

신뢰도 기반 활하중모델에 의한 강합성 사장교의 충격계수 평가

박재봉¹⁾ · 박용명^{2)*} · 김동현³⁾ · 이종한⁴⁾

¹⁾ 공학박사, (주)다산컨설팅트 ²⁾ 교수, 부산대학교 토목공학과 ³⁾ 박사과정, 부산대학교 토목공학과 ⁴⁾ 조교수, 대구대학교 토목공학과

Evaluation of Impact Factor in Composite Cable-Stayed Bridges under Reliability-based Live Load Model

Park, Jae Bong¹⁾ Park, Yong Myung^{2)*} Kim, Dong Hyun³⁾ Lee, Jong Han⁴⁾

¹⁾ Ph.D., Dasan Consultant, Co. Ltd., Munjeong-dong, Songpa-gu, Seoul, 137-722, Korea

²⁾ Professor, Dept. of Civil Engineering, Pusan National University, Busan, 609-735, Korea

³⁾ Ph.D. student, Dept. of Civil Engineering, Pusan National University, Busan, 609-735, Korea

⁴⁾ Assistant Professor, Dept. of Civil Engineering, Daegu University, Gyeongsan, Gyeongbuk, 712-714, Korea

ABSTRACT : AASHTO LRFD and Korean Bridge Design Code (Limit State Design) specify to consider Truck and Lane load simultaneously determined from reliability-based live load model, and impact shall be applied to the truck load while it shall not be applied to the lane load. In this paper, vehicle-bridge interaction analysis under moving truck and lane loads were performed to estimate impact factor of the cables and girders for the selected multi-cable-stayed composite bridges with 230m, 400m and 540m main span. A 6-d.o.f. vehicle was used for truck load and a series of single-axle vehicles was applied to simulate equivalent lane load. The effect of damping ratio on the impact factor was estimated and then the essential parameters to impact factor, i.e., road surface roughness and vehicle speed were considered. The road surface roughness was randomly generated based on ISO 8608 and it was applied to the truck load only in the vehicle-bridge interaction analysis. The impact factors evaluated from dynamic interaction analysis were also compared with those by the influence line method that is currently used in design practice to estimate impact factor in cable-stayed bridge.

KEYWORDS : composite cable-stayed bridges, truck and lane load, impact factor, vehicle-bridge interaction analysis, road surface roughness, influence line method

1. 서론

최근 국내에서도 신뢰도 기반 설계법인 도로교한계상태설계기준⁽¹⁾이 제정되었다. 기존의 허용응력설계법이나 강도설계법에 비해 AASHTO LRFD⁽²⁾ 및 도로교한계상태설계기준의 큰 차이점 중 하나는 활하중의 고려 방식이다. 즉, 기존의

설계기준에서는 트럭하중과 차로하중을 각각 독립적으로 고려하였으나, 한계상태설계기준들에서는 트럭하중과 차로하중을 동시에 재하하도록 규정하고 있다. 또한, 이들 기준에서는 차로하중에는 충격을 고려하지 않는다는 또 하나의 차이점이 있으며, 트럭하중에 대해서는 교량의 시간에 관계없이 일정한 충격계수(도로교한계상태기준의 경우 25%)를 적용하도록 규정하고 있다.

도로교에서 충격계수 관련 기준은 거더교를 대상으로 한 것이며 사장교와 같은 케이블지지 교량에는 적용이 불가능한 실정이다. 이에 따라 사장교의 충격계수 추정에 대한 많은 연구들이 수행되어 왔는데, 대부분의 연구는 트럭하중만이 주행하는 경우를 고려되었다. Wang 등⁽³⁾은 차량-교량 상호작용

Note.-Discussion open until February 28, 2014. This manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on December 3, 2012; revised May 3, 2013; approved on July 23, 2013. © KSSC 2013

* Corresponding author

Tel. +82-51-510-2350 Fax. +82-51-513-9596
E-mail: ympk@pusan.ac.kr

해석 시 AASHTO standard specifications^[4]의 HS20-44 트럭 모델을 사용하였으며, ISO 8608^[5]의 규정에 따라 랜덤 생성된 노면조도를 고려하였다. Karoumi^[6]는 1축 트럭 모델을 고려하였으며, 중앙경간 150m 및 400m의 사장교를 대상으로 교량의 감쇠비, 노면조도, 차량 속도 등의 변수에 대해 차량-교량 상호작용 해석을 수행하고 노면조도가 교량의 동적거동에 영향을 미치는 주요 인자라는 결론을 제시하였다. Guo 등^[7]은 4경간 사장교를 대상으로 총중량 682.5 kN의 트랙터-트레일러 트럭으로 차량-교량 상호작용 해석을 수행하였다. Calçada 등^{[8],[9]}은 중앙경간 246m의 실제 사장교를 대상으로 차량 동태하 실험을 수행하여 충격계수를 실측하고 그 결과를 차량-교량 상호작용해석 결과와 비교 검증하였다. 차량 모델은 실제 시험에 적용된 총중량 396kN의 9-d.o.f. 트랙터-트레일러 형식의 트럭모델을 고려하였고, 노면형상은 실측데이터를 토대로 ISO 8608^[5] 규정에 따라 랜덤 생성된 노면조도를 적용하였다.

한편, 사장교의 충격계수 추정을 위한 국내의 연구로는 장승필 등^[10]이 Harp형 사장교 모델을 제작하고 모형 트럭 1대를 주행시켜 동적 실험을 수행하고 구성부재의 충격계수를 추정한 바 있다. 박용명 등^[11]은 도로교설계기준^[12]의 트럭 및 차로하중으로 사장케이블의 충격계수를 평가한 바 있다. 한편, 황의승^[13]은 강합성 거더교에 대해 3축 트럭으로 차량-교량 상호작용 해석을 수행한 바 있으며, 정대주^[14]는 차축 간격이 짧은 24톤 덤프 트럭이 교량에 미치는 충격계수를 평가하고자 4축 트럭 모델을 적용한 연구를 수행하였다.

이와 같이 대부분의 연구에서는 단일 트럭하중에 의한 사장교의 동적 거동을 평가하였는데, 장경간의 사장교에서 지배적인 활하중은 차로하중과 트럭하중이 조합된 경우이므로 이에 대한 고찰이 필요하다. 본 연구에서는 중앙경간 230m, 400m, 그리고 540m의 멀티-케이블지지 강합성 사장교를 대상으로 트럭하중과 차로하중이 동시에 재하된 경우에 대해 차량-교량 상호작용 해석을 수행하고 케이블과 보강거더의 충격계수를 평가하였다. 트럭하중은 KL-510^[1] 트럭모델을 고려하였으며, 차로하중은 일련의 1축 차량이 연행해서 주행하는 것으로 모사하였다. 먼저 교량의 감쇠비가 충격계수에 미치는 영향을 평가하였으며, 이후 노면조도와 차량 속도를 변수로 고려하였다. 노면조도는 ISO 8608 규정에 따라 랜덤 생성하였으며, 트럭하중에만 충격계수를 고려하는 한계상태설계기준^[1]에 따라 차량-교량 상호작용해석 시 노면조도는 트럭하중에만 적용하였다. 한편, 현재 실무에서 사장교의 충격계수 산정에 사용되고 있는 영향선 기법의 타당성을 평가하기 위해 동적상호작용해석에 의한 결과와 비교하였다.

2. 차량-교량 상호작용해석 방법

2.1 노면조도

노면조도는 차량 주행시 교량의 동적 거동에 영향을 미치는 주요 인자로 알려져 있으며^{[3],[6]}, 평균값이 영인 정상확률 과정으로 가정한 파워스펙트럼밀도(PSD) 함수로 구현하는 방법이 일반적으로 사용되고 있다^[15]. 본 연구에서는 ISO 8608^[5]의 규정을 적용하였는데, ISO에서는 노면의 연직방향 불규칙도를 식 (1)의 PSD 함수 G_d 로 제시하고 있으며, 노면조도를 Table 1과 같이 5개 등급으로 구분하고 있다.

$$G_d(\Omega) = G_d(\Omega_0) \left(\frac{\Omega}{\Omega_0} \right)^{-w} \tag{1}$$

여기서, Ω 는 각주파수(rad/m), $\Omega_0 = 1$ rad/m, $G_d(\Omega_0)$ 는 조도계수, w 는 조도지수(=2.0)이다.

한편, 최종적으로 노면조도는 식 (2)로부터 랜덤 생성하였으며, 랜덤 생성된 노면형상의 일례를 Fig. 1에 나타내었다.

$$z(s) = \sum_{i=1}^N \sqrt{2G_d(\Omega_i)\Delta\Omega} \sin(\Omega_i s - \Psi_i) \tag{2}$$

여기서, s (m)는 거리이고 Ψ_i 는 0부터 2π 사이에 등분포된 random phase angle이다.

Table 1. Road surface class

Road Class	Pavement Quality	$G_d(\Omega_0)[10^{-6}m]$ Geometric mean
A	Very good	1.0
B	Good	4.0
C	Medium	16.0
D	Poor	64.0
E	Very Poor	256.0

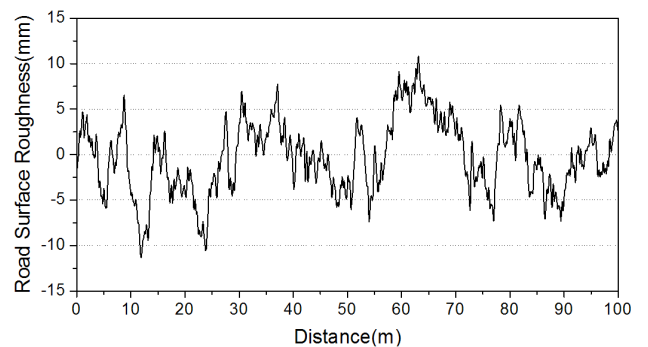


Fig. 1 Example of generated road surface (class B)

2.2 차량모델

본 연구에서는 도로교한계상태설계기준⁽¹⁾의 활하중을 고려하기 위해 트럭하중은 Fig. 2(a)에 제시된 KL-510 트럭의 75% 하중을, 차로하중은 Fig. 2(b)에 보인 바와 같이 1축 형식의 차량이 연행해서 주행하는 등가차로하중 $w = 12.7 \times (60/L)^{0.18}$ kN/m의 조합으로 고려하였다.

KL-510 트럭모델의 물성치는 Table 2에 제시하였으며, 차체(car body)의 운동은 연직운동(bouncing)과 전후방향 회전운동(pitching)을 고려하고, 차축(axle)은 연직운동만을 하는 것으로 고려하여 6-d.o.f. 차량모델로 구성하였다. 한편, 등가차로하중의 모사를 위한 1축 트럭하중의 물성치는 Table 3에 제시하였다. 이들 차량의 물성치는 참고문헌^{(9),(16)}의 분석으로부터 1차모드 고유진동수가 2.2Hz 수준이 되도록 결정하였다.

트럭하중은 충격을 고려하고 차로하중은 충격을 고려하지 않는 국내·외 한계상태설계기준^{(1),(2)}에 따라 차량-교량 상호작용해석에서 트럭하중에는 노면조도를 고려하고 등가차로하중에 해당하는 1축 차량들은 노면조도를 고려하지 않았다.

차량의 운동방정식은 식 (3)의 Lagrange 운동방정식으로부터 식 (4) 형태의 차량 운동방정식을 유도하였다.

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{q}_i} \right) - \left(\frac{\partial T}{\partial q_i} \right) + \left(\frac{\partial V}{\partial q_i} \right) + \left(\frac{\partial D}{\partial \dot{q}_i} \right) = 0 \quad (3)$$

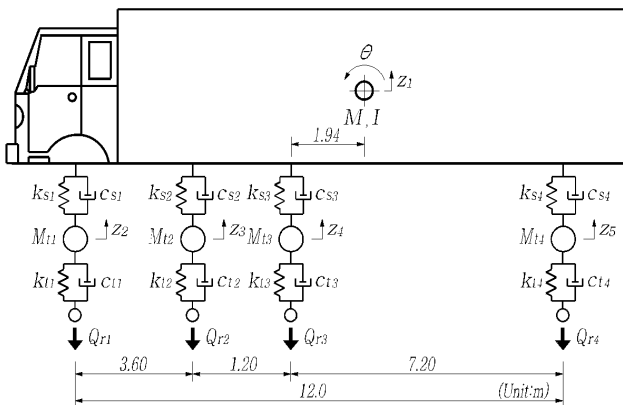
여기서, T 는 차량시스템의 운동에너지, V 는 차량시스템의 위치에너지, D 는 차량시스템의 소산에너지(dissipation energy), q_i 와 \dot{q}_i 는 각각 변위 및 속도 성분이다.

$$[m_v] \{\ddot{q}_v\} + [c_v] \{\dot{q}_v\} + [k_v] \{q_v\} = \{F_v\} \quad (4)$$

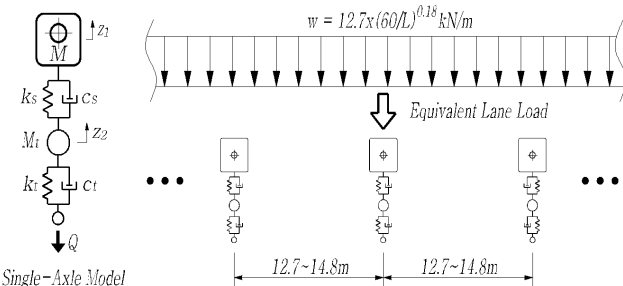
여기서, $[m_v]$, $[c_v]$, $[k_v]$, $\{\ddot{q}_v\}$, $\{\dot{q}_v\}$, $\{q_v\}$ 는 각각 차량의 질량행렬, 감쇠행렬, 강성행렬, 가속도벡터, 속도벡터, 변위벡터이고, $\{F_v\} = k_t \Delta z_t + c_t \dot{\Delta z}_t$ 로서 타이어와 교량 표면 간의 접촉력이다. 여기서, k_t 와 c_t 는 타이어의 강성 및 감쇠이며 Δz_t 와 $\dot{\Delta z}_t$ 는 시간증분 동안의 노면조도와 교량의 동적거동에 의한 변위 및 속도벡터이다.

한편, 본 연구에서는 차량의 동적 거동 해석 시 일반적으로 적용되는 다음의 가정을 적용하였다.

- ① 차체, 차축 및 타이어 등 모든 질량체는 강체이다.
- ② 현가장치 및 감쇠는 선형으로 거동한다.



(a) Truck model



(b) Lane load model

Fig. 2 Live load models

Table 2. Characteristics of truck model (KL-510)

Parameters	Properties			
	1	2	3	4
M (10^3kg)	34.24			
I ($10^3 \text{kg} \cdot \text{m}^2$)	351.56			
M_{ti} (10^3kg)	0.45	1.26	1.26	1.80
k_{si} (kN/m)	992.0	2,789.0	2,789.0	3,967.0
c_{si} (kN · s/m)	11.1	31.2	31.2	44.4
k_{ti} (kN/m)	1,586.0	4,462.0	4,462.0	6,346.0
c_{ti} (kN · s/m)	1.5	4.2	4.2	6.0
Q_{ri} (kN)	36.0	101.25	101.25	144.0

Table 3. Characteristics of single-axle vehicle

Parameters	Properties
M (10^3kg)	11.361
M_t (10^3kg)	1.59
k_s (kN/m)	3498.0
c_s (kN · s/m)	44.5
k_t (kN/m)	5842.0
c_t (kN · s/m)	5.3
Q (kN)	127.0

- ③ 타이어는 노면과 접촉된 상태를 유지한다.
- ④ 차량은 일정한 속도로 주행한다.

2.3 교량모델

본 연구에서는 중앙경간 250~600m 정도에 흔히 적용되는 강합성 사장교를 대상으로 하였으며, 해석 대상 교량은 중앙경간 230m, 400m 및 540m의 실제로 국내에 건설된 멀티케이블 강합성 사장교를 선정하였다. Fig. 3에 교량의 개략적 제원과 구성 부재별 충격계수의 평가위치를 나타내었으며, Table 4에 각 교량별 구성 부재의 주요 물성치를 제시하였다. 각 교량의 일반부 케이블 간격은 각각 10.4m, 12.45m, 12.9m이며, 중앙경간 230m, 400m 사장교는 측경간 중간 교각이 없고 540m 사장교는 측경간 중간교각이 있는 형식이다.

차량-교량 상호작용 해석을 위하여 각 교량은 3차원모델로 고려하였으며, Fig. 4에 중앙경간 540m의 해석모델을 제시하였다. 사장교의 초기평형상태해석으로부터 산출된 초기장력에 근거하여 Ernst^[17]의 등가탄성계수를 고려하여 각 케이블은 등가트러스요소로 모델링하였다. 또한, 보강형과 주탑은 보요소, 교량 받침은 링크요소를 이용하여 모델링하였다.

참고로, 본 연구에서 채택한 교량모델의 고유치해석 결과는 Table 5에 제시하였으며, 중앙경간 540m 교량에 대해 지배적인 첫 번째 연직진동모드, 교축방향 수평진동모드 및 비틀림 모드 형상을 Fig. 5에 제시하였다.

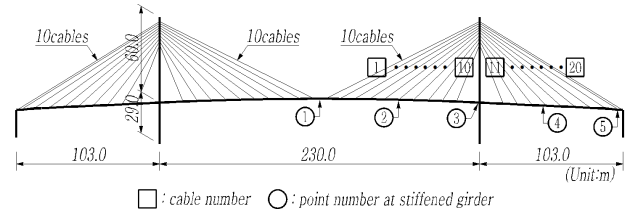
Table 4. Material and section properties of members

Main span	Member	E (GPa)	A (m ²)	I _y (m ⁴)	I _z (m ⁴)
230m	Cable	200.0	0.00305~	-	-
	Steel girder ¹⁾	210.0	0.00763	0.0570	0.0018
	RC deck ²⁾	30.0	0.1016	-	-
	Pylon	28.0	5.66	8.12~	25.67~
			9.20~19.77	47.69	66.39
400m	Cable	200.0	0.004656~	-	-
	Steel girder ¹⁾	210.0	0.012968	0.0775	0.0036
	RC deck ²⁾	30.0	0.0973	-	-
	Pylon	28.6	7.35	20.43~	57.17~
			15.60~31.04	127.51	210.25
540m	Cable	200.0	0.00466~	-	-
	Steel girder ¹⁾	210.0	0.01135	0.3623	0.0303
	RC deck ²⁾	30.0	0.2342	-	-
	Pylon	28.6	10.33	28.95~	83.06~
			15.85~49.23	564.25	597.73

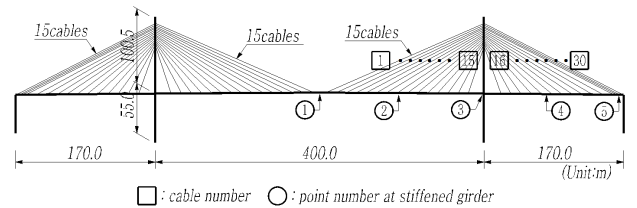
1) I_y and I_z are moment of inertia of steel girder with respect to the horizontal and vertical axis, respectively.
 2) I_y and I_z are moment of inertia of pylon with respect to the longitudinal and transverse axis, respectively.

Table 5. Natural period of the bridges

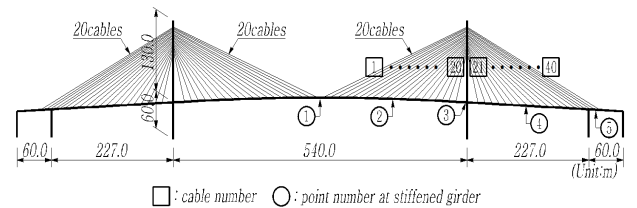
Main span	Vibration mode	Period (sec)
230m	Vertical mode	2.008
	Longitudinal mode	1.637
	Torsional mode	1.579
400m	Vertical mode	3.623
	Longitudinal mode	3.058
	Torsional mode	2.525
540m	Vertical mode	3.968
	Longitudinal mode	3.333
	Torsional mode	2.571



(a) Main span 230m



(b) Main span 400m



(c) Main span 540m

Fig. 3 Configuration of the cable-stayed bridges and selected points for evaluation of impact factor

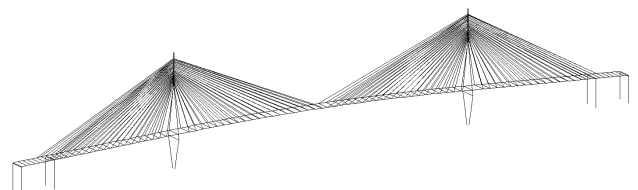


Fig. 4 3-D Numerical model for 540m main span bridge

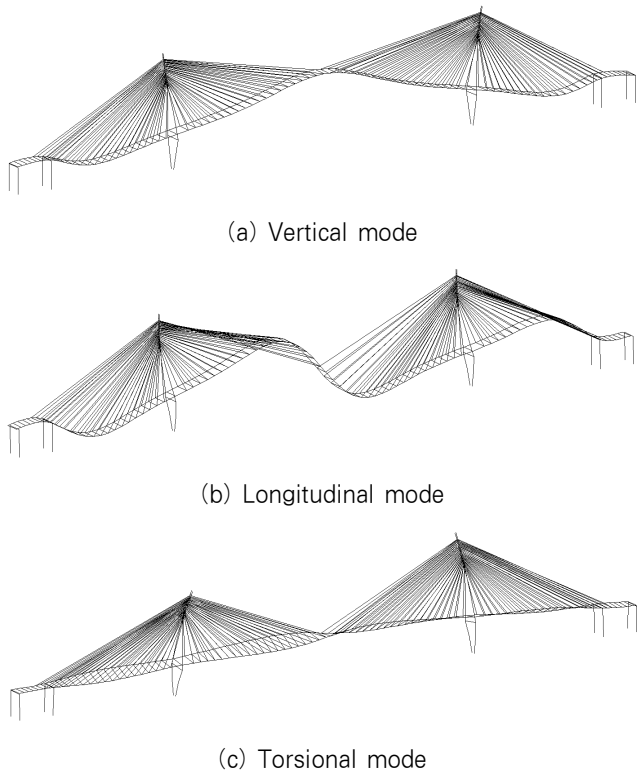


Fig. 5 First mode shapes (main span 540m)

2.4 차량-교량 상호작용 해석 방법

차량-교량 상호작용 해석을 위한 교량의 운동방정식은 다음 식과 같다.

$$[m_b]\{\ddot{x}_b\} + [c_b]\{\dot{x}_b\} + [k_b]\{x_b\} = \{F_b\} \quad (5)$$

여기서, $[m_b]$, $[c_b]$, $[k_b]$, $\{\ddot{x}_b\}$, $\{\dot{x}_b\}$, $\{x_b\}$ 는 각각 교량의 질량행렬, 감쇠행렬, 강성행렬, 가속도벡터, 속도벡터, 변위벡터이고, $\{F_b\}$ 는 차량 바퀴의 동적 접촉력에 의한 동적하중벡터이다.

본 연구에서는 차량-교량 상호작용 해석 시 식 (4)의 차량 운동방정식과 식 (5)의 교량 운동방정식을 독립된 각각의 미분방정식으로 구성하고, 각 시간 증분 단계에서 타이어와 교량의 접촉면에서 변위적합조건을 고려하여 교량의 변위 오차가 허용 범위 이내가 될 때까지 반복해석하는 방법을 적용하였다. 자세한 차량-교량 상호작용해석 방법은 Yang 등⁽¹⁸⁾을 참고하기 바라며, 차량-교량 상호작용 해석의 개략적 흐름도는 Fig. 6에 나타내었다.

3. 충격계수의 정의 및 평가 방법

3.1 차량-교량 상호작용해석에 의한 충격계수

차량-교량 상호작용 해석으로부터 Fig. 7에 보인 예와 같이 차량 주행에 따른 케이블 장력의 변동치($T_{dynamic}$)에 대한 시간이력곡선이 얻어지며, 케이블의 충격계수는 정적 대비 동적 해석시의 최대 장력 증가치를 기준으로 다음 식과 같이 정의하였다.

$$I.F. = \frac{T_{dynamic}^{Max}}{T_{static}^{Max}} - 1 \quad (6)$$

여기서, $T_{dynamic}^{Max}$ 는 활하중의 동적 주행시 케이블 장력의 최대 증분이고, T_{static}^{Max} 는 정적 재하시 케이블 장력의 최대 증분이다.

한편, Fig. 8은 보강거더의 모멘트 변동치에 대한 시간이력곡선의 일례를 나타낸 것이며, 거더의 충격계수는 정적 대비 동적 해석시의 정모멘트 또는 부모멘트 변동치의 최대값을 기준으로 다음 식과 같이 정의하였다.

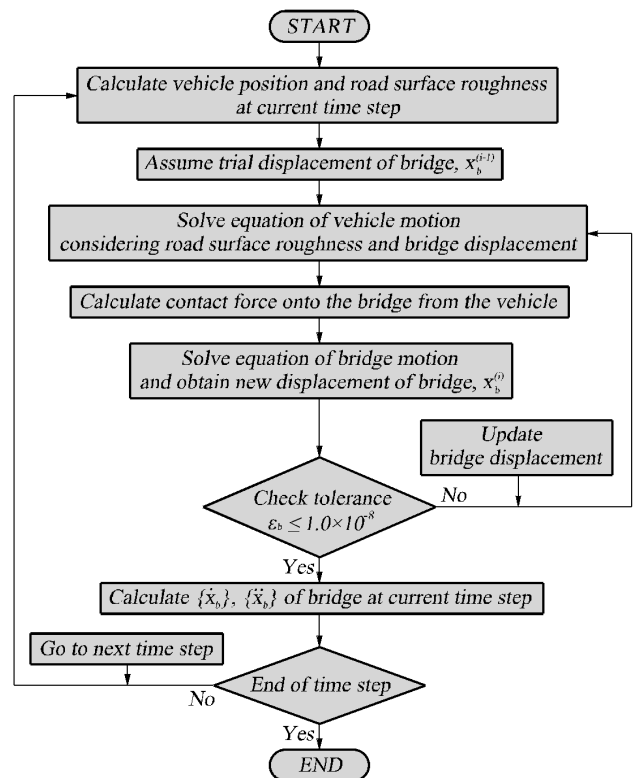


Fig. 6 Macro-flow of vehicle-bridge interaction analysis

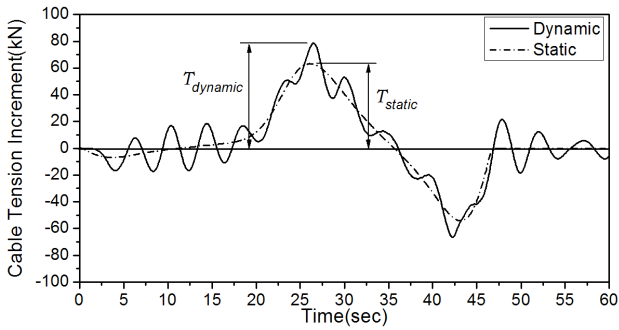


Fig. 7 Time history example of cable force

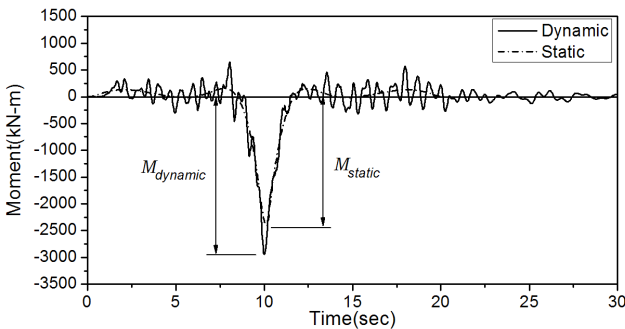


Fig. 8 Time history example of girder moment

$$I.F. = \frac{|M_{dynamic}^{Max}|}{|M_{static}^{Max}|} - 1 \quad (7)$$

여기서, $|M_{dynamic}^{Max}|$ 및 $|M_{static}^{Max}|$ 는 각각 동적 및 정적 활하중에 의한 거더 정모멘트 또는 부모멘트 변동치의 최대값이다.

3.2 영향선 기법에 의한 충격계수 산정

케이블교량의 합리적인 충격계수 평가는 차량-교량 상호작용해석에 의하여야 하나, 상용 톨의 부재로 인해 현재 실무에서는 영향선을 이용하여 충격계수를 평가하고 있다. 예를 들어, Fig. 9에 보인 바와 같이 중점부 케이블의 충격계수를 평가하고자 하는 경우, 이 케이블의 장력에 대한 영향선을 작성하여 최대 인장 또는 압축의 증분이 발생하는 활하중 재하길이 $L_{tension}$ 및 $L_{compression}$ 를 각각 산출하고 그 중 짧은 길이를 국내 도로교설계기준^[12]에서 제시된 식 (8)에 적용하여 케이블의 충격계수를 산출하고 있다. 또한, Fig. 10에 보인 바와 같이 중앙경간 중앙점에서 거더의 충격계수는 이 점에서의 거더 휨모멘트에 대한 영향선을 작성하여 최대 정모멘트 또는 최대 부모멘트가 발생하는 활하중 재하길이 L_{max} 및 L_{min} 를 각각 산출하고 그 중 짧은 길이를 식 (8)에 대입하여 거더의 충격계수를 산출하고 있다.

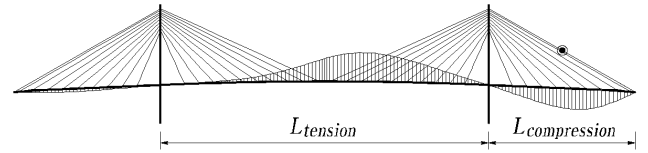


Fig. 9 Example of influence line for back-stay cable force

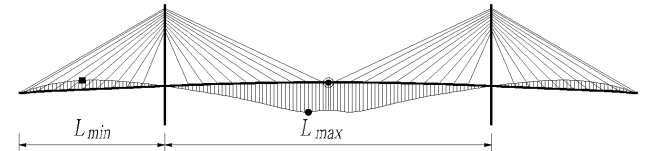


Fig. 10 Example of influence line for girder moment at center of main span

$$I = \frac{15}{40 + L} \leq 0.3 \quad (8)$$

여기서, L 은 원칙적으로 활하중이 등분포하중인 경우에 설계 부재에 최대응력이 발생하도록 활하중이 재하된 거더 부분의 길이(m)이다.

4. 매개변수 해석

매개변수 해석에서는 교량의 감쇠비, 노면조도, 그리고 차량속도에 따른 해석을 수행하였다. 노면조도는 ISO 8608에 따라 10 set를 랜덤 생성하였으며, 이후 제시한 모든 결과는 노면조도 10 set에 대한 해석 결과의 평균값이다.

한편, 차로하중은 Fig. 11에 보인 바와 같이 트럭하중이 교량을 주행하는 동안에는 차로하중이 교량의 전 구간에 걸쳐 주행하는 조건으로 고려하였다. 활하중은 가장자리 차로를 주행하는 경우로 고려하였으며, 전술한 바와 같이 차로하중에는 노면조도를 고려하지 않았다.

4.1 교량 감쇠비의 영향

트럭 및 차로하중의 주행 시 교량의 감쇠비가 충격계수에

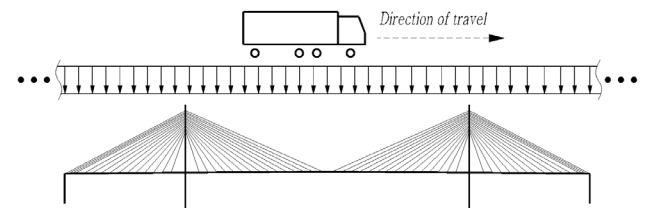


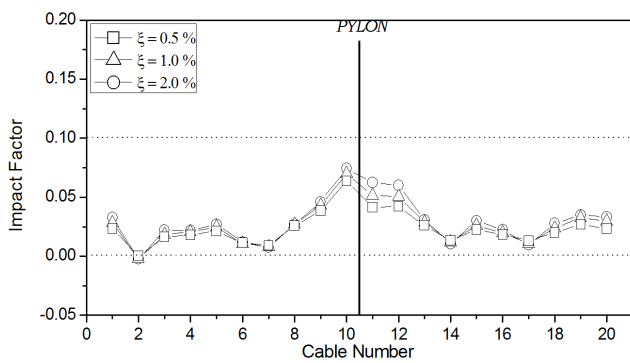
Fig. 11 Combination of truck and lane load

미치는 영향을 평가하기로 한다. 케이블강교량설계지침^[19]에서는 교량의 내풍설계 시 사장교의 합성 부재에 대해 0.6%의 감쇠비를 적용하도록 권고하고 있고, 교량의 내진설계 시에는 케이블 및 강재 보강거더에 대해 2.0%의 감쇠비를 적용하도록 권고하고 있다. 이러한 자료들을 참고하여 본 연구에서는 교량의 주요 진동 모드에 대한 감쇠비로서 0.5, 1.0, 2.0%인 경우를 각각 고려하였다. 교량의 감쇠행렬은 다음 식의 Rayleigh damping^[20]을 사용하였다.

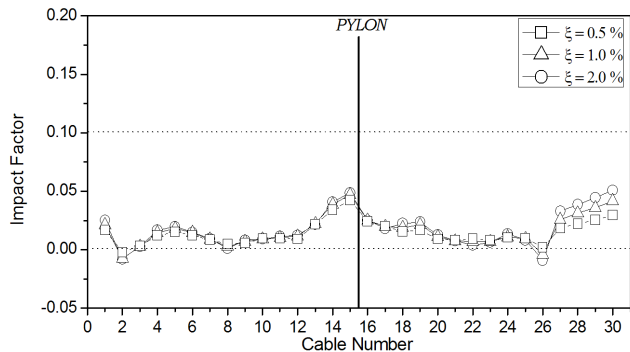
$$[c_b] = \alpha_b [m_b] + \beta_b [k_b] \quad (9)$$

여기서, α_b 와 β_b 는 질량 및 강성비례 Rayleigh 감쇠계수이고 $[c_b]$, $[m_b]$ 및 $[k_b]$ 는 각각 교량의 감쇠행렬, 질량행렬 및 강성행렬이다.

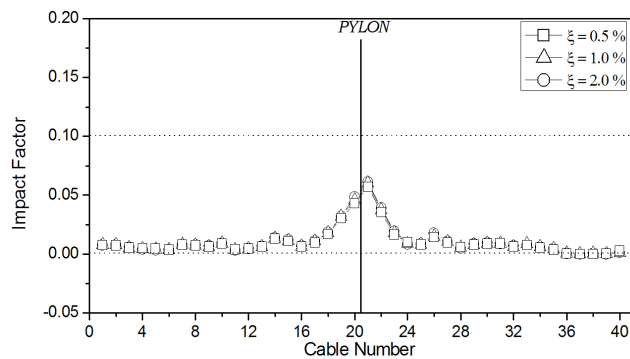
감쇠비 변화에 따른 케이블과 거더의 충격계수 산정 결과를 Fig. 12 및 Fig. 13에 나타내었다. 이때 노면조도는 class B, 차량속도는 80 km/h를 적용하였다. 그림에서 보는 바와 같이 교량의 감쇠비 변화는 중앙경간 230m 교량의 주탑부 케이블과 400m 교량의 종점부 케이블, 중앙경간 400m와 540m 교량의 중앙경간 1/4 지점의 거더 충격계수에 다소 영향을 미치는 것으로 나타났으며, 그 외의 경우에는



(a) Main span 230m

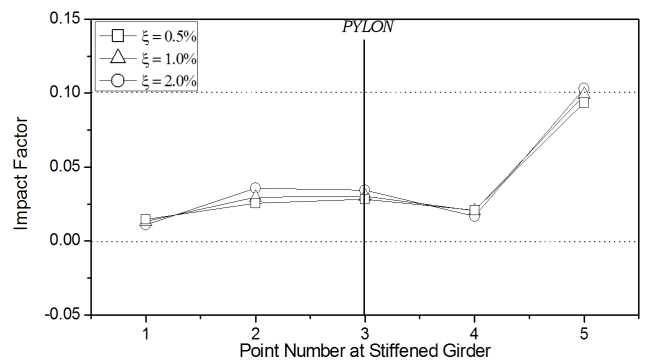


(b) Main span 400m

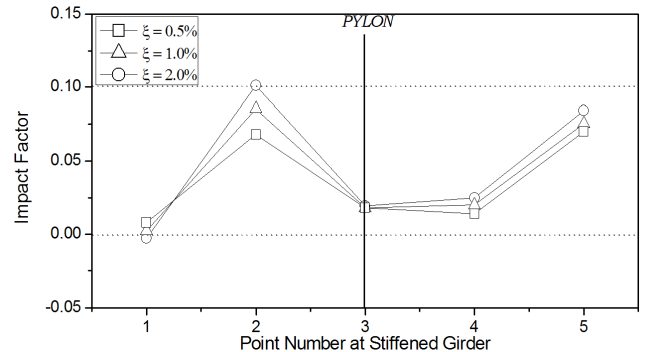


(c) Main span 540m

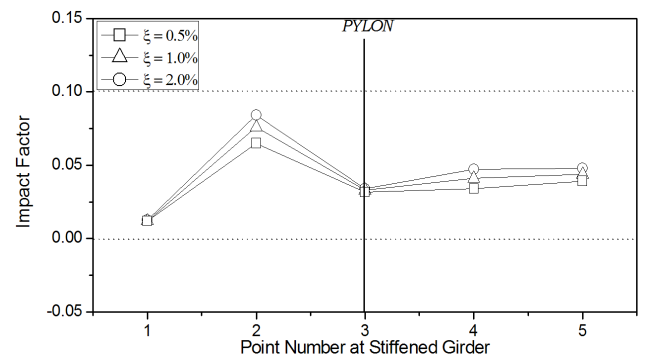
Fig. 12 Evaluated impact factor of cables according to damping ratio



(a) Main span 230m



(b) Main span 400m



(c) Main span 540m

Fig. 13 Evaluated impact factor of girders according to damping ratio

대체로 영향이 미소하였다.

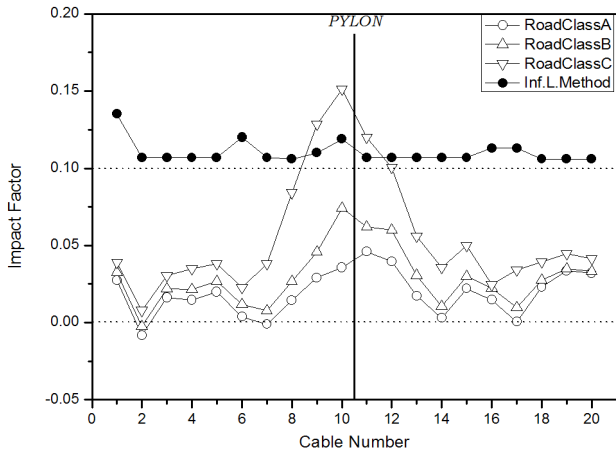
교량의 감쇠비가 충격계수에 미치는 영향은 뒤에서 기술할 노면조도와 차량속도 변수에 비해 상대적으로 작은 것으로

평가되었지만, 이후 매개변수해석에서 교량의 감쇠비는 0.5%로 고려하였다.

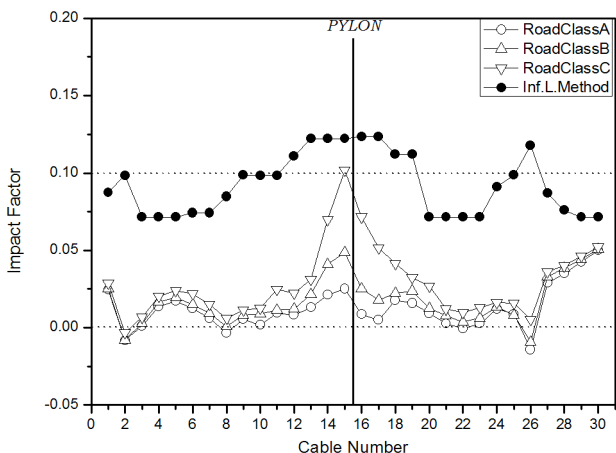
4.2 노면조도의 영향

노면조도는 교량의 충격계수에 영향을 미치는 지배적인 인자인데, 장대교량의 경우 노면관리가 잘 되는 것으로 간주하여 노면조도는 class A, B, C의 조건을 고려하였다. 본 매개변수해석에서 교량의 감쇠비는 0.5%, 트럭 및 차로하중 차량들의 주행속도는 80km/h의 속도로 고려하였다.

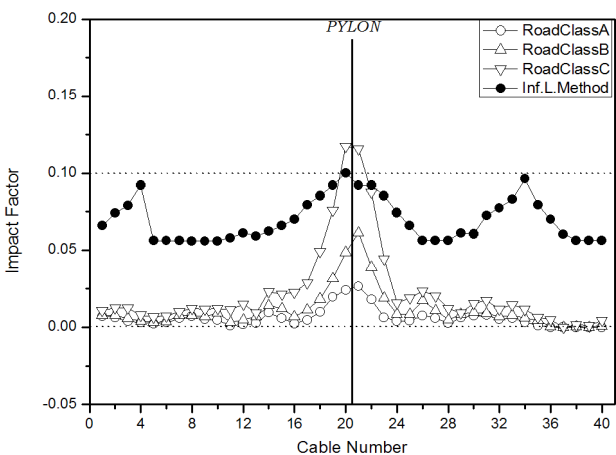
먼저, 케이블의 충격계수를 Fig. 14에 제시하였는데, 노면



(a) Main span 230m

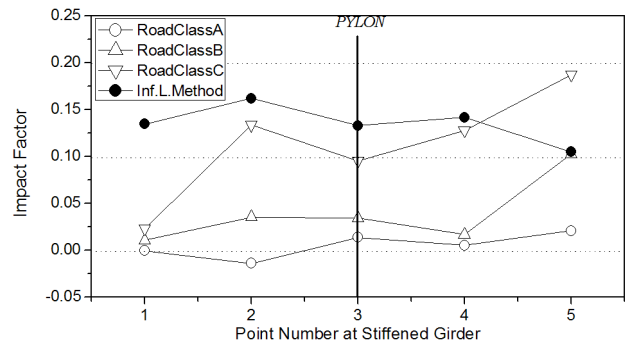


(b) Main span 400m

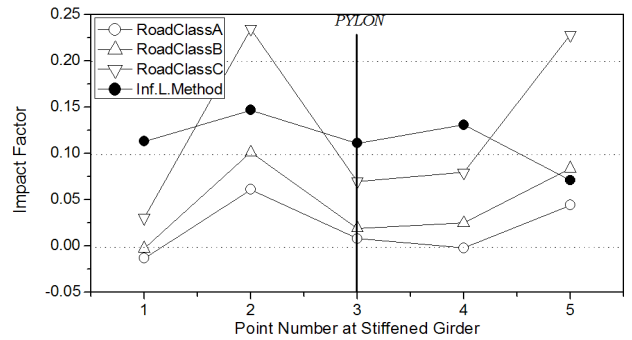


(c) Main span 540m

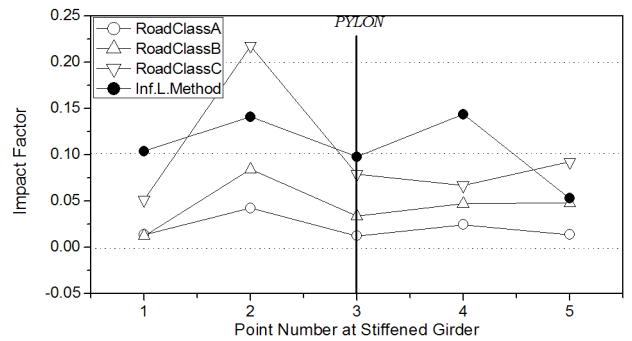
Fig. 14 Evaluated impact factor of cables according to road surface roughness



(a) Main span 230m



(b) Main span 400m



(c) Main span 540m

Fig. 15 Evaluated impact factor of girders according to road surface roughness

조도 class B 조건에서 케이블의 최대 충격계수는 중앙경간 시간에 따라 7.5~5% 수준이었으며, 노면조도가 class C 로 나빠질수록 특히 주탑 부근의 케이블 충격계수가 크게 증가하였다. 한편, 중앙경간 230m 및 540m 사장교에서는 노면조도 class C 조건에서 주탑 부근 케이블의 충격계수가 영향선 기법에 의한 값보다 조금 상회하였으나, 그 외 대부분의 케이블에서는 영향선 기법보다 작게 나타났다.

거더의 충격계수는 Fig. 15에 나타내었는데, 노면조도는 중앙경간 중앙점을 제외하고 대부분 위치에서 충격계수에 큰 영향을 미치는 것을 알 수 있다. 노면조도 class B 조건에서 거더의 최대 충격계수는 중앙경간 기간장에 관계없이 10% 이내의 값을 보였는데, 이는 3개 교량에서 케이블 간격에 큰 차이가 없기 때문으로 판단된다. 한편, 모든 교량의 종점부에서 노면조도 class C일 때 거더 충격계수는 영향선 기법에 비해 크게 나타났으며 또한, 400m 및 540m 교량의 중앙경간 1/4 지점에서는 영향선 기법 결과보다 크게 나타났다.

4.3 차량 속도의 영향

트럭 및 차로하중의 조합 하중 주행 시 차량 속도가 사장교의 충격계수에 미치는 영향을 평가하였다. 차량-교량 상호작용해석 시 고려한 차량 속도는 각각 70~120km/h이며, 이때 노면조도는 class B의 노면조건을 고려하였다.

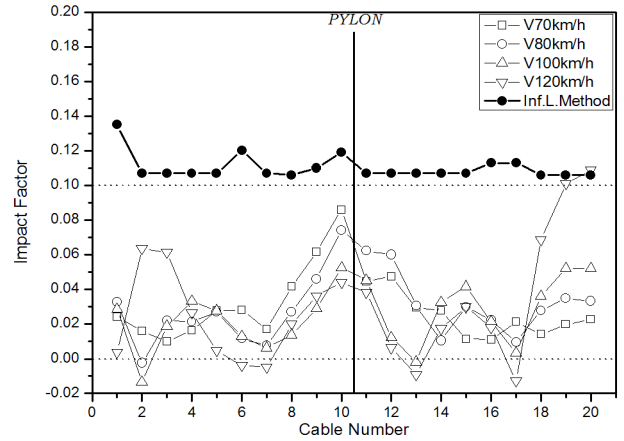
먼저, 케이블의 결과를 Fig. 16에 제시하였는데, 각 케이블의 충격계수는 차량 속도에 따라 일정한 추이를 보이지 않았으나, 모든 교량의 종점부 케이블에서는 속도 120km/h에서 크게 증가하였다.

한편, 거더의 결과는 Fig. 17에 나타내었는데 거더의 각 위치별 충격계수도 차량 속도에 따라 일정한 추이를 보이지 않았다. 특히, 측경간 중간교각이 없는 230m 및 400m 교량에서 거더의 충격계수는 속도에 의한 영향이 큰 것으로 나타났다. 측경간 중간교각이 있는 540m 교량에서는 대부분의 위치에서 속도에 따른 충격계수의 변동이 상대적으로 작게 나타났다.

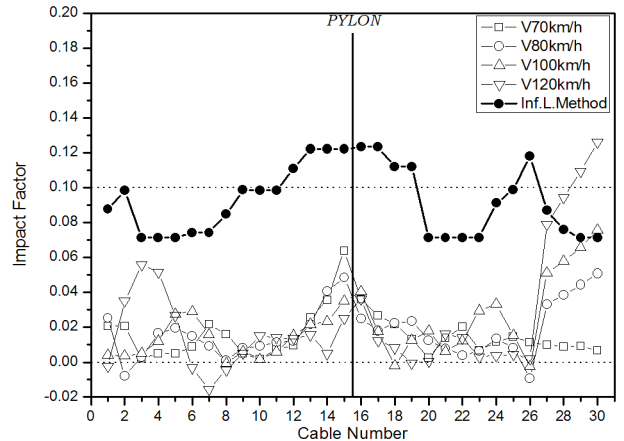
4.4 충격계수 결과의 고찰

Fig. 16으로부터 노면조도 class B, 최대속도 100km/h 를 기준으로 할 때 각 교량의 최대 케이블 충격계수는 각각 9%, 7.5%, 6%로서 기간이 증가함에 따라 조금씩 감소하였다. 한편, 동일한 조건에 대해 Fig. 17로부터 거더의 충격계수는 각각 10%, 10%, 8.5%로 평가되었으며, 측경간 중간교각이 있는 540m 교량에서 조금 작은 값을 보였다.

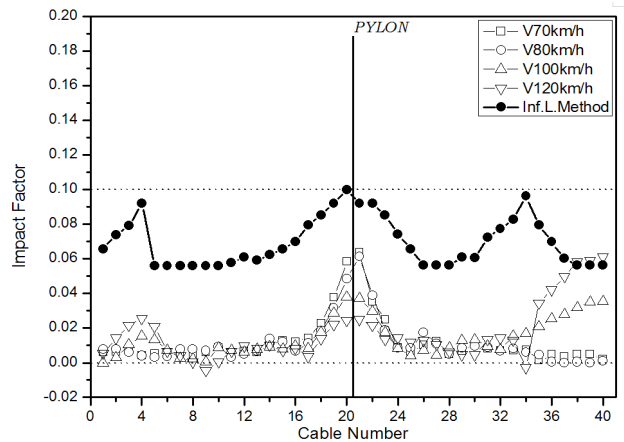
노면조도 class B, 주행속도 100km/h 이하의 조건에서 모든 케이블 및 거더의 충격계수는 대체로 영향선 기법에 의한 값 이내로 평가되었으며, 따라서 실무에서 사용하고 있는 영향선 기법은 본 조건 하에서는 적용 가능할 것으로 판단된다.



(a) Main span 230m

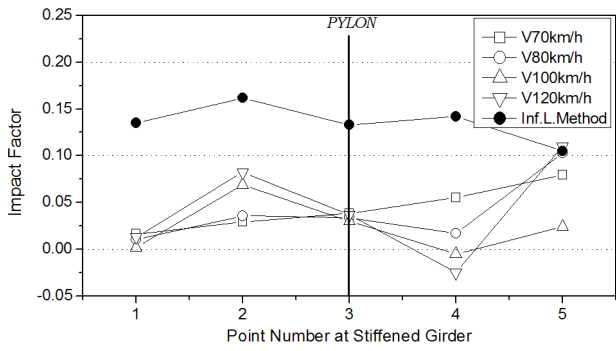


(b) Main span 400m

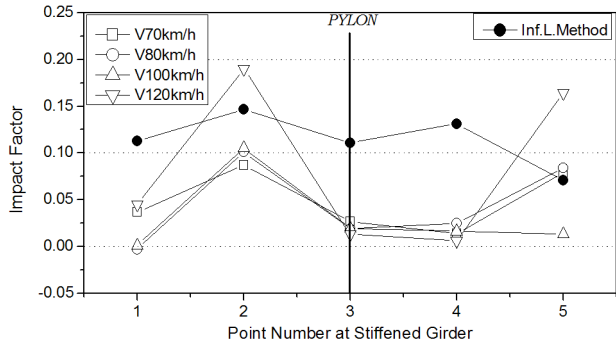


(c) Main span 540m

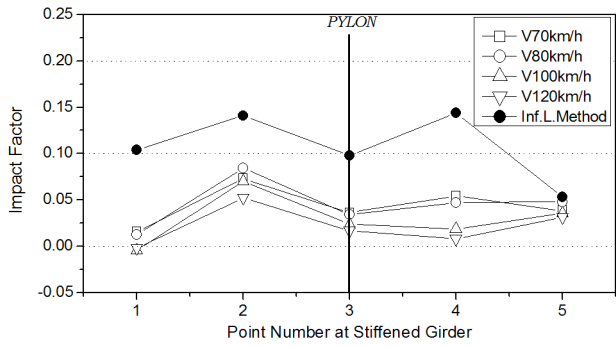
Fig. 16 Evaluated impact factor of cables according to vehicle speed



(a) Main span 230m



(b) Main span 400m



(c) Main span 540m

Fig. 17 Evaluated impact factor of girders according to vehicle speed

5. 결 론

본 연구에서는 신뢰도 기반 활하중 모델, 즉 트럭하중과 차로하중이 동시에 주행하는 조건을 고려하여 강합성 사장교의 충격계수를 평가하였다. 교량의 감쇠비, 노면조도, 차량속도의 매개변수를 고려하여 중앙경간 230m, 400m 및 540m의 강합성 사장교를 대상으로 차량-교량 상호작용 해석을 수행하고 케이블 및 보강거더의 충격계수를 평가하였으며, 본 연구에서 도출된 주요 결론은 다음과 같다.

- (1) 교량의 감쇠비는 주탑부 및 종점부 케이블과 중앙경간 1/4 지점 거더의 충격계수에 일부 영향을 미치는 것으로 나타났다. 대체로 감쇠비로 인한 영향은 그다지 크지 않았다.
- (2) 노면조도가 나빠짐에 따라 충격계수는 크게 증가하였으며, 케이블은 주탑부에서, 거더는 중앙경간 중앙점을 제외한 대부분 위치에서 그 영향이 두드러졌다.
- (3) 차량의 속도 변수에 대해 부재별 충격계수는 일정한 추이를 보이지는 않았으나, 종점부 케이블은 120km/h에서 충격계수가 크게 증가하였다. 한편, 속도에 따른 거더의 충격계수는 측경간 중간교각이 없는 230m 및 400m 교량에서는 그 영향이 큰 것으로 나타났고, 측경간 중간교각이 있는 540m 교량에서는 충격계수의 변동이 상대적으로 작게 나타났다.
- (4) 노면조도 class B, 차량속도 100km/h 이하의 조건에서 케이블의 충격계수는 교량별로 9~6%, 거더의 충격계수는 10~8.5% 범위이었다. 한편, 사장교 부재의 충격계수 평가를 위해 실무에서 사용되고 있는 영향선 기법으로 평가한 충격계수는 상기 값을 포괄하였으며, 따라서 영향선 기법은 상기 조건의 범위에 한해 적용 가능한 것으로 평가되었다.

본 연구에서 주탑에 대한 평가는 이루어지지 않았는데, 이는 보강거더가 주탑에 지지되는 방식이나 주탑 기초의 지지 조건이 각 교량마다 상이하고 주탑의 강성 또한 주탑의 높이에 따라 상이하기 때문이다. 따라서 향후 연구에서는 보다 다양한 조건의 사장교를 대상으로 한 연구가 필요할 것으로 판단된다.

감사의 글

이 논문은 2012년도 정부(교육과학기술부)의 재원으로 한국연구재단의 이공분야기초연구사업 일반연구지원사업 기본연구(과제번호: 2012R1A1A2003942, 과제명: 케이블지지도로교 및 철도교의 충격계수 평가 연구)의 지원으로 수행되었으며, 이에 감사드립니다.

참 고 문 헌(References)

[1] 한국도로교통협회 (2012) 도로교설계기준(한계상태설계법), 국토해양부 제정.
 Korea Road and Transportation Association (2012) *Korea Highway Bridge Design code(Limit State Design)*, sponsored by Ministry of land, Transport and Maritime Affairs.

- [2] American Association of State Highway and Transportation Officials (2007) *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 4th Ed.*, Washington D.C.
- [3] Wang, T.L. and Huang, D.Z. (1992) Cable-Stayed Bridge Vibration due to Road Surface Roughness, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 118, No. 5, pp.1354-1374.
- [4] American Association of State Highway and Transportation Officials (2002) *Standard Specifications for Highway Bridges, 17th Ed.*, Washington D.C.
- [5] ISO 8608 (1995) Mechanical vibration-Road surface profiles- Reporting of measured data.
- [6] Karoumi, R. (1999) Response of Cable-Stayed and Suspension Bridges to Moving Vehicles-Analysis methods and practical modeling techniques, *Royal Institute of Technology Department of Structural Engineering*, Doctoral Thesis.
- [7] Guo, W.H. and Xu, Y.L. (2001) Fully Computerized Approach to Study Cable-Stayed Bridge-Vehicle Interaction, *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 248, No. 4, pp.745-761.
- [8] Calçada, R., Cunha, A., and Delgado, R. (2005) Analysis of Traffic-Induced Vibrations in a Cable-Stayed Bridge, Part I: Experimental Assessment, *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, Vol. 10, No. 4, pp.370-385.
- [9] Calçada, R., Cunha, A., and Delgado, R. (2005) Analysis of Traffic-Induced Vibrations in a Cable-Stayed Bridge, Part II: Numerical Modeling and Stochastic Simulation, *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, Vol. 10, No. 4, pp.386-397.
- [10] 장승필, 김철영, 김남식 (1990) 이동하중에 의한 사장교의 동적거동, *한국강구조학회논문집*, 한국강구조학회, 제2권, 제1호, pp.93-102.
Chang, S.P., Kim, C.Y., and Kim, N.S. (1990) Dynamic Behavior of a Cable-stayed Bridge subjected to Moving Load, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol. 2, No. 1, pp.93-102 (in Korean).
- [11] 박용명, 박재봉, 김동현, 최병호 (2011) 차량 이동하중 해석에 의한 강합성 사장교 케이블의 충격계수 평가, *한국강구조학회논문집*, 한국강구조학회, 제23권, 제2호, pp.199-210.
Park, Y.M., Park, J.B., Kim, D.H., and Choi, B.H. (2011) Evaluation of Cable Impact Factor by Moving Vehicle Load Analysis in Steel Composite Cable-Stayed Bridges, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol. 23, No. 2, pp.199-210 (in Korean).
- [12] 대한토목학회 (2010) *도로교설계기준*, 국토해양부 제정. Korea Road and Transportation Association (2012) *Korea Highway Bridge Design code*, sponsored by Ministry of land, Transport and Maritime Affairs.
- [13] 황의승 (1991) 교량의 충격하중 계수에 대한 연구, *한국강구조학회논문집*, 한국강구조학회, 제3권, 제4호, pp.205-212.
Hwang, E.S. (1991) Dynamic Load Factors in Bridges, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol. 3, No. 4, pp.205-212 (in Korean).
- [14] 정태주 (2011) 4축 단일차량에 의한 도로교의 동적응답에 관한 연구, *한국강구조학회논문집*, 한국강구조학회, 제23권, 제3호, pp.397-404.
Chung, T.J. (2011) A Study on the Dynamic Response of Highway Bridges by 4-Axles Single Truck, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol. 23, No. 3, pp.397-404 (in Korean).
- [15] Dodds, C.J. and Robson, J.D. (1973) The Description of Road Surface Roughness, *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 38, No. 2, pp. 175-183.
- [16] Hikosaka, H., Yoshimura, T., and Uchitani, T. (1979) Non-Stationary Random Response And Impact Coefficient of Simple Girder Highway Bridge Under A Series of Moving Vehicle Loads, *土木學會論文報告集*, Vol. 290, pp.31-41. (in Japanese)
- [17] Ernst, M.J. (1965) The E-Modulus of Cables Considering the Deflection, *Der Bauingenieur*, Vol. 40, No. 2, pp.52-55.
- [18] Yang, F. and Fonder, G.A. (1996) An Iterative Solution Method for Dynamic Response of Bridge-Vehicles Systems, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 25, pp.195-215.
- [19] 대한토목학회 (2006) *케이블강교량설계지침*. Korean Society of Civil Engineers (2006) *Design Guidelines for Cable-supported Steel Bridges*.
- [20] Chopra, A.K. (1995) *Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering, 2nd. Ed.*, Prentice Hall.

요 약: AASHTO LRFD 및 도로교한계상태설계기준에서는 신뢰도 기반 활하중 모델로부터 결정된 트럭하중과 차로하중을 동시에 재하하도록 하고 있으며, 트럭하중은 충격계수를 고려하되 차로하중은 충격계수를 적용하지 않도록 규정하고 있다. 본 연구에서는 중앙경간 230m, 400m 및 540m의 멀티케이블 강합성 사장교를 대상으로 트럭하중과 차로하중이 동시에 주행하는 경우에 대해 차량-교량 상호작용 해석을 수행하고 케이블과 보강거더의 충격계수를 평가하였다. 트럭하중은 6-자유도의 차량 모델을 사용하였으며, 차로하중은 일련의 1축 차량이 연행해서 주행하는 것으로 모사하였다. 교량의 감쇠비가 충격계수에 미치는 영향을 평가하였으며, 충격에 영향을 미치는 주요 인자인 노면조도와 주행속도를 해석변수로 고려하였다. 노면조도는 ISO 8608 규정에 근거하여 랜덤 생성하였으며, 차량-교량 상호작용해석 시 노면조도는 트럭하중에만 적용하였다. 한편, 사장교의 충격계수 평가를 위해 실무에서 사용되고 있는 영향선 기법에 의한 충격계수를 동적 상호작용 해석에 의한 결과와 비교하였다.

핵심 용어: 강합성 사장교, 트럭 및 차로하중, 충격계수, 차량-교량 상호작용 해석, 노면조도, 영향선 기법
