Journal of the Korean Society of Safety, Vol. 28, No. 3, pp. 80-87, June 2013
Copyright@2013 by The Korean Society of Safety (pISSN 1738-3803) *All right reserved.*

차량 화재 위치를 고려한 콘크리트 교량의 손상 영향 평가

박장호† · 김성수
아주대학교 건설시스템공학과
(2013. 4. 2. 접수 / 2013. 6. 12. 채택)

Evaluation of Damage on a Concrete Bridge Considering the Location of the Vehicle Fire

Jang Ho Park† · Sung Soo Kim
Department of Civil System Engineering, Ajou University
(Received April 2, 2013 / Accepted June 12, 2013)

Abstract : Heat transfer analysis and thermal stress analysis for the concrete bridge was performed in order to investigate the damage of the concrete bridge by the fire of the vehicle. Changes in material properties, such as thermal conductivity, specific heat, density, elasticity, caused by temperature rise were considered. Heat transfer analysis and thermal stress analysis were performed according to the various location of the fire by ABAQUS. From the comparison of the numerical results, the degree of structural damage for the concrete bridge was investigated and considerations for the design of a concrete bridge against fire were identified.
Key Words : concrete bridge, fire of the vehicle, damage assessment, heat transfer analysis, thermal stress analysis

1. 서 론

현대사회는 산업구조의 변화와 더불어 도시화가 지속적으로 진행되어 인구가 도시로 집중됨에 따라서 도시의 한정된 공간을 보다 효율적으로 사용할 필요성이 점차 증대되고 있다. 한정된 공간에서의 인구집중은 다양한 형태의 재해 발생을 증가시키고 있으며, 이러한 재해 중에서 화재의 발생 역시 증가하여 사회간접시설에서의 직접적 피해를 증가시키고 그 피해액 또한 커지고 있다. 2010년 서울외곽순환 고속도로사고 및 2008년 일본 수도고속도로 이케부쿠로선 화재사고, 2007년 미국 샌프란시스코 고속도로 교차점 유조차 화재사고 및 2004년 발생한 독일 Wiehltal Bridge 화재사고 등은 교량 또한 화재사고에 취약하고 사고 발생시 피해액이 크게 발생될 수 있음을 보여준다. 이와 같이 교량에서의 차량 화재에 의한 심각한 손상의 발생 가능성이 제기됨에 따라서 경제적이고 안전한 교량의 건설을 위해서는 차량 화재에 대한 적절한 고려가 필요하다.

구조물의 내화설계에 대한 인식이 커짐에 따라 화재에 대한 구조물의 안전성 확보를 위한 연구가 지속적으로 이루어지고 있다. 그러나 화재에 대한 구조물의 안전성 확보를 위한 연구는 대부분 건축물 및 터널 등과 같은 폐쇄형 구조물을 중심으로 이루어지고 있으며[1-5], 상대적으로 화재에 안전하다고 여겨져 온 교량과 같은 개방형 구조물에 대한 연구는 미비한 실정이다[6-7]. 화재에 의한 구조물의 손상을 파악하기 위해서는 화재의 강도가 중요하다. 차량 화재사고의 피해를 보면 휘발유 또는 경유와 같은 연료가 누출됨으로서 발생하는 화재가 화재의 강도도 크며, 화재가 급속하게 확대되는 것으로 알려져 있다. 따라서 차량의 종류별 화재강도는 화재 위험도를 정량적으로 분석하기 위한 중요한 인자이다. 차량별 화재강도에 대한 대표적 연구로 EUREKA 499-FIRETUN 실험이 수행되었고 터널내 방재설계를 위한 기본적인 인자로 활용되고 있다[8]. 국내에서도 소형 승용차 및 승합차를 대상으로 한 실물 화재실험을 실시하여 승용차 및 승합차의 화재강도 및 차량의 화재전파에 대한 결과를 제시하였다[9]. 연구결과에 의하면 차량 충돌에 의한 화재는 화재전파로 인해 차량 2대에 화재가 나는 경우로 볼 수 있으며, 이 경우 차량 1대 화재보다 화재강도가 약 2.5배 이상으로 화재 위험성이 높아지는 것으로 나타나 있다.

본 연구에서는 기존에 건설되어 공용 중인 4 m 내외의 형하고가 낮은 T형 콘크리트 슬래브 교량에 대하여 차량 화재의 위치에 따른 교량의 열전달해석 및 열응력해석을 수행하고 교량의 손상 정도를 살펴보았다. 범용 유한요소 해석프로그램인 ABAQUS를 이용하여 해석을 수행하였으며 화재에 따른 구조물의 온도 상승 및 그에 따른 재료 특성의 변화와 열응력 및 열변형률을 고려하였다. 해석결과로부터 화재의 위치와 형하고에 따른 교량의 손상 정도를 평가하였다.

2. 차량화재에 의한 교량의 열전달해석 및 구조해석

열전달 해석은 화재에 노출된 부재의 온도 변화를 계산

†Corresponding Author: Jang Ho Park, Tel : +82-31-219-2506, E-mail : jangho@ajou.ac.kr
Department of Civil System Engineering, Ajou University, San 5, Woncheon-dong, Youngtong-Gu, Suwon 443-749, Korea

하기 위해 사용된다. 열전달의 계산은 요소의 형상, 재료의 열 특성과 경계조건에서의 열전달 계수에 영향을 받는다. 요소 표면에서의 열전달은 대류와 복사에 의해 이루어지며, 고체에서의 열전달은 전도에 의하여 이루어진다. 열응력을 고려한 구조해석은 화재 상황에서의 부재의 온도변화를 고려한 비선형 구조해석으로 일반적인 비선형 구조해석과 유사하게 이루어진다.

2.1. 열전달해석

구조물에서의 온도 변화에 대한 열전도 지배방정식은 다음과 같다[10].

$$K(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 T}{\partial y^2}+\frac{\partial^2 T}{\partial z^2})+\dot{q}=\rho C\frac{\partial T}{\partial t} \quad (1)$$

여기서 T는 재료의 임의 시간과 임의의 위치에서 온도를, K는 열전도 계수(W/m℃)를, $\dot{q}$는 단위 체적당 열에너지(W/m^3)를, ρ는 재료의 밀도(kg/m^3)를, C는 비열(J/kg℃)을 의미한다. 그리고 열원으로부터 구조물에 전달되는 열대류 및 열복사에서의 경계조건은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$q=q_c+q_r \quad (2)$$
$$q_c=h(T_f-T) \quad (3)$$
$$q_r=\sigma\varepsilon(T_f^4-T^4) \quad (4)$$

여기서 T_f, T는 각각 화재온도 및 구조물 표면온도를 나타내고 h, σ, ε는 각각 대류계수, 슈테판 볼츠만 상수($W/m^2℃$), 방사율을 의미한다.

열전달해석은 일반적으로 유한요소법(또는 유한차분법)을 이용한 수치해석 프로그램들에 의해 이루어진다. 본 연구에서는 범용 유한요소 프로그램인 ABAQUS를 이용하여 해석을 수행하였다.

2.2. 재료의 열 특성

콘크리트는 이질재료의 복합체로서 열전도율(k_c)은 각 이질재료의 열전도율에 의해 결정되며 온도, 함수량, 골재의 종류, 시멘트의 종류, 공극률 등에 영향을 받는다. Eurocode에서는 콘크리트의 종류에 따라 열전도율의 상한값과 하한값을 제한하고 있으며, 수분함유율 1.5%의 보통콘크리트의 열전도율은 Fig. 1과 같다[11].

1) Upper limit ($0 \le T \le 1200℃$)

$$k_c=2-0.2451(\frac{T}{100})+0.0107(\frac{T}{100})^2 \quad (5)$$

2) Lower limit ($0 \le T \le 1200℃$)

$$k_c=1.36-0.136(\frac{T}{100})+0.0057(\frac{T}{100})^2 \quad (6)$$

일반적으로 콘크리트의 비열(C_c)은 상온기준 800~1000 $J/kg \cdot K$으로 온도상승에 따라 증가하는 경향이 있다. 콘크리트의 비열은 잠열의 영향이 크고 200℃이하에서는 수분 증발에 따라 급격한 변화를 보인다[11]. 콘크리트의 비열은 내부 수분함유율에 따라 그 값이 크게 변하며, 100~200℃ 사이에서 증발이 모두 발생하게 되고 100~115℃에서 최고값($C_{c,peak}$)을 갖는다. 수분함유율 1.5 %의 보통콘크리트 비열은 Fig. 2와 같이 같고 최고값은 1470$J/kg \cdot K$이다.

$$20 \le T \le 100℃,\ C_c=900 \quad (7)$$
$$100 \le T \le 200℃,\ C_c=900+(T-100) \quad (8)$$
$$200 \le T \le 400℃,\ C_c=900+(T-200)/2 \quad (9)$$
$$400 \le T \le 1200℃,\ C_c=1100 \quad (10)$$

온도에 따른 콘크리트의 밀도(ρ)는 Eurocode에 Fig. 3과 같이 제시되어 있다[11].

$$20 \le T \le 115℃,\ \rho=\rho(20℃) \quad (11)$$
$$115 \le T \le 200℃,\ \rho=\rho(20℃)\{1-0.02(T-115)/85\} \quad (12)$$
$$200 \le T \le 400℃,\ \rho=\rho(20℃)\{0.98-0.03(T-200)/200\} \quad (13)$$
$$400 \le T \le 1200℃,\ \rho=\rho(20℃)\{0.95-0.07(T-400)/800\} \quad (14)$$

철근의 열전도율은 콘크리트의 열전도율에 비해 매우 높으며 Eurocode에서는 대부분의 구조용 강재에 대하여 Fig. 4와 같은 선형 근사치를 제시하고 있다[12-13].

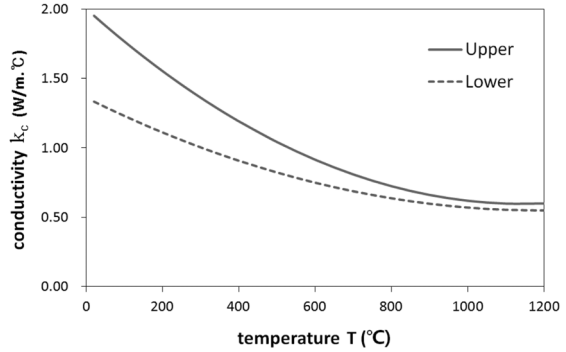


Fig. 1. Temperature-dependent thermal conductivity of concrete.

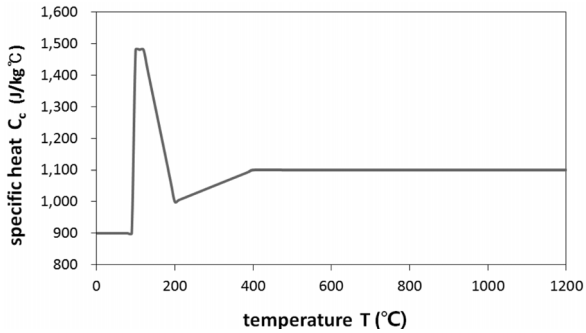


Fig. 2. Temperature-dependent specific heat of concrete.

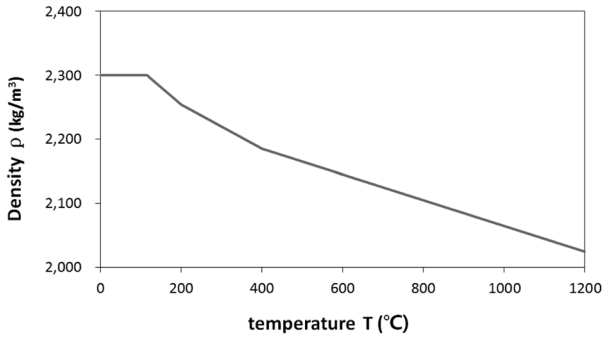


Fig. 3. Temperature-dependent density of concrete.

$$0 \le T \le 800℃,\ k_c = 54 - 3.33 \times 10^{-2} T \quad (15)$$

$$800 \le T \le 1200℃,\ k_c = 27.3 \quad (16)$$

온도에 따른 철근의 비열 특성은 Eurocode에 Fig. 5와 같이 제시되어 있으며 735℃에서 최고값 $5000 J/kg \cdot K$을 갖는다[12-13].

$$20 \le T \le 600℃,$$
$$C_s = 425 + 0.773T - 1.69 \times 10^{-3} T^2 + 2.22 \times 10^{-6} T^3 \quad (17)$$

$$600 \le T \le 735℃,\ C_s = 666 - 13002/(T - 738) \quad (18)$$

$$735 \le T \le 900℃,\ C_s = 545 - 17820/(T - 731) \quad (19)$$

$$900 \le T \le 1200℃,\ C_s = 650 \quad (20)$$

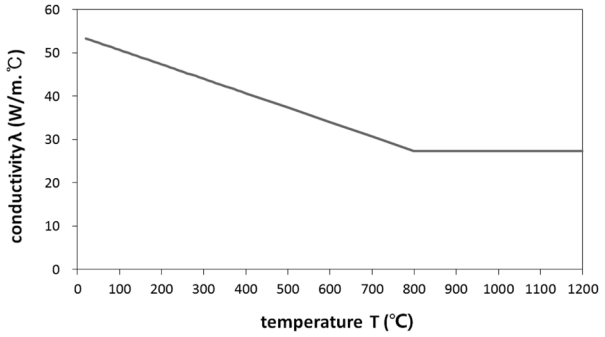


Fig. 4. Temperature-dependent thermal conductivity of steel.

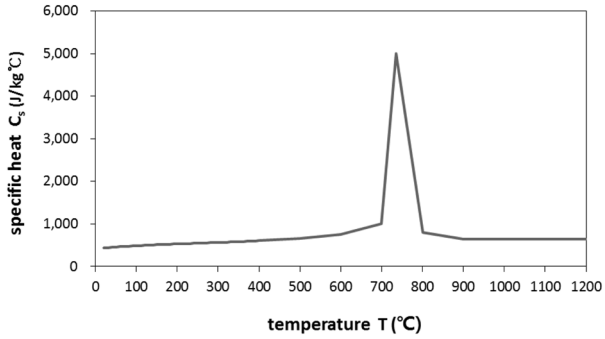


Fig. 5. Temperature-dependent specific heat of steel.

2.3. 열원

구조물의 내화성능 평가를 위하여 화재사례 및 실물실험을 기초로 하여 화재에 따른 온도-시간 곡선이 제안되었다. ISO(International Standardization Organization : 국제표준화기구) 및 ASTM(American Society for Testing and Materials : 미국재료시험학회)에서는 ISO 834 및 ASTM E119 등의 표준가열곡선을 제시하여 세계적으로 많이 이용되고 있으며 이외에도 네덜란드에서 규정한 RWS 곡선, 독일 도로건설부가 규정한 RABT 곡선이 있다[14]. 이와 같은 화재곡선은 터널 및 건축물 내부의 폐쇄형 화재의 특성이 반영된 곡선으로서 본 연구와 같은 차량화재에 의한 교량의 손상에 이용하기에는 적합하다고 보기 어렵다. 본 논문에서는 기존의 화재곡선을 경유 및 휘발유의 화염특성과 실물차량 화재실험 등 차량화재의 특성을 반영하여 수정한 화재곡선을 사용하였다[9]. 열원은 승용차 2대에 화재가 발생했을 경우로 화재곡선은 Fig. 6과 같이 화재 발생 직후 600 sec (10 min) 후에 최고온도 1200℃에 도달하며 6000 sec(100 min)까지 화재가 지속된다고 가정하였다.

2.4. 구조해석

열응력을 고려한 구조해석은 화재 상황에서의 부재의 온도변화를 고려한 구조해석과정이다. 일반적인 구조재료의 항복강도와 탄성계수는 온도가 상승함에 따라 감소한다. Eurocode에서는 Fig. 7과 같이 온도에 따른 콘크리트 및 철근의 강도감소계수를 제시하고 있다[11-13]. 본 연구에

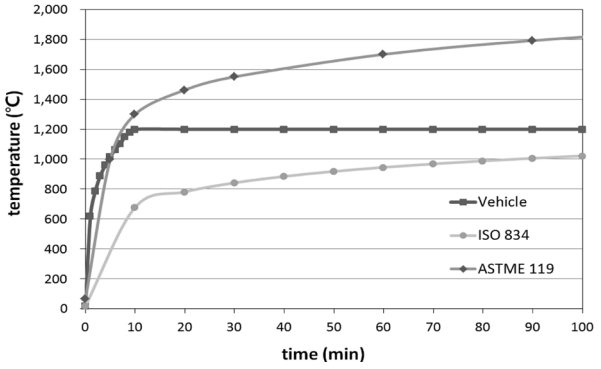


Fig. 6. Temperature curve of the heat source.

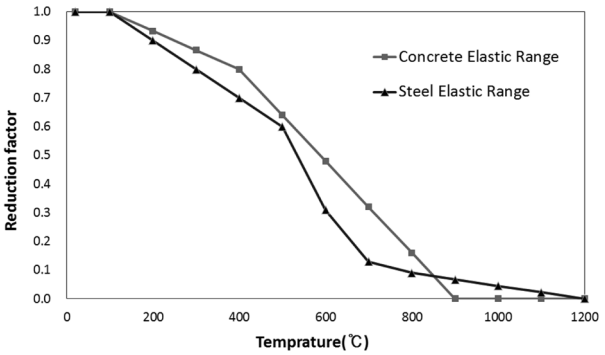


Fig. 7. Reduction factors of elasticity for steel and concrete.

서는 온도의 상승에 따른 콘크리트 및 철근의 탄성계수 감소를 Eurocode에 제시된 강도감소계수를 활용하여 산정하였다. 다만 Eurocode에는 900℃ 이후 콘크리트의 강도가 없는 것으로 규정하고 있으나 본 연구의 해석에서는 900℃ 이상의 열원이 존재하므로 800℃ 이상에서 감소계수는 0.1로 일정하다고 가정하여 적용하였다. 기타의 해석과정은 일반적인 비선형 구조해석과 동일하게 이루어졌다.

3. 차량화재의 위치에 따른 교량의 손상 평가

범용 유한요소 프로그램인 ABAQUS를 이용하여 열전달(nonlinear transient Heat transfer)해석을 선 수행하고 열전달해석 결과를 이용한 비선형 열응력 해석을 수행하여 교량의 손상을 평가하였다[15].

3.1. 해석 대상 교량

국토해양부 주관 하에 조사된 e-나라지표 “2012 도로교량 및 터널 현황조서”를 보면 기존에 건설되어 공용 중인 교량 중 4 m 내외의 형하고를 갖는 중소교량이 다수 있으며, 이러한 교량의 경우 승용차 화재에 의해 직접적인 손상이 발생할 수 있어 형하고가 작은 중소규모의 교량을 연구대상 교량으로 선정하였다. 해석에 사용된 교량은 단순지지의 T형 거더교로 순경간이 14.6 m이며 유효폭원은 8.85 m이다. 하중으로는 자중 및 기타 사하중을 고려하고 활하중은 고려하지 않았다. 콘크리트 설계기준 강도는 $f_{ck}=24MPa$을 적용하고, 철근(SD300)의 항복강도는 $f_y=300MPa$를 적용하였다. Fig. 8, Fig. 9는 각각 해석에 사용된 단순지지의 T형 거더교의 종단면과 횡단면을 나타낸 것이다. 전제 절점수 482,328개, 전체 요소수 442,320개, 최소 요소의 크기는 40×40×40mm, 최대 요소의 크기는 80×40×80mm으로 교량의 상부구조를 모델링하였다.

3.2. 재료의 열 특성 및 경계조건

재료의 열 특성은 앞에서 제시한 Eurocode의 온도에 따른 열특성을 적용하였고, 온도에 따른 콘크리트 및 철근의 강도저감계수도 Eurocode에 제시된 값을 적용하였다. 경계조건으로 주변의 온도는 상온 20℃로 하였으며, 콘크리트의 표면복사율(ε)은 0.8로 하였고, 슈테판 볼츠만상수 5.6696×10^{-8} W/m^2℃를 적용하였다. 화염이 직접 닿는 부분은 표면에 화재의 온도를 직접 정의하였고 그 외의 부분은 공기의 대류계수 25 W/m^{2}를 적용한 대류전달로 정의하였다. 열원의 온도곡선은 앞서 제시한 Fig. 6을 사용하였다.

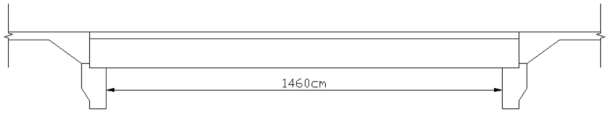


Fig. 8. Configuration of a concrete bridge.

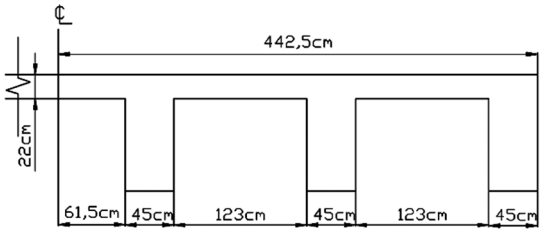


Fig. 9. Cross section for girder of concrete bridge.

3.3. 열전달해석 및 구조해석

본 연구에서는 화재 위치와 형하고를 변수로 하여 해석

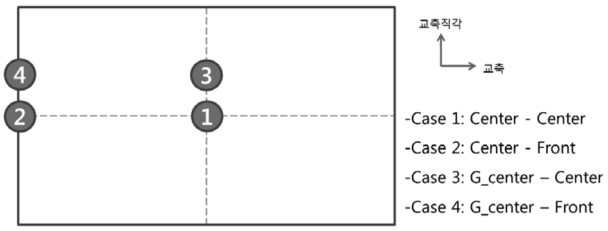


Fig. 10. Case of analysis considering location of fire.

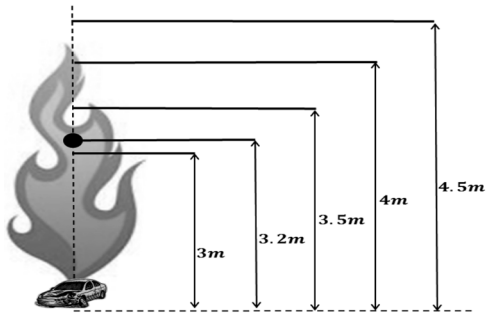
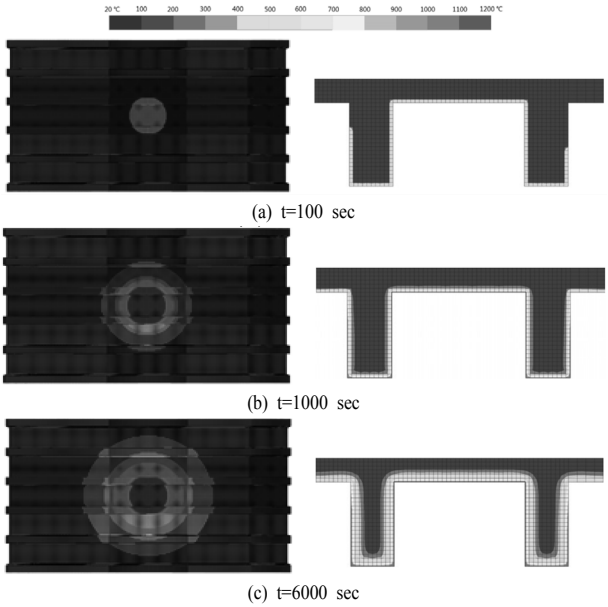


Fig. 11. Case of analysis considering height of a bridge.



(a) t=100 sec

(b) t=1000 sec

(c) t=6000 sec

Fig. 12. Temperature distribution according to time(case 1, H=3.0 m).

을 수행하였다. 화재의 위치는 Fig. 10과 같이 대상교량의 교축방향 중앙의 가운데와 최내측 T형 거더, 좌측 지점의 가운데와 최내측 T형 거더 4가지로 case를 구성하였다.

차량화재에서의 화염높이는 4 m로 설정하였고, 교량의 형하고는 Fig. 11과 같이 3 m부터 4.5 m까지에 대하여 해석을 수행하였다. 형하고 H=3 m의 경우에는 거더 및 슬래브에 화염이 직접 닿으며, 형하고 H=4.5 m의 경우에는 교량에 화염이 직접 닿지 않는다.

Fig. 12는 형하고 H=3 m이고 case 1인 경우에 대하여 교량하부 표면과 교량 중앙의 횡단면에서의 온도분포를 시간순서로 나타낸 것이다. 초기에 화염에 직접 휩싸이는 부분의 온도부터 급격히 증가하게 되고 이후 점차 열원을 중심으로 열이 전파되는 형태로 온도가 분포하는 것을 확인할 수 있다.

Fig. 13은 형하고 H=3 m인 경우 각 case의 t=6,000 sec에서의 교량하부 표면의 온도분포를 나타낸 것이다.

Fig. 14, Fig. 15는 각각 거더의 피복두께 40 mm 안쪽과 슬래브의 피복두께 40 mm 안쪽에서의 시간에 따른 온도 변화를 나타낸 것이다. Table 1은 각 case별, 형하고별 거더 및 슬래브 안쪽 40 mm 및 80 mm에서의 최고 온도를 정리한 것이다.

열원이 지점에 위치하는 경우(case 2, 4)는 화재가 교량의 중앙에서 발생한 경우(case 1, 3)보다 거더에서의 온도가 더 높게 나타났다. 이는 지점의 거더 끝 단면에 추가적으로 열원에 노출되어 나타난 현상으로 보인다. 또한 교축방향으로 동일한 위치에서 화재가 발생할 경우 형하고가 커짐에 따라 화재가 슬래브 한면에 작용하는 경우보다 열원이 거더의 세 면에 작용하는 경우에 거더에서의 열전달이 크게 일어나는 것을 볼 수 있다. 반면 슬래브에서는 거더에 비하여 화재의 위치에 따른 변화는 작게 나타났다.

교량의 구조재료로는 일반적으로 콘크리트와 강재가 사용되고 있다. 강재는 콘크리트에 비해 열전도가 약 50배 정도 높아 고온에서의 응답이 빠르기 때문에 화재에 의한 손상깊이가 깊으며 화재에 상대적으로 취약하다. ASTM에서는 철근의 임계온도를 설정하여 화재에 노출된 철근의 손상을 판정하는 기준으로 사용하고 있다. 이는 항복강도가 상온대비 50% 이하로 떨어지지 않도록 하는 것이 목적이

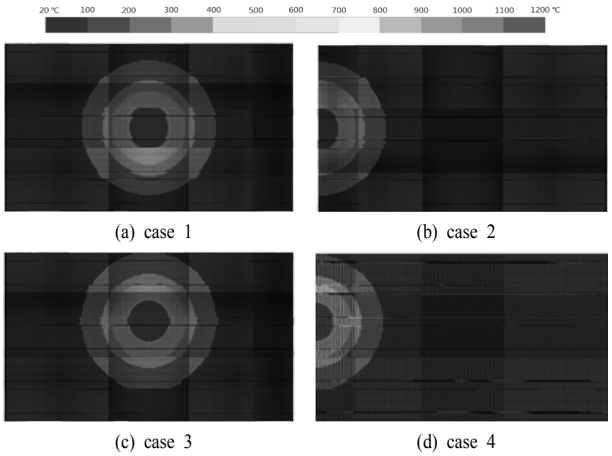


Fig. 13. Temperature distribution for 4 cases (H=3.0 m, t=6,000 sec).

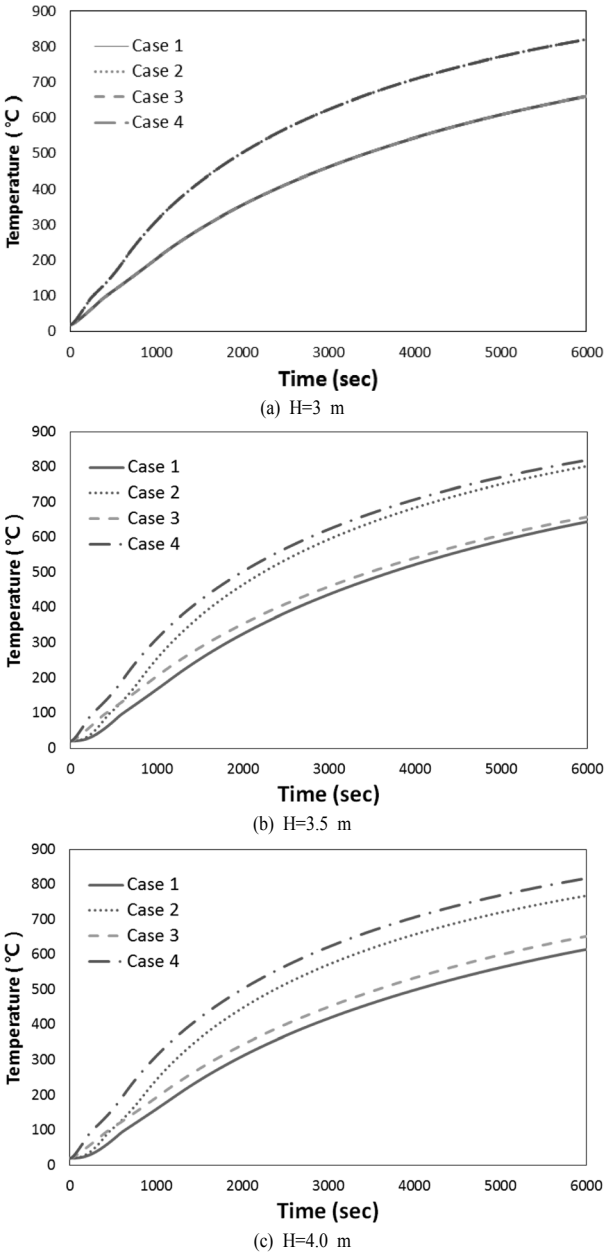
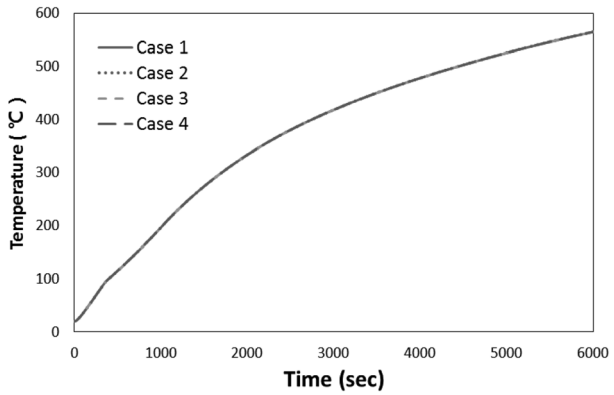
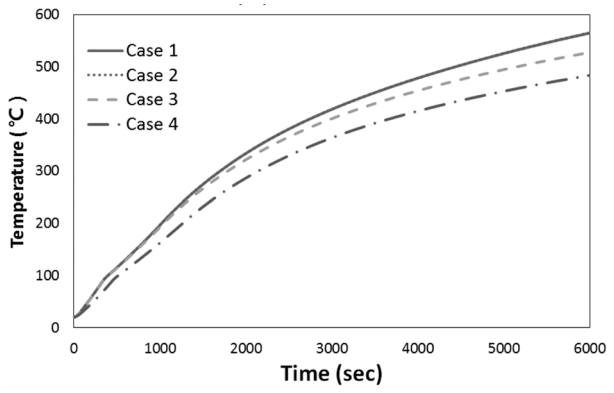


Fig. 14. Time histories of temperature at the cover depth of the girder.

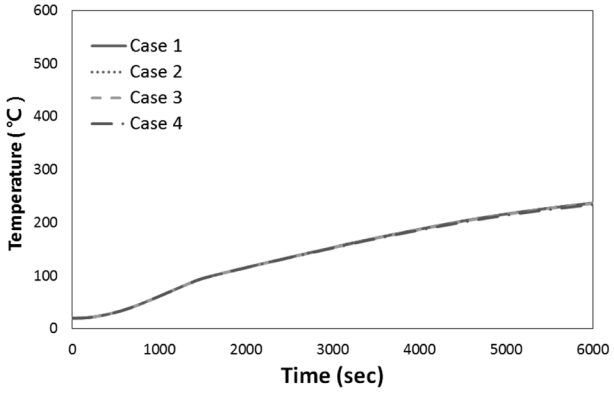
며, 이에 따라 임계온도를 물성이 변하는 704℃가 아닌 538℃로 하였다. 콘크리트의 경우는 380℃를 수산화칼슘의 분해와 수화물 경계에서의 균열이 발생하는 온도로 보고 콘크리트의 손상을 판정하는 기준으로 사용하고 있다. 물론 콘크리트는 500℃까지 압축강도를 유지하고 650℃를 넘어가면 50%이상의 강도 저하가 나타난다. 하지만 약 200~325℃에서 콘크리트의 폭렬이 발생하기 때문에 이를 고려하여야 하며, 화재시 콘크리트의 폭렬 깊이가 콘크리트의 피복 두께 이상으로 발생하는 경우에는 보강근에 고온이 직접 전달되어 구조물의 성능에 치명적인 손상이 발생될 수 있다. 이와 같은 기준 및 기존 연구를 바탕으로 본 연구에서는 재



(a) H=3 m



(b) H=3.5 m



(c) H=4.0 m

Fig. 15. Time histories of temperature at the cover depth of the slab.

료의 손상기준 온도를 각각 콘크리트 380℃, 철근 500℃으로 설정하고 해석결과로부터 손상평가를 실시하였다.

1) 거더 피복두께 안쪽에서는 화재의 위치 및 형하고에 따라서 최대 820.6℃, 최소 476.2℃까지 온도가 상승하였으며 슬래브 피복두께 안쪽에서는 최대 565.0℃, 최소 132.6℃까지 온도가 상승하였다.

2) 형하고 H=3 m인 경우에는 열원이 교량의 지점에 위치하는 case 2, case 4 의 경우 거더 내부 40 mm의 최고온도 820.6℃로 열원이 교량 중앙에서 위치하는 case 1, case

Table 1. Max. temperatures for 4 cases at t=6,000 sec.

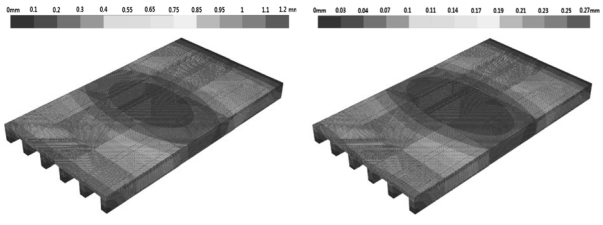
Case	형하고	Girder 40 mm	Slab 40 mm	Girder 80 mm	Slab 80 mm
1	3.0 m	660.8℃	564.7℃	352.4℃	254.4℃
	3.5 m	644.4℃	564.5℃	338.1℃	254.1℃
	4.0 m	614.8℃	237.0℃	312.0℃	114.3℃
2	3.0 m	820.6℃	565.0℃	375.1℃	254.8℃
	3.5 m	802.2℃	564.8℃	360.4℃	254.6℃
	4.0 m	768.0℃	237.2℃	332.5℃	114.5℃
3	3.0 m	660.8℃	564.7℃	352.5℃	254.4℃
	3.5 m	658.0℃	527.3℃	351.2℃	224.3℃
	4.0 m	652.1℃	236.2℃	345.7℃	113.7℃
	4.5 m	402.6℃	132.6℃	209.7℃	75.3℃
4	3.0 m	820.6℃	565.0℃	375.1℃	254.8℃
	3.5 m	819.4℃	483.3℃	373.2℃	201.1℃
	4.0 m	817.5℃	234.1℃	368.9℃	112.0℃
	4.5 m	476.2℃	132.7℃	223.6℃	75.5℃

3의 경우의 최고온도 660.8℃보다 24.2% 온도가 높게 나타났다. 하지만 거더 내부 80 mm에서는 최고온도가 각각 375.1℃, 352.4℃로 6% 정도의 온도 차이가 발생하였으며, 슬래브에서는 모든 case에서 유사한 최고운도를 보여 온도의 차이는 국부적으로 나타나는 것으로 볼 수 있다.

3) 형하고 H=3 m인 경우에서 열원이 교량 지점에 위치하는 경우 거더 피복두께 안쪽에서 콘크리트 임계온도 380℃ 최소 도달시간은 약 1,300 sec, 철근 임계온도 500℃ 최소 도달시간은 약 2,000 sec으로 나타났다. 슬래브 피복두께 안쪽에서 콘크리트 임계온도 최소 도달시간은 약 2,500 sec, 철근 임계온도 최소 도달시간은 약 4,400 sec으로 나타났다. 열원이 교량 중앙에 위치하는 경우는 거더 피복두께 안쪽에서 380℃ 도달시간이 2,200 sec 내외, 500℃ 도달시간이 3,430 sec 내외의 결과를 보였다.

4) 형하고 H=3 m에서 H=4 m까지 거더 내부 40 mm의 최고온도는 콘크리트 손상기준 380℃ 및 철근 손상판정 기준 500℃를 모두 초과하였다. 슬래브 내부 40 mm에서는 형하고 H=3 m와 H=3.5 m에서 대부분 콘크리트 손상기준 및 철근 손상판정 기준을 넘는 최고온도를 보였다. 이는 콘크리트의 균열 및 폭렬이 발생하고 보강철근에 고온이 직접 전달되어 구조물의 성능에 심각한 손상이 유발된 것으로 평가할 수 있다.

열전달 해석 결과을 바탕으로 열응력 해석을 수행하였



(a) Case 1 (b) Case 2

Fig. 16. Configuration for deflection of the bridge.

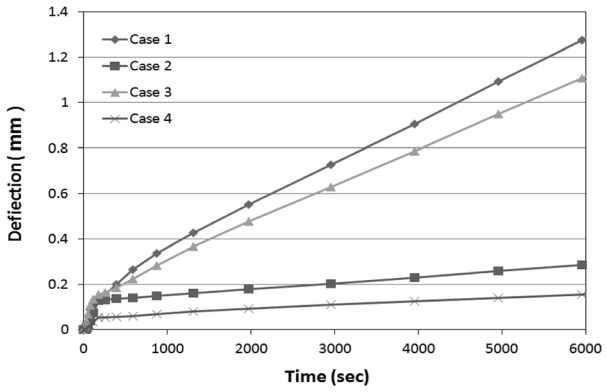


Fig. 17. Time histories of deflection for 4 cases(H=3.0 m).

Table 2. Max. deflection for 4 cases.

형하고	case 1	case 2	case 3	case 4
3.0 m	1.280 mm	0.288 mm	1.116 mm	0.157 mm
3.5 m	1.057 mm	0.269 mm	1.007 mm	0.148 mm
4.0 m	0.685 mm	0.195 mm	0.753 mm	0.130 mm

으며, case 1, case 2에서의 교량의 처짐 형상을 Fig. 16에 도시하였다. Fig. 17에서는 형하고 H=3 m인 경우 case별 교량 중앙에서의 시간에 따른 처짐을 나타내었고, Table 2에는 각 case별 교량 중앙에서의 최대처짐을 정리하였다.

열원이 교량 중앙에 위치하는 case 1, case 3의 경우가 열원이 교량 지점에 위치하는 case 2, case 4 의 경우에 비하여 큰 처짐이 발생하였으며, 화재로 인한 추가 처짐은 교량 중앙에서 최대 1.280 mm, 최소 0.130 mm의 작은 값을 보였다. 또한 case 1, case 3의 경우 형하고 H=3 m, H=3.5 m에서는 비슷한 처짐 결과를 보이다가 H=4 m에서 처짐이 급격히 작아지는 결과가 나타났다. case 2, case 4의 경우에도 형하고 H=3 m, H=3.5 m에서보다는 H=4 m에서 처짐이 많이 감소하는 결과를 나타내었다.

4. 결 론

본 연구는 화재에 의한 중소규모 콘크리트 교량의 손상평가를 위하여 유한요소 프로그램인 ABAQUS를 이용한 3차원 열전달 및 열응력해석을 수행하였다. 교량 하부에서 발생한 차량화재에 대하여 차량화재 특성을 반영하여 열원을 모델링하고, 고온에 따른 재료 열특성을 고려하여 해석을 수행하였다. 화재 발생위치 및 형하고를 변수로 하여 다양한 해석을 수행하고 결과를 분석하여 손상평가 기준에 따라 손상평가를 실시하였다. 본 연구를 통하여 얻은 결론은 다음과 같다.

1) 승용차 화재에 의한 열원이 교량의 하부에 작용하는 경우 열원이 접촉하는 구조물의 형상에 따라 온도의 차이가 발생하므로 이에 따른 영향이 고려되어야 할 것이다.

2) 화재 발생시 슬래브보다는 거더에서의 온도 상승이 컸으며, 거더 피복두께 안쪽에서 콘크리트 임계온도 380℃ 최소 도달시간은 1,300 sec, 철근 임계온도 500℃ 최소 도달시간은 약 2,000 sec으로 나타나 화재 발생 초기에 화재강도를 줄일 수 있다면 구조물의 손상을 최소화할 수 있을 것이다.

3) 형하고 H=4 m인 경우 화염이 거더에 직접 닿는 부분은 매우 적으나, 화염이 거더에 직접 닿는 형하고 H= 3.5 m인 경우와 비슷한 온도변화를 보였다. 이는 열원이 근접할 경우에는 복사의 영향이 상당이 크며 이에 대한 영향이 고려되어야 함을 의미한다.

4) 승용차 화재의 경우 형하고가 4.5 m 이상인 경우 구조물의 손상은 크지 않을 것으로 판단되며, 이에 따라 최근에 설계 및 시공된 교량의 경우 4.5 m 이상의 형하고를 확보하고 있어 승용차 화재에 의한 교량의 손상은 크지 않을 것으로 예상된다.

5) 4.5 m 이상의 형하고를 확보한 교량의 경우라도 승용차 화재에는 비교적 안전하다고 판단할 수 있으나 화물차, 버스 등의 대형차에 의한 화재의 경우에는 화재의 규모 및 화재발생 위치 등을 고려하여 안전성 평가가 이루어져야 할 것이다.

감사의 글: 이 논문은 2012년도 정부(교육과학기술부)의 재원으로 한국연구재단의 지원을 받아 수행된 기초연구사업임(No. 2011-0006712)

References

1) Fabio Biondini and Andrea Nero, “Cellular Finite Beam Element for Nonlinear Analysis of Concrete Structures under Fire,” Journal of Structure Engineering, Vol. 137, No. 5, pp. 543-558, 2011.
2) A. Caner, S. Zlatanic and N. Munfah, “Structural Fire Performance of Concrete and Shotcrete Tunnel Liners,” Journal of Structure Engineering, Vol. 131, No. 12, pp. 1920-1925, 2005.
3) C. Pichler, R. Lackner and H. A. Mang, “Safety Assessment of Concrete Tunnel Linings under Fire Load,” Journal of Structure Engineering, Vol. 132, No. 6, pp. 961-969, 2006.
4) Han Na Park, Jae Kwon Ahn and Cheol Ho Lee, “Analysis of Structural and Thermal Parameters for Evaluating Fire Resistance of Steel Beams,” Journal of Korean Society of Steel Construction, Vol. 21, No. 6, pp. 609-618, 2009.
5) Byung-Chan Han, Young-Jin Kwon, Jae-Hwan Kim, Yeong-Soo Shin and Eun-Gyu Choi, “Temperature-dependency Thermal Properties and Transient Thermal Analysis of Structural Frames Exposed to Fire,” Journal of Korea Concrete Institute, Vol. 19, No. 3, pp. 283-292, 2007.
6) Bong-Jo Rhu, Young-Sun Song and Weon-Tae Park, “Safety Evalution of on the Cable of Extra Dosed Bridges by Fire,” Journal of Korean Society of Hazard Mitigation, Vol. 8, No. 5, pp. 23-33, 2008.
7) Byung-Seung Kong, “Study on Disaster Prevention System

for Long Span Bridge Over the Sea," Journal of Ocean Engineering and Technology , Vol. 23, No. 3, pp. 59-64, 2009.
8) EUREKA-Project EU 499; Firetun, "Fire in Transport Tunnels: Report on Full Scale Tests," Studiengesellschaft Stahlanwendung elV. D-40213 Dusseldorf, 1995.
9) Yong-Ho Yoo and Oh-Sang Kweon, "A Study on the HRR and Fire Propagation Phenomena for the Fire Safty Design of Deep Road Tunnel," Tunnelling Technology, Vol. 12, No. 4, pp. 321-328, 2010.
10) Frank P. Incropera, David P. DeWitt, Theodore L. Bergman and Adrienne S. Lavine, "Fundamentals of Heat and Mass Transfer," Sixth Edition, John Wiley & Sons., 2006.
11) European Committee for Standardization, "Eurocode2: Design of Concrete Structures - Part1-2: General Rules - Structural Fire Design," EN 1992-1-2, 2004.
12) European Committee for Standardization, "Eurocode 3: Design of Steel Structures - Part 1-2: General Rules - Structural Fire Design," EN 1993-1-2, 2005.
13) European Committee for Standardization, "Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures - Part 1-2: General Rules - Structural Fire Design," EN 1994-1-2, 2005.
14) World Road Association, "Fire and Smoke Control in Road Tunnel," PIARC Committee on Road Tunnels, 1999.
15) Sung Soo Kim, "Damage Assesment of a Concrete Bridge Considering Fire," Master Thesis, Ajou University, 2013.