

鋼・コンクリート単純合成桁橋の耐火性能評価に関する解析的研究

Analytical Study on Evaluation of Fire Resistance for Steel-Concrete Composite Bridges

今川雄亮*, 竹原和夫**, 柳楽英俊***, 大山 理****, 栗田章光*****

Yusuke Imagawa, Kazuo Takehara, Hidetoshi Nagira, Osamu Ohyama and Akimitsu Kurita

- * 工修 大阪工業大学大学院 工学研究科 都市デザイン工学専攻 (〒535-8585 大阪市旭区大宮 5-16-1)
- ** 工修 JIP テクノサイエンス(株) 解析技術部 (〒532-0011 大阪市淀川区西中島 2-12-11)
- *** 大阪工業大学大学院 工学研究科 都市デザイン工学専攻 (〒535-8585 大阪市旭区大宮 5-16-1)
- **** 工博 大阪工業大学 工学部 都市デザイン工学科 講師 (〒535-8585 大阪市旭区大宮 5-16-1)
- ***** 工博 大阪工業大学 工学部 都市デザイン工学科 教授 (〒535-8585 大阪市旭区大宮 5-16-1)

At present, the performance for fire resistance of the bridges is not generally required in its design. However, many damaged examples by the fire due to the traffic accident under the bridge, doubt fire, incendiary fire and so on, have been reported. Therefore, the evaluation of the fire resistance for the bridges is becoming important. First, the evaluation method of the fire resistance for the steel-concrete composite girder bridge is discussed. Next, in order to verify the validity of the heat transfer analysis, the analytical and test results of the heating test of the reinforced concrete slab are reported. Finally, as the results of the numerical analysis, the distribution of the temperature and the ultimate strength of the composite girder are reported and discussed herein.

Key Words: fire resistance, temperature-time curve, heat transfer analysis, ultimate bending strength

キーワード: 耐火性能評価, 火災温度-時間曲線, 熱伝導解析, 終局曲げ耐力

1. はじめに

今日, 日本坂トンネル, モンブラントンネル, 韓国テグ市の地下鉄などの火災事故を受けて, トンネル構造物に対する耐火対策が重要視されつつある. 一方, 橋梁においても, 桁下における車両事故による火災や, 不法占拠者による不審火などを原因とした橋梁の火災事例が散見されるようになってきた^{1,2)}.

橋梁が火災を受けた場合, まず, 車両の通行可否を迅速に判断する必要がある. さらに, 調査, 補修および補強のために通行を規制した場合は, 交通の早期開放が求められる. したがって, 被災した橋梁の損傷状況や安全性を迅速かつ適確に判断することが重要となる.

さらに, 近年, 注目されている合成構造は, 鋼およびコンクリートが一体となって挙動することが最も重要であることから, 単一材料の耐火特性のみならず, 構造全体としての耐火特性を把握する必要がある.

ここで, 火災時における合成桁の安全性は, 火災時の曲げ耐力, せん断耐力およびずれ止めの耐力などに対して評価することが必要となる. そこで, 本文では, これらの評価項目のうち, 火災時の鋼・コンクリート合成桁

橋(以下, 合成桁橋と略記)の終局曲げ耐力に着目した耐火性能評価を行う. 本論文では, まず, 合成桁橋に対する耐火性能の評価方法を示す. つぎに, 耐火性能評価における熱伝導解析の妥当性を検証するために実施した, 鉄筋コンクリート床版の加熱試験の概要ならびに計測値と解析値との比較・検討を行う. コンクリート床版の温度分布の算定には, 簡易的な 1 次元差分法を用いるとともに, 火災時における構造物の挙動を把握するための代表的な FE 解析ソフトである DIANA も使用した. 最後に, 単純合成桁橋を対象とし, 耐火性能評価のフローに基づいた数値解析を実施した結果および考察を示す.

2. 耐火性能の評価方法

2.1 耐火性能評価のフロー

まず, 文献 3) およびヨーロッパの設計規準である Eurocode より, 合成桁の終局曲げ耐力に着目した場合の耐火性能評価フローを図-1 に示す^{3~5)}.

本評価法では, まず, ステップ 1 として, 初期条件である作用荷重(死荷重)および火災を模擬した火災温度-時間曲線によって表現された火災荷重を設定する. つぎ

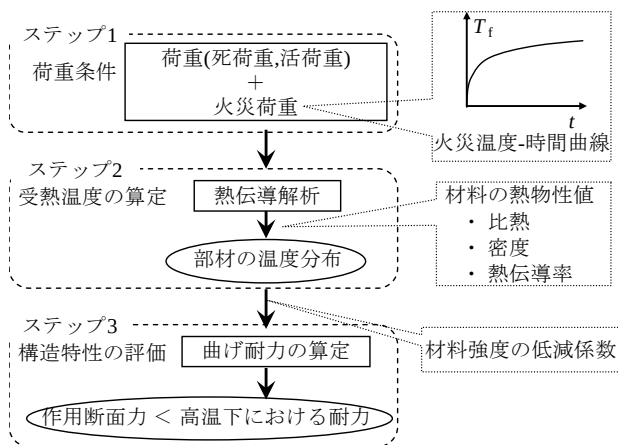


図-1 耐火性能評価のフロー

に、ステップ2として、その火災温度-時間曲線下における構造部材の受熱温度を熱伝導解析により算定する。そして、最後にステップ3として、その受熱温度下における各材料(鋼およびコンクリート)の強度低下を考慮することにより、合成桁の終局曲げ耐力を算出し、作用力と比較することによって耐火性能を評価するものである。

以下に、火災荷重モデル(火災温度-時間曲線)、熱伝導解析手法ならびに材料の熱特性モデル、終局曲げ耐力の算定法および高温下における材料強度の低下モデルについて、Eurocode での値を参考にして詳述する。

2.2 荷重条件の設定

受熱温度を算定するためには、加熱面において境界条件となる火災荷重(熱流束)を算出する必要がある。この火災荷重は、部材表面への熱流束(q_{fi})で与えられる。熱流束は、対流および放射(輻射)による伝熱を考慮することにより得ることができ、式(1)で示される。

$$q_{fi} = q_{con} + q_{rad} \quad (1)$$

ここに、 q_{con} : 対流熱伝達による熱流束 (W/m^2)
 q_{rad} : 放射熱伝達による熱流束 (W/m^2)

このときの、対流熱伝達による熱流束(q_{con})を式(2)、放射による放射熱伝達による熱流束(q_{rad})を式(3)にそれぞれ示す。

$$q_{con} = \alpha(\theta_{fi} - \theta_m) \quad (2)$$

$$q_{rad} = \varepsilon_m \varepsilon_{fi} \sigma \left[(\theta_{fi} + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4 \right] \quad (3)$$

ここに、 α : 対流熱伝達係数 (W/m^2K)
 θ_{fi} : 火災温度($^{\circ}C$)
 θ_m : 部材の表面温度 ($^{\circ}C$)

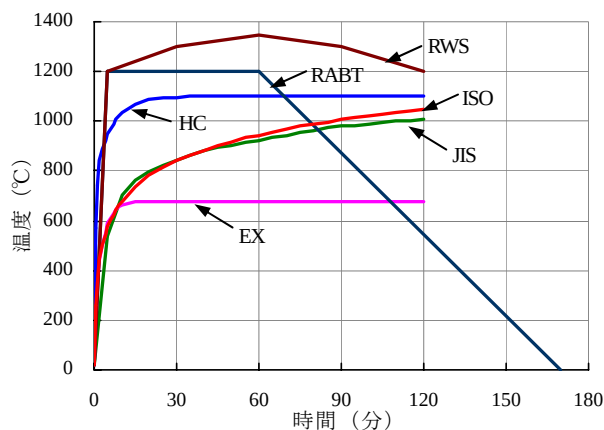


図-2 火災温度-時間曲線

ε_m : 部材表面の放射率 (=0.8)

ε_{fi} : 火災の放射率 (=1.0)

σ : ステファン-ボルツマン定数
 $(=5.67 \times 10^{-8} W/m^2K^4)$

火災荷重(熱流束)を算出する際、式(2)および式(3)において火災温度を設定する必要がある。しかし、火災温度は、熱源となる物質、可燃物の量および空間規模などによって異なる。これを推定するためには、非常に複雑な解析が必要となるため、Eurocode では、この複雑な解析を省略する場合の火災温度モデルとして、標準温度-時間曲線、外部火災曲線および炭化水素曲線の3つの火災温度-時間関係(θ_f-t)を与えている。

ここで、標準温度-時間曲線(ISO 曲線)は、火災区画(火災に曝される間、延焼を防ぐような部材で囲まれた建物内の空間)全体に火災が広がった場合を想定している。外部火災曲線(EX 曲線)は、火災区画内で発生した火災が開口部から噴出した際、火災区画の外(外壁)が火災に曝される場合の温度-時間関係であり、炭化水素曲線(HC 曲線)は、油火災を想定した温度-時間関係である。また、その他の火災温度-時間曲線として、トンネル火災に対するドイツのRABT 曲線、オランダのRWS 曲線などが挙げられる。わが国の建築構造物に対しては、標準温度-時間曲線に相当する曲線として、JISの加熱曲線がある。以上に示した種々の火災温度-時間曲線を図-2に示す。

さらに、Eurocode に規定されている3つの火災温度-時間曲線(θ_f-t)を式(4)~(6)に示す。

$$\begin{aligned} &\bullet \text{ 標準温度-時間曲線 (ISO)} \\ &\theta_{fi} = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1) \\ &\alpha = 25 \end{aligned} \quad (4)$$

$$\begin{aligned} &\bullet \text{ 外部火災曲線 (EX)} \\ &\theta_{fi} = 660(1 - 0.687e^{-0.32t} - 0.313e^{-3.8t}) + 20 \\ &\alpha = 25 \end{aligned} \quad (5)$$

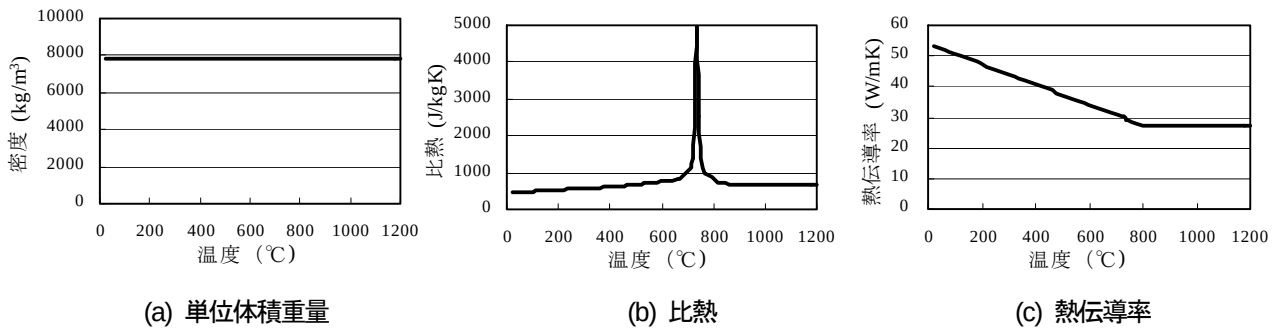


図-3 鋼材の熱特性値

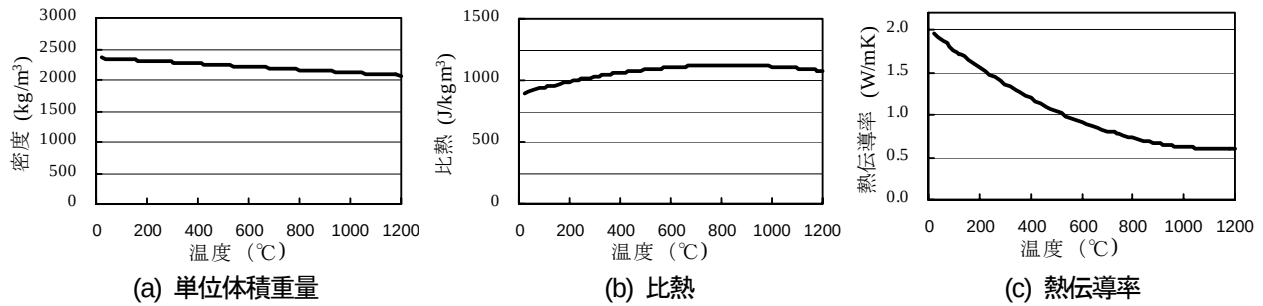


図-4 コンクリートの熱特性値

表-1 鋼およびコンクリートの熱特性値

	鋼材	コンクリート
単位体積重量 (kg/m³)	7850	2300
比熱 (J/kgK)	640	1000
熱伝導率 (W/mK)	50	1.6

・炭化水素曲線 (HC)

$$\theta_{fi} = 1080(1 - 0.325e^{-0.167t} - 0.675e^{-2.5t}) + 20 \quad (6)$$

$$\alpha = 50$$

部材の非加熱面における部材から外気への熱流束は、同様に式(1)より算出することができ、Eurocodeでは、この場合の対流熱伝達係数を $\alpha = 4 \text{ W/m}^2\text{K}$ 、また、対流熱伝達係数に放射熱伝達の影響も含める場合は、 $\alpha = 9 \text{ W/m}^2\text{K}$ としている。

2.3 受熱温度の算定

本節では、まず、鋼材およびコンクリートの受熱温度を算定するために必要となる、各材料の熱特性値(単位体積重量、比熱、熱伝導率)を示す。

つぎに、鋼桁およびコンクリート床版の受熱温度の算定手法として、1次元差分法による熱伝導解析について述べる。ただし、鋼桁およびコンクリート床版の受熱温度を1次元モデルとする仮定は、鋼桁全体が火災に包まれる場合や床版が広範囲にわたって火災に曝されるような場合に限り有効であることに注意が必要である。したがって、合成桁の一部のみが火災に曝される場合な

どには、2次元あるいは3次元モデルによる厳密な熱伝導解析を行う必要がある。

(1) 鋼材およびコンクリート熱特性値

Eurocodeにおける鋼材およびコンクリートの熱特性値を図-3および図-4に示す。

同図より、各材料の熱特性値は、材料の温度に依存する値であり、材料が温度上昇する間、一定の値にはならない。また、簡易的に、温度依存性を考慮しない場合の熱特性値を表-1に示す。

(2) 鋼桁の温度上昇

鋼桁の受熱温度に対する算定式を式(7)に示す⁹⁾。

$$\Delta\theta_{s,t} = \frac{A_m/V}{c_s \rho_s} q_{fi} \Delta t \quad (7)$$

ここに、 $\Delta\theta_{s,t}$: Δt における鋼材の上昇温度 (°C)

A_m/V : 鋼材に対する断面係数(1/m)

c_s : 鋼材の比熱 (J/kgK)

ρ_s : 鋼材の単位体積重量 (kg/m³)

Δt : 時間変化量 (秒)

式(7)において、 A_m/V は、単位長さあたりの鋼材の火災曝露面積 (A_m)および鋼材体積 (V)との比で表される断面係数である。つまり、単位長さあたりの鋼材の火災曝露面積とは火災に曝される周長を、単位長さあたりの鋼材体積は鋼材の断面積をそれぞれ示している。

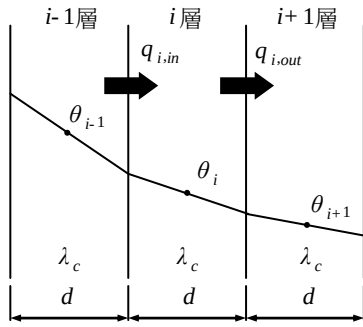


図5 床版内部の熱伝導モデル

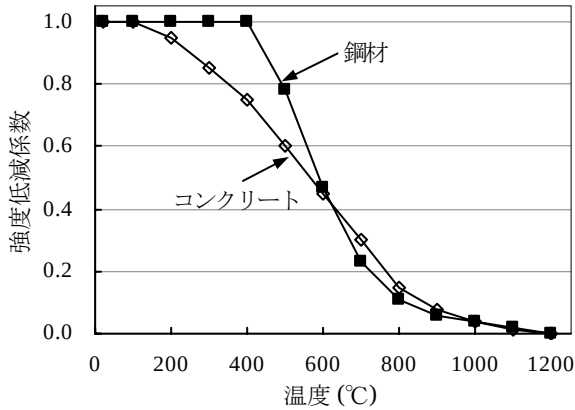


図6 鋼材およびコンクリートの強度低減係数

(3) コンクリート床版の温度上昇

コンクリート床版の受熱温度算定は、差分法による解析モデルを想定し、材料の熱特性値を温度に依存せず一定とし、表-1に示す熱特性値を用いてコンクリート床版内の温度分布を算出するものとする⁷⁾。

加熱境界面における流入・流出熱流束は、式(1)で与えられる。一方、層の厚さおよび熱伝導率を一定値と仮定すれば、床版内部の*i*層における流入・流出熱流束($q_{i,in}$, $q_{i,out}$)は、式(8)で示される。また、このときの熱伝導モデルを図-5に示す。

$$\left. \begin{aligned} q_{i,in} &= \frac{\lambda_c}{d} (\theta_{i-1} - \theta_i) \\ q_{i,out} &= \frac{\lambda_c}{d} (\theta_i - \theta_{i+1}) \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

ここに、 λ_c : コンクリートの熱伝導率 (W/mK)
 d : 層の厚さ (m)
 θ_i : *i*層の温度 (°C)

そして、熱収支を考慮することにより、 Δt における*i*層の受熱温度算定式は、式(9)で示される。

$$\Delta \theta_{c,t,i} = \frac{1}{c_c \rho_c d} (q_{i,in} - q_{i,out}) \Delta t \quad (9)$$

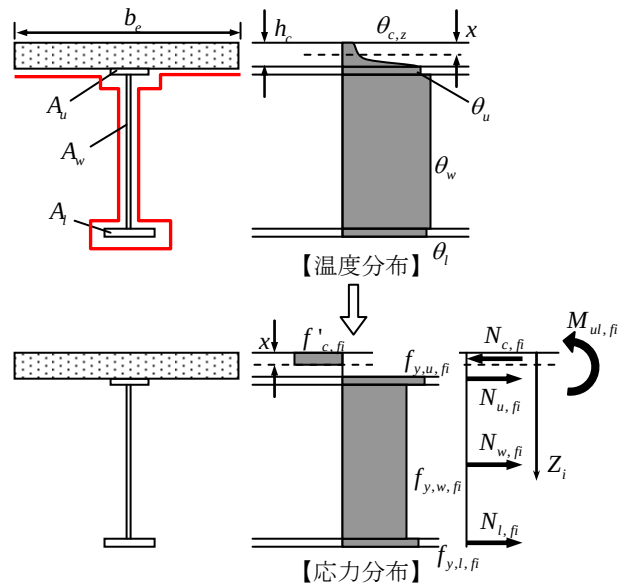


図7 高温下における終局状態での応力分布

ここに、 $\Delta \theta_{it}$: *t*秒間における*i*層の上昇温度 (°C)

c_c : コンクリートの比熱 (J/kgK)

ρ_c : コンクリートの単位体積重量 (kg/m³)

2.4 終局曲げ耐力の算定

(1) 鋼材およびコンクリートの強度低下モデル

終局曲げ耐力を算出するために必要となる高温下における材料強度(f_{fi})は、式(10)に示すように、常温時の材料強度に強度低減係数を乗じることにより算出される。

$$f_{fi} = k_{\theta} f_{20} \quad (10)$$

ここに、 k_{θ} : 高温下における材料の強度低減係数
 f_{20} : 常温時の材料強度

ここで、Eurocodeに示されている鋼およびコンクリートの強度低減係数を図-6に示す。図-6において、鋼材の降伏強度は、2%ひずみ時の応力を降伏強度としている。

(2) 合成断面の終局曲げ耐力

高温下における合成断面の終局曲げ耐力は、前述の材料強度の低下を考慮した断面における塑性中立軸を決定することにより算出される⁸⁾。一例として、正曲げを受ける断面において塑性中立軸がコンクリート床版内に存在する場合の応力分布を図-7に示す。ここで、図-7の下添字*u*は上フランジ、*w*はウェブ、*l*は下フランジ、*c*はコンクリートを示している。

同図より、高温下における上フランジ、ウェブ、下フランジそれぞれの引張力 $N_{u,fi}$, $N_{w,fi}$, $N_{l,fi}$ およびコンクリート床版の圧縮力 $N_{c,fi}$ は、式(11)で示される。

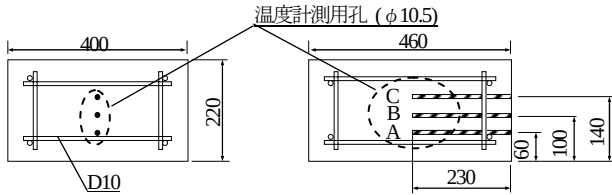


図-8 供試体寸法 (寸法単位 : mm)

$$\left. \begin{aligned} N_u &= A_u k_{\theta_u} f_{y,20} \\ N_w &= A_w k_{\theta_w} f_{y,20} \\ N_l &= A_l \cdot k_{\theta_l} f_{y,20} \\ N_c &= 0.85 \cdot b_e x k_{\theta_c} f'_{c,20} \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

ここに,

A_u, A_l, A_w : 上, 下フランジおよびウェブの断面積

$k_{\theta_u}, k_{\theta_l}, k_{\theta_w}$: 上, 下フランジおよびウェブの降伏強度の低減係数

k_{θ_c} : コンクリートの圧縮強度の低減係数

$f_{y,20}$: 常温時における鋼材の降伏強度

$f'_{c,20}$: 常温時におけるコンクリートの圧縮強度

b_e : コンクリート床版の有効幅

x : 床版上面から塑性中立軸位置までの距離

力のつり合い条件式より, 塑性中立軸が床版内にある場合, 床版上縁から塑性中立軸までの距離 x は, 式(12)より算出される。

$$x = \frac{(A_u k_{\theta_u} + A_w k_{\theta_w} + A_l k_{\theta_l}) f_{y,20}}{0.85 b_e k_{\theta_c} f'_{c,20}} \quad (12)$$

さらに, 任意点まわりのモーメントの合計により, 高温下における合成桁の終局曲げ耐力 $M_{u,\bar{f}}$ が, 式(13)より算出される。

$$M_{u,\bar{f}} = N_u Z_u + N_w Z_w + N_l Z_l - N_c Z_c \quad (13)$$

ここに, Z_i : 床版上縁から N_i の作用位置までの距離

以上より, 算出された高温下における合成桁断面の終局曲げ耐力と作用モーメントを比較することにより, 火災時における合成桁橋の耐火安全性を評価することができる。

3. 鉄筋コンクリート床版の加熱試験

3.1 試験概要

本試験は, 前章の式(8)および式(9)に示した 1 次元差分

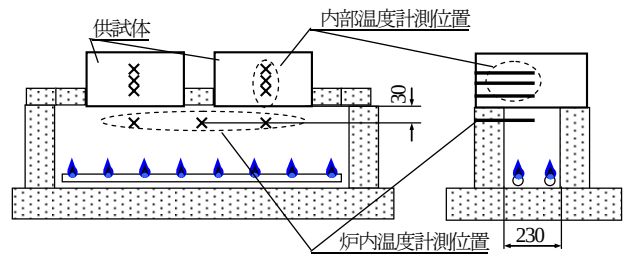


図-9 設置概要および温度計測位置 (寸法単位 : mm)

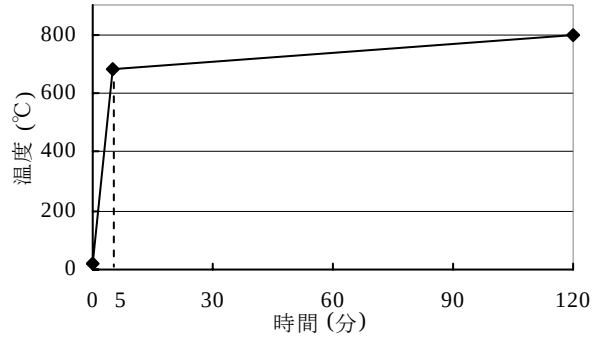


図-10 加熱温度-時間曲線モデル

モデルによる解析値と計測値を比較・検討するために実施するものである。また, FE 解析ソフトの DIANA を用いた 2 次元有限要素モデルによる熱伝導解析も併せて行い, 解析法の妥当性を検証する。

まず, 本試験に用いる供試体には, 図-8 に示すような幅 460mm, 長さ 400mm および厚さ 220mm のコンクリート床版を用いた。また, コンクリートは, 粗骨材の最大寸法が 20mm, 設計基準強度を 24N/mm^2 とした。そして, コンクリートの内部温度を計測するために, 下面からそれぞれ 60mm, 100mm, 140mm の位置において直径 10.5mm, 深さ 230mm の温度計測用孔を削孔した。

つぎに, 供試体の設置および温度計測位置の概要を図-9 に示す。同図に示すように, 供試体は, 長さ 1000mm のガスバーナー 2 本を熱源とし, 耐火レンガ(SK-32)を用いて構成された加熱炉に 2 体設置した。そして, 炉内温度(3 箇所)の計測位置は, 供試体下面から 30mm 離れた位置とした。また, 計測センサーには K 熱電対を用い, 加熱時間は 120 分とした。

炉内の加熱温度-時間曲線は, 図-10 に示すように, 初期温度を 20°C とし, 5 分後に 680°C まで上昇した後, 120 分後に 800°C まで上昇するような曲線モデルとした。この加熱曲線モデルは, 図-2 に示した開空間における火災を模擬した外部火災曲線を基準としたものである。

3.2 熱伝導解析条件

本試験により得られる計測値と比較するための熱伝導解析には, まず, 簡易的な 1 次元差分モデルを用いる。しかし, 図-9 に示したように, コンクリート床版の幅が 460mm に対して加熱範囲が 230mm であることを考慮す

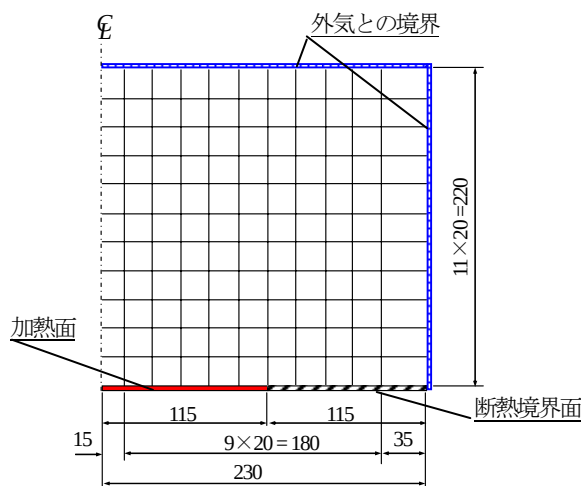


図-11 2次元有限要素モデル (寸法単位: mm)

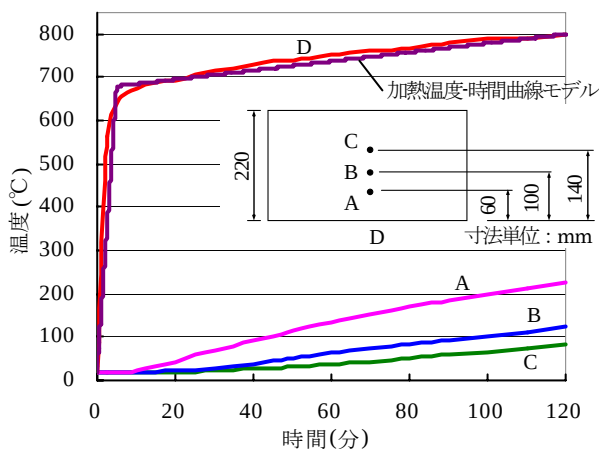


図-12 試験結果

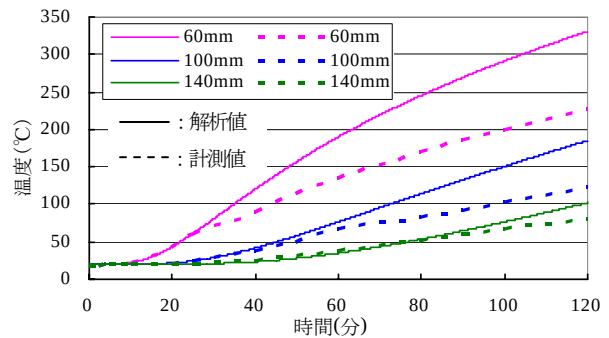
ると、熱伝導解析には1次元モデルを適用するよりも、2次元あるいは3次元モデルを適用する方が、より正確な計算値が得られるものと考えられる。そこで、前述の1次元差分モデルによる熱伝導解析に加えて、2次元有限要素モデルによる熱伝導解析も実施することにする。

(1) 1次元差分モデル

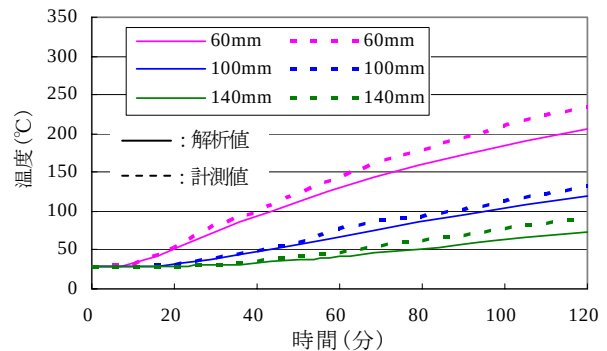
1次元モデルによる解析に用いるコンクリートの熱特性値は、表-1に示したように、温度依存性を考慮せず単位体積重量、比熱、熱伝導率をそれぞれ 2300kg/m^3 、 1000J/kgK 、 1.6W/mK とした。

さらに、コンクリート床版の厚さ方向(全厚220mm)への要素の分割は、1要素あたり20mmとして11層からなるモデルとした。

加熱温度-時間曲線は、図-10に示した本実験の加熱温度-時間曲線モデルを適用した。加熱面における対流熱伝達係数は、 $25\text{W/m}^2\text{K}$ とし、非加熱面側における外気温(20°C)との対流熱伝達係数は、放射の影響も含めて $9\text{W/m}^2\text{K}$ とした。



(a) 1次元差分モデル



(b) 2次元有限要素モデル

図-13 熱伝導解析結果

(2) 2次元有限要素モデル

2次元モデルによる解析に用いるコンクリートの熱特性値は、図-4に示した温度依存性を考慮した値を用いた。つぎに、2次元モデルの要素分割は、図-11に示すようなモデルとし、図-9より、加熱範囲は115mmとした。供試体を支持する耐火レンガとの間には、熱の伝達があるものと考えられるが、本解析では断熱境界とした。

加熱温度-時間曲線ならびに対流熱伝達係数については、1次元差分モデルと同様の値を用いた。

3.3 試験結果ならびに計算値との比較

まず、本試験より得られた計測値と加熱温度-時間曲線モデルを図-12に示す。ここで、同図における加熱温度の計測値は3箇所の計測位置における平均値、コンクリートの内部温度は供試体2体の計測値の平均値である。また、コンクリート内部の計測位置において、下面から60mm、100mm、140mmの位置をそれぞれ測点A、測点B、測点Cとし、炉内温度の計測位置を測点Dとする。

つぎに、コンクリート内部における計測値と熱伝導解析より得られた計算値を比較した結果を図-13に示す。なお、同図における実線は解析値、破線は計測値を示している。さらに、図-13より得られる120分後の計測値と解析値をまとめて表-2に示す。そして、2次元有限要素モデルより得られた120分後のコンクリート床版の温度分布を図-14に示す。

図-12より、炉内温度は、想定した加熱温度-時間曲線と同等の温度であることがわかる。そして、120分後の

表-2 120 分後における計測値と解析値との比較

	測点 A (60mm)	測点 B (100mm)	測点 C (140mm)
計測値	230℃	130℃	90℃
解析値(1 次元)	330℃	185℃	100℃
解析値(2 次元)	205℃	120℃	75℃

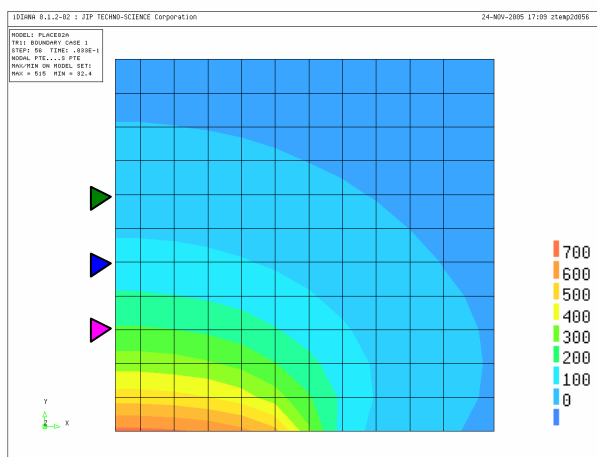


図-14 コンクリート内部の温度分布(120 分後)

コンクリート内部の受熱温度は、下面から 60mm, 100mm, 140mm の位置でそれぞれ 230℃, 130℃, 90℃程度に上昇することがわかる。

図-13 および表-2 より、1 次元差分モデルによる解析値と計測値を比較すると、いずれの位置においても解析値の方が高い温度を示していることがわかる。120 分後の 1 次元モデルおよび 2 次元モデルによる解析値は、下面から 60mm の位置でそれぞれ 330℃および 205℃であり、100℃以上の大きな差が生じていることがわかる。この要因として、2 次元モデルでは、加熱面付近における床版側面方向への熱量の流出が大きいことが挙げられる。また、図-4(C)より、2 次元モデルの場合の熱伝導率が 500℃以上の高温領域において 1.0W/mK 以下であり、1 次元モデルに用いる一定値 1.6 W/mK の半分程度であることも要因として挙げられる。

ここで、計測値と解析値とを比較すると、60mm および 100mm の位置においては、2 次元モデルの方が計測値にはほぼ対応した値になっている。一方、140mm の位置においては、1 次元モデルと 2 次元モデルによる差はほとんどみられず、両解析結果ともに計測値と同等の値となっている。これは、コンクリート内部では床版側面方向の要素間との温度差が小さく熱量の移動が少ないことと、100℃付近のコンクリートの熱特性値が温度依存性を考慮しない場合の値と同等であることなどから、1 次元モデルと 2 次元モデルに大きな差が生じないものと考えられる。したがって、1 次元モデルと 2 次元モデルによる解析では、特に加熱面付近のコンクリートの温度に

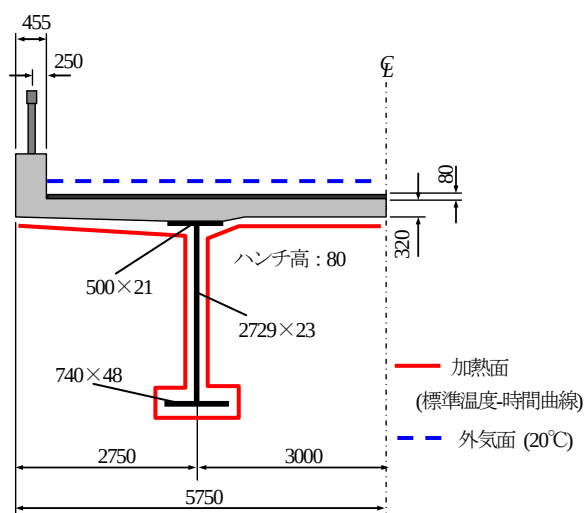


図-15 対象橋梁の断面 (寸法単位: mm)

大きな差異が生じ、コンクリート内部では、同等の温度になるものと考えられる。

以上より、本試験のように、加熱が供試体下面の一部で、かつ加熱面から外気と接する面までが隣接している場合には、熱特性値の温度依存性を 2 次元モデルによる温度解析の方が適切である。ただし、実火災では、より広範囲にわたる加熱が想定されるため、簡易な 1 次元モデルを適用することもできるものと考えられる。

4. 単純合成桁橋における数値計算例

本章では、単純合成桁橋を対象として、前述の耐火性能評価手法により、各部材の受熱温度を把握するとともに、終局曲げ耐力を算出した結果について述べる^{8) 9)}。また、受熱温度の算定には、1 次元モデルによる簡易解析と 3 次元モデルによる詳細な熱伝導解析を行う。

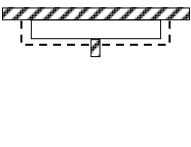
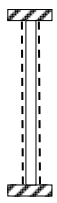
4.1 対象橋梁および荷重条件

まず、本数値解析における対象橋梁は、支間 40m で図-15 に示すような断面の単純合成 2 主 I 桁橋である(横桁間隔: 11.4m)。主桁に用いる鋼材(SM490Y)の降伏強度およびコンクリートの圧縮強度は、それぞれ 355 N/mm², 35 N/mm²である。

つぎに、想定する火災は、支間中央の桁下で発生し、支間中央の断面が温度上昇を受けるものとする。また、火災時は供用中止とし、対象橋梁には火災荷重および合成前死荷重と合成後死荷重の合計値 77.35kN/m のみが作用し、活荷重は作用しないものとする。

火災荷重の算定に必要な火災温度は、国内規準(JIS)と同等の温度上昇である標準温度-時間曲線(式(4))を用いることにし、図-15 に示すように鋼桁および床版下面全面が加熱されるものとする。また、床版上面と接する外気の温度は 20℃で一定とする。対流熱伝達係数の値は、

表-3 1次元差分モデルにおける鋼桁の断面係数

上フランジ	ウェブ	下フランジ
		
$\left(\frac{A}{V}\right)_2 = \frac{b_2 - t_w + 2h_2}{A_2}$	$\left(\frac{A}{V}\right)_w = \frac{2h_w}{A_w}$	$\left(\frac{A}{V}\right)_1 = \frac{2(b_1 + h_1) - t_w}{A_1}$
b_2 : 上フランジの幅 h_2 : 上フランジの高さ A_2 : 上フランジの断面積 t_w : ウェブ厚	h_w : ウェブ高 A_w : ウェブの断面積	b_1 : 下フランジの幅 h_1 : 下フランジの高さ A_1 : 下フランジの断面積 t_w : ウェブ厚

加熱面および外気と接する面に対してそれぞれ $25\text{W/m}^2\text{K}$ および $9\text{W/m}^2\text{K}$ の値を用いる。

4.2 熱伝導解析条件

図-1 に示した耐火性能評価のフローにおける鋼桁およびコンクリート床版の受熱温度の算定には、式(7)～(9) に示した1次元差分モデルによる簡易解析と有限要素法による3次元モデルの2種類の解析を行う。

以下に、両解析モデルによる熱伝導解析の条件を示す。

(1) 1次元差分モデル

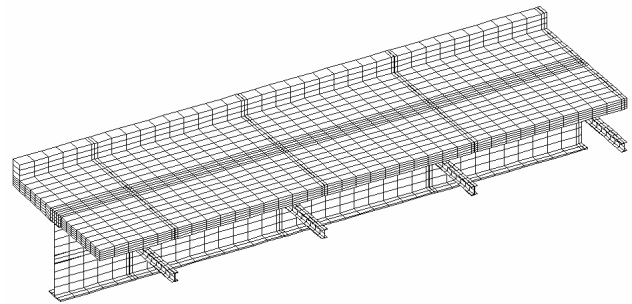
まず、受熱温度の算定に必要な鋼材およびコンクリートの熱特性値は、表-1 に示す値を用い、時間変化量 Δt は、5秒として繰り返し計算を行う。

さらに、鋼桁の受熱温度を算定する際、式(7)における断面係数 A_m/V は、表-3 に示すように、上下フランジおよびウェブに分けて計算するものとする。

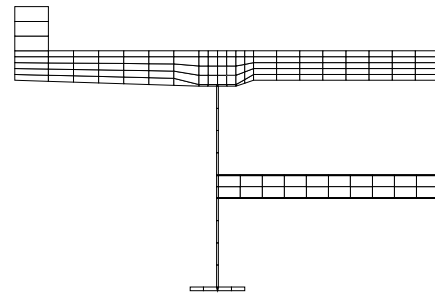
ここで、コンクリート床版の受熱温度の算定において、コンクリート床版下面へ流入する熱量は、直接、火炎から流入する熱量と鋼桁上フランジからハンチを経て流入する熱量に分けられる。しかし、本解析モデルでは、ハンチから床版への熱量を考慮せず、床版下面がすべて火炎に曝されるものとして解析を行う。この仮定による算出結果は、ハンチから床版への熱量を考慮した場合よりも高温になると考えられ、安全側の評価をすることになる。コンクリート床版の厚さ方向(全厚 320mm)への要素の分割は、1要素あたり 20mm として合計 16 層からなるモデルとした。また、舗装厚は考慮せず、熱量がコンクリート床版上面から外気へ伝達するモデルとした。

(2) 3次元有限要素モデル

3次元有限要素モデルによる解析では、図-3 ならびに図-4 に示した温度依存性を考慮した鋼材およびコンク



(a) 全体



(b) 断面

図-16 3次元有限要素モデル

リートの熱特性値を用いる。

つぎに、3次元モデルの要素分割は、図-16 に示すように、橋軸方向および橋軸直角方向を半分にしたモデルとする。また、加熱条件として1次元差分モデルの場合と同様に、鋼桁およびコンクリート床版下面全体が火炎に曝されるような加熱面を考慮することに加えて、橋軸方向の加熱範囲を横桁間隔に相当する 5.7m として解析を実施する。

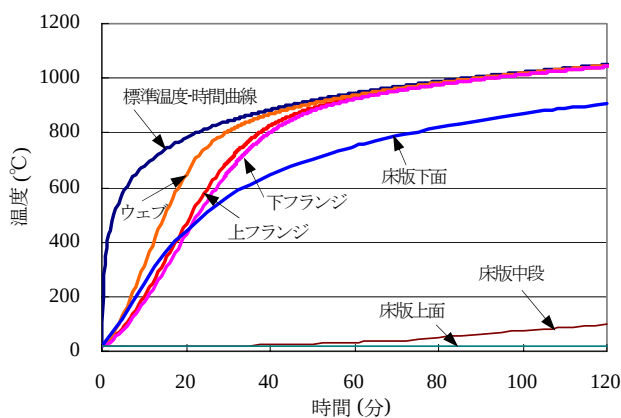
4.3 終局曲げ耐力算定時の強度低下モデル

終局曲げ耐力算定時に必要な、鋼材およびコンクリートの高温下における強度低下モデルは、図-6 に示す Eurocode の強度低下モデルを用いる。

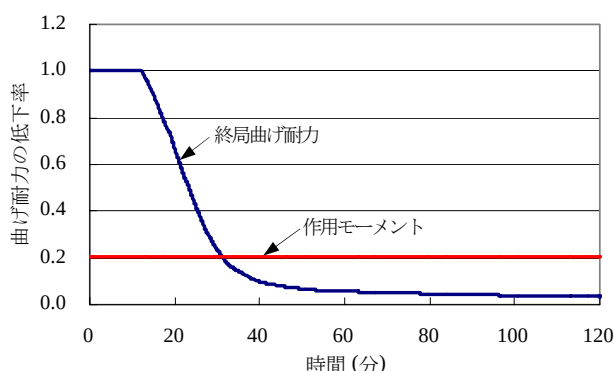
4.4 数値計算結果

まず、1次元差分モデルによる対象断面の受熱温度と終局曲げ耐力の算出結果を、図-17 に示す。

図-17(a) より、1次元差分モデルによる解析結果の鋼桁の受熱温度に着目すると、ウェブの温度上昇が著しく、15分程度で 500°C を越えているのに対し、上下フランジは、ウェブより温度上昇が遅く、25分程度で 500°C に達しているのがわかる。これは、式(7)における断面係数 A_m/V の大きさによるものであり、板厚が薄く両面から加熱されるウェブが加熱開始以降、急激な温度上昇を示すと考えられる。また、鋼桁の温度は50分程度で火災温度と同等の温度上昇を示すことがわかる。一方、コンクリート床版の温度上昇は、床版下面が加熱開始後25分程度



(a) 受熱温度

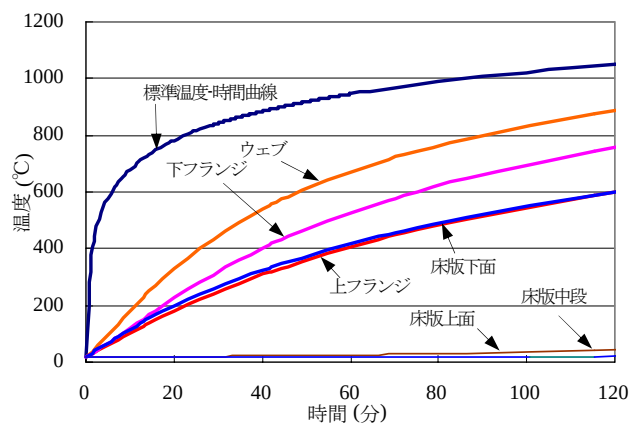


(b) 曲げ耐力の低下

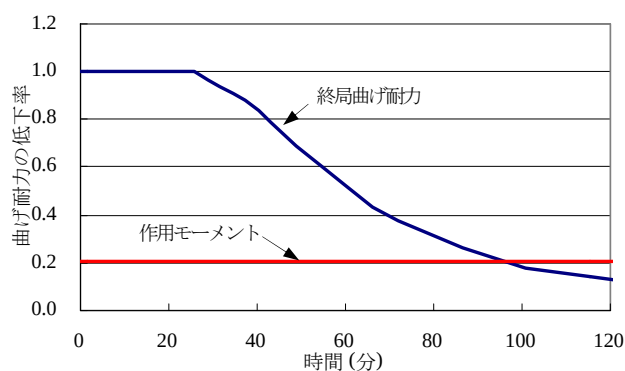
図-17 1次元差分モデルによる数値解析結果

で 500℃に達しているものの、床版中段および床版上面は、加熱中、ほとんど温度上昇がみられず、ほぼ 20℃で一定である。つまり、床版内の温度は、加熱面付近のみ上昇し、全体として大きく温度上昇しないことがわかる。つぎに、図-17(b)より、加熱開始直後の終局曲げ耐力は、低下しないことがわかる。これは、図-6 に示すように、鋼材の降伏強度が常温から 400℃の温度領域において低下せず常温時と同じ強度を保つためである。したがって、加熱開始後、温度上昇が最も大きいウェブの温度が 400℃に達するまでは、床版下面付近の温度上昇による圧縮強度の低下のみが耐力に影響する。しかし、本解析条件における塑性中立軸位置がコンクリート中段付近のほとんど温度上昇しない位置(下面から 90mm)に存在するため、終局曲げ耐力の低下はみられない。その後、加熱開始 15 分後にウェブが 400℃に達すると、曲げ耐力は大きく低下し始める。さらに、加熱開始 25 分後に上下フランジが 400℃に達すると、それ以降の曲げ耐力は著しく低下する。その後、曲げ耐力は、加熱開始から 30 分程度で作用モーメントと同じ値まで低下する。この時の鋼材温度は、ウェブで 800℃、上下フランジで 700℃程度であり、この温度における鋼材の強度は、図-6 より、常温時の 15～20%程度である。

つぎに、3次元有限要素モデルを用いた場合の、合成桁の受熱温度および終局曲げ耐力を図-18に示す。また、



(a) 受熱温度



(b) 曲げ耐力の低下

図-18 3次元有限要素モデルによる数値解析結果

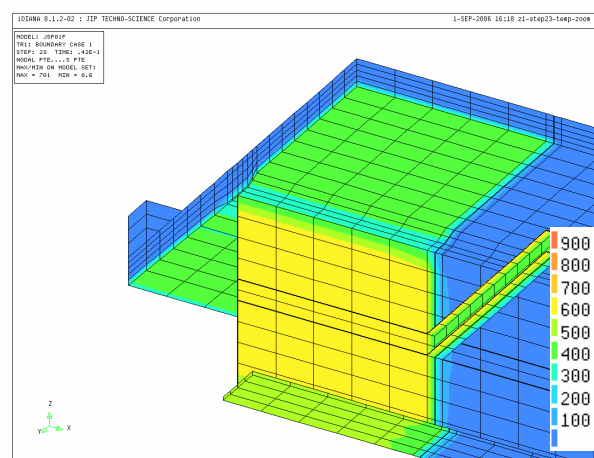


図-19 合成桁の温度分布(60 分後)

加熱開始 60 分後の合成桁の温度分布を図-19 に示す。

図-18(a)より、3次元モデルによる鋼桁の温度上昇は、1次元モデル同様に、ウェブが最も大きく上昇し、40 分程度で 500℃に達して、下フランジは、60 分程度で 500℃に達する。上フランジの受熱温度は、上フランジに流入する熱量がハンチへ流出するために大きく上昇せず、加熱開始から 100 分後に 500℃に達している。また、図-19 より、60 分後の橋軸方向の受熱温度は、加熱範囲内において同等の値を示すことがわかる。

さらに、図-18(b)より、終局曲げ耐力は、図-17(b)と同様の傾向を示しており、ウェブの温度が 400℃を超える

表-4 鋼桁の受熱温度(20 分後)

	上フランジ	ウェブ	下フランジ
1 次元モデル	470℃	650℃	430℃
3 次元モデル	180℃	330℃	230℃

と著しく低下している。3 次元モデルによる熱伝導解析を実施した場合、終局曲げ耐力が作用モーメントと等しくなるのは、加熱開始から 90 分程度である。

また、図-17(a)および図-18(a)より、1 次元モデルによる解析と 3 次元モデルによる解析とを比較すると、表-4 に示すように、各部材において 1 次元モデルの方が高い温度を示していることがわかる。この要因の 1 つとして、1 次元モデルでは、加熱による熱量の流入のみを考慮しているのに対し、3 次元モデルでは、上フランジにおけるハンチへの熱量の流出や橋軸方向の非加熱部方向への熱量の流出などを考慮していないことが挙げられる。

以上の解析結果より、高温下における曲げ耐力は、鋼材の受熱温度に大きく依存すると考えられる。一方、コンクリート床版は、温度上昇が加熱面付近に限られ、床版全体として圧縮強度の低下が小さいことから、耐力の低下にほとんど影響しないことがわかった。

このことから、合成桁の耐火性能評価では、鋼桁の受熱温度を適確に把握することが極めて重要である。本数値解析条件のように、鋼桁が火炎に包まれるような状況であれば、1 次元モデルによる解析でも、簡易的にかつ安全側の評価が十分可能であると考えられる。しかし、鋼桁の一部のみが火炎に曝されるような場合には、適切な加熱境界条件を設定して 2 次元あるいは 3 次元モデルによって、受熱温度を把握する必要がある。

5. まとめ

本文は、合成構造に対する耐火性能評価の基礎的研究として、終局曲げ耐力に着目した評価手法についてとりまとめたものである。

まず、1 次元差分モデルおよび 2 次元有限要素モデルによる熱伝導解析結果と計測値を比較・検討するためにコンクリート床版の加熱試験を実施した結果、以下のことがわかった。

- (1) 2 次元モデルによる解析値は、加熱試験の結果とほぼ対応した値となった。
- (2) 1 次元モデルによる解析値は、計測値より大きな値となった。この結果は、強度低下を大きく見積もるため耐荷力評価の際、安全側の評価を与えることになる。

つぎに、本文で示した高温下での耐荷力の評価手法に基づき、単純合成桁橋を対象とした数値解析を行った結果、以下のことがわかった。

- (1) 高温下の終局曲げ耐力は、鋼桁の受熱温度に依存

する。したがって、耐力は 400℃以上で急激に低下し、700～800℃程度で作用モーメントと等しい値となった。

- (2) 合成桁の受熱温度の算定方法として、1 次元差分モデルによる簡易解析を用いた場合、終局曲げ耐力が作用モーメントと等しくなるのは加熱開始後 30 分程度であった。一方、3 次元有限要素モデルを用いた場合は加熱開始後 90 分程度であった。
- (3) 加熱開始 20 分後における 1 次元モデルと 3 次元モデルとの解析値を比較すると、1 次元モデルの方が 200～300℃程度高い値となった。

最後に、今後の課題として、火災時のせん断耐力およびずれ止めの耐力などに対する評価も行う必要がある。また、桁下での火災は局所的な火災である場合が多く、このような場合のウェブの面外変形あるいは補剛材の変形などに関する検討も必要である。さらに、本数値解析に用いた標準温度-時間曲線は、橋梁に対する火災曲線としては、過大であると考えられる。そこで、過去の被災事例における各部材の被災温度を参考に、橋梁に対する適切な火災曲線を設定することが必要である。そして、合成桁に対する加熱試験などを実施することによって、これらの評価手法の妥当性を確認することも必要と考えられる。

参考文献

- 1) 酒井利忠, 原田康弘, 三輪浩二, 高 良人, 本間順: 火災を受けた橋梁の健全度評価と補修, 橋梁と基礎, pp.41-48, (株)建設図書, 2003 年。
- 2) 高樋由美子, 羽田野英明, 石原靖弘, 大山 理, 長坂 悟: 火災を受けた橋梁の安全性評価, 土木学会第 59 回年次学術講演会, 2004 年 9 月。
- 3) 土木学会 コンクリート委員会 コンクリート構造物の耐火技術研究小委員会: コンクリート構造物の耐火技術研究小委員報告ならびにシンポジウム論文集, 2004 年。
- 4) CEN : EN1991-1-2, 2003.
- 5) CEN : Draft prEN1994-1-2, 2002.
- 6) Y.C.Wang : STEEL AND COMPOSITE STRUCTURES BEHAVIOUR AND DESIGN FOR FIRE SAFETY, SPON PRESS, 2002.
- 7) 日本建築学会: 鋼構造耐火設計指針, 丸善(株), 1999 年。
- 8) 今川雄亮, 柳楽英俊, 大山 理, 栗田章光: 単純合成桁橋の耐火性能に関する基礎的研究, 土木学会第 60 回年次学術講演会, 2005 年 9 月。
- 9) 今川雄亮, 柳楽英俊, 大山 理, 栗田章光: 鋼・コンクリート合成桁橋の耐火性能に関する基礎的研究, 第 6 回復合構造の活用に関するシンポジウム, 2005 年 11 月。

(2006 年 9 月 11 日受付)