

(6) 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

今川雄亮¹・柳楽英俊²・大山 理³・栗田章光⁴

¹学生員 大阪工業大学大学院 工学研究科 (〒535-8585 大阪府大阪市旭区大宮5-16-1)

E-mail:imagawa@civil.oit.ac.jp

²学生員 大阪工業大学大学院 工学研究科 (〒535-8585 大阪府大阪市旭区大宮5-16-1)

E-mail:nagira@civil.oit.ac.jp

³正会員 工博 大阪工業大学講師 工学部都市デザイン工学科 (〒535-8585 大阪府大阪市旭区大宮5-16-1)

E-mail:ohyama@civil.oit.ac.jp

⁴正会員 工博 大阪工業大学教授 工学部都市デザイン工学科 (〒535-8585 大阪府大阪市旭区大宮5-16-1)

E-mail:kurita@civil.oit.ac.jp

今日、橋梁に対する耐火性能は、一般的に要求されていないのが現状である。しかしながら、これまでに車両火災などにより橋梁が被災した事例は、数多く報告されている。橋梁が被災した場合、車両の通行可否に対する迅速な判断を要することなどから、橋梁に対する耐火性能を評価する必要がある。

そこで、本文では、合成構造に対する耐火性能評価の基礎的研究として、まず、高温下における鋼およびコンクリートの一般的な強度特性を示す。つぎに、構造物に対する耐火設計が体系化しているヨーロッパの設計規準である Eurocode を参考に、合成桁の終局曲げ耐力に着目した耐火性能評価手法を示す。最後に、この耐火性能評価手法に基づき、単純合成桁橋を対象とした数値計算の結果および考察を述べる。

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

1. はじめに

近年、日本坂トンネル(1979年)、モンブラントンネル(1999年)、韓国テグ市の地下鉄(2003年)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、橋梁においては、過去に火災によって多数の死者を伴い、かつ落橋する程の大被害を受けた例が皆無であることから、耐火性能は要求されていないのが現状である。

しかしながら、今日までに、以下に示すように様々な出火原因により橋梁が被災した事例が多く報告^{1), 2)}されており、橋梁における火災事故の発生確率は、決して低いものではないといえる。

- ① 車両事故による出火
- ② 桁下に放置されている可燃物への引火
- ③ 高架下の店舗や倉庫などからの出火

被災した橋梁は、調査、補修および補強のために、供用を一時中止せざるを得ない状況が考えられ、このような場合、交通を早期開放することが第一に望まれる。

さらに、今日、構造用材料として広く用いられている高力ボルト、PC 鋼材などの高張力鋼および高強度コンクリートなどは、高温領域において著しい強度低下を伴

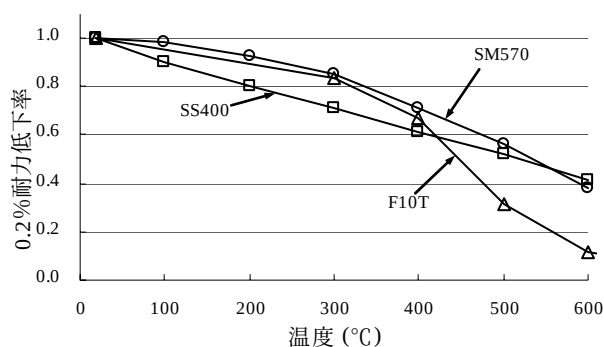
うことから、これらの材料を用いた橋梁においては耐火性能を把握し、場合によっては耐火対策を講じる必要があると考えられる。一方、近年、急速に発展している合成構造は、鋼およびコンクリートが一体となって挙動することが最も重要であることから、単一材料の耐火特性のみならず、構造全体としての耐火特性を把握する必要がある。

そこで、本論文は、合成構造の耐火性状に関する基礎的研究として、合成桁の終局曲げ耐力に着目した耐火性能評価について報告する。

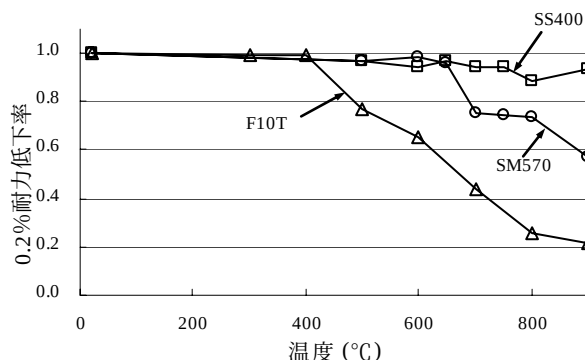
本文では、まず、高温下における鋼およびコンクリートの一般的な強度特性を示す。つぎに、耐火性能の評価手法を示し、最後に、単純合成桁橋を対象に数値解析を行った結果および考察について述べる。

2. 高温下における鋼およびコンクリートの強度特性

合成構造の耐火性能を適切に評価するためには、高温下における鋼およびコンクリートの力学的性質を把握することが重要である。そこで、本章では、既往の実験研究から得られている、鋼およびコンクリートの強度特性を示す。



(a) 加熱時



(b) 加熱冷却後

図-1 高温下における鋼材の降伏強度(0.2%耐力)^{3), 4)}

(1) 高温下における鋼材の降伏強度

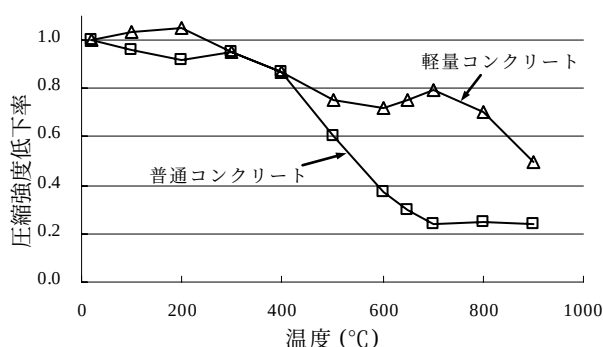
まず、構造用鋼材(SS400, SM570)と高力ボルト(F10T)の加熱時および加熱冷却後における降伏強度の低下率(高温下の値/常温での値)を、図-1に示す^{3), 4)}。

ここで、加熱時の降伏強度とは、加熱され高温状態での降伏強度を示し、加熱冷却後の降伏強度とは、目標温度まで加熱した後、冷却して常温に戻った状態での降伏強度である。また、降伏点が明瞭でない温度領域では、0.2%耐力を降伏強度としている。

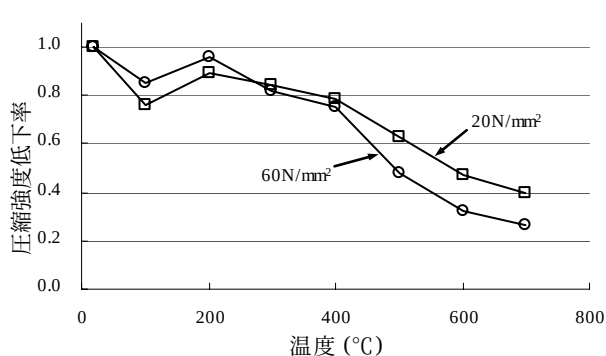
図-1(a)より、SS400 材の降伏強度は徐々に低下し、500°C程度で常温の 50%となる。一方、SM570 材は、100°C~300°Cの領域において緩やかな低下であるものの、SS400 材同様、500°C程度で常温の 50%となる。F10T に着目すると、300°Cまでは緩やかな強度低下であるが、それ以上の温度において急激な強度低下を示しており、500°Cで常温の 30%程度まで低下することがわかる。

図-1(b)より、加熱冷却後の降伏強度は、SS400 材が常温時と同等であるのに対し、SM570 材は 650°C、F10T は 400°C以上で著しい強度低下を生じている。

このように、SM570 材および F10T など、焼入れ・焼もどしの熱処理を施された調質鋼は、高温加熱時に著しく強度が低下し、冷却して常温に戻った状態においても強度が回復しないことがわかる。



(a) コンクリート種類の違いによる強度低下



(b) 設計基準強度の違いによる強度低下

図-2 高温下におけるコンクリートの圧縮強度^{5), 6)}

(2) 高温下におけるコンクリートの圧縮強度

高温下におけるコンクリートの圧縮強度の低下率(高温下の値/常温の値)を、コンクリートの種類および設計基準強度をパラメータとして、図-2に示す^{5), 6)}。

図-2(a)は、設計基準強度が 27.5N/mm²と等しい、珪岩質骨材を用いた普通コンクリートと膨張頁岩を用いた軽量コンクリートの高温下における圧縮強度の低下率を示している。同図より、軽量コンクリートと比較して普通コンクリートの圧縮強度の低下が大きく、500°C程度で常温の 50%となることがわかる。これは、使用骨材の熱膨張係数に起因していると考えられ、熱膨張係数の大きい珪岩質骨材が用いられている普通コンクリートは、高温下における圧縮強度も大きく低下すると考えられる。

一方、図-2(b)は、同じ骨材を用いた設計基準強度 20N/mm²と 60N/mm²における圧縮強度の低下を示しており、高強度コンクリートの方が高温下における圧縮強度の低下が大きいことがわかる。さらに、高強度コンクリートは、急激に加熱されると、表層が剥離・飛散して断面欠損を生じる爆裂現象を生じ易いことから、爆裂対策が必要となる。

また、コンクリートは、鋼材の場合と異なり、加熱冷却直後に強度が回復することではなく、加熱時の強度と加熱冷却後の強度に顕著な差は見られない。しかし、材令を経ることにより強度が自然回復する場合もある。

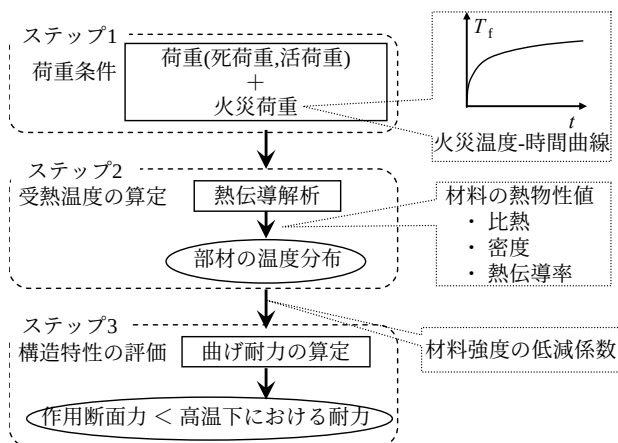


図-3 耐火性能評価のフロー⁹⁾

3. 耐火性能評価手法

本章では、構造物に対する耐火設計が体系化しているヨーロッパの設計規準である Eurocode^{7), 9)}に基づき、図-3に示すような、加熱による材料の強度低下を考慮した曲げ耐力によって耐火性能評価を行う手法⁹⁾について示す。

(1) 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 $\dot{h}$ (W/m²) 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。

$$\dot{h} = \dot{h}_c + \dot{h}_r \quad (1)$$

ここに、 $\dot{h}_c$: 対流熱伝達による熱流束 (W/m²)
 $\dot{h}_r$: 放射熱伝達による熱流束 (W/m²)

このときの、対流熱伝達による熱流束 $\dot{h}_c$ を式(2)、放射による放射熱伝達による熱流束 $\dot{h}_r$ を式(3)にそれぞれ示す。

$$\dot{h}_c = \alpha_c \cdot (\theta_g - \theta_m) \quad (2)$$

ここに、 α_c : 対流熱伝達係数 (W/m²K)
 θ_g : 熱流温度 (°C)
 θ_m : 部材の表面温度 (°C)

$$\dot{h}_r = \sigma \cdot [(\theta_r + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4] \quad (3)$$

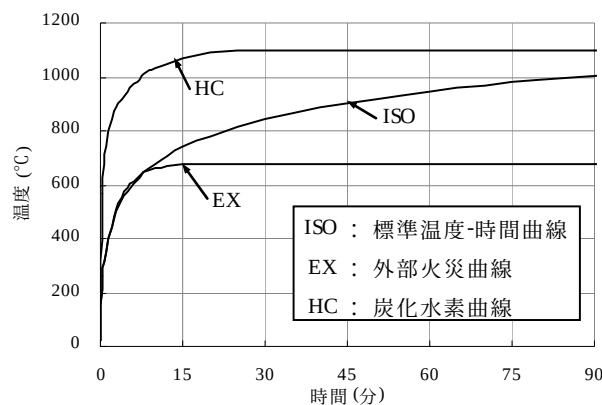


図-4 火災温度-時間曲線⁷⁾

ここに、 σ : ステファン-ボルツマン定数
 $(=5.67 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4)$
 θ_r : 火災温度 (°C)

また、部材の非加熱面側つまり外気と接する面における熱流束は、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 $\alpha_c = 4 \text{ W/m}^2\text{K}$ 、また、対流熱伝達係数に放射熱伝達の影響も含めて簡易的に考える場合は、 $\alpha_c = 9 \text{ W/m}^2\text{K}$ としている。

火災荷重(熱流束)を算出する際、式(2)および式(3)の熱流温度(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、以下の3つの火災温度-時間関係を与えている。

・標準温度-時間曲線

$$\begin{aligned} \theta_g &= 20 + 345 \log_{10}(8t + 1) \\ \alpha_c &= 25 \end{aligned} \quad (4)$$

・外部火災曲線

$$\begin{aligned} \theta_g &= 660(1 - 0.687e^{-0.32t} - 0.313e^{-3.8t}) + 20 \\ \alpha_c &= 25 \end{aligned} \quad (5)$$

・炭化水素曲線

$$\begin{aligned} \theta_g &= 1080(1 - 0.325e^{-0.167t} - 0.675e^{-2.5t}) + 20 \\ \alpha_c &= 50 \end{aligned} \quad (6)$$

ここに、 θ_g : t 分後の火災温度 (°C)
 α_c : 対流熱伝達率 (W/m²K)

式(4)～式(6)より、各式における火災温度-時間曲線を図-4に示す。

標準温度-時間曲線は、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、火災区画の外側(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。

(2) 受熱温度の算定

各部材の受熱温度を算定するための熱伝導解析は、2次元または3次元モデルにより、詳細な解析を行うべきである。しかし、本文では、簡易的に受熱温度を算定することを目的として、合成桁を鋼桁(上下フランジ、ウェブ)およびコンクリート床版に分割し、1次元モデルとして算定することにする。以下に、鋼桁およびコンクリート床版の受熱温度算定法について述べる。

a) 鋼およびコンクリート熱物性値

鋼材およびコンクリートの受熱温度を算定するためには、各材料の熱物性値(単位体積重量、比熱、熱伝導率)が必要となる。熱物性値は、材料の温度に依存する値であるため、材料が温度上昇する間、一定ではない。しかし、本文では、簡略化のため、この熱物性値を、材料の温度に依存せず一定とする。温度依存性を考慮しない場合の鋼およびコンクリートの熱物性値を、表-1 に示す。

b) 鋼桁の温度上昇

鋼桁の各部材における受熱温度の算定式^{10), 11)}を、式(7)に示す。

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

ここに、 $\Delta\theta_{s,t}$: t 秒間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

c_s : 鋼材の比熱 (J/kgK)

$\dot{h}_d$: 単位面積あたりの熱流束 (W/m²)

Δt : 時間変化量 (sec)

ρ_s : 鋼材の単位体積重量 (kg/m³)

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 (m²/m)と単位長さあたりの鋼材体積 V (m³/m)との比で表される断面係数である。したがって、単位長さあたりの鋼材の火災曝露面積とは、火災に曝さ

表-1 鋼およびコンクリートの熱物性値⁹⁾

	鋼材	コンクリート
単位体積重量 (kg/m ³)	7850	2300
比熱 (J/kgK)	640	1000
熱伝導率 (W/mK)	—	1.6

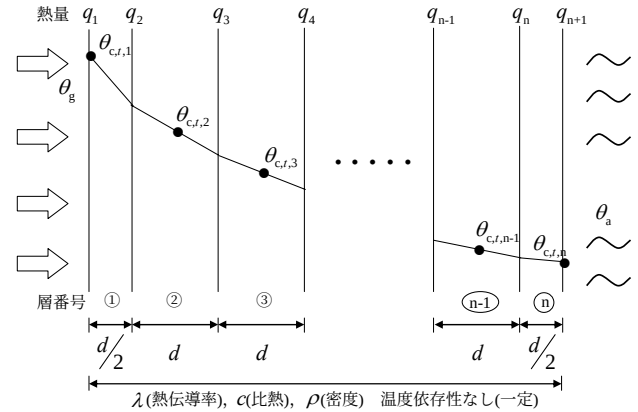


図-5 コンクリート床版の熱伝導モデル

れる周長、単位長さあたりの鋼材体積は、鋼材の断面積である。

c) 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、図-5 に示すような、1次元差分法解析モデルを想定し、材料の熱物性値を温度に依存せず一定として、コンクリート床版内の温度分布を算出する。

図-5 より、境界面における流入・流出熱流束(q_1 および q_{n+1})は、式(1)で与えられる。一方、床版内部の i 層における流入・流出熱流束($q_2 \sim q_n$) は、Fourier の法則により、式(8)で示される。

$$q_i = \frac{\lambda_c}{d_i} (\theta_{i-1} - \theta_i) \quad (8)$$

ここに、 λ_c : コンクリートの熱伝導率 (W/mK)

d_i : i 層の厚さ (m)

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

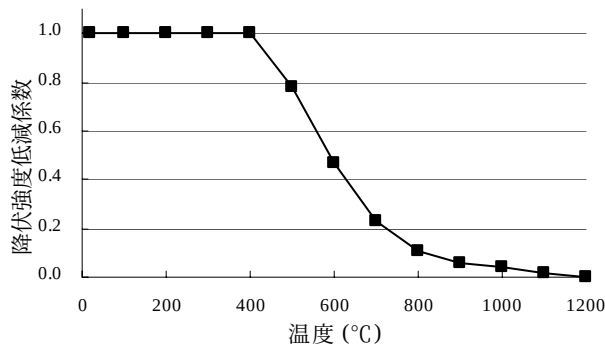
$$\Delta\theta_{c,i,t} = \frac{1}{\rho_c c_c d_i} (q_i - q_{i+1}) \cdot \Delta t \quad (9)$$

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

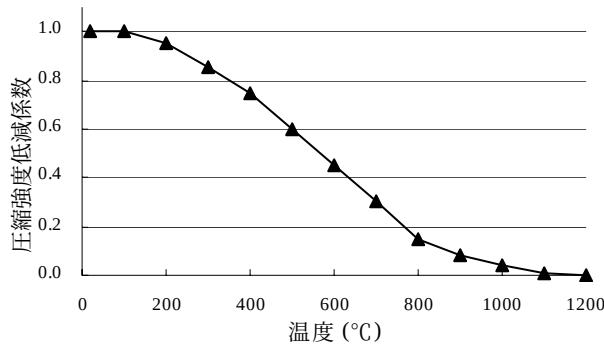
ρ_c : コンクリートの単位体積重量 (kg/m³)

c_c : コンクリートの比熱 (J/kgK)

Δt : 時間変化量 (sec)



(a) 鋼材



(b) コンクリート

図-6 高温下における各材料の強度低下モデル⁹⁾

(3) 曲げ耐力の算定

a) 鋼およびコンクリートの強度低下モデル

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 $f_{d,fi}$ は、式(10)に示すように、常温における材料強度に、強度低減係数を乗じることによって算出される。

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

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

Eurocode で示されている、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 より、コンクリートの圧縮強度低下モデルは、図-2(a)における普通コンクリートの圧縮強度低下と同等の値であるが、鋼材の降伏強度低下モデルは、図-1(a)における SS400 材の強度低下より大きい値となっていることがわかる。これは、図-1(a)が 0.2%耐力を降伏強度として示しているのに対し、Eurocode では、鋼材の降伏強度を 2%ひずみ時の応力としていることによるものである。非調質鋼は、400°C程度までの温度領域において、青熱脆性の影響が考えられ、常温時より大きな引張強度を示す。このため、0.2%耐力では、終局耐力を算出する

際の降伏強度として過小となるため、Eurocode では、2%ひずみ時の応力を降伏強度としているものと考えられる。

b) 合成断面の曲げ耐力

高温下における合成断面の曲げ耐力は、熱伝導解析の結果に対する鋼およびコンクリートの強度を求め、これ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。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において、下添字 1 は下フランジ、2 は上フランジ、 w はウェブ、 c はコンクリートを示している。

図-7 より、上フランジ、ウェブ、下フランジそれぞれの引張力 N_1 、 N_w 、 N_2 およびコンクリート床版の圧縮力 N_c は、式(11)で示される。

$$\left. \begin{aligned} N_1 &= A_1 \cdot k_{\theta_1} \cdot f_{y,20} \\ N_w &= A_w \cdot k_{\theta_w} \cdot f_{y,20} \\ N_2 &= A_2 \cdot k_{\theta_2} \cdot f_{y,20} \\ N_c &= 0.85 \cdot b_e \cdot x \cdot k_{\theta_c} \cdot f'_{c,20} \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

ここに、

A_1, A_w, A_2 ：下フランジ、ウェブ、上フランジの断面積
 $k_{\theta_1}, k_{\theta_w}, k_{\theta_2}$ ：下フランジ、ウェブ、上フランジの降伏強度の係数

k_{θ_c} ：コンクリートの圧縮強度の低減係数

$f_{y,20}$ ：常温時の鋼材の降伏強度

$f'_{c,20}$ ：常温時の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の、床版上縁から塑性中立軸位置までの距離 x は、式(12)で示される。

$$x = \frac{(A_1 \cdot k_{\theta_1} + A_w \cdot k_{\theta_w} + A_2 \cdot k_{\theta_2}) \cdot f_{y,20}}{0.85 \cdot b_e \cdot k_{\theta_c} \cdot f'_{c,20}} \quad (12)$$

さらに、任意点まわりのモーメントの合計により、曲げ耐力 $M_{u,fi}$ が式(13)より算出される。

$$M_{u,fi} = N_1 \cdot Z_1 + N_w \cdot Z_w + N_2 \cdot Z_2 - N_c \cdot Z_c \quad (13)$$

ここに、 Z_i ：床版上縁から N_i の作用位置までの距離

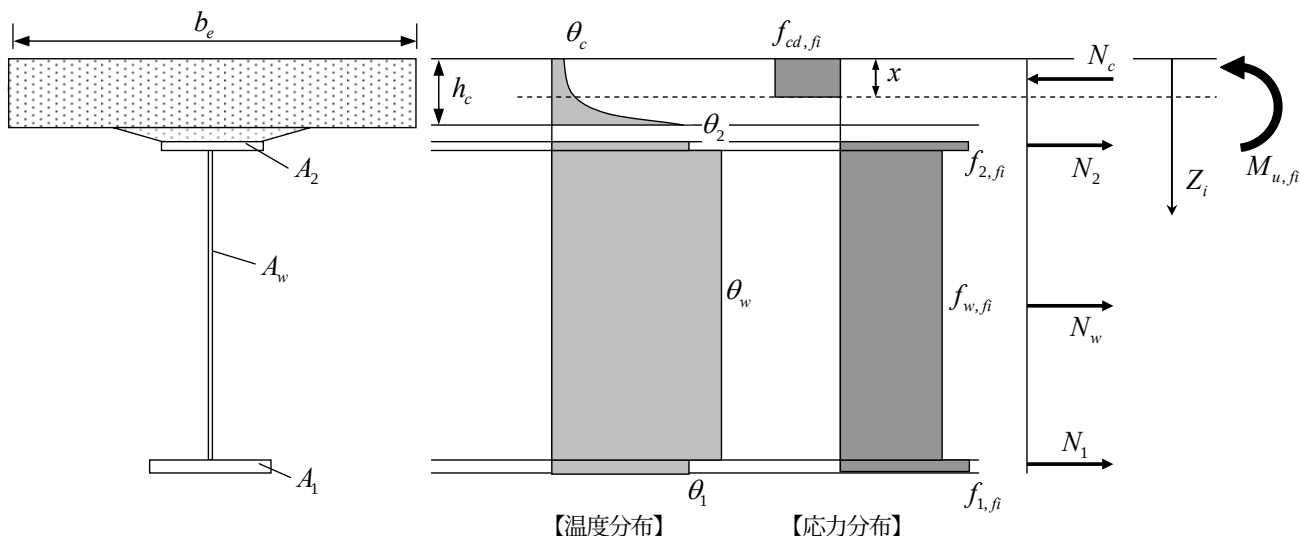


図-7 高温下における終局状態の応力分布

4. 数値計算例

本章では、単純合成桁橋を対象として、前章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、曲げ耐力を算出した結果について述べる¹²⁾。

(1) 解析条件

a) 対象橋梁および荷重条件

まず、本解析において想定する火災は、単純桁の支間中央で発生し、支間中央の断面が最も大きな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、活荷重は作用しないものとする。

つぎに、数値解析に用いる橋梁の断面および側面を図-8に示す。主桁に用いられている鋼およびコンクリートの材料強度は以下のとおりである。

- ・鋼材(SM490Y)の降伏強度： $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$
- ・コンクリートの圧縮強度： $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$

火災温度は、標準温度-時間曲線(式(4))を用いることにし、図-8(b)に示すような加熱面を考える。また、床版上面と接する空気温度は 20°C と一定とする。

b) 熱伝導解析条件

まず、受熱温度の算定に必要な鋼およびコンクリートの熱物性値は、表-1に示す値を用いる。

つぎに、式(7)および式(9)における時間変化量 Δt は、5秒として繰り返し計算を行う。

さらに、式(7)中の鋼材に対する断面係数 A_m/V は、表-2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。

最後に、図-8(b)の加熱条件下において、コンクリート床版下面へ流入する熱量は、直接、火災温度から流入する熱量と鋼材からハンチを經由して流入する熱量に分けられる。このような場合、2次元の熱伝導解析を行う必

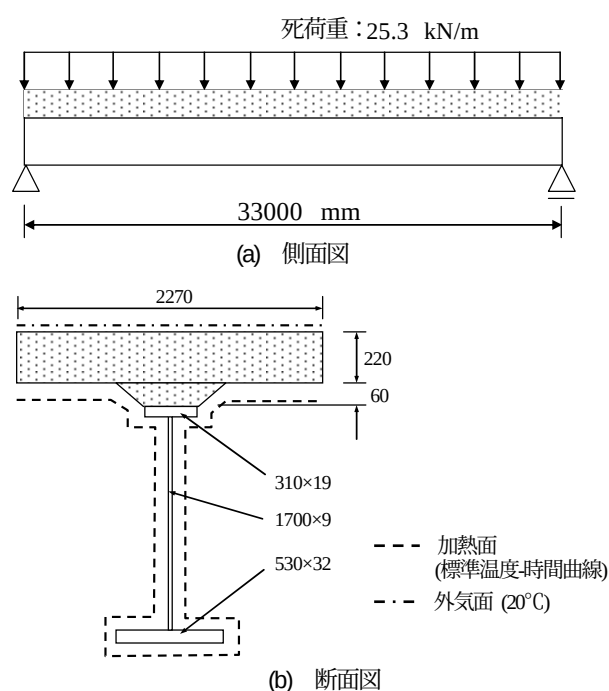


図-8 対象橋梁の側面および断面

表-2 数値解析に用いる断面係数

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

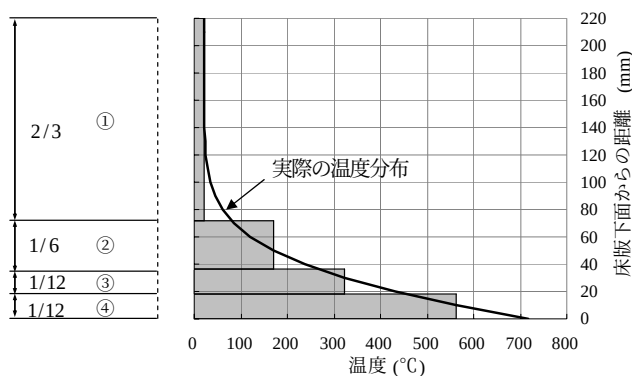


図-9 床版内温度分布の近似

要がある。しかし、本解析では、1次元熱伝導解析により床版内の温度分布を算出することを目的としているため、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ているとして解析を行う。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。また、層の分割数は、火災および外気と接する層の厚さを5mm、床版内部の層の厚さを10mmの、計23分割とする(床版厚220mm)。

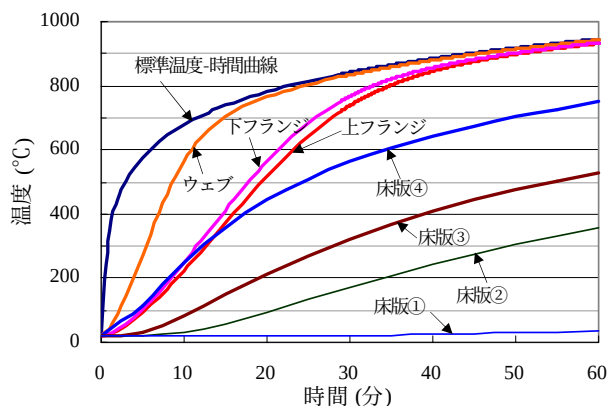
c) 曲げ耐力算定に関する条件および仮定

曲げ耐力算定時に必要な、鋼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。

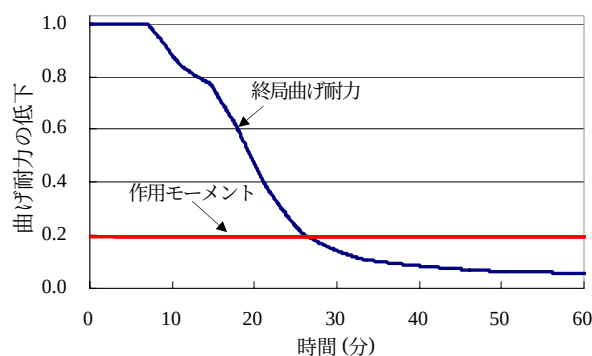
高温下における曲げ耐力は、以上の解析条件によって算定することができる。ただし、図-7に示すとおり、コンクリート床版の受熱温度は、曲線的な分布となり、塑性中立軸の算定が複雑になる。したがって、簡易的に曲げ耐力を算定するために、床版内の温度分布を図-9に示すように、床版を①～④の要素に分割し、各要素の温度を要素の中心温度で一定となるように近似した。各要素の厚さは、床版①が全厚の2/3、床版②が全厚の1/6、床版③および④が全厚の1/12である。

(2) 解析結果

部材の受熱温度および曲げ耐力の算出結果を、図-10に示す。まず、図-10(a)より、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、10分程度で500℃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、20分前後で500℃に達しているのがわかる。これは、表-3に示すように、式(7)における断面係数 I_{pl}/V の大きさによるものであり、火災暴露周長の大きい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。しかし、鋼材温度が火災温度と同等となる50分以降において、上下フランジおよびウェブの温度上昇は、火災温度と同様(900℃程度)の温度上昇を示すことがわかる。



(a) 部材の受熱温度



(b) 曲げ耐力の低下

図-10 解析結果

表-3 鋼桁の断面係数

	上フランジ	ウェブ	下フランジ
火災暴露周長(mm)	5890	15300	16640
断面積(mm ²)	339	3400	1095
断面係数(1/m)	57.56	222.22	65.81

一方、コンクリート床版の温度上昇は、床版④(下面から約10mm)が加熱開始後25分、床版③(下面から約30mm)が50分程度で500℃に達しているものの、床版②(下面から約50mm)は、60分間の加熱で500℃に達することは無かった。特に、床版①(下面から約150mm)は、加熱中、ほとんど温度上昇がみられなかった。つまり、床版内の温度は、下面から近い一部しか上昇せず、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-10(b)より、加熱開始直後の曲げ耐力は、ごくわずかにしか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④の温度上昇による圧縮強度低下のみが耐力に影響するため、耐力の低下はわずかとなる。その後、加熱開始5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15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、25 分後に作用モーメントと同じ値まで低下した。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。

以上より、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。

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。この評価手法に基づき、数値解析を行った結果、高温下における終局曲げ耐力は、鋼桁の受熱温度に依存し、400℃以上の受熱により急激に低下することがわかった。さらに、本数値解析条件下においては、鋼材温度が 700～800℃程度で、自重による作用モーメントと等しい値まで、曲げ耐力が低下することがわかった。

しかし、本解析における火災温度は、屋内における火災を想定した標準温度-時間曲線を用いており、桁下が開空間である橋梁に対する火災温度として過大評価であると考えられる。そこで、今後、橋梁における火災温度として適切な火災温度-時間関係を設定することが重要である。さらに、本解析では、高温下においても常に鋼とコンクリートが一体となって挙動するものとした。し

かし、温度上昇によるスタッド耐力の低下に伴い、鋼とコンクリートの間にずれが生じ、合成断面として挙動しないことも考えられることから、今後、高温下におけるずれ止めの性状を明らかにする必要がある。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 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.
- 3) 日本鋼構造協会 技術委員会: 構造用鋼材の高温時ならびに加熱後の機械的性質, 1968.
- 4) 古平章夫, 藤中英生, 高田 司: 高力ボルトの高温時及び加熱冷却後の強度, pp.117-118, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2000.
- 5) 日本コンクリート工学協会 コンクリート構造物の火災安全性研究委員会: 報告書, pp.94-132, 2002.
- 6) 安部武雄, 吉村福次郎, 戸祭邦之, 黒羽健嗣, 小久保勲: 高温度における高強度コンクリートの力学特性に関する基礎的研究, pp.163-168, 日本建築学会構造系論文集, 第 515 号, 1991.
- 7) CEN: EN1991-1-2, 2003.
- 8) CEN: Draft prEN1994-1-2, 2002.
- 9) 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.
- 10) 日本建築学会: 鋼構造耐火設計指針, 丸善(株), 1999
- 11) Y.C.Wang: STEEL AND COMPOSITE STRUCTURES BEHAVIOUR AND DESIGN FOR FIRE SAFETY, SPON PRESS, 2002.
- 12) 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.

BASIC STUDY ON THE FIRE RESISTANCE OF STEEL-CONCRETE COMPOSITE BRIDGES

Yusuke IMAGAWA, Hidetoshi NAGIRA, Osamu OHYAMA and Akimitu KURITA

At present, the fire resistance for the bridges is not generally required. However, many events suffered damage from the fire due to the traffic accident under the bridge and so on, have been reported. Therefore, the evaluation of the fire resistance for the bridges is important. First of all, the strength reduction of the steel and concrete according to the rise of the temperature is presented. Next, the evaluation method of the fire resistance for the bridge based on the ultimate strength of the steel-concrete composite girder is discussed. Finally, as the results of the numerical analysis, the distribution of the temperature and the ultimate strength of the composite girder are reported.