shoring rules*, McGraw-Hill Construction, 2007, <http://enr.construction.com/news/transportation/archives/071205a.asp>.
7. Lee, J. H., "Investigation of extreme environmental conditions and design thermal gradients during construction for prestressed concrete bridge girders", *ASCE Journal of Bridge Engineering*, Vol.17, No.3, 2012, pp.547-556.
8. Lee, J. H. and Kalkan, I., "Analysis of thermal environmental effects on precast, prestressed concrete bridge girders: temperature differentials and thermal deformations", *Advances in Structural Engineering*, Vol.15, No.3, 2012, pp.447-459.
9. KRTA (Korea Road & Transportation Association), *Highway bridge standard specifications*, sponsored by Ministry of Land, Transport and Maritime Affairs, 2005 (in Korean).
10. KTEA (Korea Temporary Equipment Association), *Standard specification for temporary construction*, sponsored by Ministry of Land, Transport and Maritime Affairs, 2006 (in Korean).

11. PCI (Precast/Prestressed Concrete Institute), *PCI bridge design manual*, Chicago, IL, 2003.
12. Yoon, H., Kim, Y., Cho, C., and Kwahk, I., "Evaluation of the stiffness of elastomeric bearings", *KSCE 2007 Convention*, Korea Society of Civil Engineers, Vol.2007, No.10, 2007, pp.88-91 (in Korean).
13. KS F 4420, *Steel-laminated elastomeric bearings for bridge*, Korean Standards Association, 1998 (in Korean).
14. Gent, A. N. and Lindley, P. B., "The compression of bonded rubber blocks", *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers*, Vol.173, pp.111-122.
15. KRTA (Korea Road & Transportation Association), *Highway bridge design code*, sponsored by Ministry of Land, Transport and Maritime Affairs, 2010 (in Korean).
16. AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), *Standard specifications for highway bridges*, 17th Edition, 2002.
17. MIDAS/Gen (2013). *General structural design system. Version 8.0*, Midas Information Technology Co. Ltd., <http://www.midasit.com>.
18. KRTA (Korea Road & Transportation Association), *Highway bridge handbook*, 5th Edition, sponsored by Ministry of Land, Transport and Maritime Affairs, 2008 (in Korean).

요 약 PSC I 거더의 장경간화는 단면의 세장비와 자중의 영향 등을 증가시켜 거더의 횡적 불안정에 대한 위험성을 높였다. 특히 최근에는 시공 중 거더의 전도 붕괴사고가 증가하고 있어 거더의 횡적 불안정성에 대한 평가 기술이 절실히 요구되고 있다. 따라서, 본 연구에서는 시공 중 전도 붕괴의 한 원인으로 판단되어지고 있는 풍하중에 대하여 PSC I 거더의 횡방향 거동 특성과 안정성을 평가하였다. 거더의 횡방향 불안정성은 주로 거더의 길이와 받침의 강성 변화에 의해 영향을 받는다. 해석결과에 의하면 거더의 경간장이 증가함에 따라 거더의 횡적 불안정성을 유발할 수 있는 임계 풍하중은 감소하고, 거더의 변형과 회전각, 받침의 회전각은 모두 증가하였다. 최종적으로 시공 시 PSC I 거더의 임계 풍하중과 임계 횡변위량을 계산할 수 있는 해석식을 제시함으로써, 시공 시 거더의 횡적 안정성을 유지하기 위한 정량적 관리 수치를 제공할 수 있으리라 판단된다.

핵심용어 : PSC I 거더, 횡적 불안정성, 풍하중, 초기 횡변위, 초기 회전각, 유한요소해석