

博 士 論 文

(2015年 11月 14日 提出)

論文題目 火災時における鋼合成桁の

終局耐力と耐火対策に関する研究

申請者氏名 柳澤 則文



大阪工業大学大学院

【目 次】

1. 緒論	1～6
1.1 研究の背景	1
1.2 耐火設計	4
1.3 研究の目的	5
1.4 本論文の構成	5
参考文献等	6
2. 火災による橋梁の損傷事例	7～26
2.1 概説	7
2.2 橋梁の火災事例	7
2.2.1 火災事例の一覧	
2.2.2 首都高速 5 号池袋線熊野町 JCT 付近	
2.2.3 首都高速 3 号渋谷線南平台付近	
2.2.4 州間幹線道路I-75号線9-Mile跨道橋	
2.3 まとめ	23
参考文献等	25
3. 火災荷重と鋼材およびコンクリートの力学特性と熱物性値	27～54
3.1 概説	27
3.2 火災荷重	27
3.2.1 部材表面への熱流束	
3.2.2 火災温度	
3.3 鋼材およびコンクリートの力学特性	30
3.3.1 既往の試験結果	
3.3.2 Eurocode	
3.3.3 Eurocode と鋼構造耐火設計指針	
3.4 鋼材およびコンクリートの熱物性値	47
3.4.1 鋼材	
3.4.2 コンクリート	
3.5 まとめ	52
参考文献	54
4. 火災時における鋼合成桁の受熱温度	55～61
4.1 概説	55
4.2 加熱実験による鋼合成桁の受熱温度	55
4.3 まとめ	60
参考文献	61

5. 火災時における鋼合成桁の終局耐力	62～84
5.1 概説	62
5.2 高温時における終局耐力相関曲線	63
5.2.1 解析条件	
5.2.2 高温時の全塑性曲げモーメント，全塑性軸力ならびに全塑性せん断力	
5.2.3 高温時の $M-Q$ （曲げモーメントとせん断力）の相関式	
5.2.4 高温時の $N-M$ （軸力と曲げモーメント）， $N-Q-M$ （軸力とせん断力と曲げモーメント）の相関式	
5.3 高温時における各相関の数値計算例	73
5.4 落橋温度の推定方法	81
5.5 まとめ	83
参考文献	84
6. 火災による落橋事例をモデルケースとした耐荷力の推定	85～97
6.1 概説	85
6.2 対象橋梁の概要	85
6.3 高温時における受熱温度の推定	87
6.4 高温下における耐荷力の推定	89
6.5 まとめ	96
参考文献等	97
7. 耐火対策	98～144
7.1 概説	98
7.2 建築やトンネル構造物で実施されている耐火対策の現状	99
7.2.1 建築構造物	
7.2.2 トンネル構造物	
7.3 耐火材の種類とその施工方法	101
7.3.1 吹付け系	
7.3.2 ボード系	
7.3.3 ブランケット（巻付け）系	
7.3.4 その他	
7.4 橋梁用耐火工	105
7.4.1 耐火工に求められる要求性能	
7.4.2 耐火工の許容温度の設定	
7.4.3 耐火材の選定	
7.4.4 耐火工の構造	
7.5 耐火工の性能評価試験	108
7.5.1 パネル単体による加熱実験	
7.5.2 パネルを取り付けた鋼合成桁の加熱実験	
7.6 まとめ	142
参考文献等	143

8. 結論	145～148
8.1 研究成果の総括	145
8.2 今後の課題	148
謝辞	149
本論文に関する著者の発表論文・口頭発表一覧	150

第 1 章

緒 論

1.1 研究の背景

わが国の土木構造物における本体設計では、火元となる可燃物が内在しないこと、建築の分野と比較して土木の分野での火災事例が少ないことから、火災の影響についてほとんど検討がなされていなかった。しかしながら、わが国では、国鉄（現 JR）北陸本線北陸トンネル（1972 年）、東名高速自動車道日本坂トンネル（1979 年）、ヨーロッパでは、モンブラントンネル（1999 年）、ゴットハルトトンネル（2001 年）などで、人命も含め火災による大きな被害を受けたことから、トンネル構造物に対する耐火対策については、精力的に研究が進められ、様々な対策が行われている^{1.1), 1.2)}。

一方、橋梁では、トンネル構造物と比べて人命に関わる大きな被害を今まで経験したことがないことから、耐火対策について特に要求されることはなかった。火災事例についても数例の報告はあるものの、統計的には十分に整理されていないのが現状である。図-1.1.1 に橋長 15m 以上の道路橋の全橋梁数^{1.3)}と橋長 15m 以上の平成 15～19 年にかけて行われた国（直轄）管理の道路橋の定期点検で発見された火災による損傷件数^{1.4)}を示す。図-1.1.1 より、道路橋の全橋梁数の調査年次と若干の違いはあるものの、国（直轄）管理の道路橋では、約 1%しか火災による損傷を受けていないことがわかる。

しかし、近年、橋梁において桁下での車両事故での炎上、工事中の失火、あるいは不審火や放火などにより、一般橋梁や高架橋が火災を受ける事例が多く報告されている。例えば、2008 年 8 月に首都高速 5 号池袋線熊野町 JCT 付近では、タンクローリー車の横転・炎上により、橋桁や橋脚などに著しい損傷を受け、橋桁の架け替えに約 2 ヶ月を要した^{1.5)}。さらに、図-1.1.2(a)^{1.6)}に示すように、2014

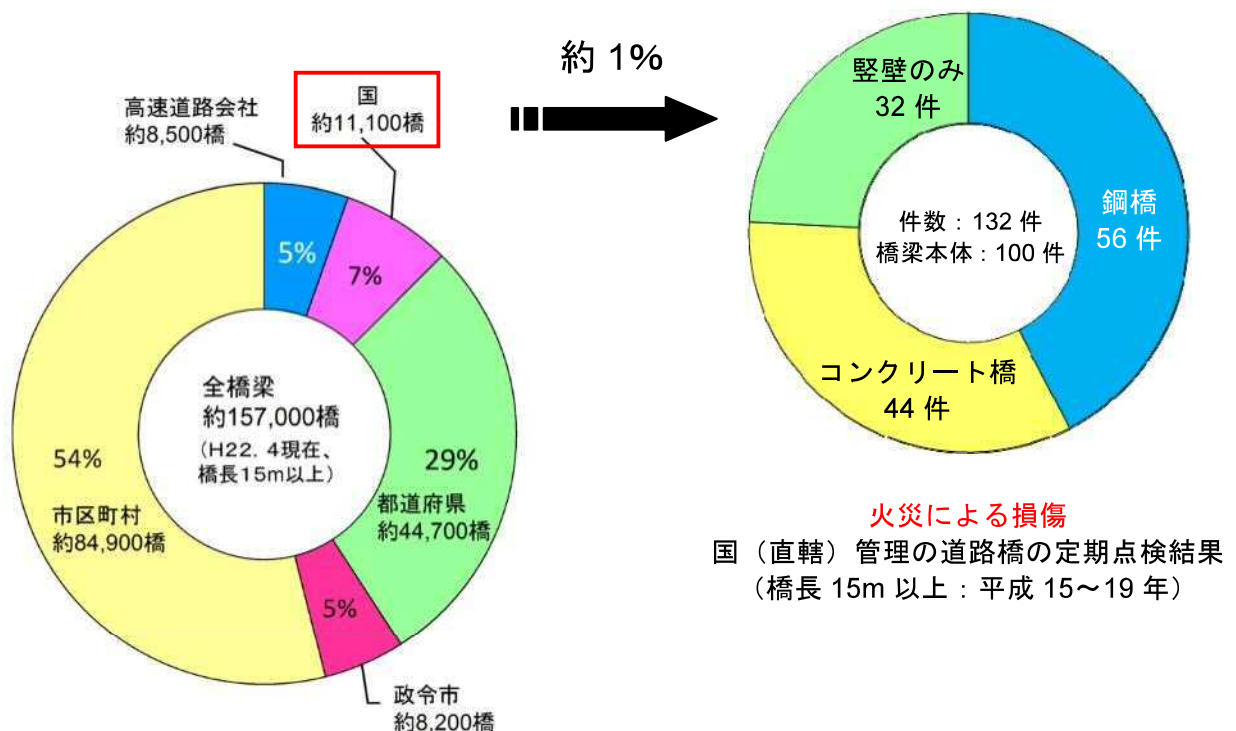


図-1.1.1 道路橋の全橋梁数^{1.3)}と火災による国（直轄）管理の道路橋の損傷件数^{1.4)} [橋長15m以上]

年3月に首都高速3号渋谷線南平台付近では、補修工事の一環として実施していた塗装の塗り替え工事に伴って、施工者が使用したシンナーが照明用の白熱電球の熱で発火し、足場のシートなどに燃え移り延焼した。全面開放には、事故発生から3日間を要した^{1.6)}。また、図-1.1.2(b)^{1.9)}では、本州と四国を結ぶ大動脈である瀬戸大橋が、番の州コンビナートと近接していることから、南海地震発生時のコンビナート火災に対して対策の必要性を問う記事も見受けられる。



(a) 首都高速3号渋谷線南平台付近での橋梁火災（日テレNEWS24より）^{1.6)}



(b) 南海地震対策はどうか⑤コンビナート火災の恐怖（四国新聞より）^{1.9)}

図-1.1.2 橋梁火災に関する報道

わが国では、幸いにも火災による落橋事例はないが、海外に目を向けてみると、2007年4月、アメリカ・サンフランシスコ郊外のオークランドベイブリッジに隣接したインターチェンジ上で、タンクローリー車の横転・爆発により、高架橋の2スパン部分がわずか20分で落橋した(写真-1.1.1(a))^{1.10)~1.12)}。さらに、2009年7月、アメリカ・ミシガン州・デトロイトの9-Mile 跨道橋(ゲルバー橋)直下で、同じくタンクローリー車の衝突・横転・炎上により、跨道橋の1スパン部分が落橋した(写真-1.1.1(b))^{1.13), 1.14)}。このように橋梁が火災を受けると、最悪の場合落橋も考えられ、落橋に至らない場合でも、調査や補修・補強などによる長期間の交通規制が必要となる。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診断することが重要であり、鋼道路橋では、このような火災を受けた鋼桁の受熱温度を、写真-1.1.2に示すように塗膜の変状状態から推定する試みが進められている^{1.15)}。しかしながら、火災を受けた橋梁に対する診断法やその耐火性能を評価する方法については、未だ明確に示されていないのが現状である。



(a) マッカーサーメイズ I-580 号線東行き高架橋^{1.11), 1.12)}

(b) 州間幹線道路 I-75 号線 9-Mile 跨道橋^{1.13)}

写真-1.1.1 アメリカの落橋事例

表 3.2.8(1) 塗膜の変状(加熱面)

	A-1	A-2	B-1	C-1	C-5
加熱前					
200℃					
	①	①	②われ		
300℃					
	②ふくれ、はがれ	③(F(3))剥離、付着 (F(1)(2))黒色	②われが進行	①濃い色に変色	①
400℃					
	⑤(F(1)(2))濃い色	⑤(F(3))付着 (F(1)(2))濃い色	②付着	④(F(3))付着	②(中)付着 (F(2))濃い色
500℃					
	⑤(F(1)(2))白色	⑤	③(上)白色、付着 (F(3))露出	④(上)灰色はがれ (F(3))付着	⑤(F(1)(2))緑色
600℃					
	⑤	⑤	③	⑤(F(2))濃い色 (F(3))剥離	④
700℃					
	⑤(F(1)(2))緑色	⑤(F(1)(2))緑色	⑤(F(1)(2))緑色	⑤(F(1)(2))緑色	⑤

ここで、(上)上塗り、(中)中塗り、(下G)下塗りi層目

表 3.2.8(2) 塗膜の変状(非加熱面)

	A-1	A-2	B-1	C-1	C-5
加熱前					
200℃					
	①	①	④(上)われ、はがれ (中)はがれ		
300℃					
	②(上)ふくれわれ	②(上)われ ④(F(3))剥離、付着 (F(1)(2))黒色	②(上)われが進行	①(上)濃い色に変色	①
400℃					
	⑤(F)赤褐色 → 濃い色	②(上)腐化 ④(F(2))付着	③(上)灰色 ①	②(上)ふくれ	⑤(F(2))赤み
500℃					
	⑤(F)緑色	⑤(F(3))付着、黒色 (F(1)(2))赤、緑色	④(上)白色、付着 (F(3))露出	②(上)灰色はがれ ④(F(3))付着、灰色	⑤(F(1)(2))緑色
600℃					
	⑤	⑤	④(F(2))付着	⑤(F(2))濃い色	⑤
700℃					
	⑤	④(上)付着 ⑤(F(1)(2))緑色	⑤(F(1)(2))緑色	⑤	⑤

ここで、(上)上塗り、(中)中塗り、(下G)下塗りi層目

写真-1.1.2 開放型ガス炉加熱試験による塗膜の変状結果の一例^{1.15)}

1.2 耐火設計

ヨーロッパの設計規準であるユーロコード (Eurocode) ^{1.16)}では、火災時における構造物の安全性を確保するため、その照査法として、次の3つの方法に大きく分類し、それぞれの目的に応じて適用されている。

(1) 許容耐火持続時間 (t_a) による方法

構造物が指定された時間 (t_a) 以上の火災に耐えうることができるかどうかを照査する方法で、照査式は次のとおりである。

$$t \geq t_a \quad (\text{分}) \quad (1.2.1)$$

ここに、 t : 構造物の耐火持続時間 (分)

t_a : 構造物の許容耐火持続時間 (分)

t_a の値として、30、60 および 90 分が一般に規定される。

(2) 許容受熱温度 (θ_a) による方法

構造物が火災により受熱する温度を許容値 (θ_a) 以下におさえることにより、その安全性を確保しようとする設計法で、この方法における照査式は次のとおりである。

$$\theta \leq \theta_a \quad (^\circ\text{C}) \quad (1.2.2)$$

ここに、 θ : 構造物(構造部材)の受熱温度 ($^\circ\text{C}$)

θ_a : 構造物(構造部材)の許容受熱温度 ($^\circ\text{C}$)

θ_a の値として、鋼部材の場合、高温下における強度低下を考慮し、一般に 400°C 以下を用いる。

(3) 耐荷力 (R_a) による方法

構造物が火災時において一般に自重により破壊しないことを保証する設計法で、照査式は次のとおりである。

$$S \leq R_a \quad (\text{kN}, \text{kN}\cdot\text{m}) \quad (1.2.3)$$

ここに、 S : 火災時の構造物(構造部材)への作用力 (kN, $\text{kN}\cdot\text{m}$)

R_a : 火災時の構造物(構造部材)の耐荷力(kN, $\text{kN}\cdot\text{m}$)

R_a には、作用断面力（軸力、せん断力、曲げモーメント）の大きさに応じて支配的なものを単独、あるいはそれらの組み合わせを用いる。

建築構造物の耐火設計では、建物内に居住する人々の避難時間を確保するため、(1)の耐火持続時間を保証している。一方、土木構造物の耐火設計では、主に、(2)の許容受熱温度が用いられ、また、火災時における構造物の耐荷力を評価し、破壊に対して安全性を確保するために(3)の方法が用いられる。

1.3 研究の目的

橋梁が火災を受け損傷した場合、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し、早急な復旧が求められる。しかしながら、被災した橋梁に対して、その都度詳細な調査を行い、その結果を踏まえ補修・補強を行うため、復旧までに長期間を要しているのが現状である。詳細調査では、主に鋼部材の強度低下や変形量、コンクリート部材の強度低下やひび割れ・剥離状況などを調べ、被災橋梁の安全性を照査している。高温時における鋼部材やコンクリート部材の強度低下については、すでに建築の分野では研究が進んでおり^{1.17), 1.18)}、ユーロコード (Eurocode)^{1.19), 1.20)}においても記載されている。そこで、被災橋梁の受熱温度をある程度正確に推定することが可能になれば、火災による構造部材の強度低下の度合いを判断することができ、早急な復旧作業が可能になるものと考えられる。

本研究では、被災橋梁の受熱温度に着目し、鋼合成桁の加熱実験と一次元差分法による解析結果などを通じて、火災時における鋼桁およびコンクリート床版の受熱温度を把握するとともに、性能照査において必要とされる終局耐力に関する各相関式を誘導し、落橋温度の推定方法を提示する。また、誘導した終局耐力相関式をもとに、火災により実際に落橋した事例をモデルケースとし、耐荷力の推定を行い、落橋要因に関する検討を行う。さらに、火災事故が懸念される橋梁においては、その耐火対策として、下面に耐火工を施すといった対策も今後必要と考えられることから、現在開発中の橋梁用耐火工 (耐火パネル) の耐火性能について検証を行う。

1.4 本論文の構成

本論文は 8 章で構成されており、各章の内容は以下のとおりである。

第 1 章では、研究の背景とユーロコード (Eurocode) による構造物の耐火設計の基本的な考え方を述べ、研究の目的と本論文の構成を示す。

第 2 章では、橋梁の火災事例について近年報告された事例も含め、その中から国内外の代表的な 3 件の事例を紹介し、火災を受けた橋梁の主な出火要因、部材の最大受熱温度、損傷状況ならびに調査、補修・補強、架け替え方法などを示す。

第 3 章では、まず、鋼桁およびコンクリート床版などの受熱温度の算定に必要な火災荷重 (部材表面への熱流束、火災温度) の設定方法を示す。つぎに、既往の試験結果およびユーロコード (Eurocode) より、高温時および加熱冷却後の常温時における鋼材とコンクリートの力学特性、鋼材とコンクリートの熱物性値について示す。

第 4 章では、鋼桁および床版の受熱温度を把握するため、鋼合成桁の試験体を用いた加熱実験を行い、一次元差分法による解析値と比較・検討を行った結果について述べる。

第 5 章では、火災時の性能照査において必要とされる終局耐力に関する各相関式を誘導し、その相関関係について検討を行い、終局耐力相関曲線と落橋温度の推定方法について述べる。

第 6 章では、**第 2 章**で紹介した火災による落橋事例をモデルケースとし、鋼合成桁橋の高温時における耐荷力の推定方法を示し、落橋要因についての検討結果を述べる。

第 7 章では、まず、火災時における耐火対策として橋梁用耐火工 (耐火パネル) の開発を行うにあたり、耐火パネルを構成するフレーム構造と、使用する耐火材の種類やその組み合わせを検討するための基礎的な加熱実験を行い、その結果を踏まえて実橋への適用に向けたフレーム構造による耐火パネル単体ならびに鋼合成桁に耐火パネルを取り付けた加熱実験を行った。ここでは、鋼桁が受ける熱影響を検証した結果と考察を述べる。

第 8 章では、**第 2 章**から**第 7 章**までの研究成果の総括を行い、本研究で得られた知見を要約する。

参考文献等

- 1.1) 土木学会：コンクリート技術シリーズ No.63 コンクリート構造物の耐火技術研究小委員会報告ならびにシンポジウム論文集，2004.10.
- 1.2) 久保田 真，滝本孝哉：最近の道路トンネル防災設計の動向，こうえいフォーラム 第18号 2009.12.
- 1.3) 寺沢直樹：道路ストックの管理について，（一財）国土技術研究センター，2012.10.
(<http://www.jice.or.jp/cms/kokudo/pdf/reports/autonomy/roads/01/siryol7.pdf>)
- 1.4) 国土交通省 国土技術政策総合研究所 道路研究部 道路構造物管理研究室：橋梁火災への取り組み状況，社会基盤施設の火災診断法の構築と耐火設計法の提案（第18回打ち合わせ会），2009.9.
- 1.5) 桑野忠生，増井 隆，鈴木寛久，依田勝雄：タンクローリー火災事故により損傷を受けた橋梁の復旧，橋梁と基礎，Vol.43，No.4，pp.13-18，2009.4.
- 1.6) 日テレNEWS24，「首都高速3号線，一部区間で通行止め続く」，2014.3.21，10:38
(<http://www.news24.jp/articles/2014/03/21/07247855.html>)
- 1.7) News 時事，首都高3号渋谷線の塗装工事で火災，日経コンストラクション，pp.12，2014.4.14
- 1.8) Topics 事故復旧，首都高迅速に復旧できた理由，日経コンストラクション，pp.34-38，2014.6.9
- 1.9) 四國新聞，2011.5.22
- 1.10) 藤野陽三，阿部雅人：米国での高架橋火災の復旧対応，高速道路と自動車，第52巻 第4号 2009.4.
- 1.11) The New York Times：Overpass Near San Francisco Collapses，2007.4.29.
(<http://www.nytimes.com/2007/04/29/us/30collapsecnd.html?fta=y>)
- 1.12) The New York Times：Tanker Truck Fire Collapses Bay Area Overpass，2007.4.30.
(http://www.nytimes.com/2007/04/30/us/30collapse.html?_r=0)
- 1.13) Weidlinger Associates Inc.：The Collapse of the Nine Mile Road Overpass，Nov./Dec. 2009.
- 1.14) Hedden, J., Quagliata, M. and Wandzilak, T.：Emergency Renovation, Steel Bridge NEWS, *Modern Steel Construction*, pp. 36-39, Modern Steel Bridge Alliance, Sep. 2010.
- 1.15) 玉越隆史，大久保雅憲，石尾真理，横井芳輝：鋼道路橋の受熱温度推定に関する調査，国土技術政策総合研究所資料，No.710，2012.12.
- 1.16) CEN：Eurocode 1-Actions on structures-Part 1-2：General actions-Actions on structures exposed to fire, EN 1991-1-2, 2002.
- 1.17) 一瀬賢一：高温下におけるコンクリートの力学性状，コンクリート工学，Vol.45，No.9，pp.83-86，2007.9.
- 1.18) 日本建築学会：鋼構造耐火設計指針，2008.3.
- 1.19) CEN：Eurocode 2-Design of concrete structures-Part 1-2：General rules-Structural fire design, prEN 1992-1-2, 2002.
- 1.20) CEN：Eurocode 3-Design of steel structures-Part 1-2：General rules-Structural fire design, prEN 1993-1-2, 2003.

第2章

火災による橋梁の損傷事例

2.1 概説

本章では、橋梁の火災事例について、近年報告された事例も含めて一覧を示すとともに、その中から国内外の代表的な被災事例を挙げ、出火要因、部材の最大受熱温度、損傷状況ならびに調査、補修・補強、架け替え方法などを紹介する。

2.2 橋梁の火災事例

2.2.1 火災事例の一覧

まず、主な橋梁の火災事例を表-2.2.1に示す^{2.1)~2.27)}。

表-2.2.1 主な橋梁の火災事例^{2.1)~2.11)}

橋梁名	構造形式	被災年月	被災原因
首都高速・神田橋ランプ	単純合成I桁橋	1966年1月	桁下の小屋からの出火
国領川橋梁	PC箱桁橋	1975年7月	沿線家屋からの延焼
東海道線・元町高架橋	RCラーメン橋	1978年3月	高架下の店舗からの出火
西浦和駅構内高架橋	RCラーメン橋	1980年8月	古タイヤからの出火
首都高速・汐留出入路	鋼単純合成鈑桁橋	1980年8月	工事中の失火
A橋	2径間連続I桁橋	1990年11月	不法占拠者の失火
下路トラス橋（尼）	鋼下路トラス橋	1991年5月	タンクローリー車の横転・炎上
首都高速・葛西高架橋	単純I桁橋	1992年	桁下での車両事故
首都高速・芝公園入路	単純I桁橋	1994年	桁下での不審火
毛穴大橋	単純合成I桁橋	2000年4月	不法占拠者の失火
B橋	PC3径間連続中空床版橋	2001年11月	工事中の事故
新熱田橋	単純合成I桁橋	2001年12月	不法占拠者の失火
国道23号・新佐山跨線橋	単純箱桁橋	2002年4月	桁下での車両事故
C橋	2径間連続I桁橋	2004年2月	野焼きの延焼
BAB2高架橋（独）	PC連続T桁橋	2004年7月	タンクローリー車の横転・炎上
JR宗谷本線・旭川第8橋梁	3径間張出し式ラーメン橋	2004年8月	古タイヤからの出火
ヴィールタール橋（独）	8径間連続鋼床版2主I桁橋	2004年8月	タンクローリー車の落下・炎上 (推定受熱温度：650℃)
首都高速・6号向島線	単純合成鈑桁橋	2005年4月	塵茶集積場からの出火
阪神高速・16号大阪港線波除出路	2径間連続非合成箱桁	2006年2月	桁下での不審火

表-2.2.1 主な橋梁の火災事例（つづき）^{2.12)~2.27)}

橋梁名	構造形式	被災年月	被災原因
一般国道1号守口高架橋	単純PCプレテンション桁橋	2006年12月	沿線資材置場からの出火 (推定受熱温度：300～600℃)
JR大阪環状線・旧淀川橋梁	単線式上路プレートガーダー橋	2007年2月	桁下の資材置場からの出火 (推定受熱温度：400℃以上)
マッカーサーメイズ I-580号線東行き高架橋（米）	連続合成鉄桁橋	2007年4月	タンクローリー車の横転・炎上 (推定受熱温度：1000℃以上)
首都高速・5号池袋線	単純合成I桁橋	2008年8月	タンクローリー車の横転・炎上 (推定受熱温度：1200℃以上)
新海陸橋	3径間連続非合成鉄桁橋	2008年8月	不法占拠者の失火 (推定受熱温度：400℃程度)
国道302号・地藏川高架橋	鋼I桁橋	2008年9月	不明
州間幹線道路 I-75号線9Mile跨道橋（米）	合成桁橋（ゲルバー構造）	2009年7月	タンクローリー車の衝突・横転・ 炎上（推定受熱温度：1300℃以上）
福岡高速4号・宇美川大橋	単純合成I桁橋	2010年2月	不法占拠者の失火
国道397号・川口橋	3径間連続非合成鉄桁橋	2011年3月	津波の引き波時の火災
定使野橋	2径間連続非合成鉄桁橋	2011年4月	不法占拠者の失火 (推定受熱温度：400℃以上)
国道9号・西大橋	3径間連続鋼合成鉄桁橋（2連） ＋単純鋼合成鉄桁橋（3連）	2012年2月	不法投棄の古タイヤからの出火 (推定受熱温度：300～800℃)
明德橋	3径間連続鋼箱桁橋＋単純鋼鉄桁橋	2013年6月	不審火
首都高速・3号渋谷線	単純鋼床版箱桁，単純RC床版鉄桁	2014年3月	塗装塗替中の失火 (推定受熱温度：700℃以上)
東海道新幹線・神足高架橋	RCラーメン橋	2015年1月	老朽化対策工事現場での不審火
首都高速・7号小松川線	単純RC床版鋼鉄桁橋	2015年2月	塗装塗替中の失火 (推定受熱温度：300℃以上)

表-2.2.1より，橋梁における主な被災要因は，車両事故のほか，桁下での不法占拠者や工事中の失火，資材置場や桁下の工事現場からの不審火などが挙げられる．その他にも，高架下の店舗や野焼きからの延焼など，多種多様な出火原因により被災していることがわかる．また，火災を受けた橋梁は，高速道路の高架橋，鉄道の高架橋および跨道橋など，都市内の高架橋に多く見られる．また，タンクローリー車の横転・炎上では，ガソリンや軽油への引火により，他の出火原因に比べ，橋梁が受ける温度は高く，激しい損傷が見られる．例えば，首都高速5号池袋線熊野町JCT付近の高架橋では，鋼桁に大きな座屈や面外変形が生じ，2スパンが架け替えられた．一方，アメリカでは，サンフランシスコ郊外のオークランドベイブリッジに隣接したインターチェンジ上やミシガン州・デトロイドの9-Mile跨道橋直下でタンクローリー車が炎上し，落橋に至ったケースもある．

次項では，同表に示した橋梁の火災事例の中から，首都高速5号池袋線熊野町JCT付近の高架橋，首都高速3号渋谷線南平台付近の高架橋，州間幹線道路I-75号線9-Mile跨道橋（アメリカ）について，出火原因，部材の最大受熱温度ならびに損傷状況や補修・復旧方法について詳述する．

2.2.2 首都高速5号池袋線熊野町JCT付近^{2.15), 2.28)~2.31)}

2008年8月3日午前5時50分頃、首都高速5号池袋線を都心から埼玉方面へ走行中のタンクローリー車（ガソリン：16000リットル、軽油：4000リットル搭載）が、熊野町JCT付近で横転・炎上した。本橋は、上部工および下部工がそれぞれ単純合成I桁（支間長20m）およびRC2層ラーメン橋脚で構成され、下層に下り線、上層に上り線が通るダブルデッキ構造である。事故は、ダブルデッキ構造の下層部で発生し、火源直上の上層部の鋼桁およびRCラーメン橋脚が著しい損傷を受けた。火災発生直後から、消防による消火活動が行われたものの、鎮火が確認されたのは火災発生から5時間以上経過した午前11時30分頃であった。事故直後から上下線ともに全面通行止めの措置が取られ、首都高速道路のみならず周辺の一般道でも渋滞が発生し、首都圏の交通に大きな影響を与えた。この火災は、その後の調査から最も火の勢いが激しい状態で約1200℃（約90分間）にまで達したと推定された。

事故の発生位置および本橋の火災発生箇所を図-2.2.1に示し、事故発生直後の状況および各部材の損傷状況を写真-2.2.1～写真-2.2.6に示す。火災による損傷の範囲は、火源直上の上下層2径間だけでなく、その上層の隣接橋梁の一部にもおよび、鋼桁の損傷状況は、上下層において主桁腹板の変形や塗膜の剥離などが見られた。特に、火源直上の主桁は、熱の影響により桁高1200mmが約600mmまで変形した。これにより上層の路面は、最大700mm程度沈下した。また、RC床版では亀甲状のひび割れが広範囲に発生し、一部かぶり部分のコンクリートが剥落し鉄筋の露出が見られた。一方、RCラーメン橋脚では、表面のコンクリートが一部剥落し、横梁の鉄筋の露出が見られた。これに加え、裏面吸音板や遮音壁など付属物の多数に焼失および損失が発生した。ただし、下層部の主桁および床版には大きな変状は見られなかった。

これらの損傷を受け、有識者による対策委員会が設けられ、復旧方法などの対策内容について検討された。その検討の結果、損傷が著しい上層の主桁2径間について全面架け替えとし、RCラーメン橋脚については損傷を受けたコンクリート表面を一部撤去して断面を修復し、その他の範囲は、損傷が局所的に限定されていたため、部分補修に止める方針とされた。また、交通規制やネットワークの遮断による社会的影響の大きさを考慮し、交通開放をさせながら主桁を3本ずつ架け替える半断面施工が行われた。復旧工事の概要を図-2.2.2および図-2.2.3に示す。

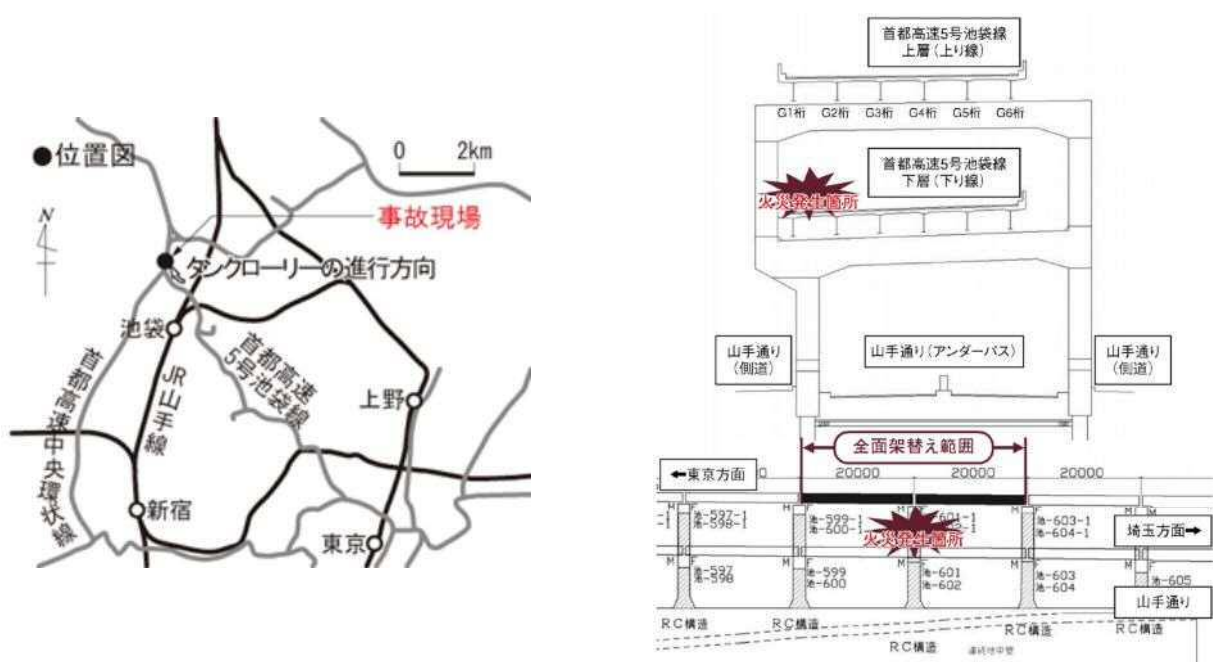


図-2.2.1 事故の発生位置および火災発生箇所^{2.28), 2.30)}



写真-2.2.1 事故直後の状況^{2.28), 2.29), 2.31)}



写真-2.2.2 鎮火直後の状況^{2.28), 2.29), 2.31)}



写真-2.2.3 被災後の外観^{2.28), 2.29), 2.31)}



写真-2.2.4 上層主桁の損傷状況（支点部） 2.28), 2.29), 2.31)

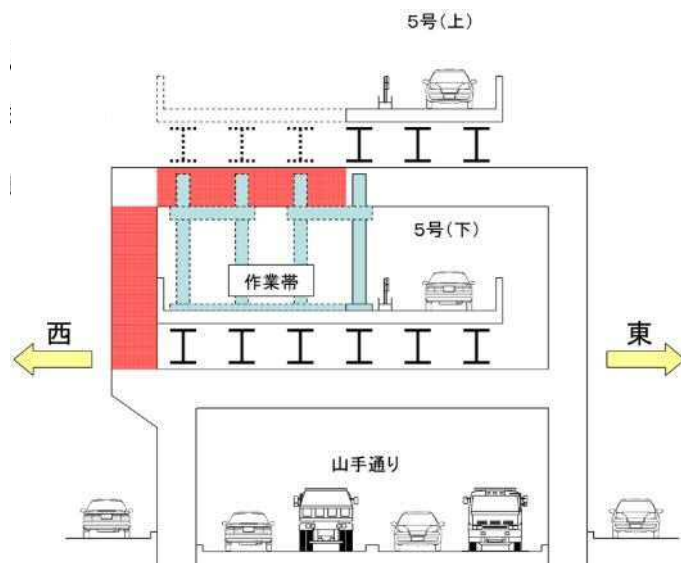


写真-2.2.5 上層床版の損傷状況 2.28), 2.29), 2.31)



写真-2.2.6 RCラーメン橋脚の損傷状況（池-601橋脚横梁） 2.28), 2.29), 2.31)

ステップ1



- a) 西側仮支柱設置
- b) 1車線部分開放
- c) 上層主桁・床版撤去（西側）
- d) RC橋脚補強

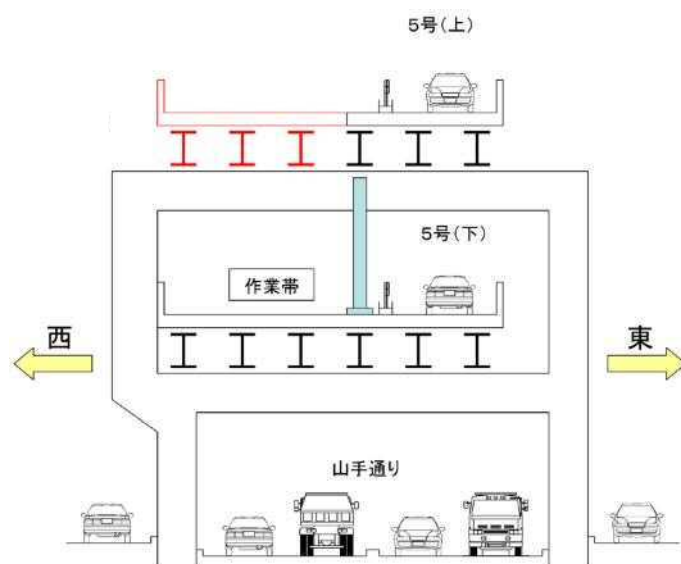


上層主桁・床版撤去完了（西側）



RC橋脚補強

ステップ2



- a) 上層主桁架設（西側）
- b) 上層床版鉄筋組立（西側）
- c) 上層床版コンクリート打設・舗装（西側）



- d) 車線切り替え



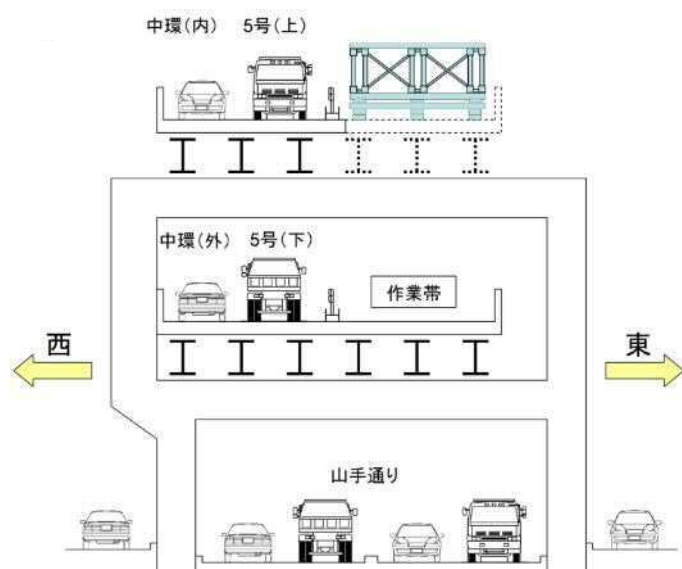
上層主桁架設（西側）



上層床版鉄筋組立（西側）

図-2.2.2 復旧工事の概要（ステップ1, 2）^{2.28), 2.29), 2.31)}

ステップ3



- a) 上層主桁・床版撤去（東側）
- b) 上層主桁・床版搬出（東側）

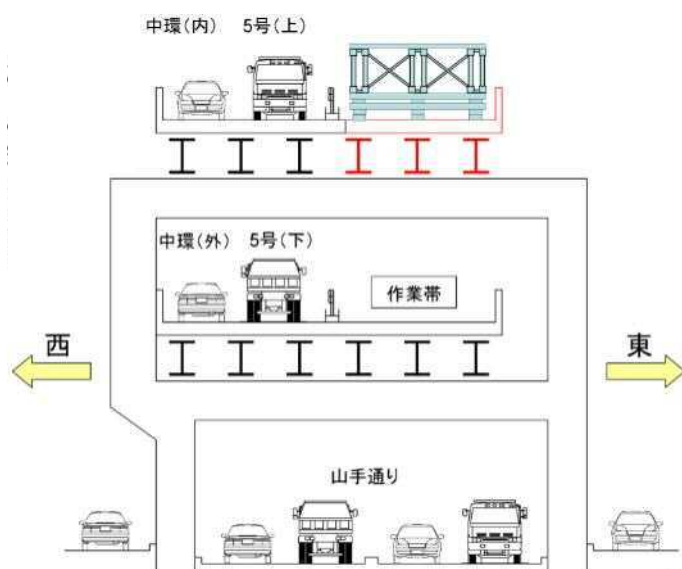


上層主桁・床版撤去（東側）



上層主桁・床版搬出（東側）

ステップ4



- a) 上層主桁架設（東側）
- b) 上層床版鉄筋組立（東側）
- c) 上層床版コンクリート打設・舗装（東側）



- d) 全面開通



上層主桁架設（東側）



上層床版鉄筋組立（東側）

図-2.2.3 復旧工事の概要（ステップ3, 4）^{2.28), 2.29), 2.31)}

図-2.2.2および図-2.2.3に示すように、著しく損傷した西側G1～G3桁には、応急的な対応として仮支柱が設置され、火災発生箇所から離れた東側G4～G6桁の損傷は、補強材による変形矯正を行うことで一時的な使用について問題がないと判断された。そこで、荷重車（25tトラック）の走行試験により安全性を確認後、東側の1車線を暫定供用しながら、西側G1～G3桁の架け替えおよびRC橋脚の柱・横梁の補修が行われた（ステップ1）。その後、西側の上部工の架け替えおよび補修後、車線を西側に切り替え（2車線）、東側G4～G6桁の架け替えが行われた（ステップ2）。東側G4～G6桁の架け替えは、作業スペースが狭隘なため、西側と同様にクレーンを使用すると工期がかかることから、上部工上空に架設用トラス桁を設置し、ジャッキダウン方式により行われた（ステップ3, 4）。東側の上部工の架け替え後、2008年10月2日に下層、同年10月14日に上層が全面開放となった。

また、全面架け替えとした上層2径間とは別に、その下層および上層隣接部の鋼桁は、主桁腹板の座屈耐力を確保するため、腹板パネルごとに道路橋示方書^{2.32)}に規定されている板の平面度の許容値（ $\delta=h/250=1200/250=5\text{mm}$ ）程度を目標に変形矯正が行われた。橋脚の補修は、劣化範囲が限定的で再利用が可能と判断されたため、劣化部分を撤去し、ポリマーセメントモルタルの吹付工法により断面修復された。柱部は、アラミド繊維シートを復旧し、耐震性能の原状回復が図られた。また、横梁についても構造安全性の確保、断面修復部のひび割れ防止ならびに剥落防止効果を目的として、耐震補強と同じアラミド繊維シートの貼り付けが行われた。

この事故は、火災発生から復旧工事を行い、交通の全面開放まで約2ヶ月間を要した。国土交通省、首都高速道路(株)ならびに東日本高速道路(株)では、通行止めに伴う交通渋滞の悪化による経済損失額（渋滞時間損失額）は、首都高速道路、高速道路（外環道、関越道）ならびに一般道路の通行車両に対しての合計額で、1日約3.1億円と試算している^{2.33)}。全面開放まで約2ヶ月間を要したため、約200億円近くの経済損失が発生する事故となった。

2.2.3 首都高速3号渋谷線南平台付近^{2.25), 2.34)~2.38)}

2014年3月20日14時頃、首都高速3号渋谷線の塗装工事中の高架橋で火災が発生し、橋脚や橋桁に設置した足場や地上の資材置き場が燃え、作業員1人が指に火傷を負った。現場では、上部工の塗装を12100m²にわたってフッ素系樹脂塗装に塗り替える工事を実施しており、火災の発生要因は、塗装の剥離作業中に何らかの原因で照明器具の電球部分にシンナーが付着して出火し、足場シートに引火して延焼したものである。火災は20日17時頃に鎮火した。図-2.2.4に事故の発生位置および本橋の火災発生箇所を示し、火災の発生状況および鎮火後の状況を写真-2.2.7および写真-2.2.8に示す。

鎮火後、構造物の健全性を確認するため、出火した橋長40mの単純鋼床版箱桁橋（当該部：渋-232～渋-236）、その東側に隣接する橋長30mの単純RC床版桁橋（隣接部：渋-229～渋-232）で調査が行われた。その結果、火災発生箇所に近い下り線と上り線右車線の一部に熱による変形が見られたものの、全体としての損傷は軽微であると判断され、応急補強を施したうえで、火災発生から3日後の2014年3月23日午後に通行止めをすべて解除し、4月17日には恒久対策も完了した。写真-2.2.9および写真-2.2.10に損傷状況と応急補強の状況を示す。また、以下に具体的な調査項目とその結果、ならびに恒久復旧方法について述べる。

(1) 火災による損傷状況

火災が発生した橋長40mの単純鋼床版箱桁橋と隣接する橋長30m単純RC床版桁橋において、火災の熱影響により、橋桁を構成する一部の鋼板の変形、塗装の剥がれ、排水管等の焼損が発生した。

(2) 鋼構造物調査結果

火災が発生した高架橋（以下、当該部）と隣接する高架橋（以下、隣接部）の鋼製の橋桁について、以下の調査が実施された。

a) 接近目視調査（塗膜劣化度調査等）

火災の影響は、当該部の橋梁の中央付近まで、また、隣接部の端部付近まで及んでおり、橋桁に施された塗膜の劣化具合を手掛かりに受熱温度が推定された。当該部の上り線と下り線の橋桁間が最も熱影響を受けており、その受熱温度は700℃以上と推察され、塗装が全層にわたってスクレーパで簡単に剥離できるほどの損傷を受けていた。

b) 鋼板変形量調査

火災時の熱影響によるものと見られる主桁ウェブの鋼板変形は、当該部で最大19mm、隣接部で最

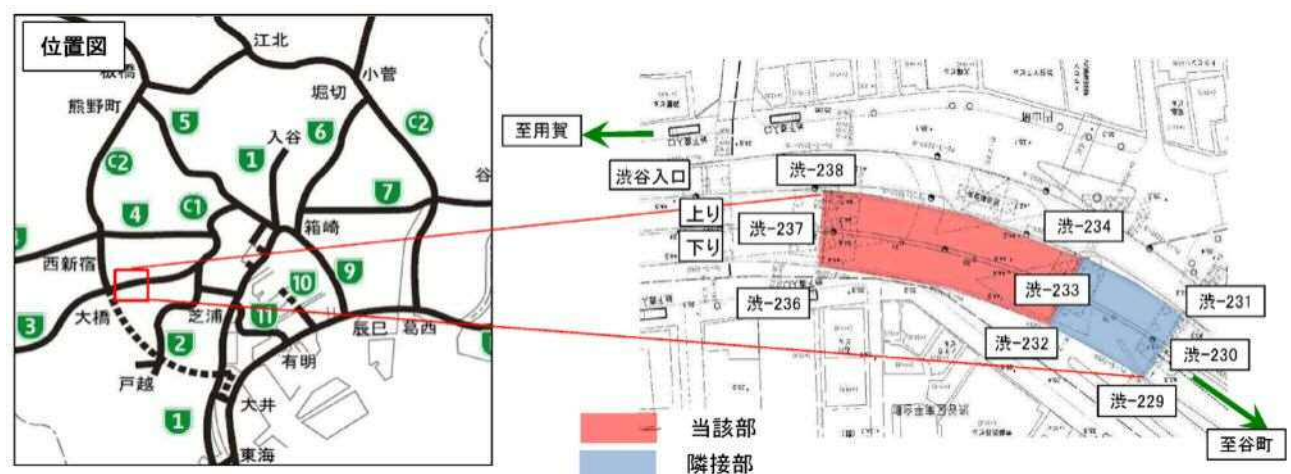


図-2.2.4 事故の発生位置および火災発生箇所^{2.38)}

大15mm生じていた。

c) 高力ボルト健全度調査（ゆるみ調査，残留軸力調査，引張強度調査）

橋桁を構成する部材を接合する高力ボルトについて調査した結果，ボルトのゆるみはなく，ボルト締付けにより発生するボルト軸力，ボルトの引張強度は，火災の影響を受けていない健全部と差異がなく，火災の影響は見られなかった。

d) 鋼材調査（引張試験，組織観察調査）

火災の熱影響により，橋桁を構成する鋼材の強度への影響を確認するため，被災部と健全部の橋桁から試験片を採取し，引張試験と光学顕微鏡および電子顕微鏡により鋼材組織の観察が行われた。引張強度は，健全部と被災部で差異はなく，火災の影響は見られなかった。また，鋼材組織は火災による変質は生じていなかった。

e) 応急補強

主桁ウェブに生じていた変形については，道路橋示方書^{2,32)}の製作誤差の考え方を目安にして，鋼桁ウェブ高の250分の1よりも変形量が大きい箇所について仮支柱（12基）を設置してから全面開通された。

(3) コンクリート構造物調査結果

当該部および隣接部における道路上の高欄および舗装下のコンクリート床版（隣接部）について，以下の調査が実施された。

a) 接近目視調査

当該部および隣接部で，すすの付着や剥落防止シートの接着材焼損によるシートの剥がれが確認された。隣接部で僅かなコンクリートの剥落が見られたが，当該部および隣接部で鉄筋とコンクリートの付着が切れるような状態は見られなかった。

b) 材料調査（圧縮強度試験，中性化深さ試験）

火災の熱影響による高架橋のコンクリート部材の強度への影響を確認するため，被災部と健全部の高欄およびコンクリート床版（隣接部）から試験片を採取し，圧縮強度試験，中性化深さ試験が実施された。圧縮強度，中性化深さともに健全部と被災部で差異はなく，火災によるコンクリートの品質への影響は見られなかった。

(4) 荷重車載荷試験による応力測定

全面開通に向けた最終テストとして，20t車2台を当該部の径間中央に配置して桁のたわみ計測が行われ，解析結果と比較した結果，異常値が出ていないことと，計測値と解析値とが同様の傾向を示していることが確認された。

(5) 恒久復旧方法等

- ・ 橋桁を構成する鋼材の強度に火災の熱影響が生じていないことを確認したため，火災時の熱影響によるものと見られる橋桁の鋼板の変形に対して，箱桁内面など14箇所（当該部11箇所，隣接部3箇所）にH鋼やL型鋼を補強材として高力ボルトで締め付けて設置し，図-2.2.5に示すように鋼板の変形を矯正する恒久対策が実施された。
- ・ 高架橋本体以外の焼損した附属物（排水管，ケーブルラック等）は，原形復旧が行われた。
- ・ 鋼床版，橋脚，支承，高力ボルト，高欄およびコンクリート床版については，火災による熱影響がないことが確認されたため，補修・補強は行われなかった。



2014年3月20日[木]14:08頃：朝日新聞デジタルより^{2.36)}



2014年3月20日[木]14:15頃：朝日新聞デジタルより^{2.36)}



2014年3月20日[木]14:21頃：朝日新聞デジタルより^{2.36)}



2014年3月20日[木]14:30頃^{2.37)}

写真-2.2.7 火災の発生状況

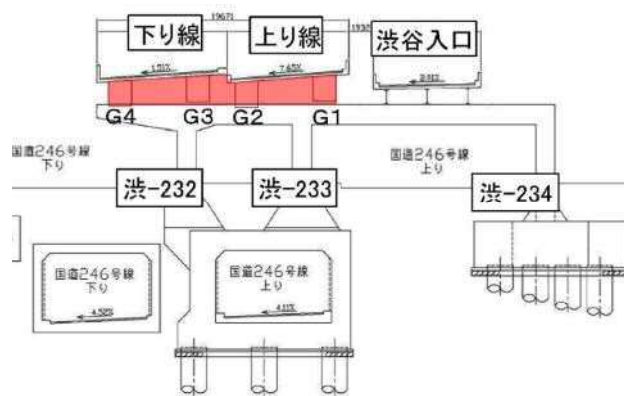


2014年3月21日[金]13:51頃：著者撮影



2014年3月29日[土]15:28頃：著者撮影

写真-2.2.8 鎮火後の状況



上り線および下り線主桁の変形



上り線下フランジ塗装剥がれ（変形無し）



下り線鋼床版ボルト添接部（ボルト緩み無し）



下り線主桁塗装剥がれ（変形無し）



下り線路面（損傷無し）

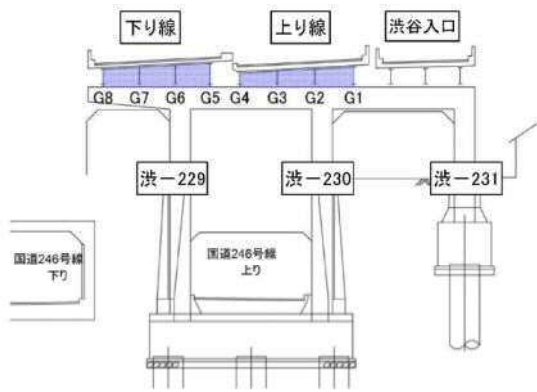


資材置き場直上の仮設足場損傷



下り線桁内部仮支柱設置（G3）

写真-2.2.9 損傷状況と応急補強（当該部）^{2.37), 2.38)}



G5桁ウェブ部変形

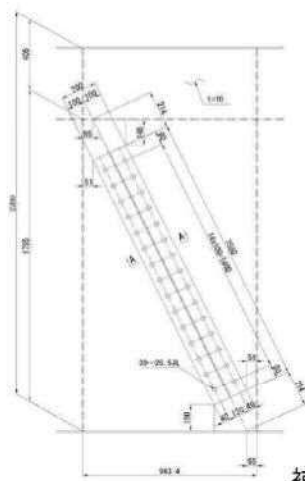


上り線高欄すす付着



下り線RC床版すす付着

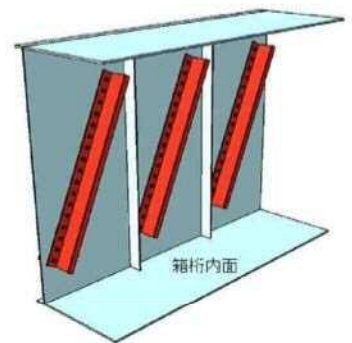
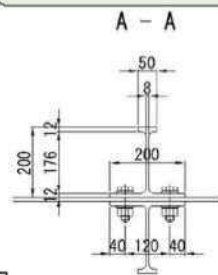
写真-2.2.10 損傷状況（隣接部）^{2.38)}



補強図

フランジ幅は 50mm に切断加工

補強材両面設置
・H形鋼 200×200×8×12



補強イメージ

図-2.2.5 恒久復旧方法^{2.38)}

2.2.4 州間幹線道路I-75号線9-Mile跨道橋^{2.18), 2.19), 2.39)~2.41)}

2009年7月16日午後8時10分頃、アメリカミシガン州デトロイト、ヘーゼルパーク内の州間幹線道路I-75号線において、図-2.2.6に示すように乗用車の運転手が、運転操作を誤り、タンクローリー車と衝突し、衝突されたタンクローリー車は、運転席と燃料タンクの連結部で折れ曲がり横転・炎上した。タンクローリー車の後を走行していたセミトラックの運転手は、事故を目撃し9-Mile跨道橋の直下で停車した後、危険を避けるために運転席から脱出し難を免れた。このタンクローリー車の燃料タンクには、ガソリンが9000ガロン（34069リットル）、軽油が4000ガロン（15141リットル）積まれており、車体の横転に伴い燃料に引火し、9-Mile跨道橋の直下で爆発した。炎は上空約60mまで到達し、最大温度は1316℃と推定された。炎は火災発生から約3時間後に鎮火されたが、この火災で9-Mile跨道橋の1径間が落橋した。ここで、事故の発生場所および事故車両と被災橋梁との位置関係を図-2.2.7および図-2.2.8に、火災時の状況、鎮火後および撤去の状況を写真-2.2.11および写真-2.2.12に示す。



図-2.2.6 事故の発生原因（The Detroit Newsより）^{2.18)}



図-2.2.7 事故の発生場所^{2.39)}

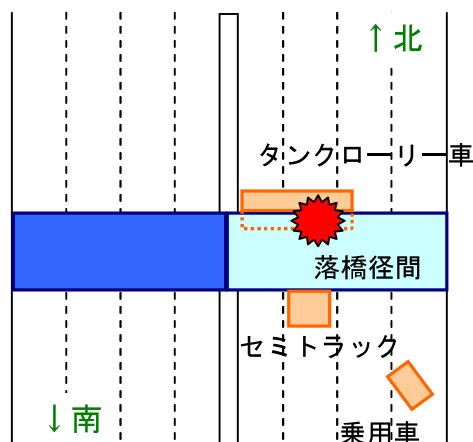


図-2.2.8 事故車両と被災橋梁との位置関係^{2.39)}



写真-2.2.11 火災時の状況^{2.19), 2.39)}



写真-2.2.12 鎮火後および撤去の状況^{2.39)}

9-Mile跨道橋は、図-2.2.9に示すように支間が $8.84 + 23.77 + 23.93 + 11.58 = 68.12\text{m}$ の合成桁橋で、主径間（吊桁）と側径間（支持桁）を吊材で接合したゲルバー構造となっている。事故後の調査によると、タンクローリー車は横転後、主径間（吊桁）西側直下で激しく燃え上がり、すぐにその炎と熱が主径間全体に一樣に拡がって落橋に至ったと考えられる。

I-75号線は重交通道路であるため、落橋した桁はその週のうちに撤去され、直ちに通行が再開された。一方、落橋および損傷の著しい9-Mile跨道橋は、単に架け替えを行うのではなく、この事故を機に、ミシガン運輸省が進める今後の高速道路計画に沿うように新たに設計され架け替えられた。ヘーゼルパークには多くの企業があり、通行止めの影響が大きいことから、9-Mile跨道橋もI-75号線と同様、早期の復旧が求められた。そこで、プロジェクト総予算1200万ドルで架け替えを行い、通常より短い工期で設計から架設まで行われ、事故から約5ヶ月後の2009年12月11日に交通開放された。

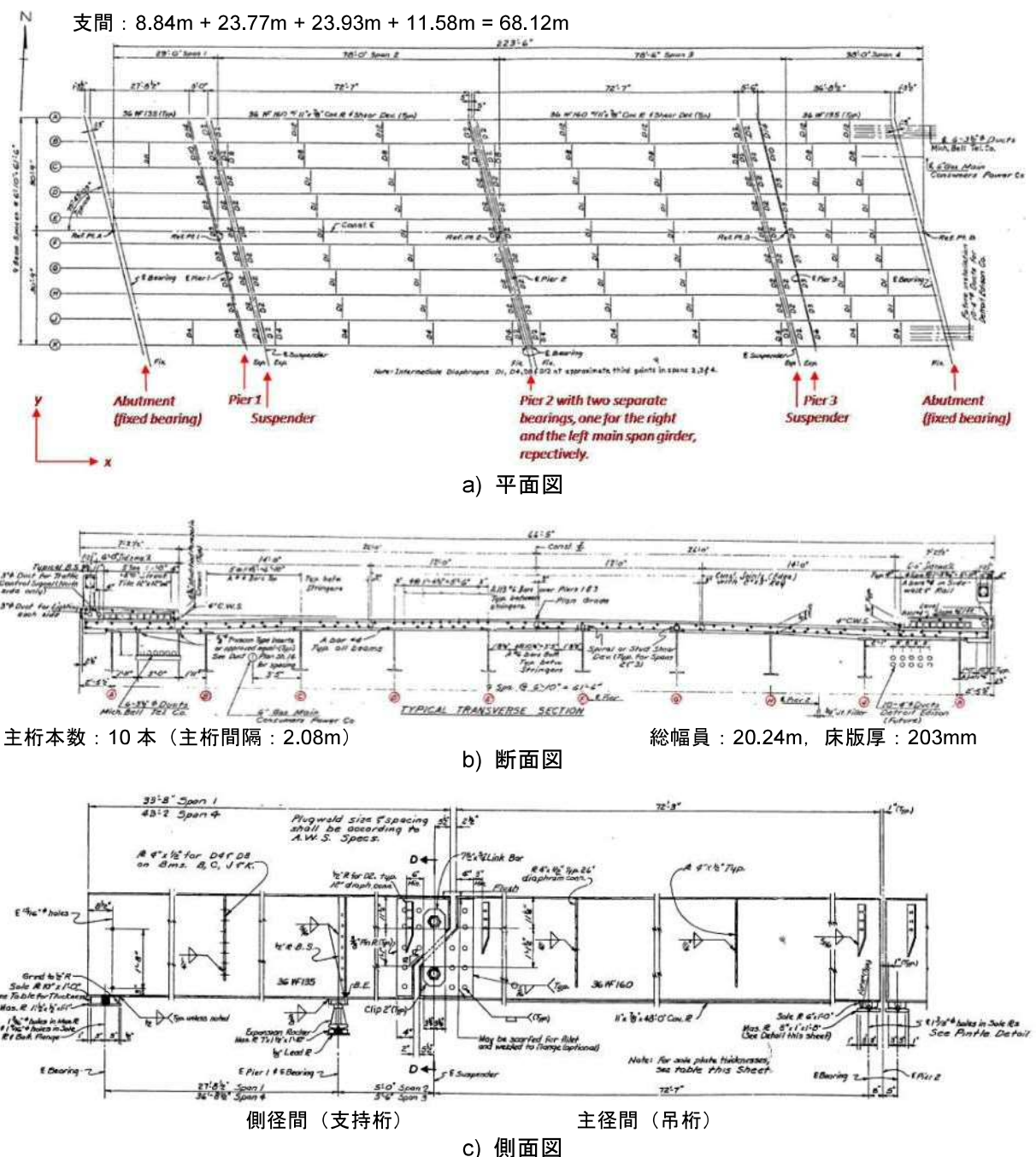


図-2.2.9 被災橋梁（9-Mile跨道橋）の一般図^{2.39), 2.41)}

2.3 まとめ

本章では、近年報告された事例も含めて橋梁の火災事例の一覧を示し、国内外における橋梁の代表的な火災事例について述べた。橋梁下では、車両事故のみならず、不法占拠者による失火や資材置場などからの不審火など多種多様な要因によって火災が生じており、火災を受けた橋梁は、高速道路や鉄道の高架橋、跨道橋などの都市内の高架橋に多く見られた。橋梁が火災を受けた場合、交通を遮断し、損傷の程度を適切に診断して、交通開放の可否を迅速かつ適確に判断することが必要である。特に、交通量の多い主要幹線道路などの高架橋では、周辺道路の渋滞などによる経済的な損失が大きい。ため、交通の早期開放が望まれる。表-2.2.1に示した火災事例から国内4橋、国外2橋の計6橋について、被災直後の措置および全面開通までに要した期間を表-2.3.1にまとめて示す。

表-2.3.1 被災直後の措置および全面開通までに要した期間

事例	最大受熱温度	被災直後の措置	主な損傷状況	主な対策	全面開通までに要した期間
一般国道1号 守口高架橋	300～600℃	全面通行止め 翌日部分開放	上部工と橋脚梁部に爆裂、ひび割れ、浮き等	・PC主桁の鋼板接着補強 ・RC橋脚の鋼板巻き立て	約7ヶ月
首都高速・5号池袋線	1200℃以上	7日間全面通行止め 7日以降部分開放	・主桁腹板の変形 ・RC床版と上層橋脚にひび割れ、剥離、鉄筋露出 ・付属構造物の消失	架け替え	約2ヶ月
首都高速・3号渋谷線	700℃以上	全面通行止め 2日後上り線開放	・塗装の剥がれ ・主桁腹版の変形 ・排水管の焼損 ・床版と高欄にすすの付着 ・高欄に剥落防止シートの接着材焼損によるシートの剥がれ	・応急補強として仮支柱を設置 ・恒久対策として補強材を設置	3日 (恒久対策27日後に完了)
首都高速・7号小松川線	300℃以上	全面通行止め 翌日上り線開放	・主桁2本が一部変形 ・遮音壁22枚、支柱12本が焼損	仮支柱で支持	10日
マッカーサーメイズ I-580号線東行き高架橋	1000℃以上	全面通行止め	落橋	架け替え	約1ヶ月
州間幹線道路 I-75号線9-Mile跨道橋	1300℃以上	全面通行止め	落橋	架け替え	約5ヶ月

表-2.3.1より、マッカーサーメイズI-580号線東行き高架橋は、火災により落橋したにも関わらず、速やかな復旧工事によって約1ヶ月で交通の全面開放がなされている。首都高速5号線においても、架け替えが必要なほどの甚大な被害を受け、7日間の全面通行止めの措置がとられたものの、それ以降の措置は迅速であり、約2ヶ月で完全に復旧された。一方、州間幹線道路I-75号線9-Mile跨道橋は、この事故を機に、ミシガン運輸省が進める今後の高速道路計画に沿うように新たに設計され架け替えられたことから、交通の全面開放まで約5ヶ月を要した。また、守口高架橋においては、被災の翌日に部分開放されたが、復旧までの期間は、約7ヶ月と時間を要したことがわかる。守口高架橋に長期間の交通規制を要したのは、過去に供用中のプレテンション桁が被災した事例がなく、慎重な調査および検討が必要であったためと考えられる。

参考文献等

- 2.1) 大山 理, 今川雄亮, 栗田章光: 火災による橋梁の損傷事例, 橋梁と基礎 Vol.42, No.10, pp.35-39, 2008.10.
- 2.2) 土木学会: コンクリート技術シリーズ No.63 コンクリート構造物の耐火技術研究小委員会報告ならびにシンポジウム論文集, 2004.10.
- 2.3) 関 順, 天野節夫, 松崎 寛: 首都高速道路4号線神田橋ランプの被火災事故, 橋梁と基礎 Vol.2, No.3, pp.39, 1968.3.
- 2.4) 石橋忠良, 大坪正行: 火災を受けたRC高架橋の補修・補強, 橋梁と基礎 Vol.17, pp.100-103, 1983.8.
- 2.5) 細井義弘: 火災を受けた橋梁の補修について, 横河橋梁技報 No.20, pp.57-72, 1991.1.
- 2.6) 小山 堯: 鉄道高架下火災事例, コンクリート工学 Vol.45, No.9, pp.8-13, 2007.9.
- 2.7) 大山 理, 宮地真一, 山本正寿, Geralt Siebert, 栗田章光: 火災による下路トラス橋の落橋温度の推定, 橋梁と基礎 Vol.46, No.11, pp.28-32, 2012.11.
- 2.8) 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 Vol.37, No.4, pp.41-48, 2003.4.
- 2.9) 高樋由美子, 羽田野英明, 石原康弘, 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 I-009, pp.17-18, 2004.9.
- 2.10) 吉沢 勝, 中西禎之, 白木孝雄: 火災により損傷を受けた橋梁の健全度調査, 土木学会 第61回年次学術講演会 VI-138, pp.275-276, 2006.9.
- 2.11) 丹波寛夫, 梅木和徳, 宝角正明: 火災を受けた鋼箱桁橋の安全性評価, 土木学会 第62回年次学術講演会 VI-343, pp.685-686, 2007.9.
- 2.12) 田崎祥二: 一般国道1号守口高架橋火災被災復旧の取り組みについて ～供用中のPCT桁橋における復旧工法の検討事例～, 平成19年度 近畿地方整備局研究発表会 論文集 防災・保全部門, pp.1-4, 2007.7.
- 2.13) 吉田雅彦, 中山太士, 大都 亮, 稲富紀行: 火災を受けた鋼鉄道橋の運転再開, 土木学会 第62回年次学術講演会 IV-347, pp.693-694, 2007.9.
- 2.14) 橋梁と基礎 海外文献研究グループ: マッカーサーメイズの崩壊と再建までの道のり, 橋梁と基礎 Vol.44, No.5, pp.48-49, 2010.5.
- 2.15) 桑野忠生, 増井 隆, 鈴木寛久, 依田勝雄: タンクローリー火災事故により損傷を受けた橋梁の復旧ー首都高速5号池袋線 復旧の設計と施工ー, 橋梁と基礎 Vol.43, No.4, pp.13-18, 2009.4.
- 2.16) 新海陸橋災害緊急調査報告書, 川田工業(株), 2008.8.
- 2.17) 繁村好則, 坂部泰樹: 火災被災橋梁の診断と補修ー地藏川高架橋ー, 技報たきがみ Vol.27, pp.46-50, 2009.12.
- 2.18) The Detroit News, 2009.7.17.
(<http://www.detroitnews.com/article/20090717/METRO/907170362/I-75>)
- 2.19) 柳澤則文, 今川雄亮, M. P. RUTNER, 大山 理, 栗田章光: アメリカ・9マイル跨道橋の火災による落橋要因の一解析, 橋梁と基礎 Vol.48, No.6, pp.26-30, 2014.6.
- 2.20) 林 裕也, 本間 順, 亀尾順一郎, 天藤晴朗: 宇美川大橋の火災に対する緊急調査報告, 駒井ハルテック技報 Vol.1, pp.102-110, 2011.10.
- 2.21) 岩井政光, 佐藤浩幸, 澁谷 敦: 津波と火災被害を受けた日本初の合成床版部分打替え, 宮地技報 No.27, pp.116-119, 2014.6.
- 2.22) 定使野橋火災損傷に対する対応策, 川田工業(株), 2011.4.

- 2.23) 井上 卓, 鈴木時彦, 火災を受けた鋼橋の損傷調査とその対応について, 平成 24 年度 近畿地方整備局研究発表会 論文集 調査・計画・設計部門, pp.1-6, 2012.7.
- 2.24) 明徳橋の下の火災について, 名古屋市緑政土木局道路建設部道路建設課, 2013.6.
- 2.25) 首都高速道路株式会社ホームページ: 渋谷区南平台町付近 (高速 3 号渋谷線高架下) の火災について, 2014.3.20.
(http://www.shutoko.co.jp/company/press/h25/data/03/20_shibuya/)
- 2.26) 東海道新幹線の高架下で火災 上下線一時運転見合わせ, 朝日デジタル, 2015.1.
(<http://www.asahi.com/articles/ASH1Q21LDH1QUEHF001.html>)
- 2.27) 首都高速道路株式会社ホームページ: 江戸川区西小松町付近 (高速 7 号小松川線高架下) の火災について【第一報】, 2015.2.16.
(http://www.shutoko.co.jp/company/press/h26/data/02/16_komatsugawa/)
- 2.28) ケンプラッツー日経BP:【首都高速火災事故】写真で見る復旧までの軌跡 (前編), 2008.11.20.
(<http://kenplatz.nikkeibp.co.jp/article/const/news/20081118/528118/>)
- 2.29) ケンプラッツー日経BP:【首都高速火災事故】写真で見る復旧までの軌跡 (後編), 2008.11.27.
(<http://kenplatz.nikkeibp.co.jp/article/const/news/20081118/528156/>)
- 2.30) 桑野忠生, 増井 隆, 鈴木寛久, 依田勝雄: 事故・災害 首都高速5号池袋線―首都高史上最大規模の構造物損傷を73日間で復旧―, 土木学会誌 vol.93, No.12, pp.30-33, 2008.12.
- 2.31) 首都高速道路株式会社ホームページ: 5号池袋線タンクローリー火災事故 復旧工事の記録, 2008.10.14.
(http://www.shutoko.co.jp/efforts/others/route5/~media/pdf/corporate/share2011/route5/doc/press_081014_01.pdf)
- 2.32) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編, p.446, 2012.3.
- 2.33) 国土交通省 関東地方整備局 記者発表資料 平成20年8月28日
(<http://www.ktr.mlit.go.jp/toukoku/02kisyu/pdf/20080828001.pdf>)
- 2.34) News 時事, 首都高3号渋谷線の塗装工事で火災, 日経コンストラクション, pp.12, 2014.4.14
- 2.35) Topics 事故復旧, 首都高迅速に復旧できた理由, 日経コンストラクション, pp.34-38, 2014.6.9
- 2.36) 首都高の工事現場で火災1人けが, 一部通行止めに, 朝日新聞デジタル, 2014.3.20.
(<http://www.asahi.com/articles/photo/AS20140320004230.html>)
- 2.37) 首都高速道路株式会社ホームページ: 別紙3号渋谷線高架下火災に関する再発防止対策について, 2014.4.11.
(http://www.shutoko.co.jp/~media/pdf/corporate/company/press/h26/04/11_shibuya_saihatsuboushi.pdf)
- 2.38) 首都高速道路株式会社ホームページ: 高速3号渋谷線高架下火災による損傷度調査結果及び恒久復旧方法, 2014.4.18.
(http://www.shutoko.co.jp/~media/pdf/corporate/updates/h26/04/18_shibuya_koukyu_shosai.pdf)
- 2.39) Weidlinger Associates Inc.: The Collapse of the Nine Mile Road Overpass, Nov./Dec. 2009.
- 2.40) Hedden, J., Quagliata, M. and Wandzilak, T.: Emergency Renovation, Steel Bridge NEWS, *Modern Steel Construction*, pp. 36-39, Modern Steel Bridge Alliance, Sep. 2010.
- 2.41) Michigan State Highway Department: Drawing of Structural Steel Details, Oct. 2009.

第3章

火災荷重と鋼材およびコンクリートの力学特性と熱物性値

3.1 概説

鋼合成桁の耐火性状を明らかにする上で最も重要となるのは、鋼桁および床版などの受熱温度を適切に評価することと、温度の上昇に伴い変化する鋼材およびコンクリートの力学特性を把握することである。

そこで、本章では、鋼桁および床版などの受熱温度の算定に必要な火災荷重の設定方法と既往の試験結果およびユーロコード（Eurocode）より、高温時および加熱冷却後の常温時における鋼材とコンクリートの力学特性をまとめる。また、熱伝導解析を行う上で必要となる鋼材とコンクリートの熱物性値についてもまとめて示す。

3.2 火災荷重

火災時における受熱温度を算定するためには、火災荷重の設定が必要である。火災荷重は、部材表面への熱流束で与えられることから、以下に、熱流束の算定方法と算定にあたり必要となる火災温度について述べる。

3.2.1 部材表面への熱流束

火災に曝されている表面での熱流束は、対流および放射（輻射）による熱伝達より得られることから、熱流束 q_{fi} は式(3.2.1)で示される^{3.1), 3.2)}。

$$q_{fi} = q_{fi,c} + q_{fi,r} \quad (3.2.1)$$

ここに、 $q_{fi,c}$ ：対流熱伝達による熱流束（W/m²）

$q_{fi,r}$ ：放射熱伝達による熱流束（W/m²）

まず、対流熱伝達による熱流束 $q_{fi,c}$ を式(3.2.2)で示す。

$$q_{fi,c} = \alpha_{c,fi} (\theta_{fi} - \theta_m) \quad (3.2.2)$$

ここに、 $\alpha_{c,fi}$ ：火災による対流熱伝達係数（W/m²K）

θ_{fi} ：火災温度（℃）

θ_m ：部材の表面温度（℃）

火災による対流熱伝達係数は、火災性状によって異なり、火災温度として後述する火災温度－時間曲線を用いる場合、各曲線について与えられている。また、部材が外気と接する面の熱流束も式(3.2.2)で算出することができ、Eurocodeでは、外気との対流熱伝達係数を4W/m²Kとし、外気との対流熱伝達

係数に放射熱伝達の影響も考慮する場合、 $9\text{W/m}^2\text{K}$ としている^{3.1)}。

つぎに、放射熱伝達による熱流束 $q_{fi,r}$ を式(3.2.3)で示す。

$$q_{fi,r} = \Phi \varepsilon_m \varepsilon_{fi} \sigma \{ (\theta_{fi} + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4 \} \quad (3.2.3)$$

ここに、 Φ ：形態係数

ε_m ：部材表面の放射率

ε_{fi} ：火炎の放射率

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

火炎に曝される場合、火炎と部材表面の位置関係は、様々な距離や角度を持つことから、これらの関係を補正する係数が形態係数である。形態係数は、放射熱源と受熱側の大きさ、相対する角度などの幾何学的関係より算出する必要がある。火炎が部材表面と接している場合、 $\Phi = 1.0$ となる。

Eurocode^{3.3)}では、鋼材あるいはコンクリートの場合、部材表面の放射率に $\varepsilon_m = 0.8$ 、火炎の放射率に $\varepsilon_{fi} = 1.0$ をそれぞれ用いている。

3.2.2 火災温度

熱流速を算定するにあたり、火災温度を予め仮定する必要がある。火災温度は、熱源となる物質、可燃物の量、および空間の規模などによって異なり、推定するためには非常に複雑な解析が必要となる。そこで、Eurocode^{3.1)}では、この複雑な解析を省略する場合の火災温度を式(3.2.4)～式(3.2.6)に示すような火災温度-時間関係と対流熱伝達係数で与えている。

(1) ISO曲線（標準温度-時間曲線：閉空間における火災曲線）

$$\begin{aligned} \theta_{fi} &= 20 + 345 \log_{10} (8t + 1) \\ \alpha_{c,fi} &= 25 \end{aligned} \quad (3.2.4)$$

(2) EX曲線（外部火災曲線：開空間における火災曲線）

$$\begin{aligned} \theta_{fi} &= 660 \left(1 - 0.687 e^{-0.32t} - 0.313 e^{-3.8t} \right) + 20 \\ \alpha_{c,fi} &= 25 \end{aligned} \quad (3.2.5)$$

(3) HC曲線（炭化水素曲線）

$$\begin{aligned} \theta_{fi} &= 1080 \left(1 - 0.325 e^{-0.167t} - 0.675 e^{-2.5t} \right) + 20 \\ \alpha_{c,fi} &= 50 \end{aligned} \quad (3.2.6)$$

ここに、 θ_{fi} ：火災温度（℃）

t ：時間（分）

$\alpha_{c,fi}$ ：火炎による熱伝達係数（ $\text{W/m}^2\text{K}$ ）

ここで、ISO曲線（標準温度－時間曲線）やEX曲線（外部火災曲線）は、建築火災を対象とした規
準であり、ISO曲線は、火災区画全体に火炎が広がった場合を想定し、EX曲線は、火災区画で発生し
た火炎が開口部から噴出した際、火災区画の外壁（外壁）が火炎に曝されている場合を想定している。
なお、火災区画とは、火炎に曝される間、延焼を防ぐような部材で囲まれた建物内の空間を示す。一
方、HC曲線（炭化水素曲線）は、油火災を想定した曲線で、ISO曲線およびEX曲線と比べ、短時間で
高温まで達する曲線である。また、その他の火災温度－時間曲線として、トンネル火災に限定された
ドイツ運輸省のRABT曲線およびオランダ運輸省のRWS曲線は、温度の立ち上がりが急で、トンネル
火災の特徴を考慮した曲線となっている。図-3.2.1に各火災温度－時間曲線をまとめて示す^{3.4), 3.5)}。

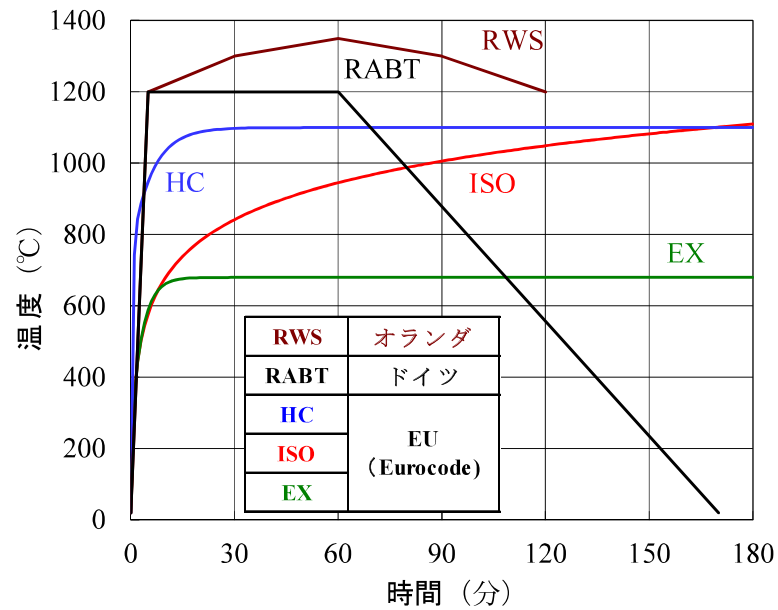


図-3.2.1 火災温度－時間曲線^{3.4), 3.5)}

3.3 鋼材およびコンクリートの力学特性

3.3.1 既往の試験結果

(1) 鋼材と高力ボルト

鋼材（SS400材，SM490材，SM570材）と高力ボルト（F10T）について，既往の試験結果^{3,6), 3.7), 3.8)}より高温時における応力－ひずみ関係を示すとともに，降伏強度，引張強度ならびに弾性係数の変化を示す．なお，ここに示す試験結果は，JIS G 0567「鉄鋼材料及び耐熱合金の高温引張試験法」に準拠し実施されている．

a) 応力－ひずみ関係

① 鋼材

鋼材（SS400材，SM490材，SM570材）について，高温時における鋼材の応力－ひずみ関係を図-3.3.1に示す^{3,6)}．

図-3.3.1より，高温時における鋼材の応力－ひずみ関係は，加熱温度の上昇に伴い大きく変化する．降伏点に着目すると，SS400材およびSM490材は，常温から300℃まで明瞭な降伏点が現れ，400℃以上になると，明瞭な降伏点が現れないまま最大応力を経て破断に至っている．一方，SM570材は，200℃を超えると降伏点が消滅する．また，200から300℃における応力－ひずみ関係に着目すると，降伏後の形状が鋸歯状になっているとともに，ひずみが2.5%程度で常温における応力よりも大きな値を示している．この現象は非調質鋼に見られる青熱脆性の影響とされており，この温度領域で非調質鋼の引張強度は最大となるが，伸びや絞りが極小となるため，応力－ひずみ関係は複雑な形状を示す．

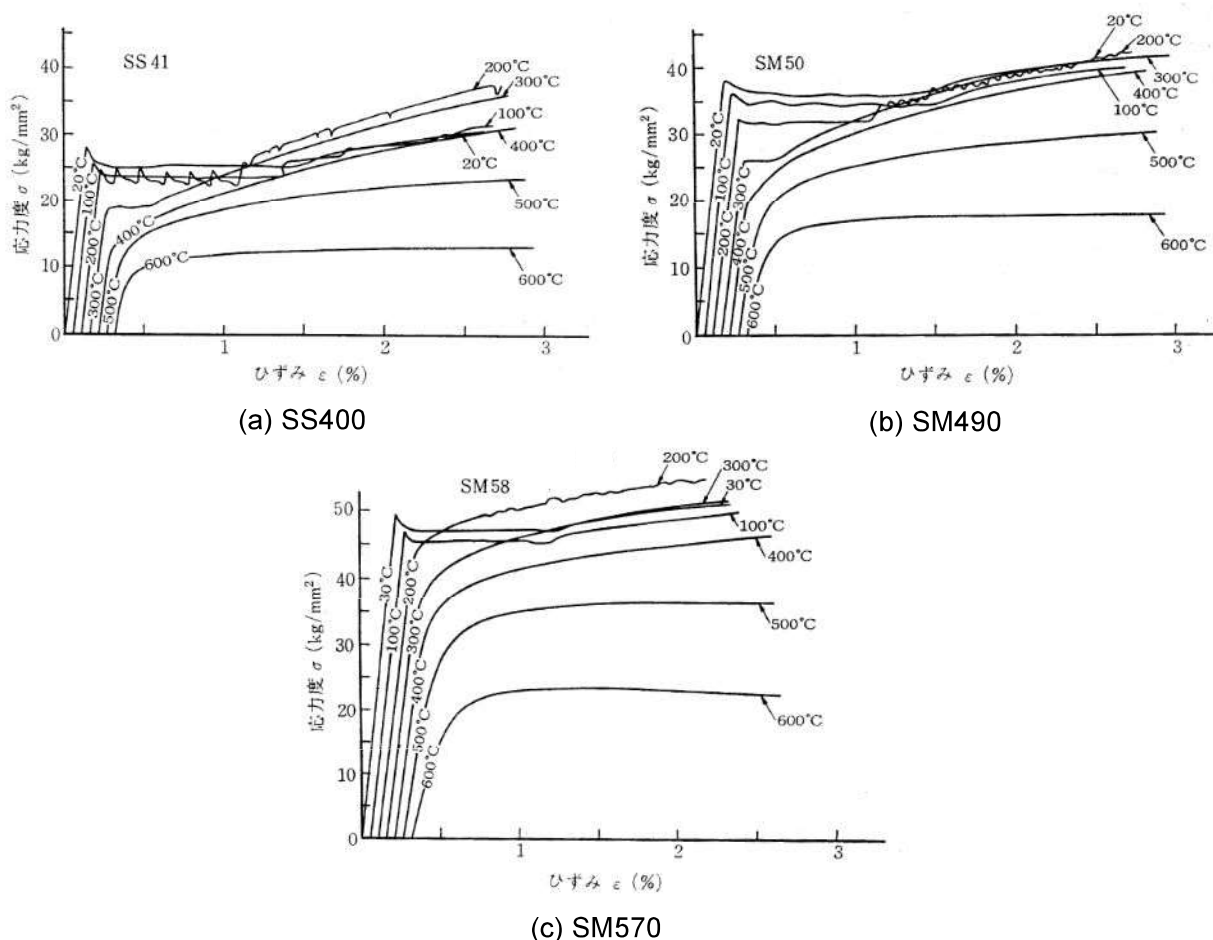


図-3.3.1 高温時における鋼材の応力－ひずみ関係^{3,6)}

② 高力ボルト

高力ボルト (F10T) について、高温時における高力ボルトの応力－ひずみ関係を図-3.3.2に示す^{3,6)}。

図-3.3.2より、F10Tは調質された高張力鋼であることから、常温においても明瞭な降伏点は見られず、200から300℃における青熱脆性の影響も見られない。特に、400℃以上における力学特性の低下は著しく、降伏強度に達した後も応力は増加せずに破断に至っている。

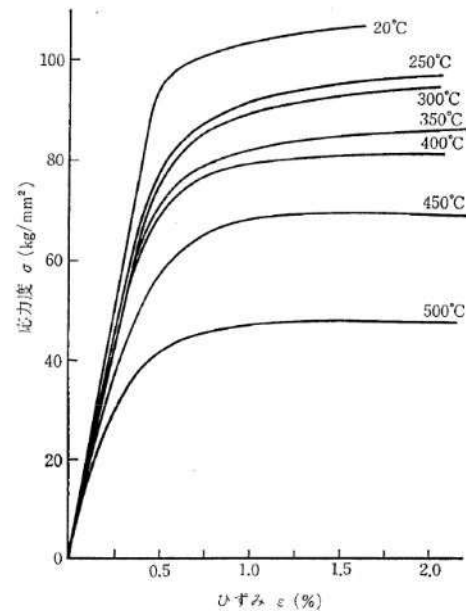


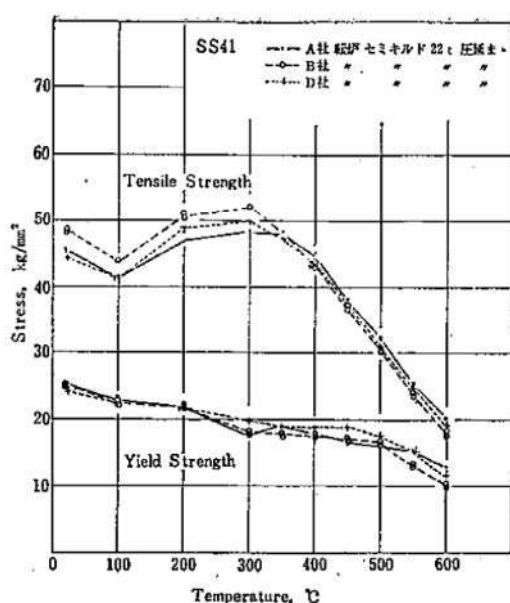
図-3.3.2 高温時における高力ボルトの応力－ひずみ関係 (F10T) ^{3,6)}

b) 降伏強度と引張強度

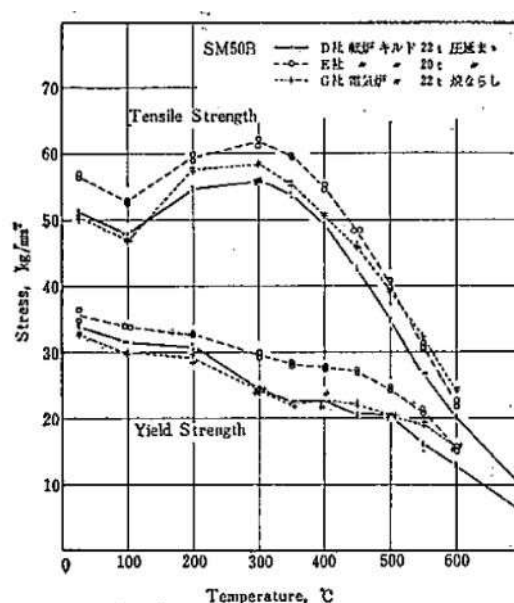
① 鋼材

鋼材 (SS400材, SM490材, SM570材) について, 高温時における降伏強度および引張強度を図-3.3.3に示す^{3,8)}. なお, 同図は, 応力-ひずみ関係における降伏点が明確でない場合, 0.2%の永久ひずみを生じる応力を降伏強度としている.

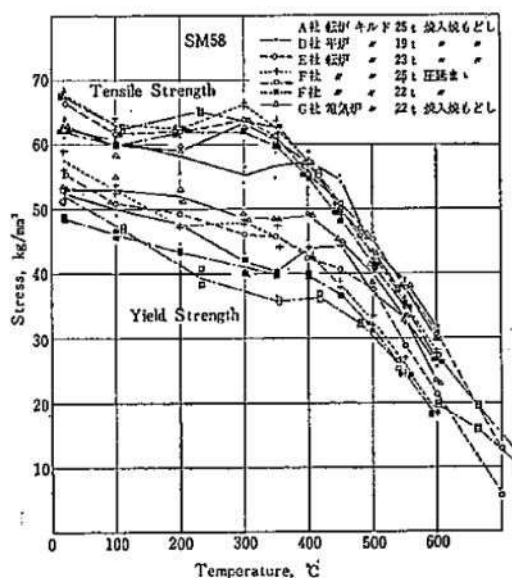
図-3.3.3より, 降伏強度は, 加熱温度が上昇するとともに徐々に低下し, 500から600℃で常温時の約50%となる. 一方, SS400材およびSM490材の引張強度は, 200から300℃の領域で一時的に上昇した後, 400℃を超えると急激に低下し, 600℃で常温時の約40%まで低下する. SM570材では, 300℃までは, 常温時と同等の引張強度であるが, 400℃を超えると大きく低下し, SS400材およびSM490材と同様, 600℃で常温時の40%程度まで低下する. なお, SS400材およびSM490材の200から300℃の領域での引張強度の増加は, 非調質鋼に見られる青熱脆性の影響と考えられる.



(a) SS400



(b) SM490

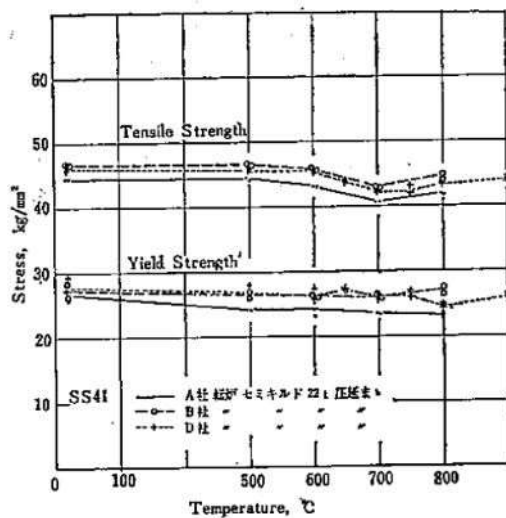


(c) SM570

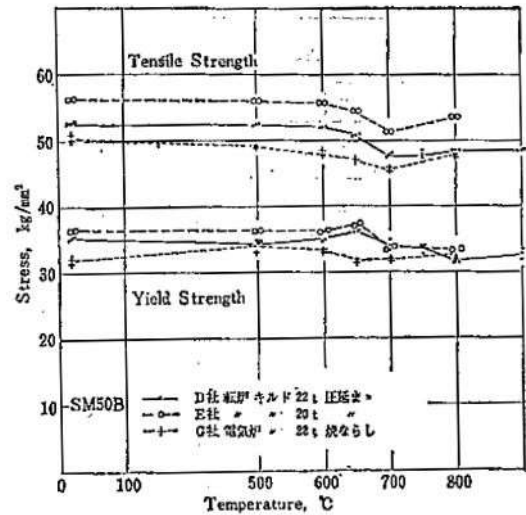
図-3.3.3 高温時における鋼材の降伏強度(0.2%耐力)および引張強度^{3,8)}

鋼材（SS400材，SM490材，SM570材）について，加熱冷却後の常温時における降伏強度および引張強度を図-3.3.4に示す^{3,8)}。なお，同図の試験片は，目標温度まで加熱後1時間保持し，1時間あたり20℃から200℃の速さで冷却している。

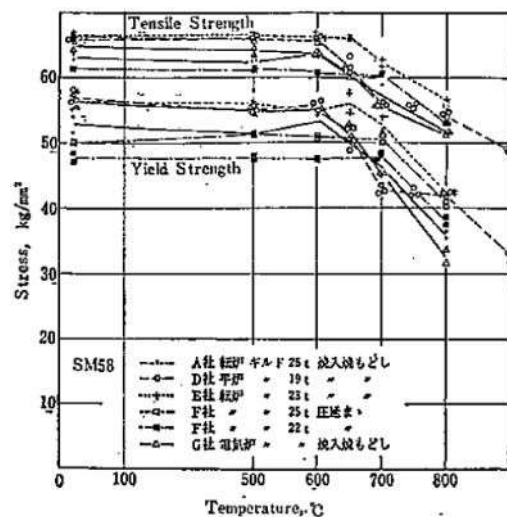
図-3.3.4より，SS400材およびSM490材の加熱冷却後の常温時における降伏強度は，600℃までであれば加熱前（常温時）とほぼ同等であり，700℃を超えると若干低下が見られる。一方，SM570材では，600℃を超えると著しく低下する。また，加熱冷却後の常温時における引張強度は，降伏強度と同様の傾向を示し，SS400材およびSM490材では，大きな低下は見られず，SM570材は，600℃を超えると強度は低下する。



(a) SS400



(b) SM490



(c) SM570

図-3.3.4 加熱冷却後の常温時における鋼材の降伏強度（0.2%耐力）および引張強度^{3,8)}

② 高力ボルト

高力ボルト（F10T）について、高温時における引張強度を図-3.3.5に示す^{3.9)}。なお、試験温度は、常温と300から900℃とし、平均加熱速度は概ね1時間で所定の試験温度に到達するよう設定している。また、均熱時間はJIS G 0567に準拠し15分としている。

図-3.3.5より、高力ボルトの高温時における引張強度は、加熱温度が上昇するとともに徐々に低下し、300℃を超えると急激に低下し、600℃で常温時の約25%まで低下する。

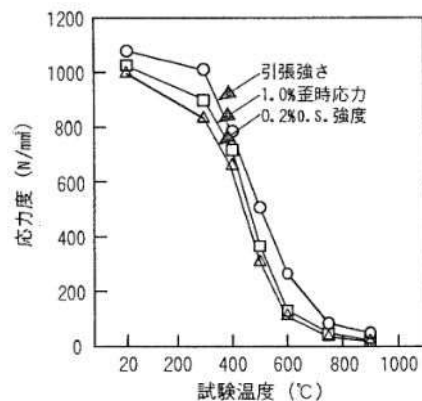


図-3.3.5 高温時における高力ボルトの引張強度（F10T [M22×90]）^{3.9)}

高力ボルト（F10T）について、加熱冷却後の常温時における引張強度を図-3.3.6に示す^{3.9)}。なお、加熱温度は300から900℃とし、平均加熱速度は150から160（℃/hr）としている。また、均熱時間は60分とし、50℃まで14から39（℃/hr）で徐冷している。

図-3.3.6より、高力ボルトの加熱冷却後の常温時における引張強度は、400℃まで大きな低下は見られず、400℃を超えると直線的に低下し、800℃で常温時の約40%まで低下する。

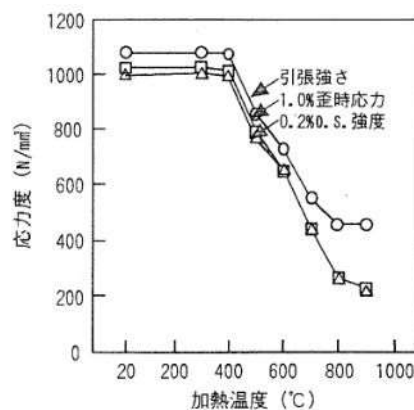


図-3.3.6 加熱冷却後の常温時における高力ボルトの引張強度（F10T [M22×90]）^{3.9)}

以上より、SM570材やF10Tのように焼入れ・焼戻しなどの熱処理を施された調質鋼は、高温時に於いて著しい強度低下を示し、加熱冷却され常温に戻った状態でも強度が低下する。

c) 弾性係数

① 鋼材

鋼材（SS400材，SM490材，SM570材）について，高温時における弾性係数の低下率を図-3.3.7に示す^{3.6)}。

図-3.3.7より，SS400材およびSM490材の高温時における鋼材の弾性係数は，ほぼ同様の傾向を示し，400℃までは常温時の約90%と低下は小さいが，600℃で常温時の約60～70%まで低下する．一方，SM570材では，500℃まではSS400材およびSM490材と同様の傾向を示しているが，600℃で常温時の約55%まで低下する．

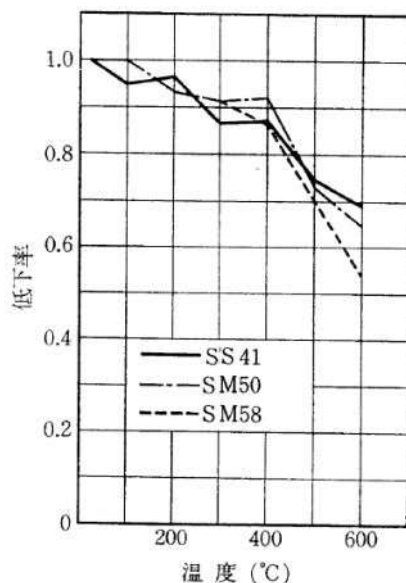


図-3.3.7 高温時における鋼材の弾性係数（SS400 [SS41]，SM490 [SM50]，SM570 [SM58]）^{3.6)}

② 高力ボルト

高力ボルト（F10T）について，高温時および加熱冷却後の常温時における弾性係数を図-3.3.8に示す^{3.9)}。

図-3.3.8より，高力ボルトの高温時における弾性係数は，加熱温度が上昇するとともに徐々に低下し，550℃で常温時の約50%となる．一方，加熱冷却後の常温時における弾性係数は，300から900℃の広い範囲にわたり，常温時とほとんど変わらず推移する．

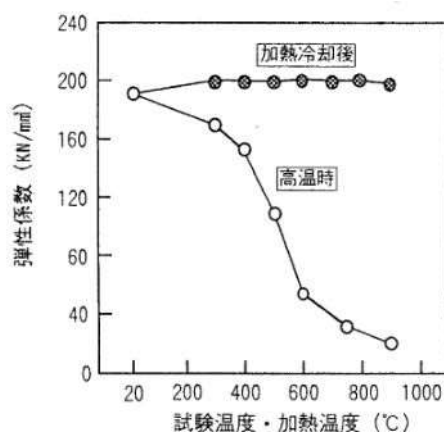


図-3.3.8 高温時および加熱冷却後の常温時における高力ボルトの弾性係数（F10T [M22×90]）^{3.9)}

(2) コンクリート

コンクリートが加熱されると、骨材の膨張およびセメント水和物の収縮によって生じる応力により、コンクリート内部に微細なひび割れが発生し、コンクリートの力学特性が低下する。したがって、高温時におけるコンクリートの力学特性は、使用する骨材、セメントの種類、水セメント比、さらには、圧縮強度試験時の供試体の材齢などによって異なると言われている^{3.4), 3.10), 3.11)}。

ここでは、既往の試験結果^{3.12)}から、設計基準強度に着目したコンクリートの高温時における応力-ひずみ関係を示すとともに、圧縮強度ならびに弾性係数の変化を示す。なお、ここに示す試験結果の一例は、骨材に硬砂岩系骨材、セメントには普通ポルトランドセメントを用い、設計基準強度が 21N/mm^2 (W/C=58%) の普通コンクリートと、 42N/mm^2 (W/C=41%) および 60N/mm^2 (W/C=32%) の高強度コンクリートとした供試体を、 0.8 から 1.25°C/min で加熱し、所定の温度で60～90分間一定の温度を保った状態で圧縮強度試験を行っている。

a) 応力-ひずみ関係

高温時におけるコンクリートの応力-ひずみ関係を図-3.3.9～図-3.3.11に示す^{3.12)}。ここで、図-3.3.9～図-3.3.11では、各温度における応力-ひずみ関係が、ひずみ 0.1% ずつオフセットし示されている。

図-3.3.9～図-3.3.11より、高温時における普通コンクリート（設計基準強度： 21N/mm^2 ）の応力-ひずみ関係は、加熱温度が上昇するほど圧縮強度が低下し、最大圧縮ひずみが増大する。また、常温から 200°C 程度までは、初期勾配が直線であるのに対し、 300°C を超えると初期勾配は徐々に低下し始め、 500°C を超えると初期勾配は著しく低下する。一方、高強度コンクリート（設計基準強度： 42N/mm^2 , 60N/mm^2 ）の場合、普通コンクリートとほぼ同様の傾向を示しているが、 400°C 程度までの温度下においては、圧縮強度に達し、応力-ひずみ曲線が負勾配になった直後に破壊が見られる。

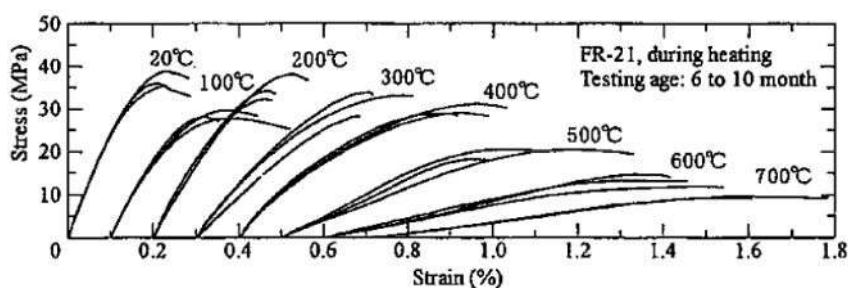


図-3.3.9 高温時におけるコンクリートの応力-ひずみ関係（設計基準強度： 21N/mm^2 ）^{3.12)}

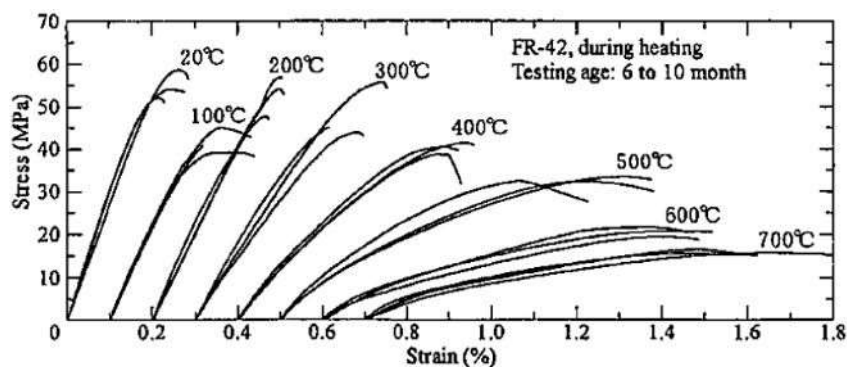


図-3.3.10 高温時におけるコンクリートの応力-ひずみ関係（設計基準強度： 42N/mm^2 ）^{3.12)}

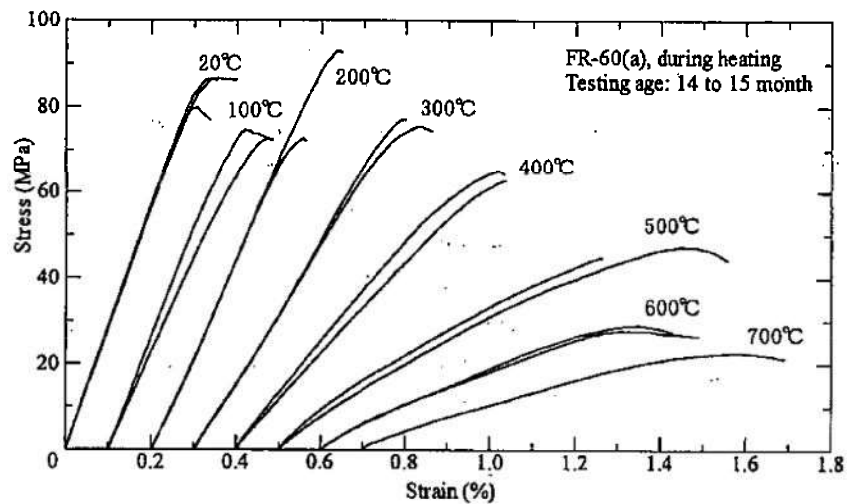


図-3.3.11 高温時におけるコンクリートの応力-ひずみ関係（設計基準強度：60N/mm²）^{3.12)}

b) 圧縮強度

設計基準強度に着目したコンクリートの高温時における圧縮強度を図-3.3.12に示す^{3.12)}。

図-3.3.12より、設計基準強度にかかわらず、加熱温度が200℃を超えると圧縮強度は大きく低下し、設計基準強度が高いコンクリートほど圧縮強度の低下が大きい。設計基準強度が21N/mm²の場合、500℃で常温時の約70%まで圧縮強度が低下し、設計基準強度が60N/mm²の場合、同じく500℃で常温時の約50%まで圧縮強度が低下する。

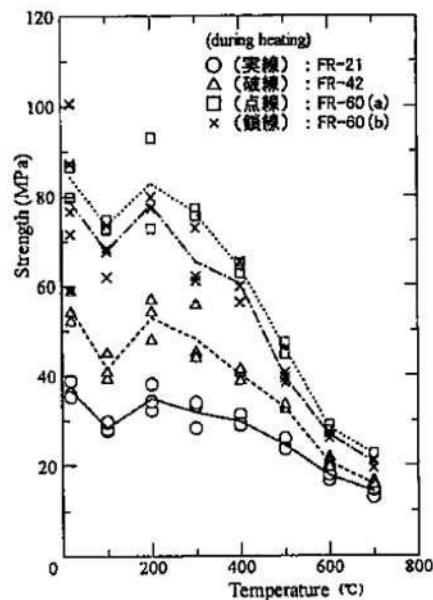


図-3.3.12 高温時におけるコンクリートの圧縮強度^{3.12)}

設計基準強度に着目したコンクリートの加熱冷却後の常温時における圧縮強度を図-3.3.13に示す^{3.12)}。なお、加熱は高温時の場合と同様、目標温度まで加熱を行い、冷却に際しては、急激に冷却して供試体に損傷を与えないよう、加熱炉の上部の蓋を少し開けた状態で2日間炉内において徐冷し、圧縮強度試験を行っている。

図-3.3.13より、コンクリートの加熱冷却後の常温時における圧縮強度は、高温時における圧縮強度とほぼ同様な低下傾向を示す。

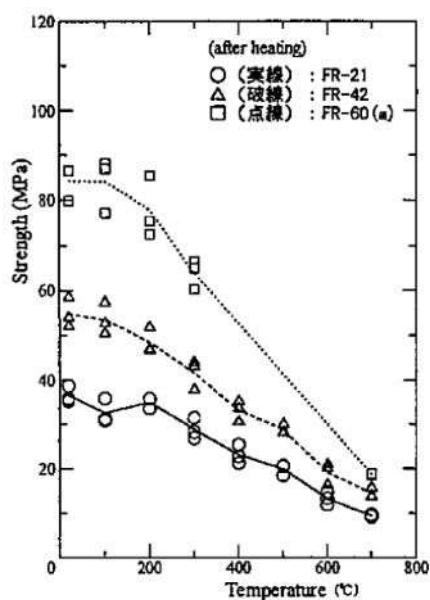


図-3.3.13 加熱冷却後の常温時におけるコンクリートの圧縮強度^{3.12)}

c) 弾性係数

設計基準強度に着目したコンクリートの高温時における弾性係数 ($E_{1/3}$: 圧縮強度の1/3の応力度における割線弾性係数) を図-3.3.14に示す^{3.12)}.

図-3.3.14より, 設計基準強度にかかわらず, 弾性係数の低下率に大きな差はなく, 加熱温度が100℃で常温時の約80%まで弾性係数が低下し, 500℃で常温時の約20~30%まで低下する.

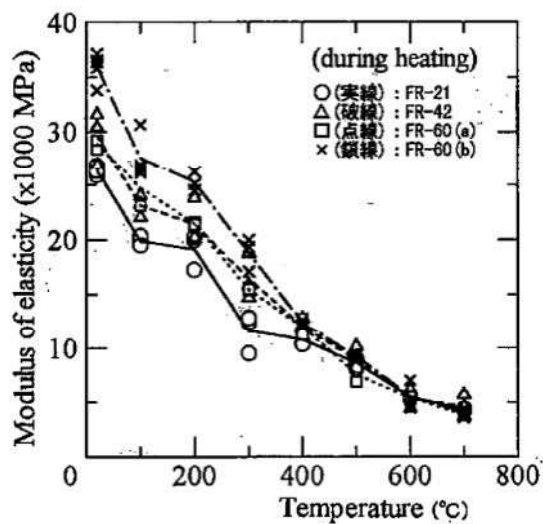


図-3.3.14 高温時におけるコンクリートの弾性係数 ($E_{1/3}$)^{3.12)}

設計基準強度に着目したコンクリートの加熱冷却後の常温時における弾性係数 ($E_{1/3}$: 圧縮強度の1/3の応力度における割線弾性係数) を図-3.3.15に示す^{3.12)}.

図-3.3.15より, 設計基準強度にかかわらず, 弾性係数の低下率に大きな差はなく, 高温時における弾性係数とほぼ同様な低下傾向を示す.

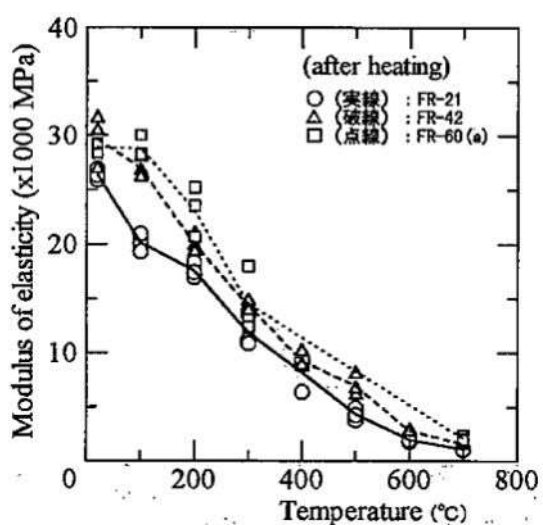


図-3.3.15 加熱冷却後の常温時におけるコンクリートの弾性係数 ($E_{1/3}$)^{3.12)}

(3) 爆裂現象^{3,4), 3.13)}

火災のような高温加熱を受けたコンクリートは、力学特性の変化だけでなく、表層部のコンクリートが爆裂音とともに剥離・飛散する現象が起こる。この現象を爆裂と呼ぶ。既往の研究^{3,4), 3.13)}では、爆裂の原因は、熱応力説、水蒸気圧説およびこれらの複合作用に大別されるが、そのメカニズムは完全には解明されていないのが現状である。ここでは、両説の概要を以下に述べる。図-3.3.16に爆裂発生の様式図を示す^{3.13)}。

a) 熱応力説

コンクリート部材は加熱されると、表層の加熱面は高温となるが、コンクリートは熱を伝えにくい材料であるため、内部の温度上昇は緩慢で、表層部と内部で大きな温度差が生じる(図-3.3.16 赤線)。コンクリートは温度上昇に比例して熱膨張するが、内部の熱膨張量に対して表層部の熱膨張量は大きく、表層部に熱応力(圧縮応力)が生じる(図-3.3.16 赤矢印)。この圧縮応力がコンクリートの圧縮強度を超えると、圧縮破壊すなわち爆裂が引き起こされるというメカニズムである。

b) 水蒸気圧説

コンクリートは、セメント、水および骨材などを練り混ぜて製造される。練り混ぜに用いた水のすべてが水和反応することなく、コンクリート中に自由水として存在する。コンクリートが火災により加熱を受けると、この自由水がコンクリート中の空隙で気化し、水蒸気となって圧力が発生する。この水蒸気圧に起因する膨張力(図-3.3.16 青矢印)が加熱側表層のコンクリートを押し出す向きに作用し、コンクリートの引張強度を超えると爆裂が引き起こされるというメカニズムである。

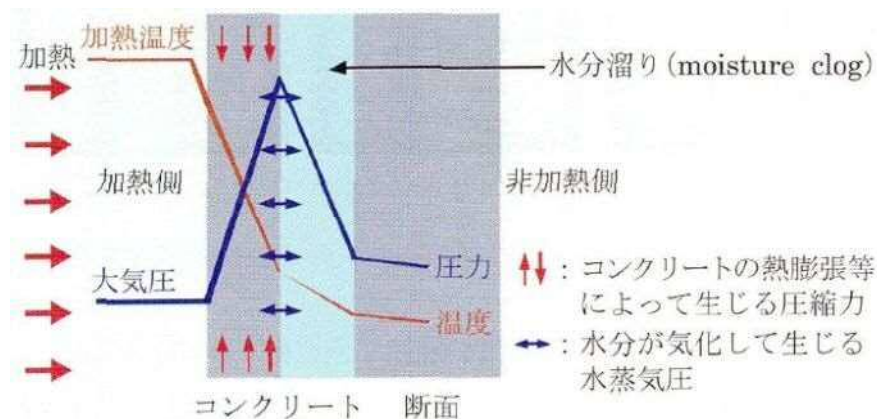


図-3.3.16 爆裂発生の様式図^{3.13)}

c) 熱応力と水蒸気圧の複合作用

爆裂のメカニズムとしては、上記のように熱応力説と水蒸気圧説が考えられているが、実際には、どちらが原因で爆裂が発生しているのかは、正確に把握されていない。そのため、一般的には、熱応力と水蒸気圧の複合作用によって爆裂が生じるというメカニズムの方が、熱応力単独あるいは水蒸気圧単独によるよりも、爆裂が発生しやすいと考えられている。また、高強度のコンクリートほど組織が緻密になるため、加熱によって生じるコンクリート中の自由水や水蒸気が移動しにくくなり、爆裂の可能性が高くなると考えられている。さらに、既往の研究結果^{3,4)}では、含水率が4%程度を下回れば爆裂が生じないという報告も見受けられる。

3.3.2 Eurocode

(1) 鋼材

a) 応力－ひずみ関係

Eurocode^{3,14)}では、高温時における鋼材の応力－ひずみ関係として、図-3.3.17および表-3.3.1に示すようなモデルを与えている。

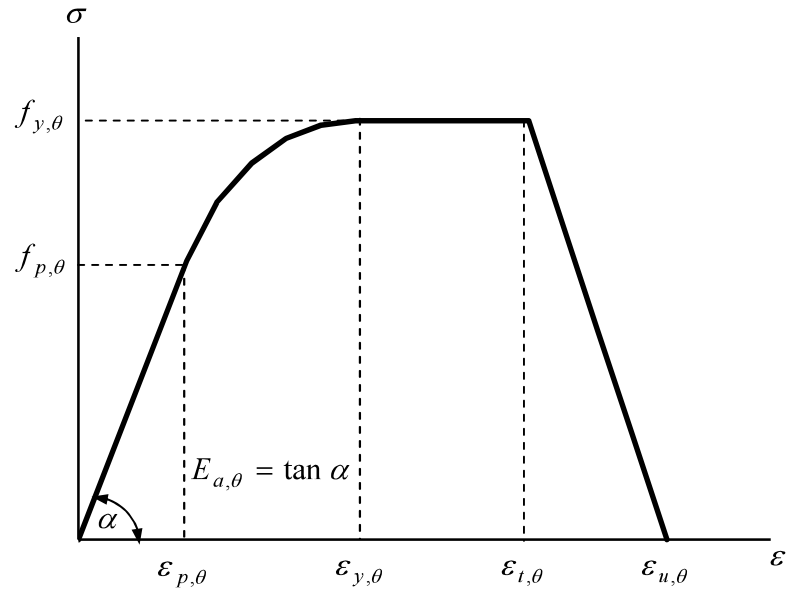


図-3.3.17 高温時における鋼材の応力－ひずみ関係のモデル^{3,14)}

表-3.3.1 高温時における鋼材の応力－ひずみ関係の算定式^{3,14)}

ひずみの範囲	応力	$\tan \alpha$
$\varepsilon \leq \varepsilon_{p,\theta}$	$\varepsilon E_{a,\theta}$	$E_{a,\theta}$
$\varepsilon_{p,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{y,\theta}$	$f_{p,\theta} - c + (b/a) \{a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2\}^{0.5}$	$\frac{b(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)}{a \{a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2\}^{0.5}}$
$\varepsilon_{y,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{t,\theta}$	$f_{y,\theta}$	0
$\varepsilon_{t,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{u,\theta}$	$f_{y,\theta} \{1 - (\varepsilon - \varepsilon_{t,\theta}) / (\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{t,\theta})\}$	—
$\varepsilon = \varepsilon_{u,\theta}$	0.0	—
変数	$\varepsilon_{p,\theta} = f_{p,\theta} / E_{a,\theta} \quad \varepsilon_{y,\theta} = 0.02 \quad \varepsilon_{t,\theta} = 0.15 \quad \varepsilon_{u,\theta} = 0.20$	
	$a^2 = (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta})(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta} + c/E_{a,\theta}) \quad b^2 = c(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta})E_{a,\theta} + c^2$ $c = \frac{(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})^2}{(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta})E_{a,\theta} - 2(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})}$	

ここに、 $f_{p,\theta}$: 温度 θ における比例限界強度

$f_{y,\theta}$: 温度 θ における降伏強度

$E_{a,\theta}$: 温度 θ における弾性係数

$\varepsilon_{p,\theta}$: 比例限界ひずみ

$\varepsilon_{y,\theta}$: 降伏ひずみ

$\varepsilon_{t,\theta}$: 降伏限界ひずみ

$\varepsilon_{u,\theta}$: 終局ひずみ

図-3.3.17および表-3.3.1より, 比例限界ひずみは, フックの法則より $f_{p,\theta}/E_{a,\theta}$, 降伏ひずみは2%, 降伏限界ひずみは15%, 終局ひずみは20%と与えられている. なお, 日本の鋼材では, SM490Y材相当と考えられる. また, 高温時の比例限界強度 $f_{p,\theta}$, 降伏強度 $f_{y,\theta}$, および弾性係数 $E_{a,\theta}$ は, 式(3.3.1)～式(3.3.3)で示される.

$$f_{p,\theta} = \kappa_{p,\theta} f_y \quad (3.3.1)$$

$$f_{y,\theta} = \kappa_{y,\theta} f_y \quad (3.3.2)$$

$$E_{a,\theta} = \kappa_{E,\theta} E_a \quad (3.3.3)$$

ここに, $\kappa_{p,\theta}$: 比例限界強度の低減係数

$\kappa_{y,\theta}$: 降伏強度の低減係数

$\kappa_{E,\theta}$: 弾性係数の低減係数

f_y : 常温時の降伏強度

E_a : 常温時の弾性係数

b) 降伏強度と弾性係数

Eurocode^{3,14)}において規定されている高温時における鋼材の降伏強度および弾性係数の低減係数を表-3.3.2および図-3.3.18に示す。

表-3.3.2および図-3.3.18より，Eurocodeでは降伏強度は400℃，弾性係数は100℃までは低下がないと規定されている。しかし，その温度を超えると著しく低下し始め，800℃以上では，両者とも，常温時の10%以下となる。

表-3.3.2 高温時における鋼材の降伏強度および弾性係数の低減係数^{3,14)}

温度 (℃)	降伏強度	弾性係数
20	1.000	1.000
100	1.000	1.000
200	1.000	0.900
300	1.000	0.800
400	1.000	0.700
500	0.780	0.600
600	0.470	0.310
700	0.230	0.130
800	0.110	0.090
900	0.060	0.068
1000	0.040	0.045
1100	0.020	0.023
1200	0.000	0.000

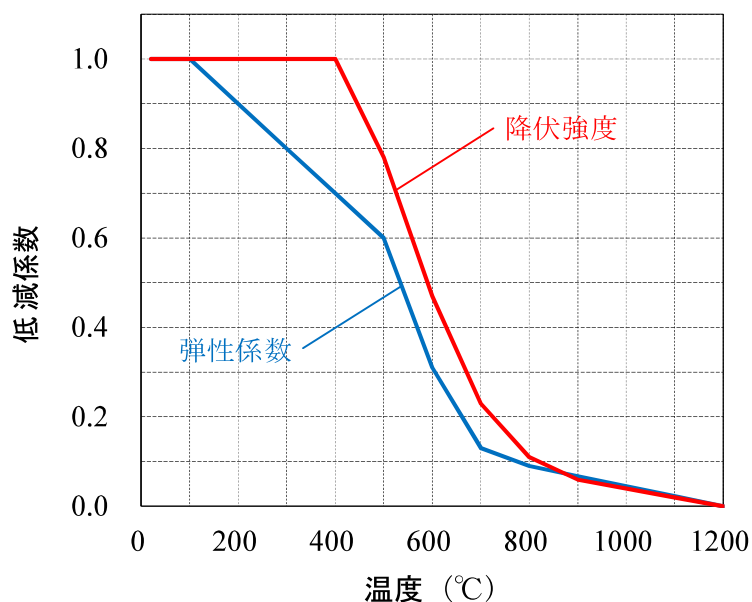


図-3.3.18 高温時における鋼材の降伏強度および弾性係数の低減係数^{3,14)}

(2) コンクリート

a) 応力-ひずみ関係

Eurocode^{3,15)}では、高温時における普通コンクリートの応力-ひずみ関係として、図-3.3.19および表-3.3.3に示すようなモデルを与えている。

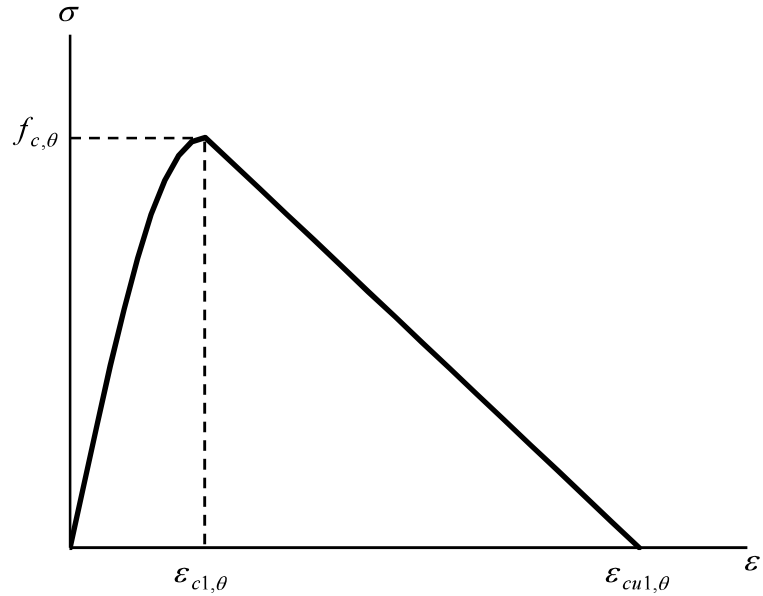


図-3.3.19 高温時におけるコンクリートの応力-ひずみ関係のモデル^{3,15)}

表-3.3.3 高温時におけるコンクリートの応力-ひずみ関係の算定式^{3,15)}

ひずみの範囲	応力
$\varepsilon \leq \varepsilon_{c1,\theta}$	$\frac{3\varepsilon f_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta} \left\{ 2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right\}}$
$\varepsilon_{c1,\theta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{cu1,\theta}$	直線としてよい

ここに、 $f_{c,\theta}$: 高温時における圧縮強度
 $\varepsilon_{c1,\theta}$: 高温時における最大圧縮ひずみ
 $\varepsilon_{cu1,\theta}$: 高温時における終局ひずみ

高温時における圧縮強度は、鋼材の降伏強度と同様に、低減係数を用いて式(3.3.4)で示される。

$$f_{c,\theta} = \kappa_{c,\theta} f_c \quad (3.3.4)$$

ここに、 $\kappa_{c,\theta}$: 圧縮強度の低減係数
 f_c : 常温時の圧縮強度

b) 圧縮強度

Eurocode^{3.15)}において規定されている高温時におけるコンクリートの圧縮強度の低減係数を表-3.3.4 および図-3.3.20に示す。Eurocodeでは、高温時におけるコンクリートの圧縮強度は、骨材によって多少異なるが、両者とも100℃から温度の上昇に伴い低下すると規定されている。

表-3.3.4 高温時におけるコンクリートの圧縮強度の低減係数^{3.15)}

温度 (°C)	圧縮強度低減係数	
	珪岩質骨材コンクリート	石灰岩質骨材コンクリート*
20	1.000	1.000
100	1.000	1.000
200	0.950	0.970
300	0.850	0.910
400	0.750	0.850
500	0.600	0.740
600	0.450	0.600
700	0.300	0.430
800	0.150	0.270
900	0.080	0.150
1000	0.040	0.060
1100	0.010	0.020
1200	0.000	0.000

*：重量の80%以上の骨材を含む

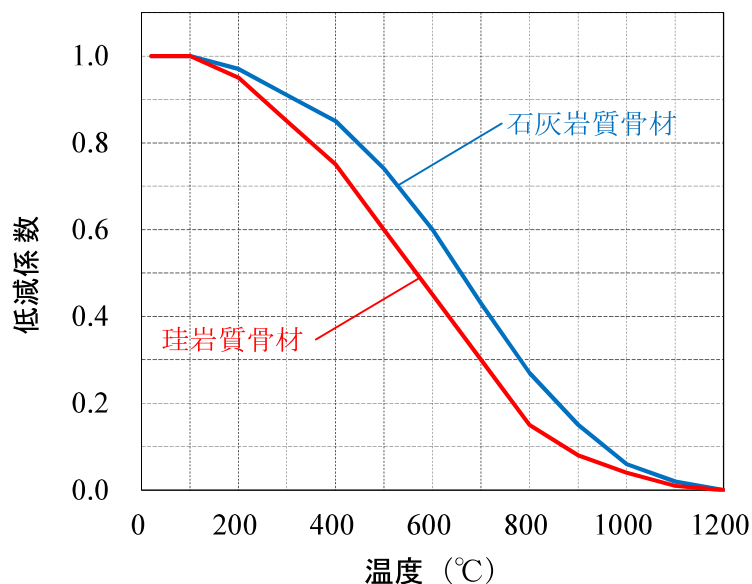


図-3.3.20 高温時におけるコンクリートの圧縮強度の低減係数^{3.15)}

3.3.3 Eurocodeと鋼構造耐火設計指針

図-3.3.21には鋼材の降伏強度の低減係数について、鋼構造耐火設計指針^{3.2)}、Eurocode^{3.14)}ならびにFranssen^{3.16)}の提案式を合わせて示す。

通常、常温時に降伏点が明瞭でない高張力鋼などの降伏強度は、0.2%耐力が用いられる。しかし、200から400℃程度の温度領域では、0.2%耐力に到達した後も応力が上昇^{3.6), 3.7)}することから、0.2%耐力では、高温時における有効な降伏強度は、200から400℃の領域においてやや過小評価となる。このような理由から、鋼構造耐火設計指針では1%ひずみ強度、Eurocodeでは2%ひずみ強度とし、高温時における鋼材の降伏強度の低減係数を規定している。ここで、鋼構造耐火設計指針ではSN400 (SS400)とSN490 (SM490)の2つの材質について定義され、Eurocodeでは材質に関係なく定義されている。なお、図-3.3.21における破線は、式(3.3.5)に示すFranssenの提案した鋼材の降伏強度の低減係数算定式による値である。同図より、この提案式は、Eurocodeにおける降伏強度の低減係数を高い精度で近似していることがわかる。

$$\kappa_{y,\theta} = \left\{ 0.9674 \left(e^{\frac{\theta-482}{39.19}} + 1 \right) \right\}^{-\frac{1}{3.833}} \quad (3.3.5)$$

ここに、 $\kappa_{y,\theta}$ ：温度 θ ℃下での降伏強度の低減係数
 θ ：鋼材の受熱温度 (℃)

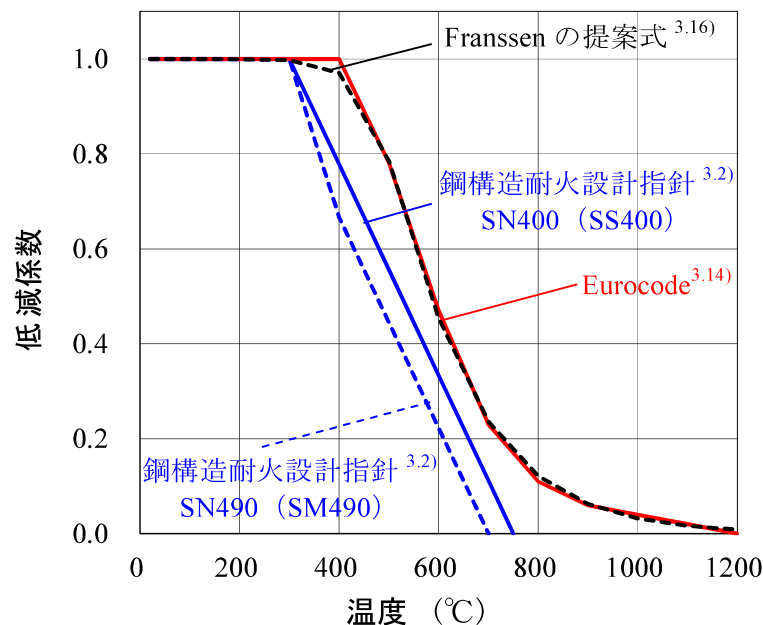


図-3.3.21 高温時における鋼材の降伏強度の低減係数^{3.2), 3.14), 3.16)}

3.4 鋼材およびコンクリートの熱物性値

3.4.1 鋼材

鋼材は温度が上昇すると、降伏強度および弾性係数が低下するだけでなく、性質にも変化が生じる。ここでは、Eurocode^{3.14)}における鋼材の熱物性値（密度、熱伝導率、比熱）を式(3.4.1)～式(3.4.3)および図-3.4.1、図-3.4.2に示す。

図-3.4.1、図-3.4.2より、鋼材の熱伝導率は常温から800℃まで低下し、800℃からは一定値としている。比熱は常温時から徐々に増加し、700から800℃の範囲で一時的に急上昇し、900℃からは一定値としている。比熱の700から800℃での急激な上昇は、変態現象によるものである。鋼材は、鉄と炭素の合金であり、温度が上昇するとある結晶構造から他の結晶構造に変化する。この現象によって自由エネルギーが消費されるため、Eurocodeでは、一時的に比熱の値を大きくし、その影響を考慮していると考えられる。

(1) 密度(kg/m³)

$$\rho_s = 7850 \quad (3.4.1)$$

(2) 熱伝導率(W/mK)

$$\left. \begin{aligned} \lambda_s &= 54 - \frac{\theta_s}{30} & (20 \leq \theta_s \leq 800) \\ \lambda_s &= 27.3 & (\theta_s > 800) \end{aligned} \right\} \quad (3.4.2)$$

ここに、 θ_s ：鋼材の温度（℃）

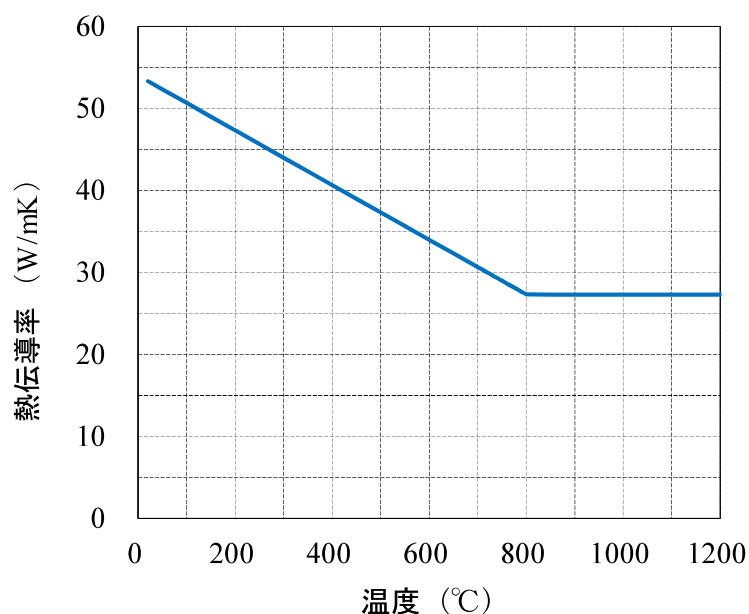


図-3.4.1 鋼材の熱伝導率^{3.14)}

(3) 比熱(J/kgK)

$$\left. \begin{aligned} c_s &= 425 + 0.773\theta_s - 0.00169\theta_s^2 + 2.22 \times 10^{-6}\theta_s^3 & (20 \leq \theta_s \leq 600) \\ c_s &= 666 - \frac{13002}{\theta_s - 738} & (600 < \theta_s \leq 735) \\ c_s &= 545 + \frac{17820}{\theta_s - 731} & (735 < \theta_s \leq 900) \\ c_s &= 650 & (\theta_s > 900) \end{aligned} \right\} \quad (3.4.3)$$

ここに、 θ_s : 鋼材の温度 (°C)

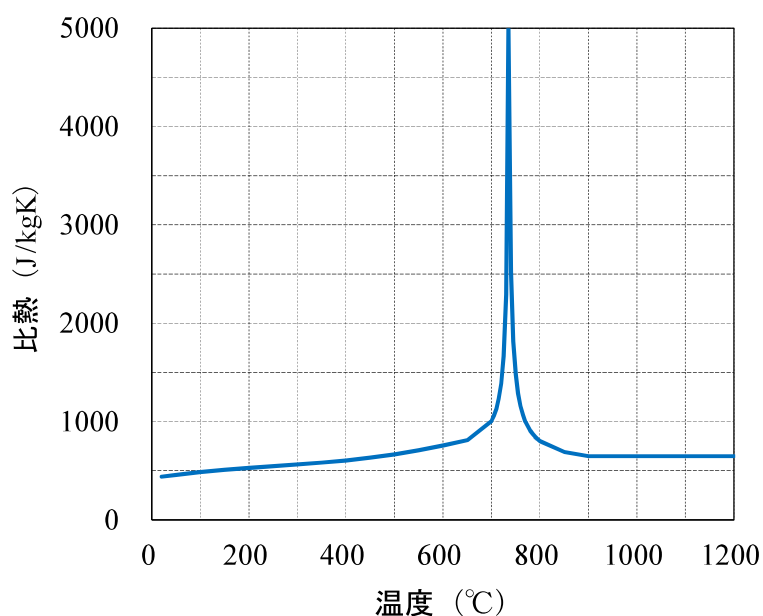


図-3.4.2 鋼材の比熱^{3.14)}

図-3.4.1, 図-3.4.2に示した鋼材の熱物性値は、温度に依存して変化する値である。ただし、温度依存性を考慮しないで簡易的に熱物性値を用いる場合は、表-3.4.1に示す値を用いる。

表-3.4.1 温度依存性を考慮しない場合の鋼材の熱物性値

密度 (kg/m ³)	熱伝導率 (W/mK)	比熱 (J/kgK)
7850	45.0	640

3.4.2 コンクリート

鋼材と同様，Eurocode^{3.15)}におけるコンクリートの熱物性値（密度，熱伝導率，比熱）を式(3.4.4)～式(3.4.7)および図-3.4.3～図-3.4.5に示す。

図-3.4.3～図-3.4.5より，コンクリートは，熱によりコンクリート内の水分が蒸発することを考慮し，密度は徐々に減少する．熱伝導率は，コンクリートの不均質性を考慮し，上限値および下限値が規定されている．熱伝導率の値は，温度上昇に伴い減少し，熱が伝わりにくくなる．コンクリート自体の比熱（含水率0%の場合）は，若干の変化は見られるが，高温下でも大きな変化は見られない．しかし，図-3.4.5に示すように，100から200℃においてコンクリートの含水率によっては比熱の値が大きくなっている．コンクリートのように水分を含む材料は，100℃になると内部の水分が蒸発し，熱エネルギーが消費される．この現象を潜熱といい，一時的に材料の温度が上昇しにくくなる．Eurocodeでは，115℃で比熱がピーク値になるとし，100から115℃および115から200℃の間を一時補完することで潜熱の影響を比熱に換算している．比熱のピーク値は，含水率3%および10%の場合，それぞれ2020J/kgKおよび5600J/kgKとなり，この値を頂点とする三角形の面積が，コンクリート中の水分の蒸発による消費エネルギーとなる．

(1) 密度(kg/m³)

$$\rho_c = 2354 - 23.47(\theta_c/100) \quad (3.4.4)$$

ここに， θ_c ：コンクリートの温度（℃）

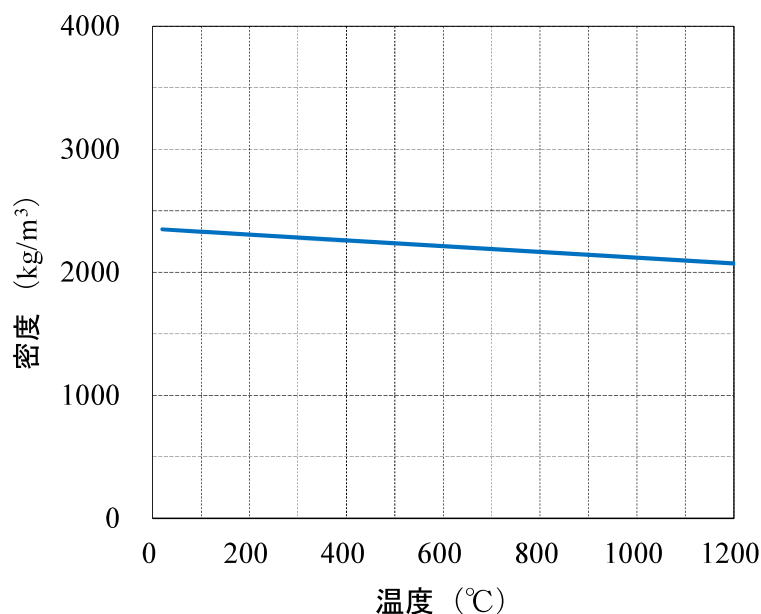


図-3.4.3 コンクリートの密度^{3.15)}

(2) 熱伝導率(W/mK)

$$\left. \begin{array}{ll} \text{(上限)} & \lambda_c = 2 - 0.2451(\theta_c/100) + 0.0107(\theta_c/100)^2 \quad (20 \leq \theta_c \leq 1200) \\ \text{(下限)} & \lambda_c = 1.36 - 0.136(\theta_c/100) + 0.0057(\theta_c/100)^2 \quad (20 \leq \theta_c \leq 1200) \end{array} \right\} \quad (3.4.5)$$

ここに, θ_c : コンクリートの温度 (°C)

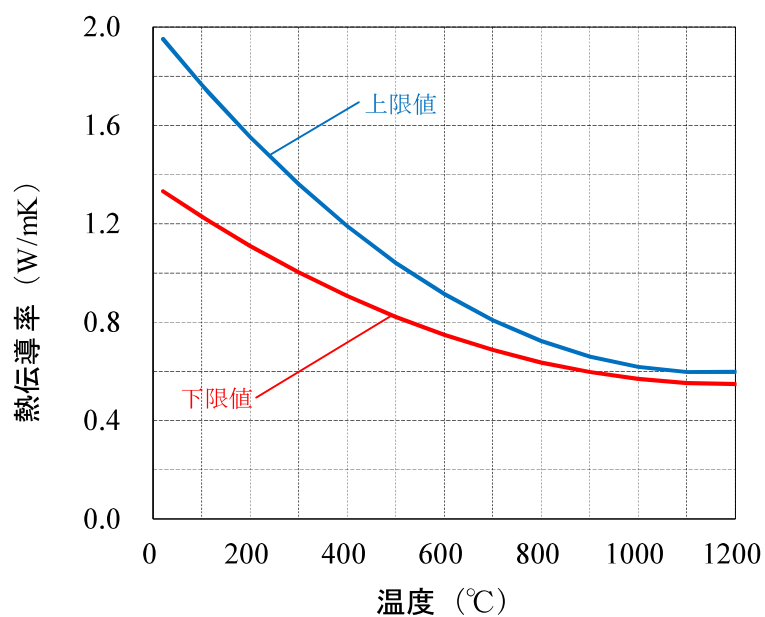


図-3.4.4 コンクリートの熱伝導率^{3.15)}

(3) 比熱(J/kgK)

含水率0%での比熱は，Eurocode 2^{3.15)}では式(3.4.6)，Eurocode 4^{3.3)}では簡易的な式として式(3.4.7)を規定している．

$$\left. \begin{aligned} c_c &= 900 & (20 \leq \theta_c \leq 100) \\ c_c &= 900 + (\theta_c - 100) & (100 \leq \theta_c \leq 200) \\ c_c &= 1000 + (\theta_c - 200)/2 & (200 \leq \theta_c \leq 400) \\ c_c &= 1100 & (400 \leq \theta_c \leq 1200) \end{aligned} \right\} \quad (3.4.6)$$

$$c_c = 890 + 56.2(\theta_c/100) - 3.4(\theta_c/100)^2 \quad (20 \leq \theta_c \leq 1200) \quad (3.4.7)$$

ここに， θ_c ：コンクリートの温度（℃）

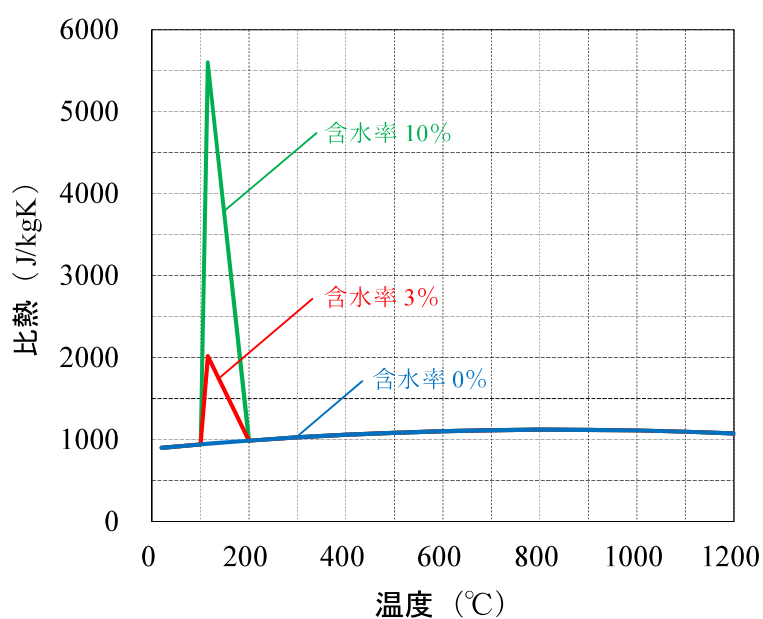


図-3.4.5 コンクリートの比熱^{3.15)}

表-3.4.2に，鋼材と同様に，温度依存性を考慮しない場合の値を示す．

表-3.4.2 温度依存性を考慮しない場合のコンクリートの熱物性値

密度 (kg/m ³)	熱伝導率 (W/mK)	比熱 (J/kgK)
2300	1.6	1000

3.5 まとめ

本章では、火災荷重、高温時および加熱冷却後の常温時における鋼材とコンクリートの力学特性、鋼材とコンクリートの熱物性値について示した。その結果、それぞれ以下のことが確認できた。

(1) 火災荷重

火災荷重は、火炎からの対流熱伝達と放射熱伝達による熱流束で表され、熱流束の算定に必要な火災温度は、火災温度－時間曲線として、Eurocodeでは、ISO曲線（標準温度－時間曲線）、EX曲線（外部火災曲線）およびHC曲線（炭化水素曲線）の3種類が用いられている。また、トンネルに対する火災温度－時間曲線として、ドイツのRABT曲線やオランダのRWS曲線も用いられる。

(2) 鋼材の力学特性

a) 応力－ひずみ関係

鋼材は、加熱温度の上昇に伴い大きく変化し、SS400材およびSM490材では300℃、SM570材では200℃を超える温度を受けると降伏点が消滅する。高力ボルトは、常温においても明瞭な降伏点は見られない。

b) 降伏強度と引張強度

①高温時

鋼材の降伏強度は、各材料とも、500から600℃で常温時の約50%となる。SS400材およびSM490材の引張強度は、200から300℃の領域において青熱脆性の影響により一時的に上昇する。高力ボルトの引張強度は、300℃を超えると急激に低下する。

②加熱冷却後

鋼材の降伏強度および引張強度は、SS400材およびSM490材では、700℃を超えると若干低下が見られ、SM570材では、600℃を超えると著しく低下する。高力ボルトの引張強度は、400℃を超えると直線的に低下し、800℃で常温時の約40%となる。

c) 弾性係数

①高温時

鋼材は、600℃で常温時の約60～70%となり、高力ボルトは、550℃で常温時の約50%となる。

②加熱冷却後

高力ボルトは、300から900℃の範囲では、常温時とほとんど変わらない。

d) Eurocode

降伏強度は400℃、弾性係数は100℃から低下し始め、800℃以上では両者とも、常温時の10%以下にまで低下する。

(3) コンクリートの力学特性

a) 応力－ひずみ関係

高温時における応力－ひずみ関係は、加熱温度が上昇するほど、圧縮強度が低下し最大圧縮ひずみが増大する。

b) 圧縮強度

高温時および加熱冷却後の常温時における圧縮強度は、設計基準強度にかかわらず、加熱温度が200℃を超えると大きく低下し、設計基準強度が高いほどその低下は大きい。

c) 弾性係数

高温時および加熱冷却後の常温時における弾性係数は、設計基準強度にかかわらず、低下率に大き

な差はなく，加熱温度が100℃で常温時の約80%まで低下する．

d) Eurocode

圧縮強度は，骨材によって多少異なるが，両者とも100℃から温度の上昇に伴い低下する．

(4) 鋼材およびコンクリートの熱物性値

a) 鋼材

Eurocodeでは，熱伝導率は，常温から800℃まで低下し，800℃からは一定値となる．また，比熱は，常温時から徐々に増加し，700から800℃の範囲において変態による結晶構造の変化で，一時的に数値が大きくなり，900℃以降は一定値となる．

b) コンクリート

Eurocodeでは，密度は，コンクリート中の水分の蒸発により減少する．熱伝導率は，コンクリートの不均質性を考慮し，上限値および下限値が規定され，その値は温度の上昇に伴い減少する．また，比熱は，100から200℃においてコンクリートの含水率により数値が大きくなり，潜熱の影響を比熱に換算している．

既往の試験結果による鋼材や高力ボルトの力学特性に関する文献は，様々な場所で材料試験が行われ，かなり古いものが多い．また，橋梁用高性能鋼材（SBHS）が新たにJIS化され，東京ゲートブリッジなどで使用されている．そこで，今後，橋梁の構造部材として使用頻度の高い鋼材や高力ボルトについて，鋼材の溶接部，高力ボルトの軸力や摩擦係数におよぼす影響，加熱冷却後の疲労耐久性も含め，同じ環境下で材料試験を行い，力学特性を体系的に再度整理する必要があるものと考えられる．

参考文献

- 3.1) CEN : Eurocode 1-Actions on structures-Part 1-2 : General actions-Actions on structures exposed to fire, EN 1991-1-2, 2002.
- 3.2) 日本建築学会 : 鋼構造耐火設計指針, 2008.3.
- 3.3) CEN : Eurocode 4-Design of composite steel and concrete structures-Part 1-2 : General rules-Structural fire design, prEN 1994-1-2, 2003.
- 3.4) 土木学会 : コンクリート技術シリーズ No.63 コンクリート構造物の耐火技術研究小委員会報告ならびにシンポジウム論文集, 2004.10.
- 3.5) 久保田 真, 滝本孝哉 : 最近の道路トンネル防災設計の動向, こうえいフォーラム 第18号 2009.12.
- 3.6) 古村福次郎 : コンクリートと鋼材の協働鋼の耐火被覆としてのコンクリートー, コンクリート工学 Vol.17, No.7, pp.60-63, 1979.7.
- 3.7) 日本建築学会 : 構造材料の耐火性ガイドブック, 2004.11.
- 3.8) 日本鋼構造協会 技術委員会 安全性分科会 耐火小委員会 高温強度班 : 構造用鋼材の高温時ならびに加熱後の機械的性質, JSSC Vol.4, No.33, 1968.
- 3.9) 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, 日本建築学会学術講演梗概集 (東北), pp.117-118, 2000.9.
- 3.10) 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, pp.94-132, 2002.6.
- 3.11) 一瀬賢一 : 高温下におけるコンクリートの力学性状, コンクリート工学 Vol.45, No.9, pp.83-86, 2007.9.
- 3.12) 安部武雄, 古村福次郎, 戸際邦之, 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, 日本建築学会学構造系論文集 第515号, pp.163-168, 1999.1.
- 3.13) 森田 武 : コンクリートの爆裂とその防止対策, コンクリート工学 Vol.45, No.9, pp.87-91, 2007.9.
- 3.14) CEN : Eurocode 3-Design of steel structures-Part 1-2 : General rules-Structural fire design, prEN 1993-1-2, 2003.
- 3.15) CEN : Eurocode 2-Design of concrete structures-Part 1-2 : General rules-Structural fire design, prEN 1992-1-2, 2002.
- 3.16) Franssen, J.-M. and Vila Real, P. : *Fire Design of Steel Structures*, ECCS, 2010.

第4章

火災時における鋼合成桁の受熱温度

4.1 概説

本章では、火災時の鋼合成桁の受熱温度を把握することを目的として、桁下で火災が発生した場合を想定した加熱実験を行い、鋼桁およびコンクリート内部の受熱温度を測定するとともに、解析値と比較・検討を行った結果について述べる^{4.1), 4.2)}。

4.2 加熱実験による鋼合成桁の受熱温度

(1) 実験供試体

実験供試体の側面を図-4.2.1、断面を図-4.2.2にそれぞれ示す。図-4.2.2には、K熱電対（クロメル・アルメル熱電対：使用温度範囲200～1000℃、過熱使用限度1200℃）の設置位置も併せて示す。実験供試体は、ロビンソンタイプの合成床版を有する鋼合成桁であり、加熱範囲は、支間中央の4.0mである。加熱実験（火災温度－時間関係）は、橋梁直下でタンクローリー車が横転・炎上^{4.3)}したことを想定し、ユーロコード（Eurocode）で規定されている炭化水素曲線（HC：最高温度1100℃）で行った^{4.4)}。鋼桁および底鋼板の熱電対の設置位置は、図-4.2.2に示すとおりである。一方、コンクリートには、表面と表面からそれぞれ30mm、75mm、120mmの位置に熱電対を設置した。

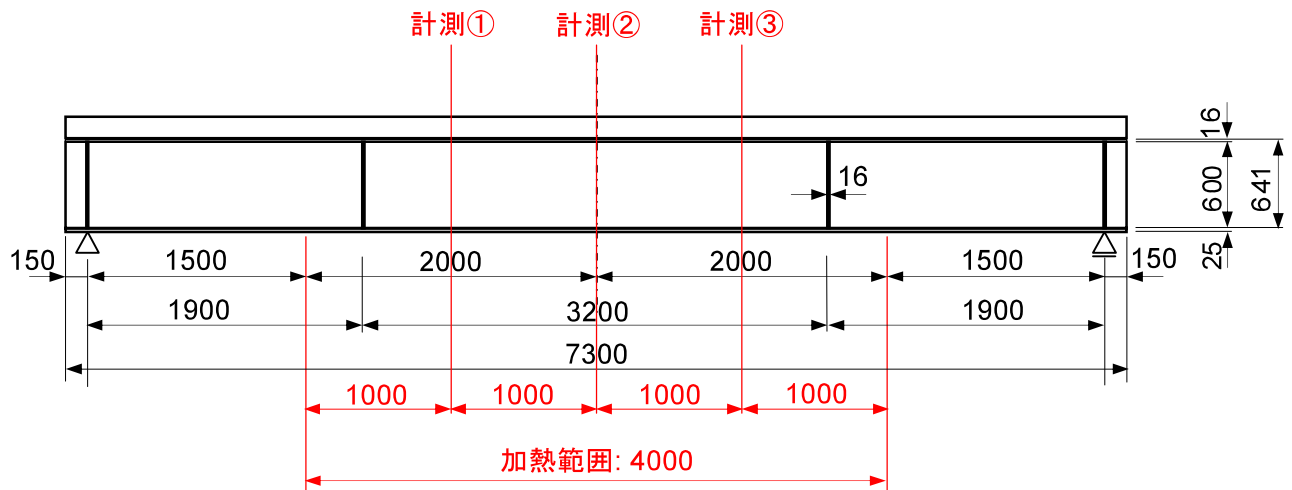


図-4.2.1 実験供試体の側面および受熱温度計測位置（単位：mm）

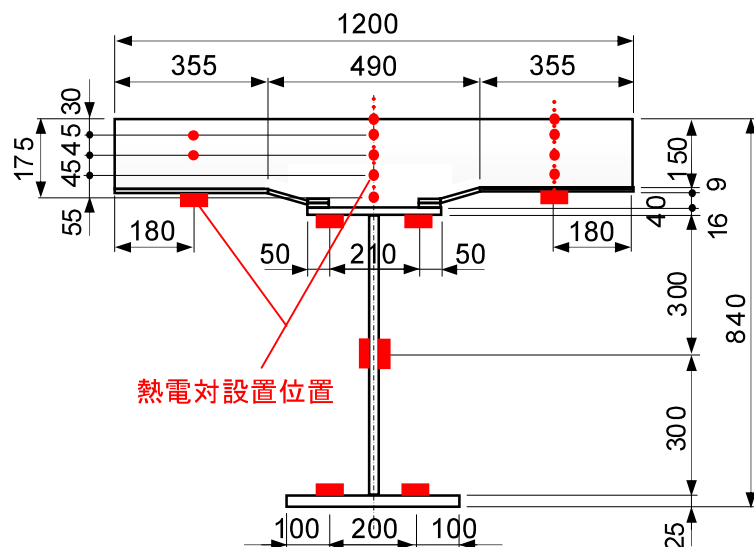


図-4.2.2 実験供試体の断面および熱電対設置位置（単位：mm）

(2) 受熱温度の算定

鋼桁および合成床版（底鋼板およびコンクリート）の受熱温度の算定手法は、「鋼構造耐火設計指針（日本建築学会）^{4,5)}」にもとづく一次元差分法を用いた。なお、加熱面は3面加熱とし、合成床版の受熱温度は、底鋼板（厚さ：9mm）およびコンクリート（厚さ：150mm）を、それぞれ、1層と13層に分割して行った。鋼材およびコンクリートの熱伝導率や比熱などの熱物性値は、温度依存性を考慮するとともに^{4,6), 4,7)}、コンクリートの含水率は3%と仮定した。以下にその概要を示す。

a) 鋼桁の受熱温度

鋼材が火炎に覆われるような火災を想定する場合、鋼材の熱伝導率が大きく、かつ板厚が薄いため、鋼材の内部温度を鋼材の表面温度と近似しても大きな差は生じない。したがって、鋼材内部の熱伝導率を無視し、火炎と鋼材表面の熱伝達のみを考慮するのが一般的である。

Eurocode^{4,6)}で用いられている無耐火被覆鋼材の受熱温度の算定式を式(4.2.1)に示す。

$$\Delta\theta_s = \frac{A_m/V}{c_s \rho_s} q_{fi} \Delta t \quad (4.2.1)$$

ここに、 $\Delta\theta_s$ ： t 秒間の鋼材の上昇温度（℃）

A_m/V ：無耐火被覆鋼材に対する断面係数

A_m ：単位長さあたりの鋼材の火災暴露面積（ m^2/m ）

V ：単位長さあたりの鋼材の体積（ m^3/m ）

c_s ：鋼材の比熱（ J/kgK ）

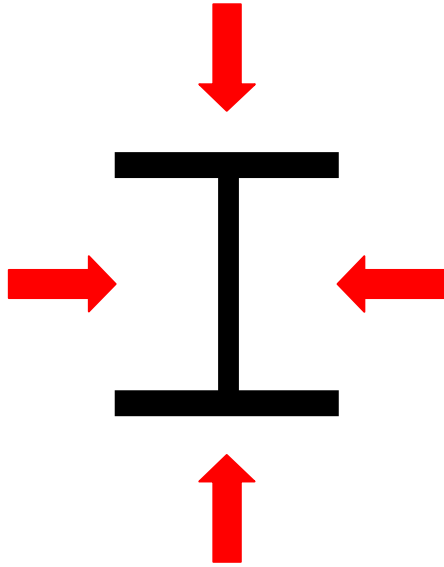
ρ_s ：鋼材の密度（ kg/m^3 ）

q_{fi} ：単位面積あたりの熱流束（ W/m^2 ）[第3章式(3.2.1)参照]

Δt ：時間増分（秒）

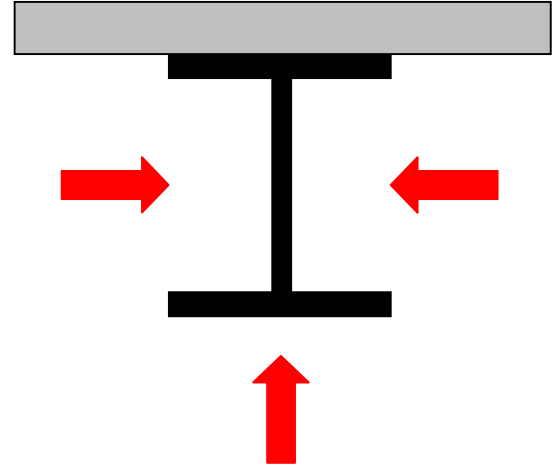
式(4.2.1)において、 A_m/V は、単位長さあたりの鋼材の火災暴露面積 A_m と単位長さあたりの鋼材体積 V の比で表される断面係数である。ここで、H形鋼の断面を考えた場合、図-4.2.3に示すように、単位長さあたりの鋼材の火災暴露面積は、火炎に曝される周長、単位長さあたりの鋼材の体積は、鋼材の断面積と考えることができる。

4 面加熱の場合



$$\frac{A_m}{V} = \frac{\text{周長}}{\text{断面積}} = \frac{2(2B - t_w + D)}{A_s}$$

3 面加熱の場合



$$\frac{A_m}{V} = \frac{\text{周長}}{\text{断面積}} = \frac{2(2B - t_w) - B + 2D}{A_s}$$

B : 断面の幅 (m)

D : 鋼材の高さ (m)

A_s : 断面積 (m²)

t_w : ウェブの厚さ (m)

図-4.2.3 H形鋼に対する断面係数

b) 合成床版（底鋼板およびコンクリート）の受熱温度

床版内の受熱温度は、図-4.2.4に示すように、火炎が直接床版に接する場合の一次元モデルを想定して算出する。まず、中間層（第2層～第 $n-1$ 層）の厚さを d で一定とし、境界層（第1層および第 n 層）を中間層の1/2の厚さにする。よって、各層の温度（境界層は表面温度、中間層は層の中心温度）間の距離は d で一定となる。そして、各層の熱収支を考え、底鋼板およびコンクリートの温度を算出する。

図-4.2.4より、境界層における流入、流出する熱流束（ q_1 および q_{n+1} ）は、第3章で与えられる。一方、床版内部の i 層における流入、流出する熱流束（ q_2 から q_n ）は、Fourierの法則により、式(4.2.2)で表される。

$$q_i = \frac{\alpha_{sc}}{d_i} (\theta_{i-1} - \theta_i) \quad (4.2.2)$$

ここに、 α_{sc} : 鋼材あるいは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(4.2.3)で示される。

$$\Delta \theta_{sc,i} = \frac{1}{c_{sc} \rho_{sc} d_i} (q_i - q_{i+1}) \Delta t \quad (4.2.3)$$

ここに、 $\Delta\theta_{sc,i}$: t 秒間の i 層の上昇温度 (°C)

c_{sc} : 鋼材あるいはコンクリートの比熱 (J/kgK)

ρ_{sc} : 鋼材あるいはコンクリートの密度 (kg/m³)

Δt : 時間増分 (秒)

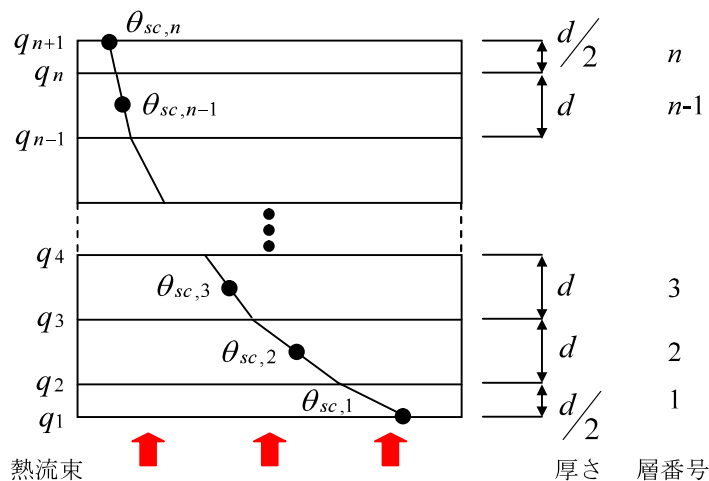


図-4.2.4 解析モデル

(3) 実験結果

加熱試験は、大阪工業大学所有の大型水平加熱炉で行った。写真-4.2.1 に、実験供試体の設置状況を示す。



写真-4.2.1 実験供試体の設置状況

つぎに、測定値の一例として、図-4.2.1 の計測②における鋼桁および合成床版（底鋼板，コンクリート）の受熱温度を、それぞれ、図-4.2.5、図-4.2.6 に実線で示す。同図には、合わせて、一次元差分法による解析値を破線で示す。なお、加熱実験は、桁の変形が大きくなったため、開始 24 分で終了した。また、鋼桁および底鋼板の測定値は、左右で大きな差異が見られなかったため、平均値を示している。

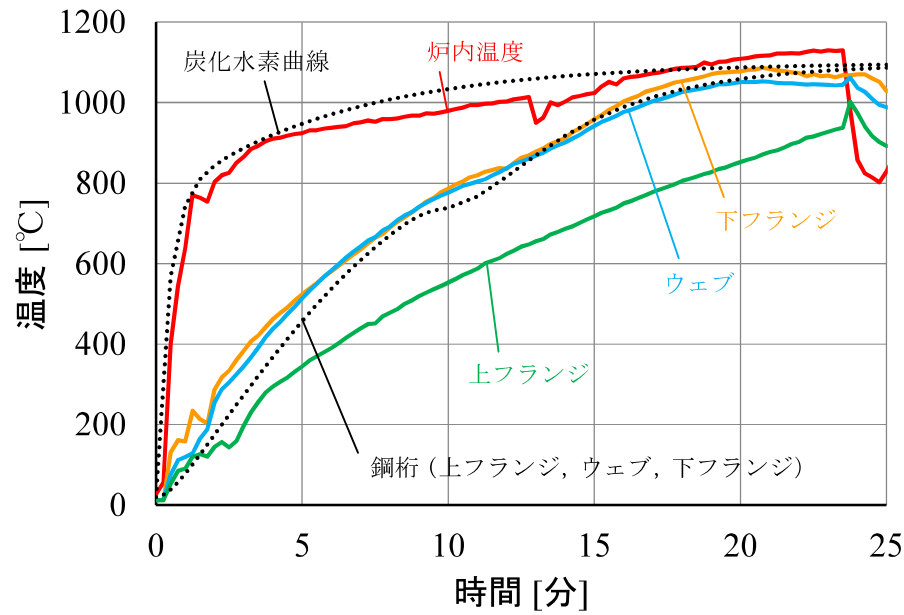


図-4.2.5 鋼桁の受熱温度

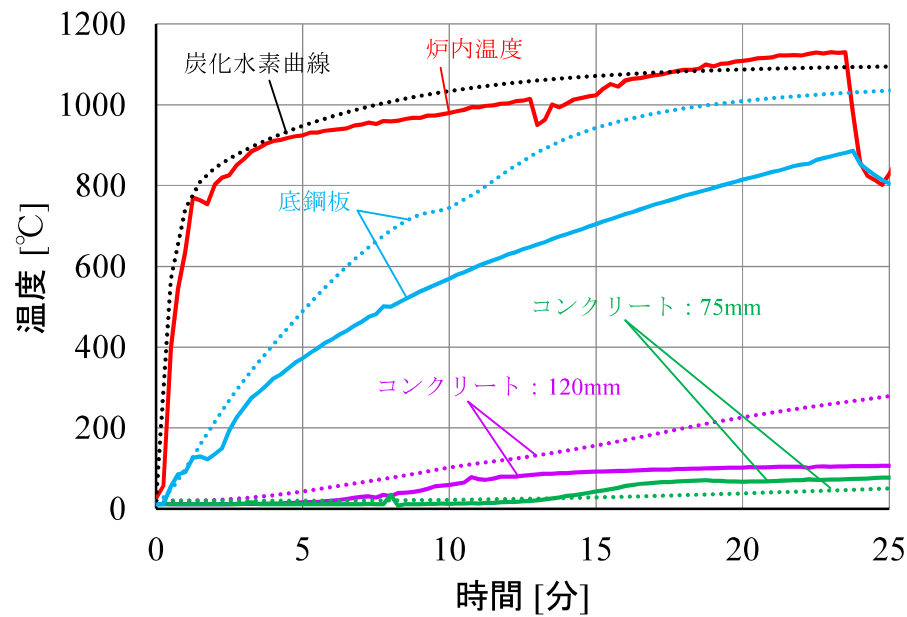


図-4.2.6 底鋼板およびコンクリート内部の受熱温度

同図より、下フランジおよびウェブの受熱温度は、直接炎に曝されているため、開始 20 分程度で、ほぼ炉内と同じ温度になった。また、解析値は、比較的測定値を追従する結果となっている。

一方、上フランジおよび底鋼板の受熱温度の解析値は、測定値よりも大きな結果となった。また、コンクリート内部の受熱温度は、水分の蒸発にエネルギーが消費される潜熱の影響により、100℃付近で上昇が見られない結果となった。

その要因として、加熱実験中、コンクリートより多量の水蒸気が出ていたことも踏まえると、コンクリートに含まれる水分の割合が多いため、コンクリート内部の温度が上昇せず、結果的に、コンクリートに接している上フランジや底鋼板の受熱温度も、コンクリートに接していない下フランジやウェブに比べて低くなったと考えられる。

4.3 まとめ

一次元差分法により，鋼合成桁が炎に曝された場合の鋼桁下フランジおよびウェブの受熱温度は，比較的精度良く推定することができた．一方，コンクリートやコンクリートに接する鋼材の受熱温度の評価には，コンクリートの含水率による比熱変化をできるだけ忠実に再現することが重要であり，さらなる検討が今後必要であると考えられる．

参考文献

- 4.1) 長谷亮介, 柳澤則文, 大山 理, 栗田章光: 火災時における合成桁の受熱温度推定に関する研究, 土木学会 第65回年次学術講演会 CS2-049, pp.97-98, 2010.9.
- 4.2) 長谷亮介, 柳澤則文, 大山 理, 栗田章光: 火災時における合成桁の変形解析, 土木学会 第67回年次学術講演会 CS2-003, pp.5-6, 2012.9.
- 4.3) 桑野忠生, 増井 隆, 鈴木寛久, 依田勝雄: タンクローリー火災事故により損傷を受けた橋梁の復旧, 橋梁と基礎 Vol.43, No.4, pp.13-18, 2009.4.
- 4.4) CEN : Eurocode 1 -Actions on structures-Part 1-2:General actions-Actions on structures exposed to fire, EN 1991-1-2, 2002.
- 4.5) 日本建築学会: 鋼構造耐火設計指針, 2008.3.
- 4.6) CEN : Eurocode 3-Design of steel structures-Part 1-2 : General rules-Structural fire design, prEN 1993-1-2, 2003.
- 4.7) CEN : Eurocode 2-Design of concrete structures-Part 1-2 : General rules-Structural fire design, prEN 1992-1-2, 2002.

第5章

火災時における鋼合成桁の終局耐力

5.1 概説

第2章で示したように、近年、不審火、放火、沿線火災あるいは車両事故による炎上により、一般橋梁や高架橋の火災事例が国内外を問わず数多く報告されている。しかしながら、橋梁では、トンネルのような大規模な火災事例は少なく、火災時における性能照査手法は必ずしも明確に示されていないのが現状である。一方、耐荷力に関する性能照査を行う場合、高温状態での終局耐力をより正確に評価する必要がある、そのため2種類以上の外力が同時に作用する場合の相関関係を予め把握しておくことが重要となる。

そこで、本章では、高温時における曲げモーメントとせん断力が同時に作用する場合の相関式も含め、鋼合成桁を対象に写真-5.1.1 および写真-5.1.2 に示す斜張橋やポータルラーメン橋のような軸力と曲げモーメント、あるいは軸力とせん断力ならびに曲げモーメントが同時に作用する場合の相関関係について検討を行った。ここでは、その検討結果を踏まえ、火災時における橋梁の性能照査に必要とされる終局耐力相関曲線について述べる^{5.1)~5.3)}。



写真-5.1.1 斜張橋：著者撮影



写真-5.1.2 ポータルラーメン橋：著者撮影

5.2 高温時における終局耐力相関曲線

5.2.1 解析条件

$M-Q$ (曲げモーメントとせん断力), $N-M$ (軸力と曲げモーメント) ならびに $N-Q-M$ (軸力とせん断力と曲げモーメント) について, 各相関式を誘導するにあたり, 以下の8つの仮定を設けることとする.

- ①鋼合成桁に正曲げモーメントが作用する場合, 塑性中立軸は, コンクリート床版内に存在することが多く, 鋼桁はすべて引張域となり, 鋼部材の座屈が生じないコンパクト断面^{5.4), 5.5)}となる. よって, 本検討では, 高温時の弾性係数は考慮しないものとする.
- ②ポータルラーメン橋などの不静定構造物で火災が発生した場合, 鋼桁の熱膨張による変形が桁端部で拘束され熱応力が生じることが想定される. しかしながら, 鋼桁製作時の溶接による残留応力と同様, 終局時には鋼材の延性により平均化されるものと考えられる. そこで, ここでは, 火災時に生じる熱応力の影響は考慮しないものとする.
- ③作用する曲げモーメント, 軸力は, それぞれ, 正曲げモーメント, 軸圧縮力とする.
- ④せん断力は, すべて鋼桁ウェブで負担するものとする.
- ⑤橋梁直下でタンクローリー車が横転・炎上した事故を想定した合成桁での既往の熱伝導解析^{5.6)}や図-5.2.1 に示す加熱実験結果^{5.7), 5.8)}より, コンクリート床版内の受熱温度は約100℃と全体として大きく上昇していない. また, コンクリートの許容耐火温度^{5.9)}以下であることから, ここでは, 加熱に伴うコンクリートの圧縮強度の低下は考慮しないものとする.
- ⑥既往の熱伝導解析^{5.6)}や図-5.2.1に示す加熱実験結果^{5.7), 5.8)}より, 上フランジとウェブおよび下フランジとの温度差は約100から300℃であり, 加熱時間の経過に伴いその差は小さくなることから, 加熱による鋼桁の温度は, 各部位の全面が一様に上昇かつ分布するものとする.
- ⑦鋼材の降伏強度は, 急激な強度低下が始まる350℃あるいは400℃以降について, 鋼構造耐火設計指針^{5.10)}およびEurocode^{5.11)}とは同様の傾向で強度低下する (第3章参照). また, 橋梁直下で起きたタンクローリー車の横転・炎上事故では, 火災による温度が1200℃と推定^{5.12)}されていることから, 強度低下を1200℃の温度まで定義されているEurocodeの低減係数を用いて評価する.
- ⑧既往の研究^{5.13)}により, 加熱時のスタッドの静的押抜きせん断試験結果によるせん断耐力は, 加熱温度が700℃の場合, 常温時の75%, ずれ定数も700℃程度までであれば大きく変化しないとの結果が得られている. 今後, 700℃以上の高温に対しても同様の検討が必要と考えられるが, 今回は, 鋼桁とコンクリート床版との間に生じるずれは考慮しないものとする.

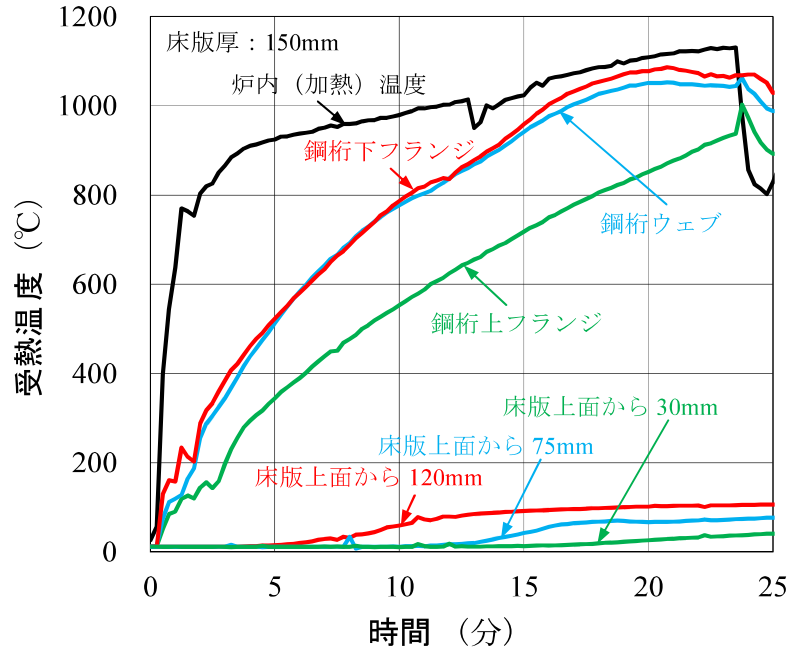


図-5.2.1 既往の加熱実験結果による鋼桁およびコンクリート床版の受熱温度^{5.7), 5.8)}

5.2.2 高温時の全塑性曲げモーメント，全塑性軸力ならびに全塑性せん断力

図-5.2.2(a)に示すように，合成桁に正曲げモーメントのみが作用する場合，鋼桁およびコンクリート床版の軸力のつり合いより，塑性中立軸 x_θ は式(5.2.1)より求められる．

$$x_\theta = \frac{\kappa_{y,\theta} \sigma_y A_s}{\sigma_c b_c} \quad (5.2.1)$$

ただし， $\sigma_c = 0.85 \sigma_{ck}$

ここに， σ_y ：鋼の降伏強度 (N/mm²)

A_s ：鋼桁の断面積 (mm²)

b_c ：コンクリート床版の有効幅 (mm)

σ_{ck} ：コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

よって， θ °C時の全塑性曲げモーメント $M_{p\ell}^\theta$ は次式で表される．

$$M_{p\ell}^\theta = \kappa_{y,\theta} \sigma_y A_u (h_c - x_\theta/2 + t_u/2) + \kappa_{y,\theta} \sigma_y A_w (h_c - x_\theta/2 + h_w/2 + t_u) + \kappa_{y,\theta} \sigma_y A_\ell (h_c - x_\theta/2 + h_s - t_\ell/2) \quad (5.2.2)$$

ここに， A_u ：鋼桁上フランジの断面積 (mm²)

A_w ：鋼桁ウェブの断面積 (mm²)

A_ℓ ：鋼桁下フランジの断面積 (mm²)

h_c ：コンクリート床版の厚さ (mm)

t_u ：鋼桁上フランジの厚さ (mm)

h_w ：鋼桁ウェブの高さ (mm)

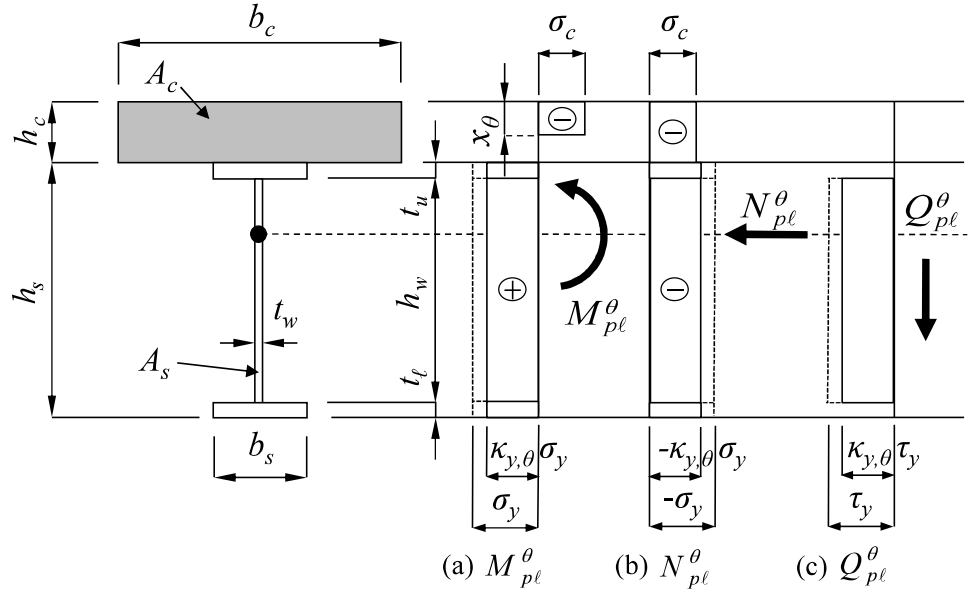


図-5.2.2 高温時の全塑性曲げモーメントと全塑性軸力ならびに全塑性せん断力

h_s : 鋼桁の高さ (mm)

t_f : 鋼桁下フランジの厚さ (mm)

一方、図-5.2.2(b)に示すとおり、合成桁に圧縮力が作用する場合、 θ °C時の全塑性軸力 N_{pl}^{θ} は次式で表される。

$$N_{pl}^{\theta} = \kappa_{y,\theta} \sigma_y A_s + \sigma_c A_c \quad (5.2.3)$$

ここに、 A_c : コンクリート床版の断面積 (mm²)

また、図-5.2.2(c)に示すとおり、 θ °C時の全塑性せん断力 Q_{pl}^{θ} は次式で表される。

$$Q_{pl}^{\theta} = \kappa_{y,\theta} \tau_y A_w \quad (5.2.4)$$

ここに、 τ_y : 鋼の降伏せん断応力 (N/mm²) = $\sigma_y / \sqrt{3}$

5.2.3 高温時の M - Q (曲げモーメントとせん断力) ^{5.6), 5.14)} の関連式

高温時において、鋼桁は加熱による降伏強度低下が要因で、軸方向の引張力が大幅に低下することから、力のつりあいにより、塑性中立軸はコンクリート床版内に存在する。

図-5.2.3を参照すると、曲げモーメントとせん断力が同時に作用したときの塑性中立軸 x'_{θ} は式(5.2.5)より求められる。

$$x'_{\theta} = \frac{\kappa_{y,\theta} \sigma_y (A_u + A_l) + \kappa_{y,\theta} \alpha \sigma_y A_w}{\sigma_c b_c} \quad (5.2.5)$$

ここに、 $\alpha = \sqrt{1 - (Q/Q_{pl}^{\theta})^2}$

α : せん断力作用時の降伏強度の低減係数

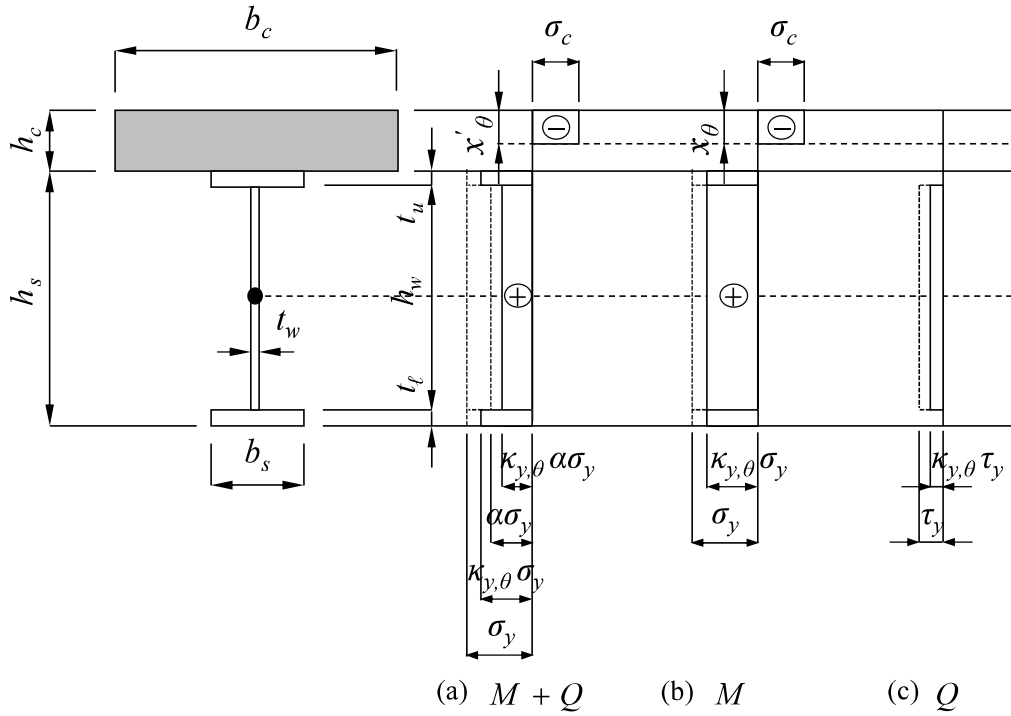


図-5.2.3 曲げモーメントとせん断力が同時に作用する場合の応力分布 (M - Q)

以上より、せん断力が作用する θ °時の全塑性曲げモーメント M ($= M_{p\ell, Q}^\theta$) は次式で表される。

$$M = \kappa_{y, \theta} \sigma_y A_u (h_c - x'_\theta / 2 + t_u / 2) + \kappa_{y, \theta} \alpha \sigma_y A_w (h_c - x'_\theta / 2 + h_w / 2 + t_u) + \kappa_{y, \theta} \sigma_y A_\ell (h_c - x'_\theta / 2 + h_s - t_\ell / 2) \quad (5.2.6)$$

よって、合成桁の受熱温度 θ °において、曲げモーメントとせん断力が同時に作用する場合の相関式は、式(5.2.6)を式(5.2.2)で除すと、次式となる。

$$\left(\frac{M}{\beta M_{p\ell}^\theta} - \frac{\lambda}{\beta} \right)^2 + \left(\frac{Q}{Q_{p\ell}^\theta} \right)^2 = 1 \quad (5.2.7)$$

$$\text{ここに, } \lambda = \frac{A_u (h_c - x'_\theta / 2 + t_u / 2) + A_\ell (h_c - x'_\theta / 2 + h_s - t_\ell / 2)}{\gamma}$$

$$\beta = \frac{A_w (h_c - x'_\theta / 2 + h_w / 2 + t_u)}{\gamma}$$

$$\gamma = A_u (h_c - x_\theta / 2 + t_u / 2) + A_w (h_c - x_\theta / 2 + h_w / 2 + t_u) + A_\ell (h_c - x_\theta / 2 + h_s - t_\ell / 2)$$

なお、Eurocode^{5.15)}では、せん断力作用時の降伏強度の低減係数を次式で規定している (図-5.2.4)。

$$\alpha = 1 - \rho = 1 - \left(\frac{2Q}{Q_{p\ell}^\theta} - 1 \right)^2 \quad (Q \geq 0.5Q_{p\ell}^\theta) \quad (5.2.8)$$

$$\alpha = 1 - \rho = 1 \quad (Q \leq 0.5Q_{p\ell}^\theta) \quad (5.2.9)$$

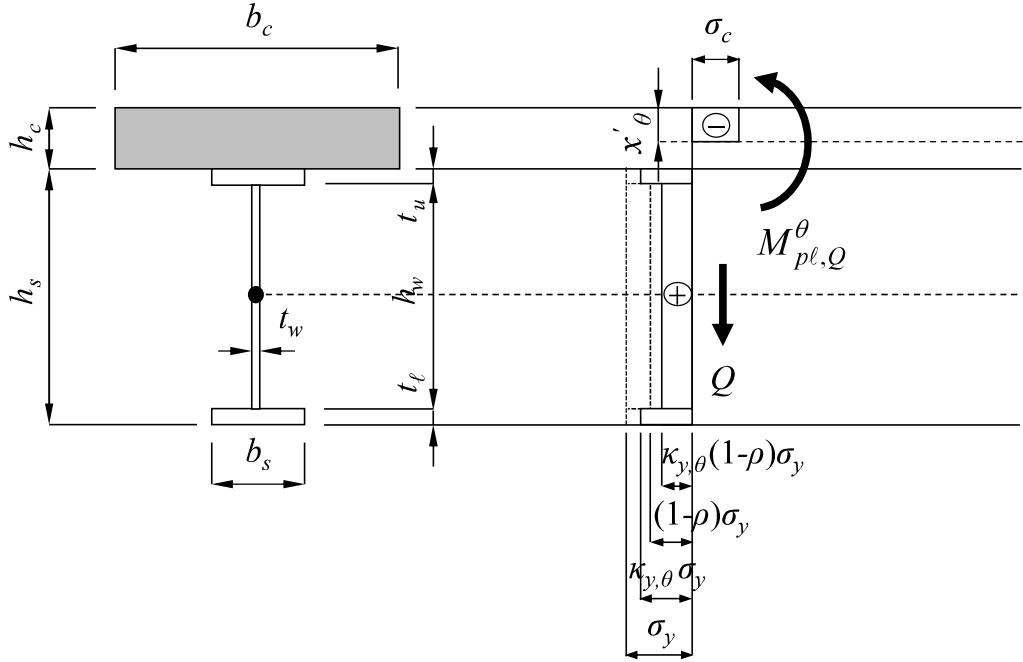


図-5.2.4 曲げモーメントとせん断力が同時に作用する場合の応力分布 (Eurocode^{5.15)})

また，鋼・合成構造標準示方書（土木学会）^{5.4)}では，曲げモーメントとせん断力が同時に作用する場合，合成断面力に対する照査式が規定されている．その4乗則式の分母を $\theta^\circ\text{C}$ 時の全塑性曲げモーメント M_{pl}^θ と，全塑性せん断力 Q_{pl}^θ にそれぞれ置換えると， $\theta^\circ\text{C}$ 時の相関関係は次式で表すことができる．

$$\left(\frac{M}{M_{pl}^\theta} \right)^4 + \left(\frac{Q}{Q_{pl}^\theta} \right)^4 = 1.0 \quad (5.2.10)$$

5.2.4 高温時の N - M （軸力と曲げモーメント）^{5.1)}， N - Q - M （軸力とせん断力と曲げモーメント）の相関式

合成桁断面に圧縮の軸力が作用した場合，その大きさによって，塑性中立軸の位置が変化する．そこで，ここでは以下の4ケースに分けて，相関式の誘導を行っていく．なお， $\theta^\circ\text{C}$ 時の全塑性曲げモーメント $M_{pl}^{\prime\theta} (= M_{pl}^\theta, M_{pl,Q}^\theta)$ は，前述の式(5.2.2)および式(5.2.6)で表され，また， $\theta^\circ\text{C}$ 時の全塑性軸力 $N_{pl}^{\prime\theta} (= N_{pl}^\theta, N_{pl,Q}^\theta)$ は，次式で表される．

$$N_{pl}^{\prime\theta} = \kappa_{y,\theta} \sigma_y A_u + \kappa_{y,\theta} \alpha \sigma_y A_w + \kappa_{y,\theta} \sigma_y A_\ell + \sigma_c A_c \quad (5.2.11)$$

なお，軸力と曲げモーメントが同時に作用する場合，つまり，せん断力が同時に作用していない場合， α の値を1.0とすることで，相関関係を求めることができる．

a) CASE-1：塑性中立軸が床版内（図-5.2.5）

軸力が作用する場合，b)にc)の状態が加わることとなり，軸力 N は次式で表される．

$$N = \sigma_c b_c h \quad (5.2.12)$$

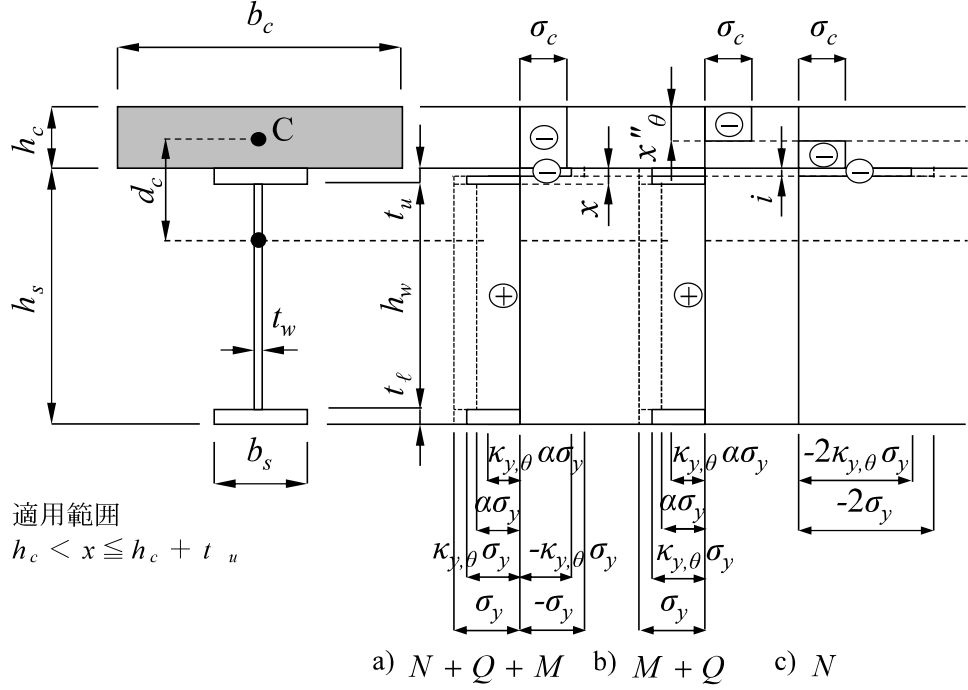


図-5.2.6 CASE-2：軸力とせん断力ならびに曲げモーメントが同時に作用する場合の応力分布（ N - Q - M ）

b) CASE-2：塑性中立軸が上フランジ内（図-5.2.6）

CASE-1と同様，a) = b) + c)であり，c)の状態を考えると軸力 N は次式で表される．

$$N = \sigma_c b_c (h_c - x''_\theta) + 2\kappa_{y,\theta} \sigma_y b_s i \quad (5.2.15)$$

ここに， b_s ：鋼桁フランジの幅（mm）

一方，軸力が作用する θ ℃時の全塑性曲げモーメント M （ $= M_{p\ell,N}^\theta, M_{p\ell,Q,N}^\theta$ ）は次式で表される．

$$M = M_{p\ell}^{\prime\theta} - N^2 / 4\kappa_{y,\theta} \sigma_y b_s + \{ \sigma_c b_c (h_c - x''_\theta) / 2\kappa_{y,\theta} \sigma_y b_s + d_c - h_c / 2 \} N + \sigma_c b_c (h_c - x''_\theta)^2 (1 - \sigma_c b_c / 2\kappa_{y,\theta} \sigma_y b_s) / 2 \quad (5.2.16)$$

よって，合成桁の受熱温度 θ ℃において，軸力と曲げモーメントあるいはそれらとせん断力が同時に作用する場合の相関式は，式(5.2.16)を式(5.2.6)で除すと，次式となる．

$$\lambda_2 \left(\frac{N}{N_{p\ell}^{\prime\theta}} \right)^2 - \beta_2 \left(\frac{N}{N_{p\ell}^{\prime\theta}} \right) - \gamma_2 + \frac{M}{M_{p\ell}^{\prime\theta}} = 1 \quad (5.2.17)$$

ここに， $\lambda_2 = N_{p\ell}^{\prime\theta 2} / 4\kappa_{y,\theta} \sigma_y b_s M_{p\ell}^{\prime\theta}$

$$\beta_2 = \{ \sigma_c b_c (h_c - x''_\theta) / 2\kappa_{y,\theta} \sigma_y b_s + d_c - h_c / 2 \} N_{p\ell}^{\prime\theta} / M_{p\ell}^{\prime\theta}$$

$$\gamma_2 = \sigma_c b_c (h_c - x''_\theta)^2 (1 - \sigma_c b_c / 2\kappa_{y,\theta} \sigma_y b_s) / 2 M_{p\ell}^{\prime\theta}$$

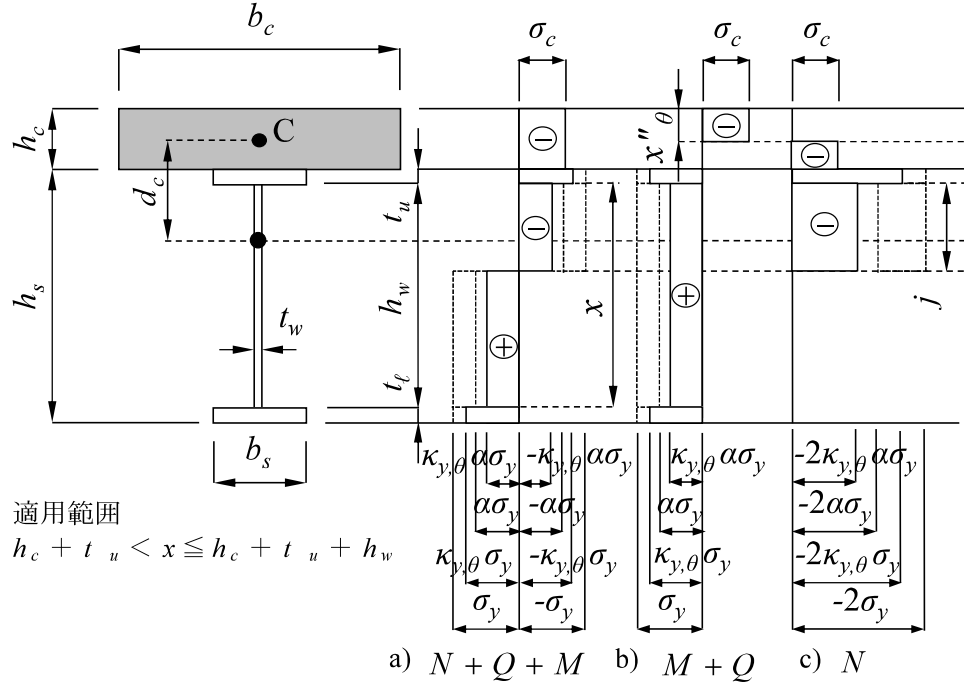


図-5.2.7 CASE-3：軸力とせん断力ならびに曲げモーメントが同時に作用する場合の応力分布（ N - Q - M ）

c) CASE-3：塑性中立軸がウェブ内（図-5.2.7）

CASE-1 と同様、a) = b) + c)であり、c)の状態を考えると軸力 N は次式で表される。

$$N = \sigma_c b_c (h_c - x''_{\theta}) + 2\kappa_{y,\theta} \sigma_y A_u + 2\kappa_{y,\theta} \alpha \sigma_y t_w j \quad (5.2.18)$$

ここに、 t_w ：鋼桁ウェブの厚さ（mm）

一方、軸力が作用する θ ℃時の全塑性曲げモーメント M （ $= M_{p\ell,N}^{\theta}, M_{p\ell,Q,N}^{\theta}$ ）は次式で表される。

$$\begin{aligned} M = & M_{p\ell}^{\theta} - N^2 / 4\kappa_{y,\theta} \alpha \sigma_y t_w + \{ \eta / 2\kappa_{y,\theta} \alpha \sigma_y t_w - (t_u + h_c / 2 - d_c) \} N \\ & + \sigma_c b_c (h_c - x''_{\theta}) (d_c - x''_{\theta} / 2) + 2\kappa_{y,\theta} \sigma_y A_u (d_c - h_c / 2 - t_u / 2) \\ & + (t_u + h_c / 2 - d_c) \eta - \eta^2 / 4\kappa_{y,\theta} \alpha \sigma_y t_w \end{aligned} \quad (5.2.19)$$

ここに、 $\eta = \sigma_c b_c (h_c - x''_{\theta}) + 2\kappa_{y,\theta} \sigma_y A_u$

よって、合成桁の受熱温度 θ ℃において、軸力と曲げモーメントあるいはそれらとせん断力が同時に作用する場合の相関式は、式(5.2.19)を式(5.2.6)で除すと、次式となる。

$$\lambda_3 \left(\frac{N}{N_{p\ell}^{\theta}} \right)^2 - \beta_3 \left(\frac{N}{N_{p\ell}^{\theta}} \right) - \gamma_3 + \frac{M}{M_{p\ell}^{\theta}} = 1 \quad (5.2.20)$$

ここに、 $\lambda_3 = N_{p\ell}^{\theta^2} / 4\kappa_{y,\theta} \alpha \sigma_y t_w M_{p\ell}^{\theta}$

$\beta_3 = \{ \eta / 2\kappa_{y,\theta} \alpha \sigma_y t_w - (t_u + h_c / 2 - d_c) \} N_{p\ell}^{\theta} / M_{p\ell}^{\theta}$

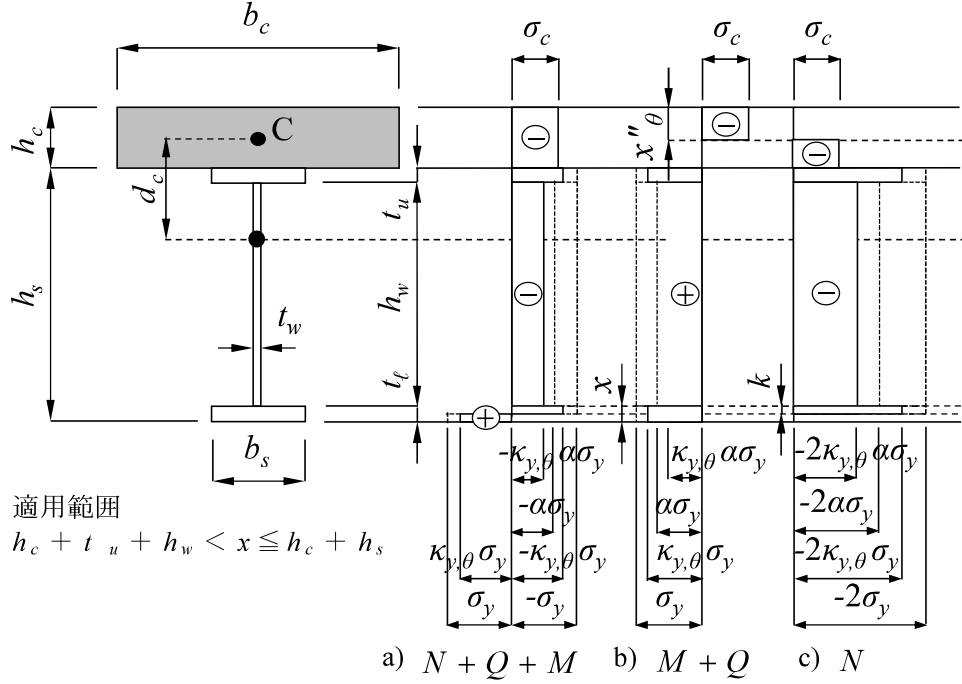


図-5.2.8 CASE-4：軸力とせん断力ならびに曲げモーメントが同時に作用する場合の応力分布（N-Q-M）

$$\gamma_3 = \gamma / M'_{pl}{}^\theta$$

$$\begin{aligned} \gamma = & \sigma_c b_c (h_c - x''_\theta) (d_c - x''_\theta / 2) + 2\kappa_{y,\theta} \sigma_y A_u (d_c - h_c / 2 - t_u / 2) \\ & + (t_u + h_c / 2 - d_c) \eta - \eta^2 / 4\kappa_{y,\theta} \alpha \sigma_y t_w \end{aligned}$$

d) CASE-4：塑性中立軸が下フランジ内（図-5.2.8）

CASE-1と同様，a) = b) + c)であり，c)の状態を考えると軸力 N は次式で表される．

$$N = \sigma_c b_c (h_c - x''_\theta) + 2\kappa_{y,\theta} \sigma_y A_u + 2\kappa_{y,\theta} \alpha \sigma_y A_w + 2\kappa_{y,\theta} \sigma_y b_s k \quad (5.2.21)$$

一方，軸力が作用する θ ℃時の全塑性曲げモーメント M （ $= M'_{pl,N}{}^\theta, M'_{pl,Q,N}{}^\theta$ ）は次式で表される．

$$\begin{aligned} M = & M'_{pl}{}^\theta - N^2 / 4\kappa_{y,\theta} \sigma_y b_s + \{ \eta' / 2\kappa_{y,\theta} \sigma_y b_s - (h_w + t_u + h_c / 2 - d_c) \} N \\ & + \sigma_c b_c (h_c - x''_\theta) (d_c - x''_\theta / 2) + 2\kappa_{y,\theta} \sigma_y A_u (d_c - h_c / 2 - t_u / 2) \\ & - 2\kappa_{y,\theta} \alpha \sigma_y A_w (h_w / 2 + t_u + h_c / 2 - d_c) + (h_w + t_u + h_c / 2 - d_c) \eta' - \eta'^2 / 4\kappa_{y,\theta} \sigma_y b_s \quad (5.2.22) \end{aligned}$$

$$\text{ここに, } \eta' = \sigma_c b_c (h_c - x''_\theta) + 2\kappa_{y,\theta} \sigma_y A_u + 2\kappa_{y,\theta} \alpha \sigma_y A_w$$

よって，合成桁の受熱温度 θ ℃において，軸力と曲げモーメントあるいはそれらとせん断力が同時に作用する場合の相関式は，式(5.2.22)を式(5.2.6)で除すと，次式となる．

$$\lambda_4 \left(\frac{N}{N'_{pl}{}^\theta} \right)^2 - \beta_4 \left(\frac{N}{N'_{pl}{}^\theta} \right) - \gamma_4 + \frac{M}{M'_{pl}{}^\theta} = 1 \quad (5.2.23)$$

$$\begin{aligned}
\text{ここに, } \lambda_4 &= N_{p\ell}'^{\theta^2} / 4\kappa_{y,\theta}\sigma_y b_s M_{p\ell}'^\theta \\
\beta_4 &= \{\eta' / 2\kappa_{y,\theta}\sigma_y b_s - (h_w + t_u + h_c/2 - d_c)\} N_{p\ell}'^\theta / M_{p\ell}'^\theta \\
\gamma_4 &= \gamma' / M_{p\ell}'^\theta \\
\gamma' &= \sigma_c b_c (h_c - x_\theta'')(d_c - x_\theta''/2) + 2\kappa_{y,\theta}\sigma_y A_u (d_c - h_c/2 - t_u/2) \\
&\quad - 2\kappa_{y,\theta}\alpha\sigma_y A_w (h_w/2 + t_u + h_c/2 - d_c) \\
&\quad + (h_w + t_u + h_c/2 - d_c)\eta' - \eta'^2 / 4\kappa_{y,\theta}\sigma_y b_s
\end{aligned}$$

5.3 高温時における各相関の数値計算例

(1) 計算条件

高温時における各相関式を用いた数値計算を行う上で、対象とした門型ラーメン構造における上部工の断面形状およびその断面構成を、図-5.3.1および表-5.3.1に示す。

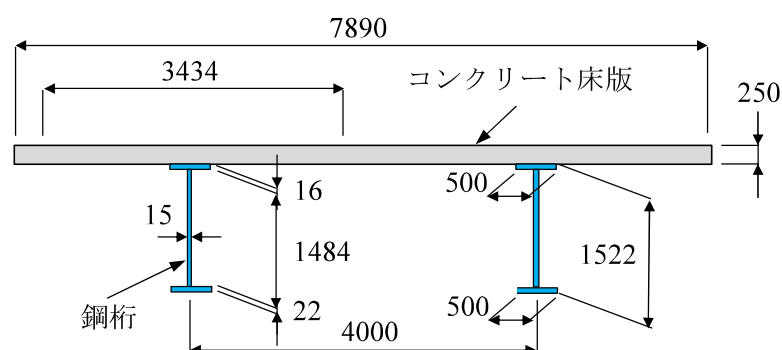


図-5.3.1 対象橋梁の断面形状 (寸法単位: mm)

表-5.3.1 対象橋梁の断面構成

鋼桁			
t_u	16 mm	A_s	41260 mm ²
t_w	15 mm	A_u	8000 mm ²
t_ℓ	22 mm	A_w	22260 mm ²
b_s	500 mm	A_ℓ	11000 mm ²
h_s	1522 mm	σ_y	355 N/mm ²
h_w	1484 mm		
コンクリート床版			
b_c	3434 mm	A_c	858500 mm ²
h_c	250 mm	σ_{ck}	40 N/mm ²

※ b_c : 有効幅

(2) 計算結果

各計算結果は、一例として、火災時における鋼桁の受熱温度を400から800℃まで上昇させ、それぞれ常温時の全塑性曲げモーメント、全塑性軸力ならびに全塑性せん断力で除し無次元化したものである。

a) 高温時の M (曲げモーメント)、 Q (せん断力) および N (軸力) の単独作用

まず、高温時の M (曲げモーメント) のみ、および Q (せん断力) のみが作用した場合の計算結果を、それぞれ、図-5.3.2 および図-5.3.3 に示す。図-5.3.2 より、 M/M_{pl} は常温から 400℃の場合で 1.00、500℃で 0.79、600℃で 0.49、700℃で 0.24、800℃で 0.12 と高温になるほど低下し、 Q/Q_{pl} も図-5.3.3 より、ほぼ同様の数値で低下することがわかる。これは、降伏強度に低減係数を乗じて耐力を算出しているために生じており、鋼材の降伏強度の低減係数と同様の低下傾向を示している。

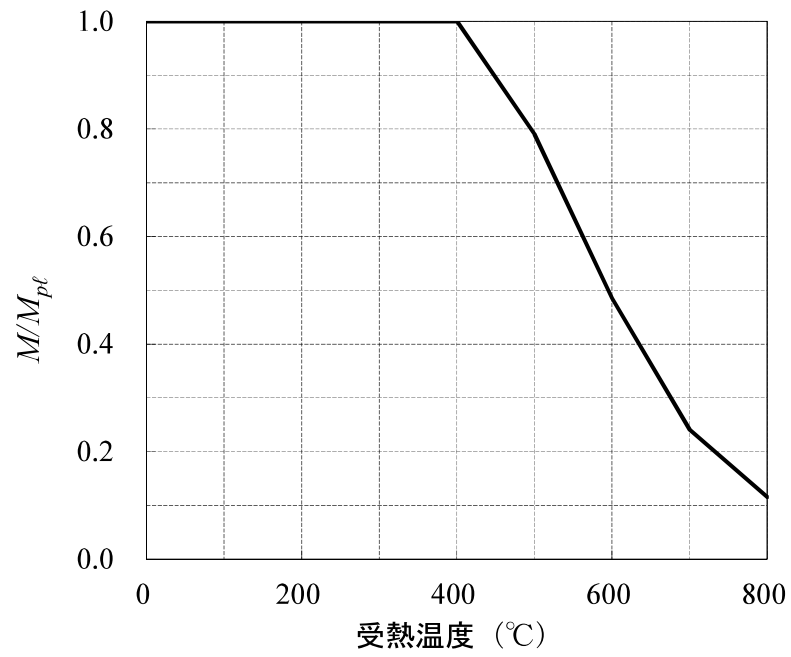


図-5.3.2 高温時の M (曲げモーメント)

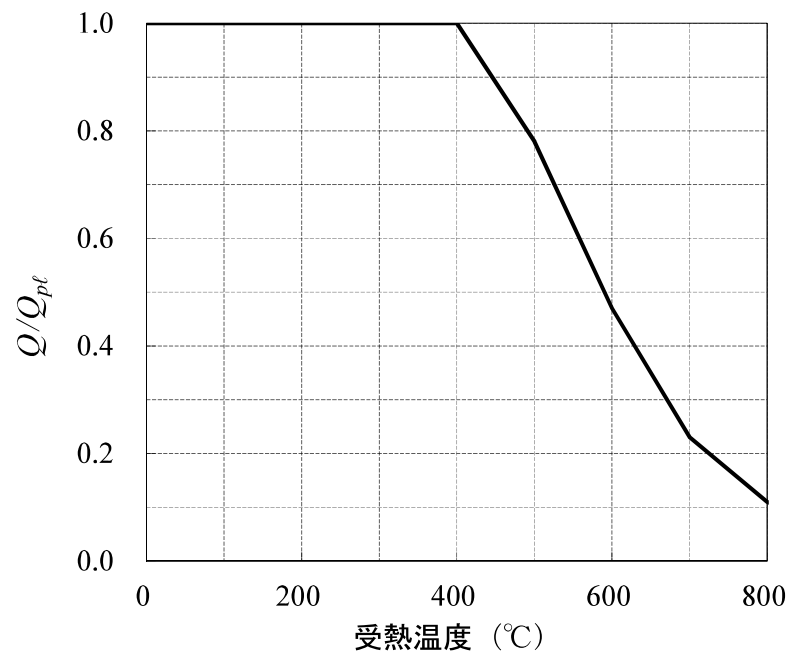


図-5.3.3 高温時の Q (せん断力)

つぎに、高温時の N (軸力) のみが作用した場合の計算結果を図-5.3.4 に示す。同図より、 N/N_{pl} は、常温から 400℃ の場合で 1.00、500℃ で 0.93、600℃ で 0.82、700℃ で 0.74、800℃ で 0.70 と、 M (曲げモーメント)、 Q (せん断力) と同様、高温になるほど低下するが、本数値計算において、加熱に伴うコンクリートの圧縮強度の低下を考慮していないことから、その低下率は小さくなることがわかる。

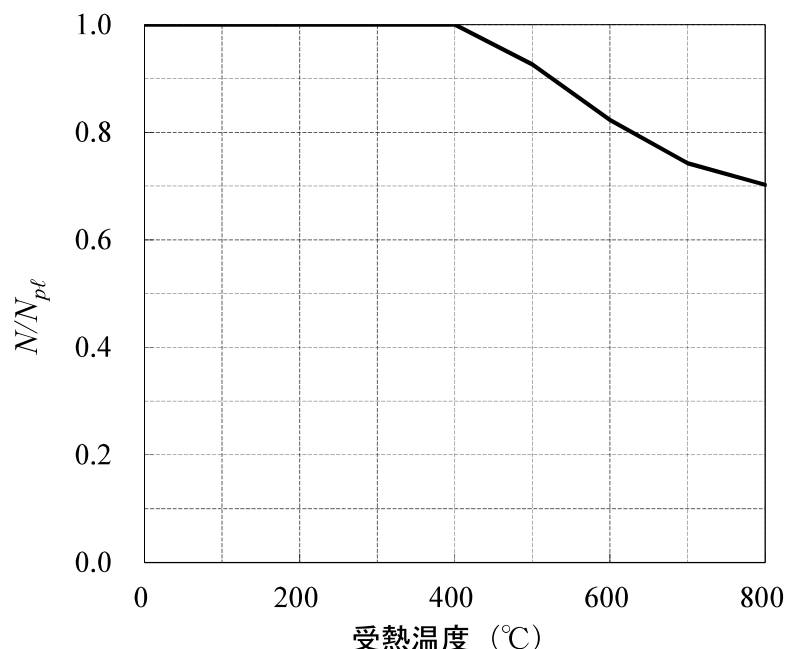


図-5.3.4 高温時の N (軸力)

b) 高温時の M - Q (曲げモーメントとせん断力) の相関

高温時の M - Q (曲げモーメントとせん断力) 相関の計算結果を図-5.3.5 に示す。図-5.3.5 より、せん断力の影響がない $Q/Q_{pl} = 0$ のときの M/M_{pl} は、高温になるほど低下し、800℃ では 0.12 と常温から 400℃ の場合の 10% 程度まで低下する。一方、せん断力が作用すると、常温から 400℃ の場合、 $Q/Q_{pl} = 0.3$ 以下であると M/M_{pl} の低下はほとんど見られないが、 $Q/Q_{pl} = 0.8$ を超えると急激に低下し、最終的に $Q/Q_{pl} = 0$ のときと比べ、 M/M_{pl} は 0.51 と 1/2 程度まで低下する。この M/M_{pl} の低下の傾向は、600℃、800℃ の場合も同様であり、いずれも $Q/Q_{pl} = 0$ のときの 1/2 程度にまで低下する。このようにせん断力を受ける場合、高温時の全塑性せん断力に対する作用せん断力の割合が 1.0 に近づくほど M/M_{pl} ，すなわち曲げ耐力は急激な低下を示すことがわかる。また、参考までに Eurocode^{5,15)} で規定されているせん断力作用時の降伏強度の低減係数、および鋼・合成構造標準示方書^{5,4)} に規定されている合成断面力の照査式 (4 乗則式) を適用した計算結果を図-5.3.6 に示す。図-5.3.6 より、今回誘導した相関式による計算結果は、Eurocode や鋼・合成構造標準示方書による計算結果に比べて常温から 400℃、600℃ では、若干、強度低下が大きく生じている範囲があるが、高温になるほどその差は小さくなっている。これは、Eurocode では、式(5.2.9) に示すように全塑性せん断力の 50% までは、作用せん断力の影響を無視していること、鋼・合成構造標準示方書に規定されている合成断面力の照査式では、簡易的な設計式として示されているため、このような差が生じているものと考えられる。

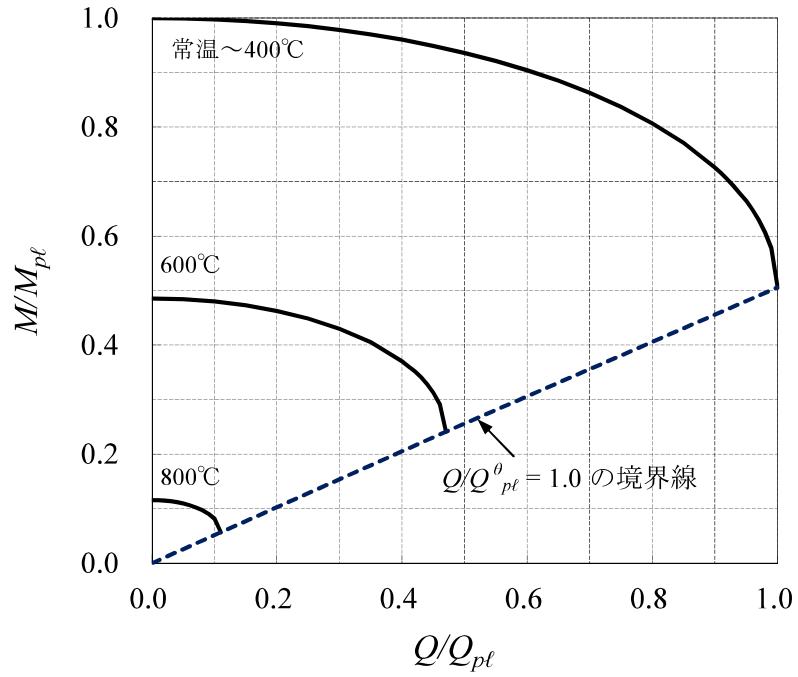


図-5.3.5 高温時の M - Q 相関

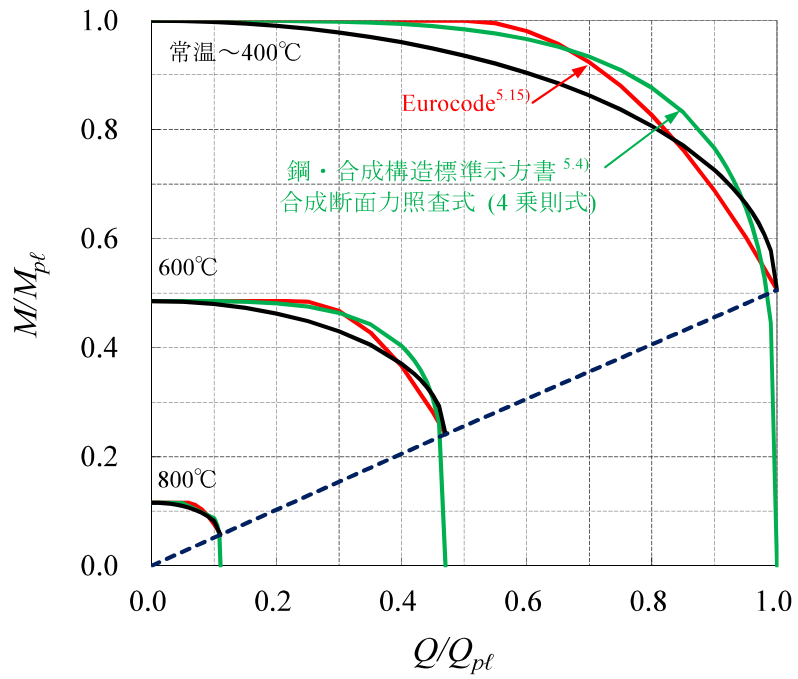


図-5.3.6 高温時の M - Q 相関 (Eurocode^{5.15})と鋼・合成構造標準示方書^{5.4}合成断面力照査式)

c) 高温時の N - M （軸力と曲げモーメント）の相関

図-5.3.7 に高温時の N - M （軸力と曲げモーメント）相関の計算結果を示す。図-5.3.7 より、軸力の影響がない $N/N_{pl}=0$ のときの M/M_{pl} は、高温になるほど低下し、800℃では前述の高温時の M （曲げモーメント）や高温時の M - Q （曲げモーメントとせん断力）の場合と同様、常温から 400℃の場合の 10%程度まで低下していることがわかる。一方、軸力が作用すると、例えば、常温から 400℃の場合、 $N/N_{pl}=0.51$ のとき M/M_{pl} は 1.33 と最大となり、600℃、800℃の場合も同様に軸力の影響がない $N/N_{pl}=0$ のときと比べ上昇する。しかしながら、 M/M_{pl} が上昇する領域（相関曲線と赤色破線とで与えられる部分）は、高温になるほど狭くなり、同時に、軸力と曲げモーメントの相関曲線で与えられる非崩壊領域も、高温になるほど狭くなる。例えば、800℃（黄色着色部分）の領域は、常温～400℃（灰色着色部分）と比べ、約 88%減少することがわかる。このように、軸力が作用していない断面において、塑性中立軸の位置がコンクリート床版内に存在する場合、軸力を受けることにより、コンクリートの有効断面が増大するため、 M/M_{pl} 、すなわち曲げ耐力は上昇するが、受熱温度の上昇に伴って全体的に M/M_{pl} は低下することがわかる。

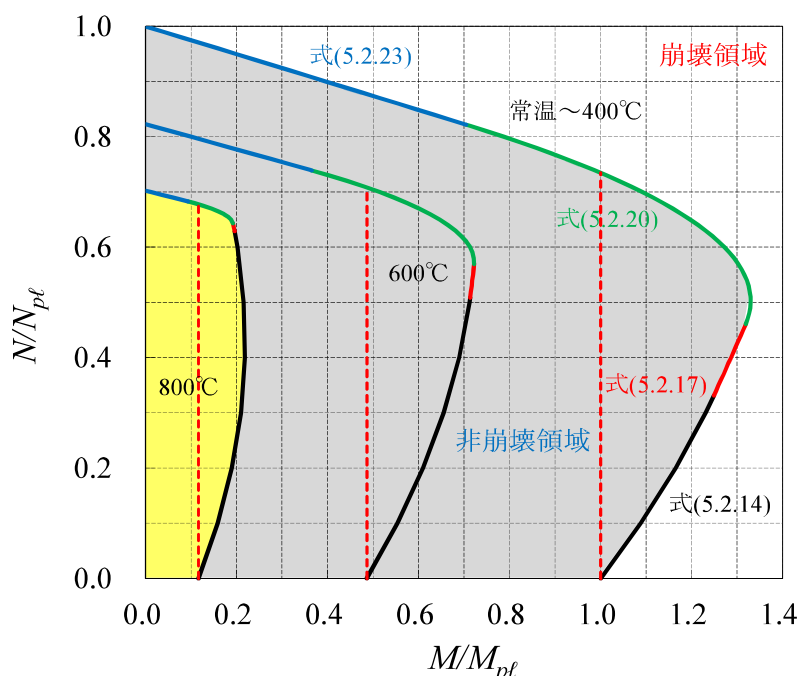


図-5.3.7 高温時の N - M 相関

d) 高温時の N - Q - M （軸力とせん断力と曲げモーメント）の相関

図-5.3.8に各温度での N - Q - M （軸力とせん断力と曲げモーメント）相関の計算結果を示す。図-5.3.8 より、受熱温度が常温から 400℃、600℃、800℃と上昇するにつれて全体的に M/M_{pl} は低下する。また、軸力と曲げモーメントの相関曲線で与えられる非崩壊領域（黄色着色部分）は、せん断力の作用が大きくなるほど狭くなり、 $Q/Q_{pl}^0=1.0$ となる場合、すなわち、常温から 400℃では $Q/Q_{pl}=1.0$ 、600℃では $Q/Q_{pl}=0.47$ 、800℃では $Q/Q_{pl}=0.11$ となると、せん断力の影響がない $Q/Q_{pl}=0$ の非崩壊領域（灰色着色部分）と比べ、それぞれ、51%、53%、41%程度減少する。このように、軸力を受ける場合、床版コンクリートの有効断面が増加し、 M/M_{pl} は上昇するが、受熱温度の上昇とせん断力の作用により、せん断力を負担する鋼桁ウェブがさらに強度低下することで M/M_{pl} すなわち曲げ耐力が低下することがわかる。

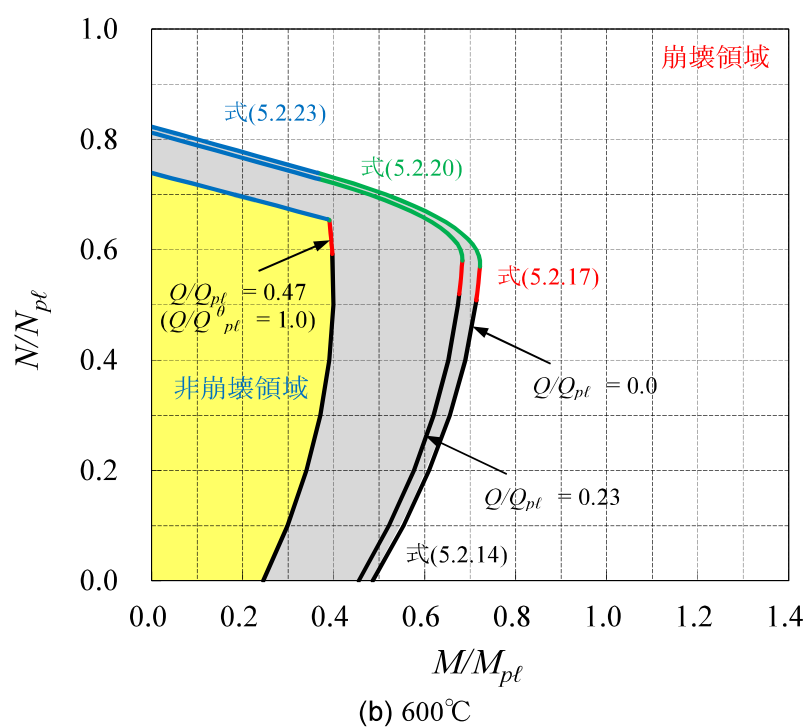
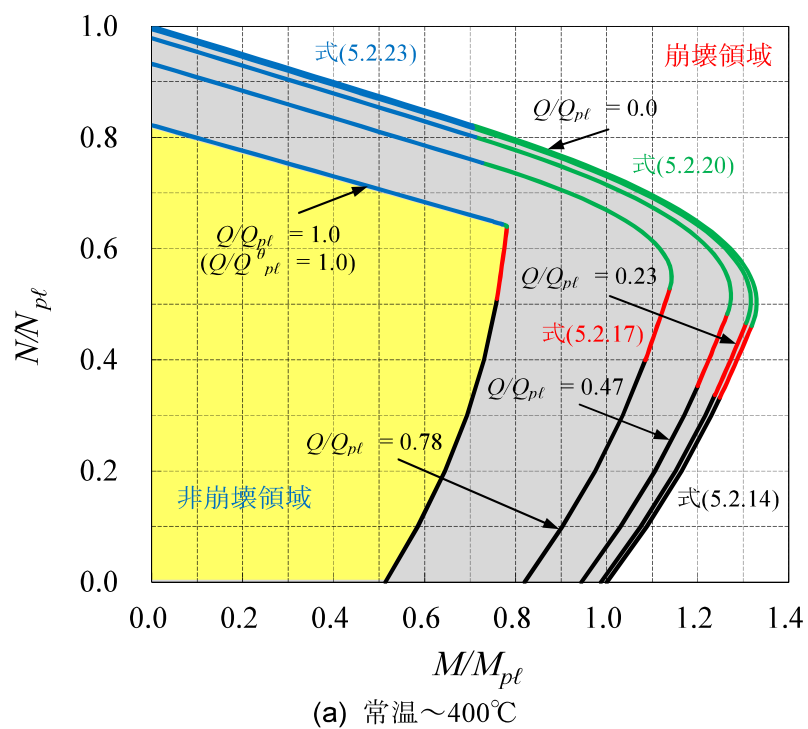


図-5.3.8 高温時の N - Q - M 相関

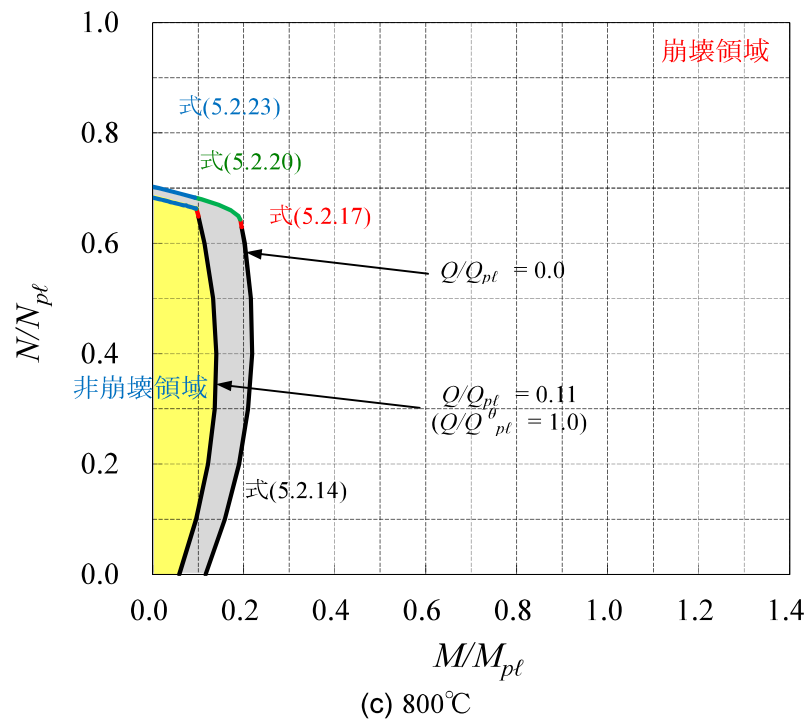


図-5.3.8 高温時の N - Q - M 相関 (つづき)

e) 高温時の N - Q （軸力とせん断力）の相関

高温時の N - Q - M （軸力とせん断力と曲げモーメント）相関の計算結果から、 $M/M_{pl} = 0$ とし、 N - Q （軸力とせん断力）の関係を整理した結果を図-5.3.9に示す。図-5.3.9より、せん断力が作用していない $Q/Q_{pl} = 0$ のときの N/N_{pl} は、常温から400℃の場合で1.00、600℃で0.82、800℃で0.70と高温になるほど低下する。一方、せん断力が作用すると、常温から400℃の場合、 $Q/Q_{pl} = 0.4$ を超えると N/N_{pl} は徐々に低下し、最終的に $Q/Q_{pl} = 0$ のときと比べ、18%程度低下する。この N/N_{pl} の低下は、高温になるほど小さくなり、800℃では、僅か3%程度である。また、前述の高温時の M - Q （曲げモーメントとせん断力）相関と比べ、 Q/Q_{pl} の増加に伴う N/N_{pl} の低下は緩やかであり、せん断力の影響は小さいことがわかる。

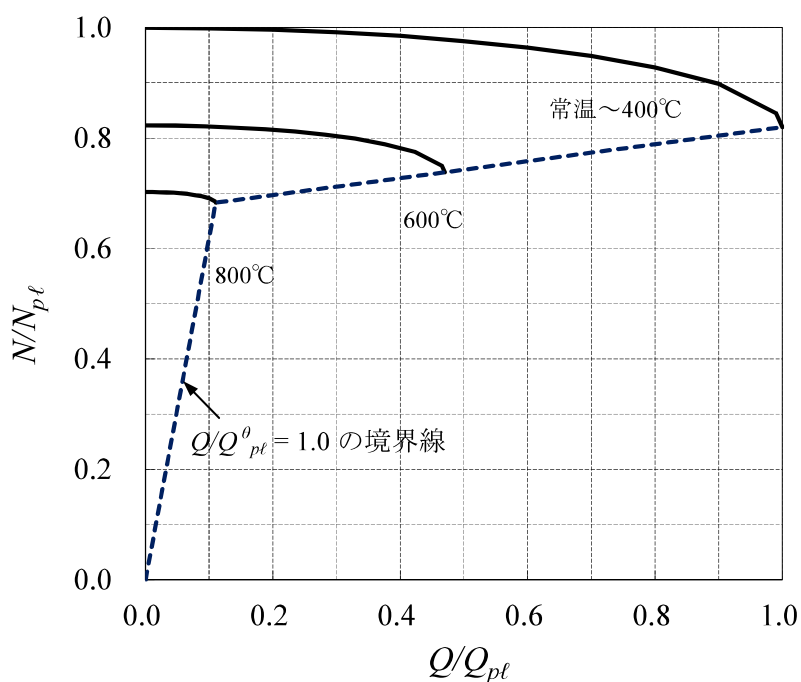


図-5.3.9 高温時の N - Q 相関

5.4 落橋温度の推定方法

ここでは一例として、誘導した相関式を用い、図-5.3.1で示した断面を有する支間長20m、高さ6mの門型ラーメン構造の桁端から6m、すなわち、死荷重および土圧により、表-5.4.1に示す断面力 N - Q - M （軸力とせん断力と曲げモーメント）が同時に作用する位置で火災が発生したものとし、被災した橋梁の落橋温度の推定を行うこととする。なお、断面構成は、表-5.3.1に示すとおりである。

表-5.4.1 死荷重および土圧により作用する断面力

項目	断面力
せん断力	310 kN
軸力	1304 kN
曲げモーメント	772 kNm

ここで、鋼桁の受熱温度が600℃と仮定した場合の詳細な計算結果を示す。まず、全塑性せん断力 Q_{pl}^{θ} 、曲げモーメントとせん断力が同時に作用した場合の塑性中立軸 x_{θ}'' ならびに全塑性曲げモーメント $M_{pl}^{\theta} (= M_{pl,Q}^{\theta})$ の計算結果は、それぞれ式(5.2.4)、式(5.2.5)ならびに式(5.2.6)より、以下のとおりとなる。なお、Eurocode^{5,11)}より600℃の場合の鋼材の降伏強度の低減係数は0.47とする。

$$Q_{pl}^{\theta} = 0.47 \times 355 / \sqrt{3} \times 22260 = 2144 \text{ kN}$$

$$x_{\theta}'' = \frac{0.47 \times 355 \times (8000 + 11000)}{0.85 \times 40 \times 3434} + \frac{0.47 \times \sqrt{1 - (310 / 2144)^2} \times 355 \times 22260}{0.85 \times 40 \times 3434}$$

$$= 58.6 \text{ mm}$$

$$M_{pl}^{\theta} = 0.47 \times 355 \times 8000 \times (250 - 58.6/2 + 16/2) + 0.47 \times \sqrt{1 - (310/2144)^2} \times 355 \times 22260$$

$$\times (250 - 58.6/2 + 1484/2 + 16) + 0.47 \times 355 \times 11000 \times (250 - 58.6/2 + 1522 - 22/2)$$

$$= 7080 \text{ kNm}$$

つぎに、600℃時の全塑性軸力 $N_{pl}^{\theta} (= N_{pl,Q}^{\theta})$ の計算結果は、式(5.2.11)より以下のとおりとなる。

$$N_{pl}^{\theta} = 0.47 \times 355 \times \left\{ 8000 + \sqrt{1 - (310 / 2144)^2} \times 22260 \right\}$$

$$+ 0.47 \times 355 \times 11000 + 0.85 \times 40 \times 858500$$

$$= 36034 \text{ kN}$$

一方、軸力 $N = 1304 \text{ kN}$ が作用しているので、式(5.2.12)より h は以下のとおりとなる。

$$h = 1304 \times 10^3 / (0.85 \times 40 \times 3434) = 11.2 \text{ mm}$$

すなわち、 $x_{\theta}'' = 58.6 \leq x = 69.8 \leq h_c = 250 \text{ mm}$ となり、塑性中立軸はコンクリート床版内に位置する。

よって、軸力とせん断力が同時に作用した600℃時の全塑性曲げモーメント $M (= M_{p\ell,Q,N}^{\theta})$ の計算結果は、式(5.2.13)より以下のとおりとなる。

$$M = 7080 \times 10^6 - (1304 \times 10^3)^2 / (2 \times 0.85 \times 40 \times 3434) + (178 + 250/2 - 58.6) \times 1304 \times 10^3 \\ = 7392 \text{ kNm}$$

ここで、式(5.2.13)の $d_c = 178 \text{ mm}$ は、コンクリート床版の図心位置から、軸力のみが作用した状態で合計曲げモーメントの値が0となる位置までの距離である。

以上の数値計算より、 $M (= M_{p\ell,Q,N}^{\theta}) > M_{\max} = 772 \text{ kNm}$ となり、対象とした橋梁は受熱温度が600℃の場合、破壊に至らないことがわかる。

そこで、このような方法で鋼材の温度をさらに上昇させて、 $M (= M_{p\ell,Q,N}^{\theta}) \div M_{\max} = 772 \text{ kNm}$ となる鋼材の温度を算定すると、883℃ ($\kappa_{y,\theta} = 0.0686$) に達した場合、 $M (= M_{p\ell,Q,N}^{\theta}) = 769 \text{ kNm}$ となり、この温度が落橋温度と推定することができる。

図-5.4.1 に火災時における温度を400℃から200℃ずつ上昇させて計算した対象橋梁の N - Q - M 相関の結果を示す。図-5.4.1 より、対象とした橋梁は883℃を超えると非落橋領域から落橋領域へ移行することがわかる。

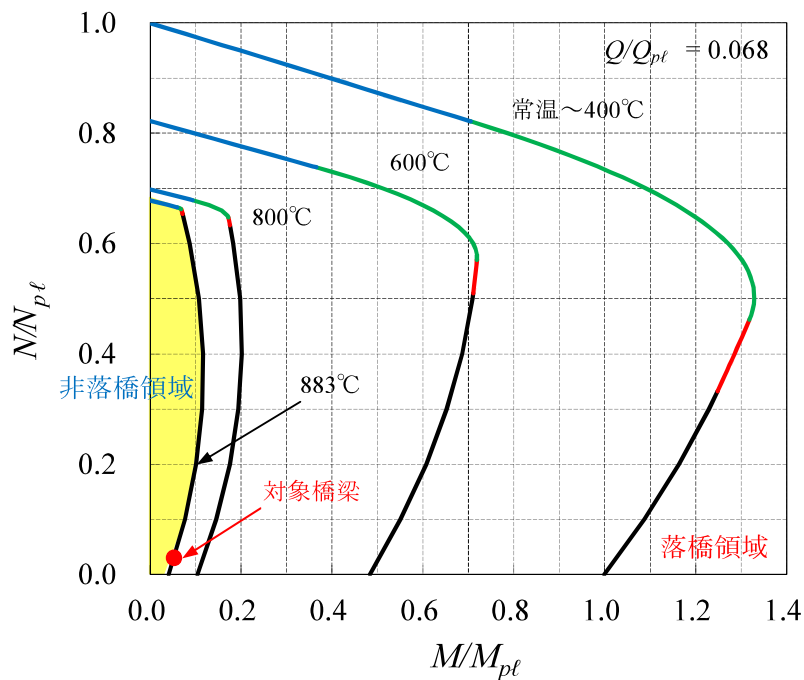


図-5.4.1 各温度における対象橋梁の N - Q - M 相関

5.5 まとめ

本検討は、鋼合成桁を対象とし、火災時において軸圧縮力と正曲げモーメントあるいは軸圧縮力とせん断力ならびに正曲げモーメントといった2種類以上の外力が同時に作用する場合の終局耐力の相関関係を検討し、その結果をとりまとめたものである。今回の検討結果から以下のことが明らかとなった。

- ①受熱温度の上昇に伴い、曲げモーメントやせん断力のみが作用する場合の耐力は、鋼材の降伏強度の低減係数と同様の傾向で低下する。これは、降伏強度に低減係数を乗じて耐力を算出しているからである。一方、全塑性軸力も低下はするものの、曲げモーメントやせん断力と比べてその割合は小さい。
- ②曲げモーメントとせん断力が同時に作用する場合、曲げ耐力は、最大で1/2程度にまで低下する。
- ③軸圧縮力と曲げモーメントが同時に作用する場合、床版コンクリートの有効断面が増大するため、曲げモーメントのみが作用する場合と比べて曲げ耐力は上昇するが、受熱温度が上昇することにより、全体的に曲げ耐力は低下する。
- ④軸圧縮力とせん断力ならびに曲げモーメントが同時に作用する場合、床版コンクリートの有効断面が増大するため、曲げ耐力は上昇するが、受熱温度の上昇とせん断力の作用により、せん断力を負担する鋼桁ウェブがさらに強度低下するため、軸力と曲げモーメントのみが同時に作用する場合よりも曲げ耐力は低下する。
- ⑤軸圧縮力とせん断力が同時に作用する場合、せん断力の影響による軸力の低下は、高温になるほど小さく、曲げモーメントとせん断力が同時に作用する場合と比べて軸力の低下は緩やかであり、せん断力の影響は小さい。

以上より、曲げモーメントとせん断力が同時に作用する桁橋のような構造と比べ、斜張橋やポータルラーメン橋のような軸圧縮力と曲げモーメントの作用が卓越する場合、あるいは軸圧縮力とせん断力ならびに曲げモーメントが同時に作用する場合では、床版コンクリートの有効断面が増大するため、曲げ耐力は上昇することが明らかとなった。また、このような2種類以上の外力が同時に作用するような構造では、本文で提示した各相関を考慮することで、火災時における終局耐力を適切に評価することが可能になるものと考えられる。

今後の課題として、本検討結果の妥当性と火災時に生じる熱応力の影響について、実験および数値解析による検証を行う必要がある。

参考文献

- 5.1) 柳澤則文, 今川雄亮, 大山 理, 栗田章光: 高温時における合成桁の軸力と曲げの相関, 土木学会 第 69 回年次学術講演会 CS3-017, pp.33-34, 2014.9.
- 5.2) Norifumi Yanagisawa, Yusuke Imagawa, Osamu Ohyama and Akimitsu Kurita : N-Q-M Interaction of Cross Sections in Steel-Concrete Composite Beam, 10th Japanese German Bridge Symposium, Munich, Germany, September 16-19, Session 3 Bond 16:50~17:10, pp. 1-10, 2014.
- 5.3) 柳澤則文, 大山 理, 栗田章光: 火災時における鋼合成桁の終局耐力相関曲線に関する一検討, 土木学会論文集 A1, Vol.71, No.2, pp. 255-266, 2015.8.
- 5.4) 土木学会: 鋼・合成構造標準示方書 (総則編・構造計画編・設計編), 2007.3.
- 5.5) 土木学会: 複合構造シリーズ 05, 基礎からわかる複合構造—理論と設計—, 2012.3.
- 5.6) 柳澤則文, 今川雄亮, 大山 理, M. P. RUTNER, 栗田章光: 合成桁橋の火災時における耐荷力に間する一検討, 日本建築学会・土木学会共催, 第 10 回復合・合成構造の活用に関するシンポジウム, pp.27-1~27-8, 2013.11.
- 5.7) 長谷亮介, 柳澤則文, 大山 理, 栗田章光: 火災時における合成桁の受熱温度推定に関する研究, 土木学会 第 65 回年次学術講演会 CS2-049, pp.97-98, 2010.9.
- 5.8) 長谷亮介, 柳澤則文, 大山 理, 栗田章光: 火災時における合成桁の変形解析, 土木学会 第 67 回年次学術講演会 CS2-003, pp. 5-6, 2012.9.
- 5.9) 土木学会: コンクリート技術シリーズ No.63 コンクリート構造物の耐火技術研究小委員会報告ならびにシンポジウム論文集, 2004.10.
- 5.10) 日本建築学会: 鋼構造耐火設計指針, pp.10-20, 2008.3.
- 5.11) CEN : Eurocode 3-Design of steel structures-Part 1-2 : General rules-Structural fire design, prEN 1993-1-2, 2003.
- 5.12) 桑野忠生, 増井 隆, 鈴木寛久, 依田勝雄: タンクローリー火災事故により損傷を受けた橋梁の復旧, 橋梁と基礎 Vol.43, No.4, pp.13-18, 2009.4.
- 5.13) 今川雄亮, 大山 理, 栗田章光: 火災時および火災後におけるスタッドの力学特性, 土木学会論文集 A, Vol.65, No.2, pp. 384-394, 2009.5.
- 5.14) 柳澤則文, 今川雄亮, M. P. RUTNER, 大山 理, 栗田章光: アメリカ・9 マイル跨道橋の火災による落橋要因の一解析, 橋梁と基礎, Vol. 48, No.6, pp. 26-30, 2014.6.
- 5.15) CEN : Eurocode 4-Design of composite steel and concrete structures-Part 1-1 : General rules and rules buildings, prEN 1994-1-1, 2002.

第6章

火災による落橋事例をモデルケースとした耐荷力の推定

6.1 概説

本章では、第5章で誘導した終局耐力相関式をもとに、第2章で示した州間幹線道路 I-75 号線 9-Mile 跨道橋（アメリカ）^{6.1), 6.2)}の落橋事例をモデルケースとし、耐荷力の推定を行い、落橋要因に関して検討を加えた。ここでは、その検討結果について述べる。なお、検討にあたっては、以下に示す照査方法をもとに行った。

橋梁下での火災事故を想定した場合、鋼桁が直接炎に曝されることから、第3章で示したように火災を受けた構造部材は温度上昇に伴う強度低下により耐力が低下する。また、第1章で示したようにユーロコード (Eurocode) ^{6.3)}では、火災時における構造物の安全性を確保するため、以下に示す時間、温度ならびに耐荷力といった3つの視点で照査法を規定している。

- ①部材の最高温度到達時間 < 設計耐火時間
- ②部材の最高温度 < 限界（許容）温度
- ③高温下における部材（構造物）の耐力 > 作用力

ここでは、③の視点から、検討を行うこととする。

6.2 対象橋梁の概要 ^{6.4)}

本跨道橋の一般図を図-6.2.1に示す。本橋はゲルバー構造であり、そのヒンジ部の構造は日本のものとは異なり、アイバーによる吊構造となっている。総幅員は20.24m、10本の鋼桁は2.08m間隔で配置されている。鋼桁は厚さ203mmのコンクリート床版とスタッドにより合成されている。

鋼桁には、ASTM-A36 の W36×135 と W36×160 がそれぞれ支持桁部と吊桁部に使用されている。本検討に用いた鋼桁（W36-135, W36-160）、吊材（Link bar）、鉄筋（#6 Rebar）および RC 床版の断面寸法と力学特性を表-6.2.1 に示す。また、図-6.2.1 および表-6.2.1 より、死荷重により発生する断面力の値を表-6.2.2 に示す。

落橋要因の推定にあたっては、以下に示す4つの破壊形態を想定し、部材の受熱温度により低下した耐力と、死荷重により発生する断面力とを比較することで各々の耐荷力を算出することとする。

- ①ゲルバー桁吊材の引張破壊
- ②支持桁支点上のせん断破壊
- ③吊桁の正曲げ破壊
- ④支持桁支点上の負曲げ破壊

なお、高温時における鋼材の強度低下については、ユーロコード (Eurocode) ^{6.5)}による降伏強度低減係数を高い精度で評価している Franssen^{6.6)}の低減係数算定式（第3章参照）を用いることとした。また、桁直下火災時、車両の通行はないと想定、つまり、活荷重により発生する断面力は考慮しない。

こととする.

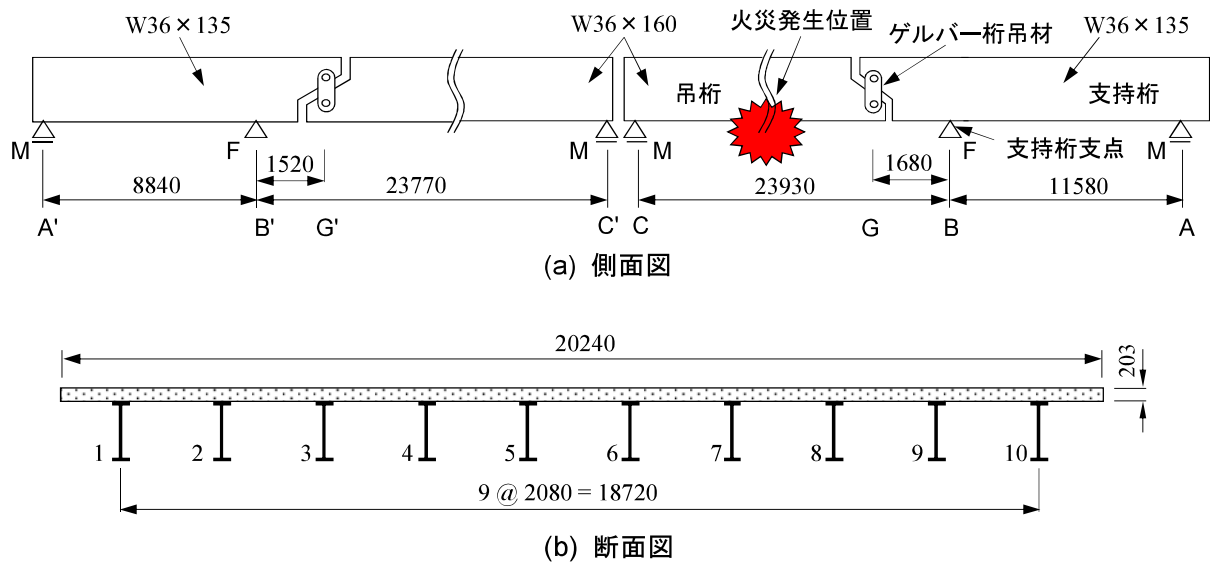


図-6.2.1 一般図（寸法単位：mm）

表-6.2.1 各材料の寸法と力学特性

鋼桁	
支持桁部 W36-135	吊桁部 W36-160
フランジ幅 : 303.4mm フランジ厚 : 20.2mm ウェブ厚 : 15.2mm 桁高 : 903.0mm 降伏強度 : 248N/mm ²	フランジ幅 : 304.8mm フランジ厚 : 25.9mm ウェブ厚 : 16.6mm 桁高 : 914.4mm 降伏強度 : 248N/mm ²
吊材 Link bar	鉄筋 # 6 Rebar (≒ D19)
板幅 : 190.5mm 板厚 : 19.1mm 降伏強度 : 248N/mm ² ※ 桁1本あたり2枚使用	断面積 : 285.2mm ² /本 降伏強度 : 300N/mm ²
床版	
正曲げ部 (GC間)	負曲げ部 (支点B上)
床版厚 : 203mm 有効幅 : 2080mm 圧縮強度 : 30N/mm ²	床版厚 : 203mm 有効幅 : 912mm 圧縮強度 : 30N/mm ²

表-6.2.2 死荷重により発生する断面力

項目		死荷重により発生する断面力
①	ゲルバー桁吊材の引張力	183 kN
②	支持桁支点上のせん断力	210 kN
③	吊桁の正曲げモーメント	1017 kN・m
④	支持桁支点上の負曲げモーメント	330 kN・m

6.3 高温時における受熱温度の推定

高温下における合成桁の耐荷力を算出するにあたり，汎用解析ソフト「SOFiStiK」を用いて熱伝導解析を行って受熱温度を把握し，事前に条件設定を行った．図-6.3.1 にその解析モデルと炎に曝されたと仮定する範囲を示す．なお，解析で使用した鋼材とコンクリートの熱物性値^{(6.5), (6.7), (6.8)}については第3章に示すとおりである．また，与える火災温度は，本跨道橋の直下でタンクローリー車が横転・炎上した事故であることから，ユーロコード（Eurocode）^(6.3)で規定されている油火災を想定した火災温度－時間関係である最高温度が 1100℃の HC 曲線（炭化水素曲線）を用いることとし，桁下は一様に炎に曝されたものと仮定した．

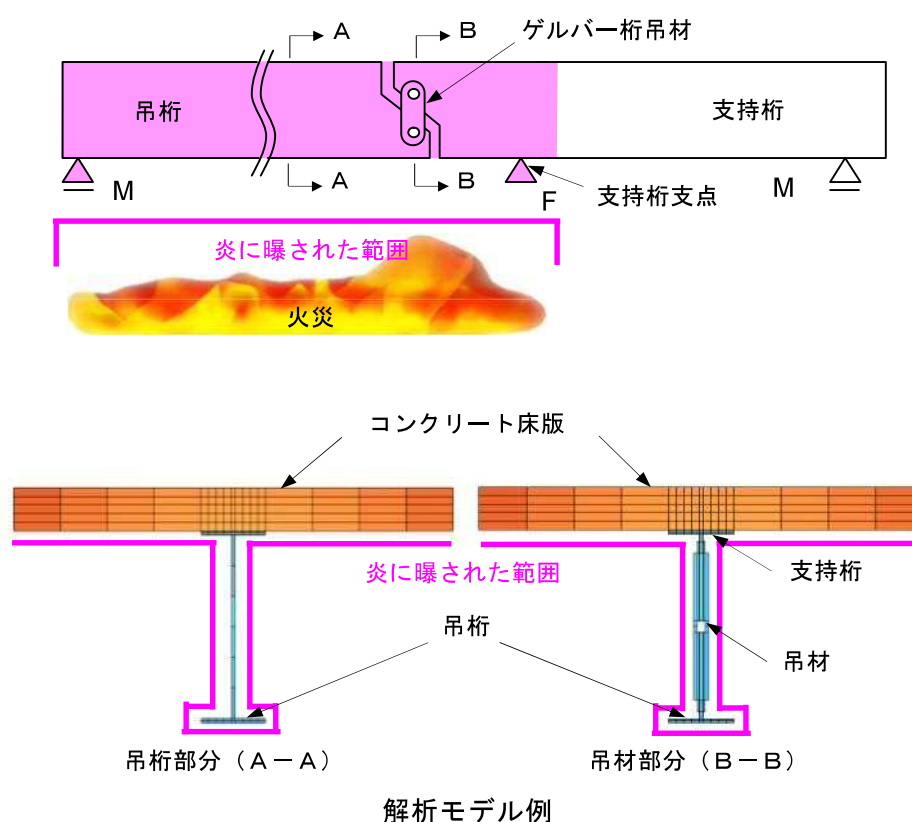


図-6.3.1 解析モデルと炎に曝された範囲

吊桁（吊材含む）の熱伝導解析の結果を図-6.3.2に示すが、算定した吊桁の受熱温度は、ウェブが上縁、中央ならびに下縁の平均値、上フランジと下フランジが上縁、下縁の平均値で示し、吊材の受熱温度は、上縁、中央ならびに下縁の平均値で示す。同図より、鋼桁の受熱温度は、下フランジやウェブに比べて上フランジは低く、下フランジとウェブは時間の経過とともにほぼ同じ数値で上昇している。また、吊材の受熱温度は、鋼桁上フランジと比べて若干高く、時間の経過にともなう上昇の傾向は同じである。コンクリート床版内の受熱温度は、加熱された下部では加熱開始約14分で、圧縮強度の低下が始まる約100℃に上昇するものの、中央部および上部ではほとんど上昇することなく推移し、全体的に鋼桁のような大きな温度上昇は見られない。これは、既往の合成桁に関する熱伝導解析や加熱実験結果^{6.9)~6.11)}とほぼ同様の傾向である。そこで、この解析結果を踏まえ、耐荷力を評価するうえで、以下に示す条件を設けることとした。

- ①コンクリート床版内の受熱温度は、中央部および上部ではほとんど上昇することなく推移していることから、コンクリート床版下面から加熱による床版の内部温度の上昇範囲は、下面から床版厚の1/3程度とし、それより上部では温度上昇は生じないものとする。
- ②コンクリート床版の上段に配置されている橋軸方向鉄筋は、加熱による影響は受けない（常温状態と同様）。
- ③コンクリート床版の下段に配置されている橋軸方向鉄筋の温度は、加熱温度 θ ℃より非常に小さいことから、加熱による強度低下は生じない。
- ④加熱による鋼桁の温度は、せん断破壊がウェブの温度、曲げ破壊については、下フランジより温度が低い上フランジの温度とし、各部位では全体にわたり温度が均一に上昇、かつ分布するものとする。

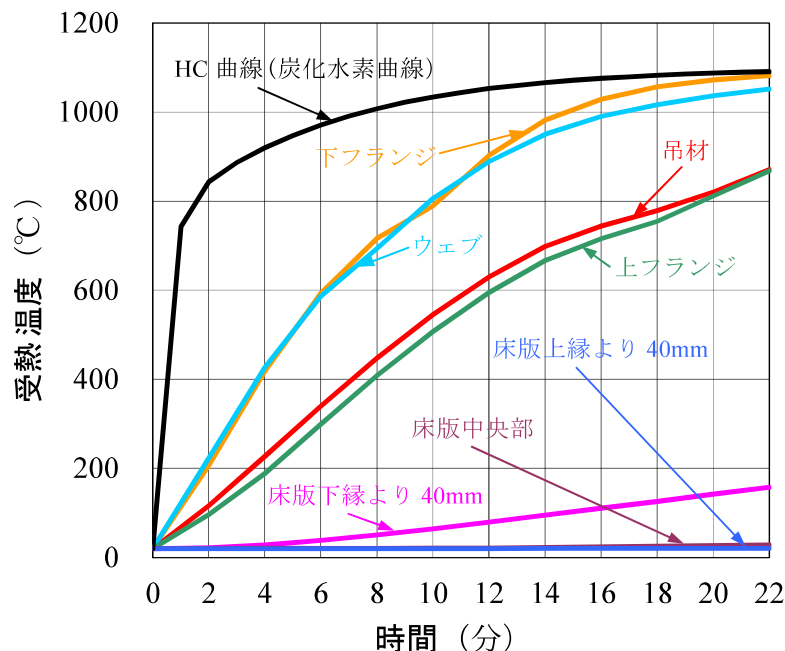


図-6.3.2 跨道橋（吊桁・吊材）の受熱温度

6.4 高温下における耐荷力の推定 ^{6.12)~6.14)}

(1) ゲルバー桁吊材の引張破壊

高温時における吊材の軸方向耐荷力 N_{pl}^{θ} は、低減係数 $\kappa_{y,\theta}$ を用いて次式で算定することができる。ただし、部材周辺は均一に加熱されるものと仮定する。

$$N_{pl}^{\theta} = \kappa_{y,\theta} \sigma_y A_k \quad (6.4.1)$$

ここに、 $\kappa_{y,\theta}$ ：温度 $\theta^{\circ}\text{C}$ での鋼材の降伏強度の低減係数

σ_y ：鋼材の降伏強度 (=248N/mm²)

A_k ：吊材の断面積 (mm²)

したがって、吊材の軸方向耐荷力 N_{pl}^{θ} の算定結果は、図-6.4.1 に示すとおりとなり、830℃を超えると死荷重を支持できなくなる。

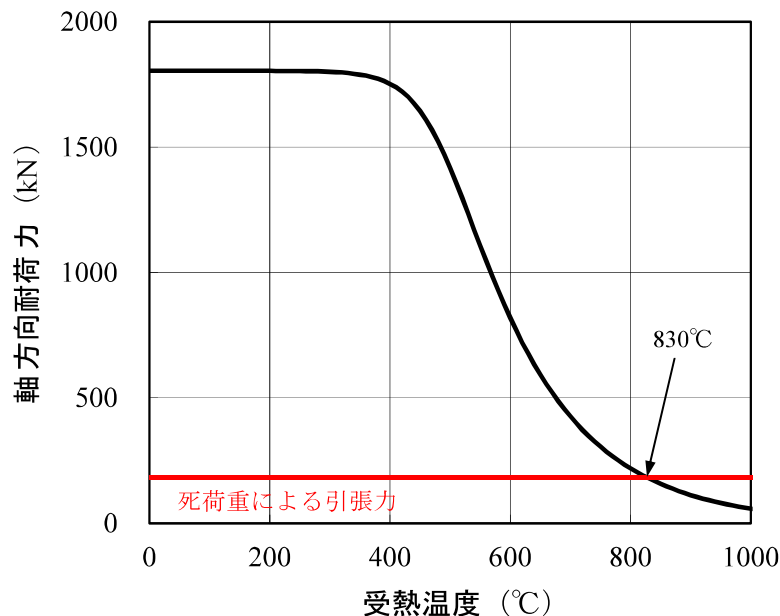


図-6.4.1 吊材の軸方向耐荷力の算定結果

(2) 支持桁支点上のせん断破壊

高温時における支持桁支点上のせん断耐荷力 Q_{pl}^{θ} は、低減係数 $\kappa_{y,\theta}$ を用いて次式で算定することができる。なお、せん断力は鋼桁ウェブがすべて負担するものと仮定する。

$$Q_{pl}^{\theta} = \kappa_{y,\theta} \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} A_w \quad (6.4.2)$$

ここに、 A_w ：鋼桁ウェブの断面積 (mm²)

したがって、支持桁支点上のせん断耐荷力 Q_{pl}^{θ} の算定結果は、図-6.4.2に示すとおりとなり、820℃を超えると死荷重を支持できなくなる。

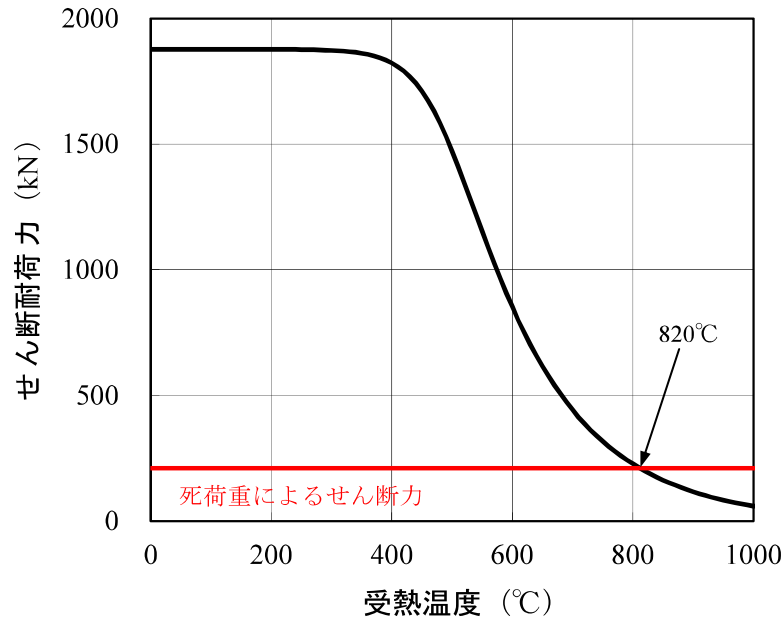


図-6.4.2 支持桁支点上のせん断耐力の算定結果

(3) 吊桁の正曲げ破壊

6.3に示す仮定より，コンクリート床版の常温部，高温部における軸方向圧縮耐力を，それぞれ $N_{cu,u}$ ， $N_{cu,l}^{\theta'}$ とすると，それらは次式で計算することができる．

$$N_{cu,u} = 0.85 \sigma_{ck} A_{c,u} \quad (6.4.3)$$

$$N_{cu,l}^{\theta'} = 0.85 \kappa_{c,\theta'} \sigma_{ck} A_{c,l} \quad (6.4.4)$$

ここに， σ_{ck} ：コンクリートの圧縮強度（=30N/mm²）

$A_{c,u}$ ：常温部のコンクリート床版の断面積（mm²）

$A_{c,l}$ ：高温部のコンクリート床版の断面積（mm²）

$\kappa_{c,\theta'}$ ：温度 θ' °Cにおけるコンクリートの圧縮強度の低減係数

したがって，コンクリート床版が負担できる軸方向圧縮力は，次式となる．

$$N_{cu}^{\theta} = N_{cu,u} + N_{cu,l}^{\theta'} \quad (6.4.5)$$

一方，鋼桁の温度がそれぞれ上フランジ θ_u °C，ウェブ θ_w °C，下フランジ θ_l °Cでの軸方向引張力は，せん断力の影響を考慮し，せん断力をすべて鋼桁ウェブで負担するものとして，

$$N_{su}^{\theta} = \sigma_y (\kappa_{yu,\theta_u} A_u + \kappa_{yl,\theta_l} A_l) + \kappa_{yw,\theta_w} \sigma_{y,Q} A_w \quad (6.4.6)$$

ただし、せん断力作用時の降伏強度は、Von Misesの降伏条件式より、

$$\sigma_y^2 = \sigma_{y,Q}^2 + 3\tau^2$$

$$\sigma_{y,Q} = \sigma_y \sqrt{1 - \left(\frac{Q}{Q_{pl}^\theta} \right)^2}$$

$$Q_{pl}^\theta = \kappa_{yw,\theta_w} \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} A_w$$

ここに、 κ_{yu,θ_u} ：温度 θ_u °Cでの鋼桁上フランジの降伏強度の低減係数

κ_{yw,θ_w} ：温度 θ_w °Cでの鋼桁ウェブの降伏強度の低減係数

κ_{yl,θ_l} ：温度 θ_l °Cでの鋼桁下フランジの降伏強度の低減係数

A_u ：鋼桁上フランジの断面積 (mm²)

A_l ：鋼桁ウェブの断面積 (mm²)

となる．鋼桁は加熱により軸方向引張力が大幅に低下することから、高温時では、たえず $N_{cu}^\theta > N_{su}^\theta$ なる条件が成り立つので、塑性中立軸は図-6.4.3に示すとおりコンクリート床版内に存在する．

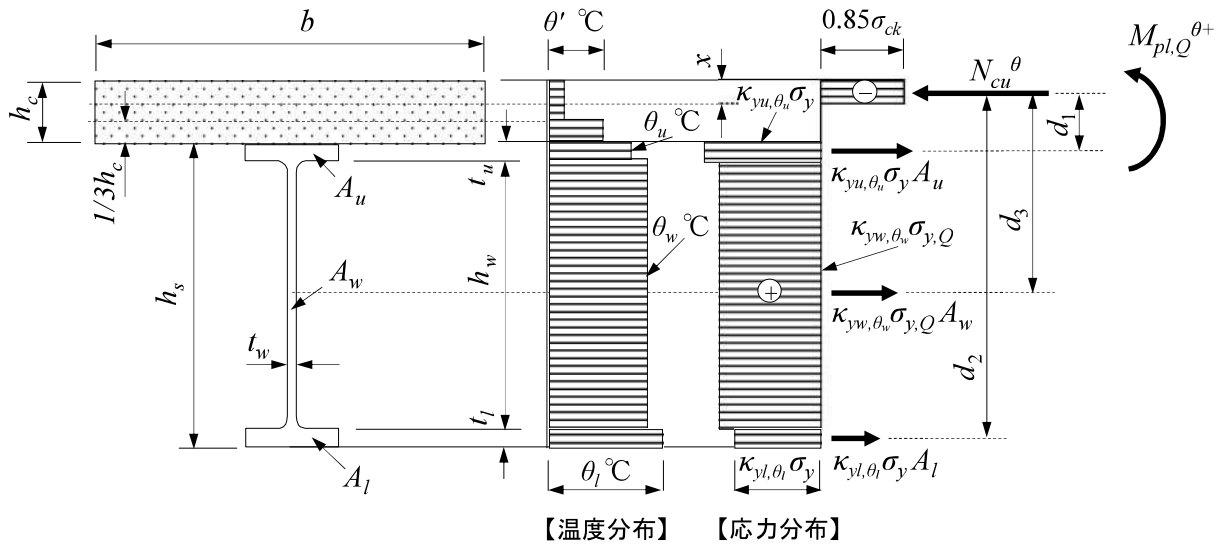


図-6.4.3 正曲げを受ける場合の温度分布と応力分布

このとき塑性中立軸の位置 x (コンクリート床版内の常温部に存在すると仮定) は、次式で示すことができる．

$$x = \frac{\sigma_y (\kappa_{yu,\theta_u} A_u + \kappa_{yl,\theta_l} A_l) + \kappa_{yw,\theta_w} \sigma_{y,Q} A_w}{0.85 \sigma_{ck} b} \quad (6.4.7)$$

したがって、高温時の正の曲げ耐力は、次式から算定することができる．

$$M_{pl,Q}^{\theta+} = \sigma_y (\kappa_{yu,\theta_u} A_u d_1 + \kappa_{yl,\theta_l} A_l d_2) + \kappa_{yw,\theta_w} \sigma_{y,Q} A_w d_3 \quad (6.4.8)$$

$$\begin{aligned} d_1 &= h_c - x/2 + t_u/2 \quad (\text{mm}) \\ d_2 &= h_c - x/2 + h_s - t_l/2 \quad (\text{mm}) \\ d_3 &= h_c - x/2 + h_w/2 + t_u \quad (\text{mm}) \end{aligned}$$

吊桁の正の曲げ耐荷力 $M_{pl,Q}^{\theta+}$ の算定結果は、図-6.4.4 に示すとおりとなり、720℃を超えると死荷重を支持できなくなる。

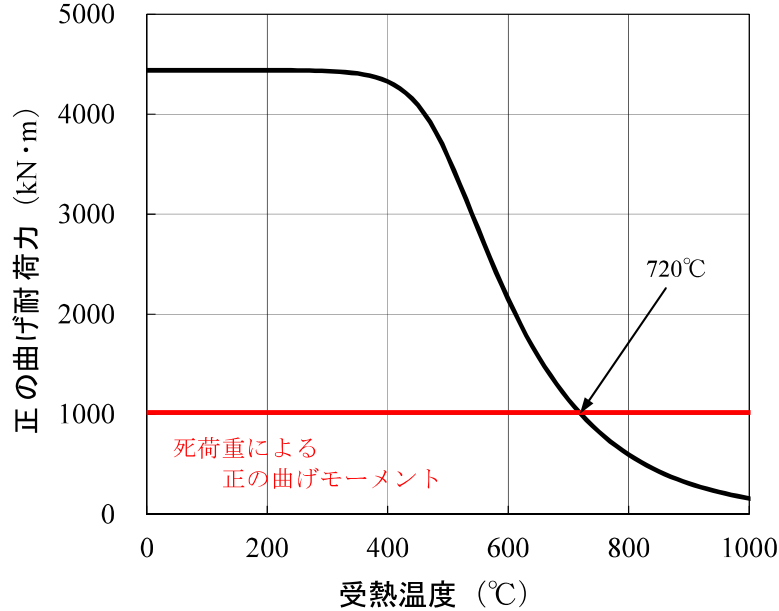


図-6.4.4 吊桁の正の曲げ耐荷力の算定結果

(4) 支持桁支点上の負曲げ破壊

6.3に示す仮定より、上下段鉄筋の軸方向耐力を、それぞれ $N_{ru,u}$ 、 $N_{ru,l}$ とすると、次式で計算することができる。

$$N_{ru,u} = \sigma_{ry} A_{ru} \quad (6.4.9)$$

$$N_{ru,l} = \sigma_{ry} A_{rl} \quad (6.4.10)$$

ここに、 σ_{ry} ：鉄筋の降伏強度 (=300N/mm²)

A_{ru} ：コンクリート床版内の上段鉄筋の断面積 (mm²)

A_{rl} ：コンクリート床版内の下段鉄筋の断面積 (mm²)

一方、せん断力の影響を受ける負曲げ部の耐荷力は、せん断力をすべて鋼桁ウェブで負担するものとし、塑性中立軸の位置が鋼桁ウェブ内に存在する場合（図-6.4.5）、鋼桁の温度がそれぞれ上フランジ θ_u °C、ウェブ θ_w °C、下フランジ θ_l °Cでの軸方向耐力は、次式で示すことができる。なお、塑性中立軸の位置が鋼桁上フランジ内や下段鉄筋内に存在する場合でも同様に、軸方向力のつり合い条件から負の曲げ耐荷力を算定することができる。

$$N_{su}^{\theta} = \sigma_y (\kappa_{yu,\theta_u} A_u - \kappa_{yl,\theta_l} A_l) + \kappa_{yw,\theta_w} \sigma_{y,Q} (2t_w x - t_w h_w) \quad (6.4.11)$$

ただし、
$$\sigma_{y,Q} = \sigma_y \sqrt{1 - \left(\frac{Q}{Q_{pl}^\theta} \right)^2}$$
$$Q_{pl}^\theta = \kappa_{yw,\theta_w} \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} A_w$$

ここに、 t_w : 鋼桁ウェブの板厚 (mm)
 h_w : 鋼桁ウェブの高さ (mm)

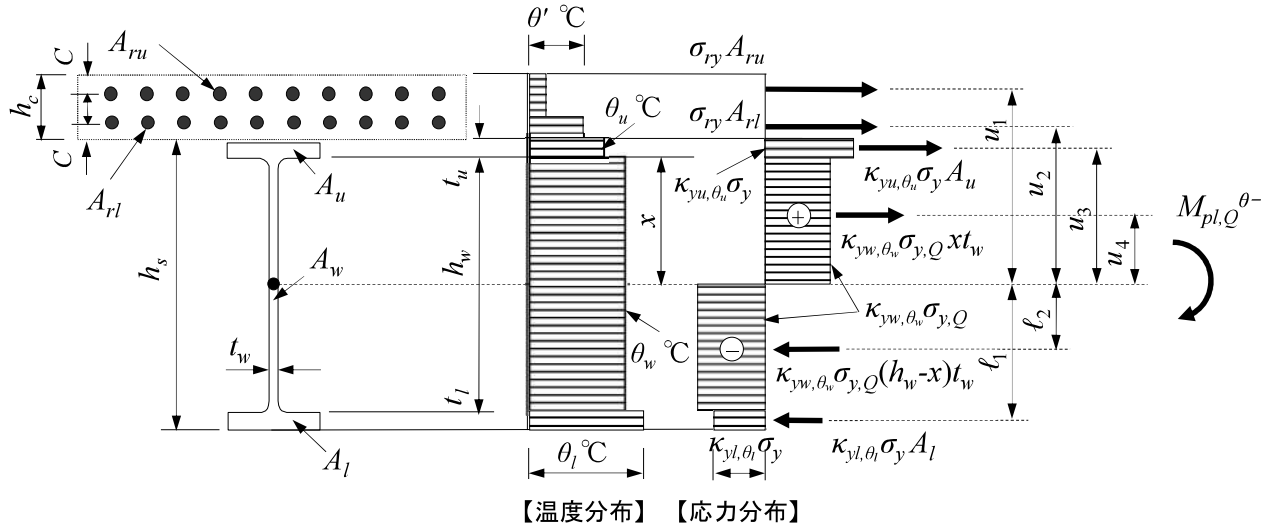


図-6.4.5 負曲げを受ける場合の温度分布と応力分布

このときの塑性中立軸の位置 x は、次式で示すことができる。

$$x = \frac{N_l^\theta - N_u^\theta + N_w^\theta - \sigma_{ry}(A_{ru} + A_{rl})}{2\kappa_{yw,\theta_w} \sigma_{y,Q} t_w} \quad (6.4.12)$$

ただし、
$$N_u^\theta = \kappa_{yu,\theta_u} \sigma_y A_u$$
$$N_w^\theta = \kappa_{yw,\theta_w} \sigma_{y,Q} h_w t_w$$
$$N_l^\theta = \kappa_{yl,\theta_l} \sigma_y A_l$$

したがって、高温時の負の曲げ耐力は、次式から算定することができる。

$$M_{pl,Q}^{\theta-} = \sigma_{ry}(A_{ru} u_1 + A_{rl} u_2) + N_u^\theta u_3 + N_l^\theta \ell_1 + \kappa_{yw,\theta_w} \sigma_{y,Q} \{t_w x u_4 + (h_w - x) t_w \ell_2\} \quad (6.4.13)$$

ただし、
$$u_1 = h_c - c + t_u + x \quad (\text{mm})$$
$$u_2 = c + t_u + x \quad (\text{mm})$$
$$u_3 = t_u / 2 + x \quad (\text{mm})$$
$$u_4 = x / 2 \quad (\text{mm})$$
$$\ell_1 = h_w - x + t_l / 2 \quad (\text{mm})$$
$$\ell_2 = (h_w - x) / 2 \quad (\text{mm})$$

支持桁支点上の負の曲げ耐力 $M_{pl,Q}^{\theta-}$ の算定結果は、図-6.4.6に示すとおりとなり、800℃を超えると死荷重を支持できなくなる。

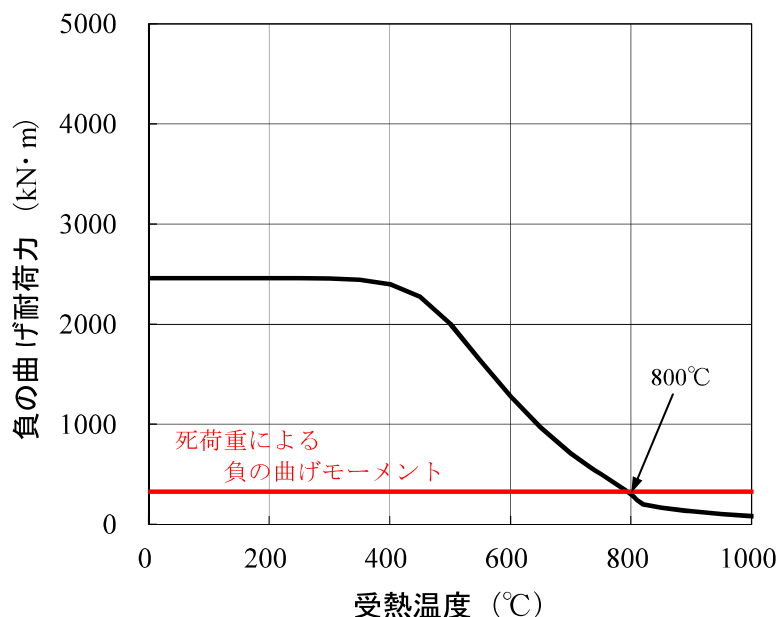


図-6.4.6 支持桁支点上の負の曲げ耐力の算定結果

以上より、算定した各破壊形態の落橋温度を図-6.4.7にまとめて示す。なお、同図は縦軸を死荷重により発生する断面力 (N_d , Q_d , M_d) で無次元化し、高温時の耐力計算における鋼材の強度低下は、Franssenの提案式を用いて算定した。同図より、吊材の引張破壊、支持桁支点上のせん断破壊、吊桁の正曲げ破壊および支持桁支点上の負曲げ破壊が生じるときの温度は、それぞれ、830℃、820℃、720℃および800℃である。

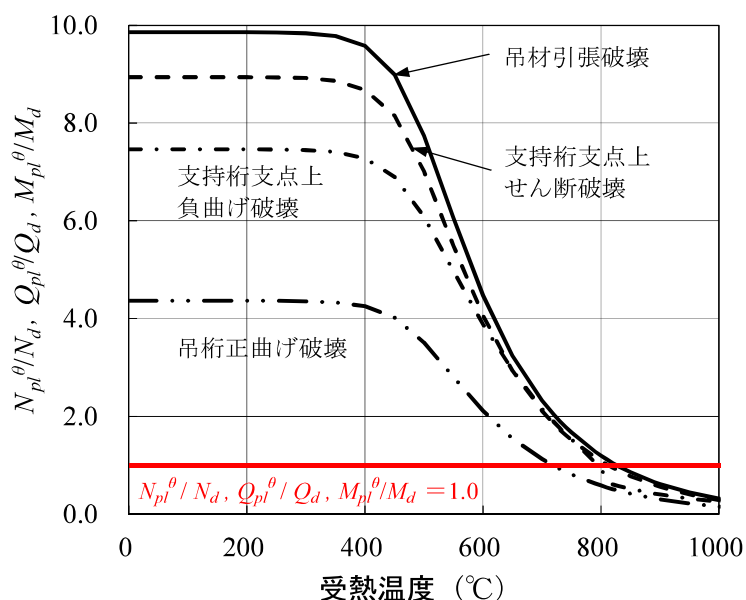


図-6.4.7 各破壊形態における落橋温度

(5) 落橋要因の推定

6.3で行った熱伝導解析結果（図-6.4.8，図-6.4.9）をもとに各破壊形態が落橋温度に到達する時間を算定し，各破壊形態の落橋温度と到達時間の関係を整理して表-6.4.1にまとめて示す．同表より，吊材の引張破壊，支持桁支点上のせん断破壊，吊桁の正曲げ破壊および支持桁支点上の負曲げ破壊が生じるときの落橋温度の到達時間は，それぞれ，20.4分，9.5分，16.2分および17.7分である．すなわち，火災が生じてからの時間を考慮することで，支持桁支点上のせん断破壊が他の全てに先行し，9.5分で落橋温度である820℃に達したものと考えられる．

本検討結果から，支持桁支点上の鋼桁ウェブでせん断破壊が生じ，耐力を失ったことが発端となって，吊桁が落橋に至ったものと推察される．このように火災を受けた橋梁の各破壊形態における落橋温度は，高温時における材料強度の低下を考慮した耐荷力と，死荷重により発生する断面力から算定でき，熱伝導解析を通じてその到達時間を推定することができる．そして，各破壊形態の落橋温度とその到達時間を比較することで，落橋に至る可能性が最も高い破壊形態を特定できる．

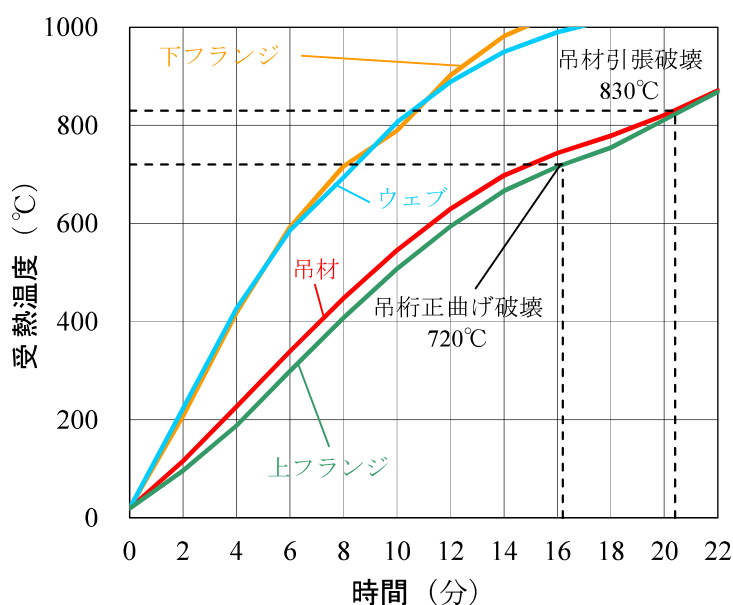


図-6.4.8 落橋温度とその到達時間（吊桁・吊材）

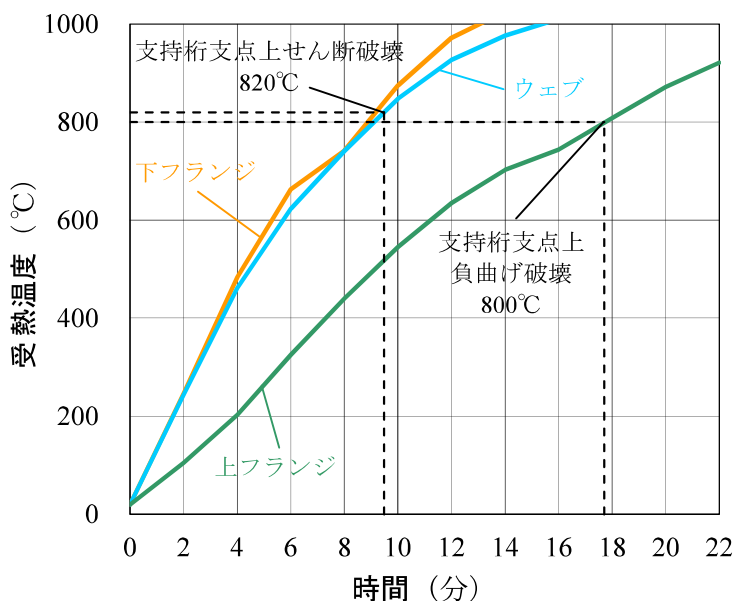


図-6.4.9 落橋温度とその到達時間（支持桁）

表-6.4.1 各破壊形態における落橋温度到達時間

破壊形態	落橋温度(℃)	到達時間(分)
ゲルバー桁吊材の引張破壊	830	20.4
支持桁支点上のせん断破壊	820	9.5
吊桁の正曲げ破壊	720	16.2
支持桁支点上の負曲げ破壊	800	17.7

6.5 まとめ

本文では、9マイル跨道橋の火災事例をモデルケースとして、設計図面といくつかの仮定にもとづき、火災による落橋要因として4つの破壊形態を想定し、その落橋温度と落橋温度に到達する時間を推定した。その結果、落橋要因として最も可能性が高い破壊形態は、支持桁支点上のせん断破壊であった。写真-6.5.1に示す落橋後の状況写真からも、支持桁支点上の鋼桁のせん断破壊とともに吊材のピンが破壊している様子も伺える。なお、本検討結果は、加熱により鋼桁が受ける温度について、各部位では全体にわたり均一に上昇かつ分布するものと仮定し落橋温度を算定している。そのため、鋼桁各部位が受ける温度上昇とその分布の違いについては考慮されていない。今後は、鋼桁各部位が受ける温度上昇とその分布の違い、吊材のピンの破壊過程も踏まえ、本跨道橋が落橋した要因についてさらに検討を加えていく必要がある。

このような立体交差部におけるタンクローリー車の横転・炎上による火災事故は、わが国でも十分に想定され、それにともなう通行止め、補修・補強、架け替えに要する経済的損失は多大なものである。したがって、火災事故が懸念される橋梁においては、計画的な維持・補修（予防保全）として、下面に耐火工^{6.15)~6.17)}を施すといった対策も今後必要になると考えられる。



写真-6.5.1 落橋後の支持桁および吊材の状況^{6.18)}

参考文献等

- 6.1) Weidlinger Associates Inc. : The Collapse of the Nine Mile Road Overpass, Nov./Dec. 2009.
- 6.2) Hedden, J., Quagliata, M. and Wandzilak, T. : Emergency Renovation, Steel Bridge NEWS, *Modern Steel Construction*, pp. 36-39, Modern Steel Bridge Alliance, Sep. 2010.
- 6.3) CEN : Eurocode 1-Actions on structures-Part 1-2 : General actions-Actions on structures exposed to fire, EN 1991-1-2, 2002.
- 6.4) Michigan State Highway Department : Drawing of Structural Steel Details, Oct. 2009.
- 6.5) CEN : Eurocode 3-Design of steel structures-Part 1-2 : General rules-Structural fire design, prEN 1993-1-2, 2003.
- 6.6) Franssen, J.-M. and Vila Real, P. : *Fire Design of Steel Structures*, ECCS, 2010.
- 6.7) CEN : Eurocode 2-Design of concrete structures-Part 1-2 : General rules-Structural fire design, prEN 1992-1-2, 2002.
- 6.8) CEN : Eurocode 4-Design of composite steel and concrete structures-Part 1-2 : General rules-Structural fire design, prEN 1994-1-2, 2003.
- 6.9) 今川雄亮, 竹原和夫, 柳楽英俊, 大山 理, 栗田章光 : 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, 構造工学論文集 Vol.53A, pp.1107-1116, 2007.3.
- 6.10) 今川雄亮, 西 慶祐, 大山 理, 栗田章光 : 実物・合成桁橋の火災試験, 土木学会 第 63 回年次学術講演会 CS2-029, pp.105-106, 2008.9.
- 6.11) 長谷亮介, 柳澤則文, 大山 理, 栗田章光 : 火災時における合成桁の受熱温度推定に関する研究, 土木学会 第 65 回年次学術講演会 CS2-049, pp.97-98, 2010.9.
- 6.12) 柳澤則文, 今川雄亮, Marcus P. Rutner, 大山 理, 栗田章光 : アメリカ・9 マイル跨道橋の火災による落橋要因の一解析, 土木学会 関西支部 年次学術講演会 第 I 部門, I -6, 2013.6.
- 6.13) 柳澤則文, 今川雄亮, Marcus P. Rutner, 大山 理, 栗田章光 : アメリカ・9 マイル跨道橋の火災による落橋要因の解析ー曲げとせん断力の相関ー, 土木学会 第 68 回年次学術講演会 CS3-001, pp.1-2, 2013.9.
- 6.14) 柳澤則文, 今川雄亮, 大山 理, Marcus P. Rutner, 栗田章光 : 合成桁橋の火災時における耐荷力に関する一検討, 日本建築学会・土木学会共催, 第 10 回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム, pp.27-1~27-8, 2013.11.
- 6.15) 柳澤則文, 越後 滋, 長谷亮介, 大山 理, 栗田章光 : 橋梁用耐火パネルの性能評価, 構造工学論文集 Vol.58A, pp.732-743, 2012.3.
- 6.16) Norifumi Yanagisawa, Shigeru Echigo, Osamu Ohyama and Akimitsu Kurita : Fire Protection Panel for Bridges, 18th CONGRESS OF IABSE, Seoul, Korea, September 19-21, 7A-7, pp.1-8, 2012.
- 6.17) 柳澤則文, 野呂直樹, 越後 滋, 大山 理, 栗田章光 : 橋梁用耐火パネルの開発 ～挑戦：橋を火から守る～ 川田技報 Vol.32, pp.論文・報告 3-1~3-6, 2013.1.
- 6.18) I-75 and Nine Mile overpass explosion
(<http://www.gussysews.com/2009/07/i-75-and-nine-mile-overpass-explosion/>)

第7章

耐火対策

7.1 概説

第2章では、火災による橋梁の代表的な損傷事例を詳述した。橋梁が火災を受けると、最悪の場合落橋も考えられ、落橋に至らない場合でも、調査や補修・補強などによる長期的な交通規制が必要となり、その社会的経済損失は計りしれないものがある。また、このような落橋に至るようなリスクは常に存在しており、発生する確率は低いとしてもゼロとはいえない。一方、トンネル構造物では、過去に火災による大きな被害を受けたことから、耐火対策に関する研究が精力的に進められ、様々な耐火対策が施されている。しかしながら、橋梁では、トンネル構造物のような大規模な火災事例は少なく、必ずしも耐火対策の実施が要求されていないのが現状である。わが国では、これから本格的な橋梁の維持管理時代を迎え、既存の橋梁を末永く安全に安心して利用できるよう、計画的な維持・補修（予防保全）対策が求められる。また、都市内道路網の整備により、立体交差、半地下構造の道路を跨ぐ橋およびダブルデッキ構造の橋梁が増加し、今後もさらに増加するものと予想され、それに伴い車両事故などの火災による橋梁の被災件数も増加するものと考えられる。このようなことから、万一火災事故が発生した場合でも橋梁の安全性が保持でき、安心して利用できるよう、十分に要求性能を備えた耐火工（耐火パネル）の開発が必要と考えられる。

そこで、本章では、耐火対策として、図-7.1.1 に示すような橋梁用の耐火工（耐火パネル）の開発を進めるにあたり、耐火パネルを構成するフレーム構造と、使用する耐火材の種類やその組み合わせを検討するための基礎的な加熱実験、その結果を踏まえて実橋への適用に向けたフレーム構造による耐火パネル単体ならびに鋼合成桁に耐火パネルを取り付けた加熱実験を行った。ここでは、実験結果とその考察について述べる。



図-7.1.1 耐火パネルを用いた橋梁用耐火工のイメージ

7.2 建築やトンネル構造物で実施されている耐火対策の現状

建築やトンネル構造物では、耐火対策として、吹付け系、ボード系およびブランケット（巻付け）系といった様々な耐火材料が用いられている。ここでは、建築やトンネル構造物での耐火対策の現状を示し、次節でそれぞれの耐火材料の特徴とその施工方法について詳述する。

7.2.1 建築構造物 ^{7.1)~7.4)}

耐火構造と認められてきた鉄筋コンクリート造の建築構造物のように、鉄骨造の建築構造物では、熱に弱い鋼材に対し比較的熱に強いコンクリートを耐火被覆材として利用してきた。その後、コンクリートに変わる軽量耐火被覆材として、吹付け系の耐火材が主流となり、昭和 30 年代の吹付け石綿から始まり、その後の石綿規制により完全無石綿の材料が開発され、建築構造物の耐火、断熱以外にも船舶の耐火、吸音など幅広い用途に使用されるようになった。ボード系の耐火材は、材料として主に 6 種類（ケイ酸カルシウム板、石膏ボード、ALC 板、押出し成形セメント板、穴あき PC 板、繊維強化セメント板 [スレート]）が挙げられ、各材料単独で用いられることは少なく、合成耐火被覆構造の形で柱・梁の鉄骨・鋼管の耐火被覆に利用されている。ブランケット（巻付け）系の耐火材は、開発されてすでに 30 年を経過するが、2000 年の建築基準法の改正により、耐火認定制度が従来の仕様規定から性能規定になり、柱・梁・耐力壁などの耐火試験の判定基準が温度判定から座屈判定に変わった。その結果、コスト面で最も安価で市場占有率 90%と言われていた「吹付けロックウール」とも十分に競争できる状況となり、その適用範囲は拡大され、施工面積も年々増加している。なお、鉄筋コンクリート造では、近年、コンクリートの設計基準強度が 60N/mm^2 を超える高強度コンクリートを使用した超高層共同住宅が建設されるようになり、高強度コンクリートについては、内部組織が緻密となり、火災加熱による爆裂現象が激しくなることから、耐火対策が必要であるといわれるようになっている。

7.2.2 トンネル構造物 ^{7.5)~7.15)}

わが国の道路トンネルの耐火対策は、道路法（第46条）により、水底トンネルおよび長さ5km以上のトンネルについては、危険物積載車両の通行を禁止できることから、積極的に検討された事例は少なかった。しかしながら、危険物を含まないトンネル火災で、内部温度が 1000°C にまで上昇したことから、近年、耐火対策の重要性が認識され、精力的に研究が進められるようになった。トンネル構造物では、主に、沈埋トンネル、シールドトンネルならびに開削工法による矩形断面トンネルにおいて、覆工を耐火被覆材で覆う対策が行われている。トンネル火災では、急激に 1000°C 以上の温度に達することから、高温度下におかれるコンクリートは、高強度、高密度、高応力下になるほど爆裂（崩壊）しやすい。

道路トンネルの耐火被覆材は、 1000°C 以上の高温に耐えうる吹付け系、ボード系ならびにブランケット（巻付け）系の3種類に分類され、各タイプはメーカーで実施した実験などにより、一定の耐火性能は保証されているものの、その特徴や施工性により使用用途に応じて使い分けられ、天井部または壁部には単独の耐火被覆材が、可撓性継手部では組合せて使用されているのが現状である。表-7.2.1に道路トンネルの耐火対策事例の一覧を示すが、耐火被覆材は、1997年に開通した大阪港湾咲州トンネルを皮切りとして、主に沈埋トンネルを中心として設置されている。東京湾横断道路トンネルはシールドトンネルであるが、海底トンネルであるため耐火被覆材が施されている。また、内陸部のシールドトンネルである首都高速中央環状新宿線や品川線においては、2次覆工が省略されていることから、

新宿線では、吹付け系およびボード系の耐火被覆材がトンネル全長に渡って施され、品川線では、火災によって燃焼される側にポリプロピレン繊維を混入させた図-7.2.1に示すような耐火機能一体型RCセグメントが、耐火工として採用されている。近年、建設コストの縮減といった観点から、今後のシールドトンネルでは、2次覆工省略型が主流となることも予想され、高価な耐火被覆材の代替えとして、ポリプロピレン繊維を混入させた耐火工が増加することも考えられる。

表-7.2.1 道路トンネルの耐火対策事例^{7.5), 7.6), 7.9), 7.11)~7.15)}

トンネル名(供用年)	構造形式	火災想定温度	主な部材許容温度	耐火被覆材
大阪港咲州トンネル (1997)	沈埋オープンサンドイッチ構造	JIS A1304-1975 1 時間 最高温度 925℃	コンクリート 500℃ 端部鋼殻 350℃	ボード系 ブランケット系
東京湾横断道路トンネル (1997)	シールド	JIS A1304-1975 4 時間 最高温度 1095℃	可撓セグメント止 水ゴム 160℃	ブランケット系
神戸港島トンネル (1999)	沈埋セミフルサンドイッチ構造	JIS A1304-1975 1 時間 最高温度 925℃	コンクリート 500℃ 端部鋼殻 350℃	ボード系 吹付け系 ブランケット系
東京港臨海道路トンネル (2002)	沈埋 RC 構造	RABT 1 時間	コンクリート 350℃ 鋼板(鋼材)300℃	ボード系 ブランケット系
東京港第二航路海底トンネル(一般：2002)	沈埋 RC 構造	RABT 1 時間	コンクリート 350℃ 鋼板(鋼材)300℃	ボード系 ブランケット系
新潟みなとトンネル (暫定：2002, 全面：2005)	沈埋 RC 構造	炭化水素曲線 30 分+100 分(徐冷) 最高温度 1078℃	コンクリート 350℃ 鋼板(鋼材)300℃	ボード系 ブランケット系
首都高速中央環状新宿線 (2007)	シールド(2次覆工省略)	RABT 1 時間	構造部材 350℃	ボード系 吹付け系
首都高速中央環状品川線 (2015)	シールド(2次覆工省略)	RABT 1 時間	コンクリート 350℃ 鋼板(鋼材)300℃	ポリプロピレン 繊維混入 耐火モルタル



7.3 耐火材の種類とその施工方法

本節では、耐火工に用いられる耐火材の種類と特徴ならびに施工方法について述べる。現在、海外も含めて施工例を有する耐火材は、主に吹付け系、ボード系、ブランケット（巻付け）系の3種類である。表-7.3.1 に各耐火材の種類と特徴をまとめて示す^{7.2)~7.4), 7.8), 7.16), 7.17)}。

表-7.3.1 耐火材の種類と特徴^{7.16), 7.17)}

耐火材の種類	吹付け系	ボード系	ブランケット（巻付け）系
概要	粒状綿または粉末状の材料を現場で混練，吹き付けるもの	工場で加圧成形し，板状にしたもの	無機繊維をブランケット状にしたもの
			
主な材質	<ul style="list-style-type: none"> ・セメント系 ・水酸化アルミニウム系 ・人造鉱物繊維 	<ul style="list-style-type: none"> ・セラミック系 ・ケイ酸カルシウム系 	<ul style="list-style-type: none"> ・セラミック系 ・生体溶解性繊維
主な特徴	<ul style="list-style-type: none"> ・ボード系，ブランケット系と比較して耐火性能が劣る ・広範囲または異形状への対応が比較的容易である ・曲面，変形への追随性が高い ・表面性状はコテ仕上げの度合いに影響を受ける ・表面にトップコートを施すことで耐久性を向上させることができる ・施工後の問題として，カビの発生，表層薄利，付着力の低下が挙げられる 	<ul style="list-style-type: none"> ・重量はあるが，耐火性能が高く，板状であるため取り扱いが容易である ・板状であるため，複雑な形状には対応しにくい ・板単位で交換が可能である ・撥水处理や塗装などが可能である 	<ul style="list-style-type: none"> ・耐火性能が高く，対象物全体を包んだり，空間や隙間に充填したり，不陸や変形への追随性が高い ・軽量なため，取り付け，取り外しが容易であり施工性に優れている
施工方法	支持材や金網を設置し，粒状綿または粉末状の材料を混練し，エアーで層状に吹き付け接着させる	板状に加工した材料をボルトやピンなどで固定する	毛布状の材料を押さえ材でパネル化し，ボルトやピンなどで固定する

7.3.1 吹付け系^{7.2), 7.16), 7.17)}

吹付け系の耐火材には、バーミキュライト軽量セメントモルタル、アルミナ・シリカ・カルシア系軽量セメントモルタル、人造鉱物繊維、ポリスチレン系などの種類があり、耐火原料(材)に耐火セメントや結合材が配合された粉末状の製品のことである。この粉末状の耐火材を施工現場で水と混練し吹き付けた後、必要に応じて表面をコテにより仕上げる。吹き付けにあたっては、表面を洗浄し、事前に剥落・脱落防止用金網（支持材）を取り付けることが好ましい。特徴として、吹き付けのため曲面・変形への追随性が高いので、場合によっては耐火工の弱点である目地を無くすることができる。また、表面にトップコートを施すことで耐久性を向上することもできる。留意点として、耐火材が被災中の構造物の変形に対し追随するか、金網の熱膨張の影響で支障が生じないか、耐火性の評価が必要である。施工時には耐火性能を確保するために厚さ管理を十分に行い、未充填、施工継目の開きが生じないように注意し、品質の低下を防ぐ必要がある。また、実用強度に至るまでの養生や損傷防止に注意が必要である。写真-7.3.1 に吹付け系の施工状況を示す^{7.2)}。

（主な製品として、吹付けロックウール、軽量モルタルなど）

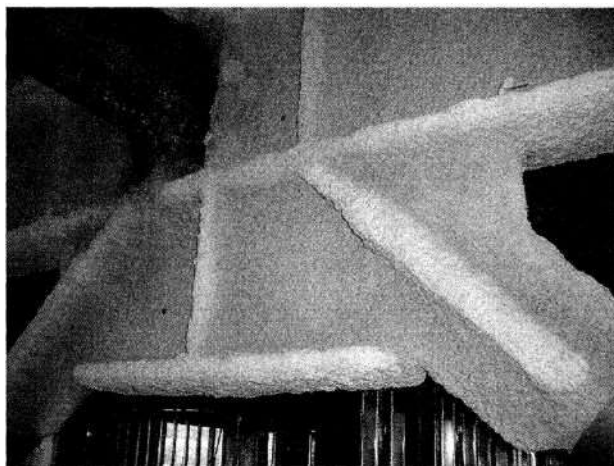


写真-7.3.1 吹付け系の施工状況^{7.2)}

7.3.2 ボード系^{7.3), 7.8), 7.16), 7.17)}

ボード系の耐火材には、アルミナシリカ質セラミック系、ケイ酸カルシウム系などの種類がある。ボードは、アルミナセメント、耐火性軽量原料などを加圧成型したり、バルクに無機および有機バインダーを加えて板状に積層成型して製造する。現場では、工場で製造されたボード状の耐火材をボルト・ナットによって取り付け、直張り・浮かし張りが可能であり、状況に応じて切削加工もできる。また、コンクリート打設時に型枠として使用することが可能なため、セグメントとの一体化工法も検討されている。特徴として、形状にあわせ平板状、曲面状のボードが成型可能で、工場や現場で種々の形状に加工することも可能であるため、コンクリート構造では、二次製品工場において事前に一体化し、覆工構築後の耐火施工を基本的に不要にすることができる。留意点として、ボード系は目地があるため、その部位から熱気が侵入し熱弱点部とならないよう割り付けを検討する必要がある。また、ボルト等の支持材の取り付け箇所では局部的な温度上昇が認められる場合があることから、必要に応じて耐火性の評価が必要である。幅広の支持材を使用する場合は、鋼材の熱膨張率は大きいので、割れ等が生じないように留意した設計が必要となる。写真-7.3.2 にボード系の施工状況を示す^{7.3), 7.8)}。

（主な製品として、セラミックボード、ケイ酸カルシウム板など）

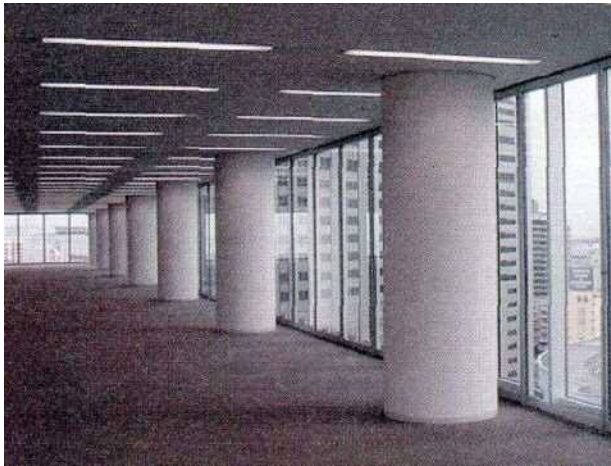


写真-7.3.2 ボード系の施工状況 ^{7.3), 7.8)}

7.3.3 ブランケット（巻付け）系 ^{7.4), 7.16), 7.17)}

ブランケット（巻付け）系の耐火材には，セラミックファイバー，生体溶解性繊維などの種類があり，アルミナ，シリカなどの原材料を電気溶融し，スピニング法などで製造された繊維を積層し，ニードリングを行いブランケット状にした製品である．現場では，トンネルの場合は，ブランケット状の耐火材とパンチングメタルなどの押さえ材を別々に，あるいは一体化したパネルとしてボルト・ナットによって表面に取付けられ，建築の場合は，写真-7.3.3 の右に示すように鉄骨の建て方に先行して耐火材を巻き付けて施工を行う場合もある．特徴として，ブランケット状のため，曲面・不陸・目違い等の変形への追随性が高く，軽量なため取り付け，取り外しが容易で，吸音性能を有するなどの点が挙げられる．留意点として，ブランケット系は，素材そのものは耐火性に優れた材質を選択できるが，支持材を用いる場合などは，押さえ材が鋼材であるため，ボード系の場合と同様，熱変形に留意した設計が必要である．また，ブランケットが露出する場合は，飛散することがないように環境への配慮と含水時の自重の増加に対する支持対策も必要である．写真-7.3.3 にブランケット（巻付け）系の施工状況を示す ^{7.4)}．

（主な製品として，高耐熱ロックウール，セラミックファイバーブランケットなど）



写真-7.3.3 ブランケット（巻付け）系の施工状況 ^{7.4)}

7.3.4 その他^{7.18)~7.22)}

7.3.1~7.3.3 に記述した耐火材以外に有機質系の耐火材がある。有機質系の耐火材^{7.18)}は図-7.3.1 に示すように分類される。

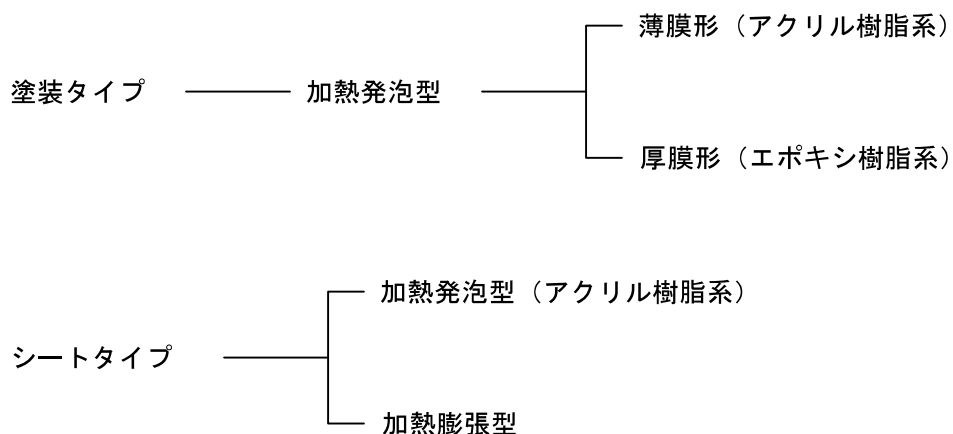


図-7.3.1 有機質系耐火材^{7.18)}

加熱発泡型は、火災時に熱を受けると 250℃前後で発泡膨張を開始し、炭化層を形成することにより断熱効果を発揮し鋼材を火災から守る（写真-7.3.4）。一方、加熱膨張型は、膨張黒鉛を含有するブチルゴムシートが加熱により厚み方向に膨張し、炭化層自体のかさが増すことで耐火被覆を形成する。（写真-7.3.5）



写真-7.3.4 塗装タイプ（加熱発泡型）^{7.21)}

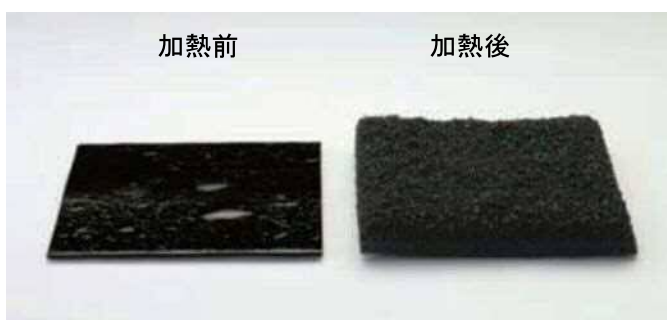


写真-7.3.5 シートタイプ（加熱膨張型）^{7.22)}

7.4 橋梁用耐火工

本節では、耐火工（耐火パネル）の要求性能、材料ならびに構造について述べる。

7.4.1 耐火工に求められる性能

耐火工（耐火パネル）には、火災による被災後も橋梁本体を健全な状態で供用するため、橋梁の各部材を所定の許容温度以内に抑えることが求められる。また、その性能を確実に発揮させるためには、耐火材をセットするフレーム自体にも変形等の大きな損傷を生じさせないことが必要である。さらに、火災時だけでなく、通常時においても求められる様々な性能がある。そこで、耐火工（耐火パネル）に求められる主な要求性能について表-7.4.1 にまとめて示す。

表-7.4.1 耐火工（耐火パネル）の要求性能

通常時	使用性	紫外線や自動車の排気ガス等の化学的作用に対して十分な耐久性を有していること
	維持管理性	耐火材の割れ、剥離等に対して部分交換および補修が容易な材料や設置方法であること
	安全性	通行車両による振動や疲労（特に取付け金具等への）および風等により落下しないように、フェールセーフ機能を保持していること
火災時	耐火性	橋梁各部位の受熱温度を所定の許容温度（350℃）以内に抑えること
	安全性	耐火材に割れ、剥離等が生じても落下しないこと
その他		既設橋梁への取付けを考慮し、追加死荷重を極力低減した軽量なものであること
		耐火パネルの取付けにより、橋梁本体の耐風安定性に影響をおよぼさないこと

7.4.2 耐火工の許容温度の設定

耐火工（耐火パネル）の設計では、第1章の1.2 耐火設計で述べた土木構造物の耐火設計で用いられる(2)の許容受熱温度を適用し、橋梁（鋼橋）下での火災事故を想定した場合、鋼桁が直接炎に曝されることから、鋼部材、ボルト継手部の強度低下ならびに塗膜の劣化も考慮し、加熱時および冷却後においても鋼桁に使用される各材料の特性が著しく低下しない 350℃を鋼桁の受熱温度の許容値^{7.23)}と設定した。

7.4.3 耐火材の選定

耐火材そのものは、従来から建築の分野の耐火被覆や鉄鋼業の炉材等に広く使用されており、多種多様な製品が今までに商品化されている（図-7.4.1）。しかしながら、トンネル内や橋梁下での車両火災を対象とする場合は、火災想定温度は建築の分野と比べ高温となる。このようなことから、今回の加熱実験で用いる耐火材は、後述するパネル単体の実験と同様の方法で事前に予備試験を行い、表

-7.4.2 に示す結果を踏まえ、トンネル内の火災のような高温下でも使用に耐えうる表-7.4.3^{7,24)}に示すセラミックボード (CB) およびセラミックファイバーブランケット (CFB) の2種類を選定することとした (以下、各々の耐火材名をCB、CFBと称する)。しかしながら、CFBについては、CBに比べ約1/8の重量と軽量なことから、火災時に発生する熱風等により、CFB自身が吹き上げられ、本来CFBがもつ耐火性能を十分に発揮できないことも予想される。そこで、断熱効果を有する軽量気泡コンクリート板 (ALC) (以下、ALCと称する) をCFBのバックアップ材としてCFB裏面に積層し対処することとした。

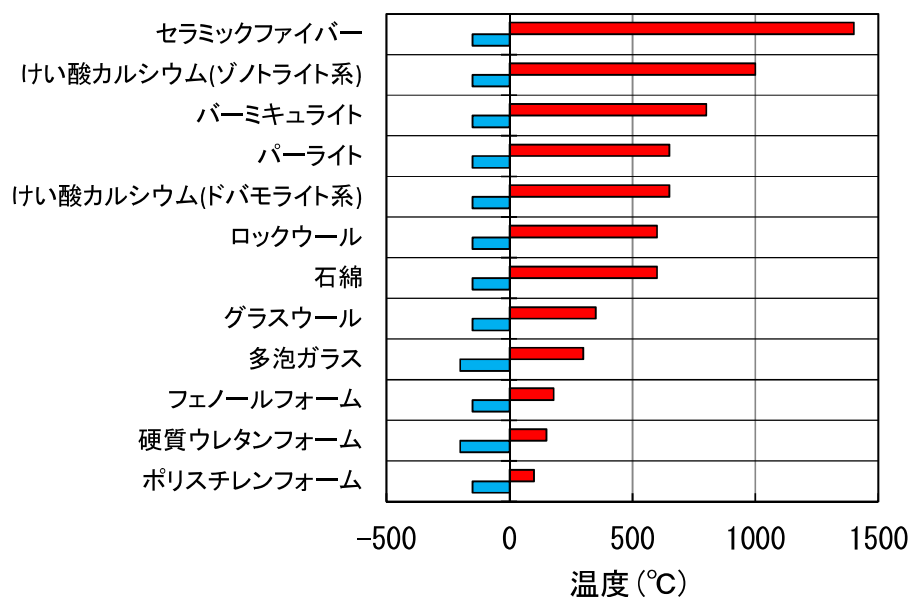

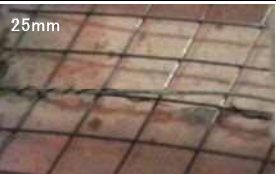



図-7.4.1 耐火・断熱材料の使用温度^{7,24)}

表-7.4.2 耐火材の性能比較 (予備試験)

断熱材の種類	ブランケット系				ボード系	
	ロックウール		セラミックファイバーブランケット		セラミック	
断熱材厚(mm)	50	75	25	37.5	21	21
使用温度(°C)	600		1300		1200	
裏面温度(°C)*	524	576	488	307	362	326
状況						
	赤く燃焼	白煙発生	炎が透ける	変化無	ボルト固定部より亀裂	挟込み部より微小亀裂
H鋼下面温度(°C)*	50	54	62	57	88	94
上空温度(°C)*	180	69	130	62	96	98
総合判定	×		○		△	

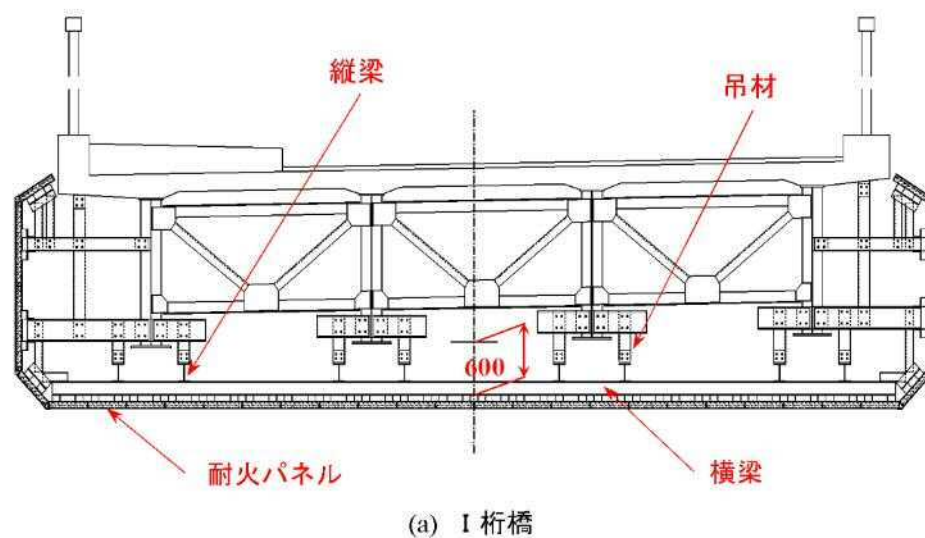
* : 最大受熱温度

表-7.4.3 使用した耐火材の主な物性値^{7.8), 7.25), 7.26)}

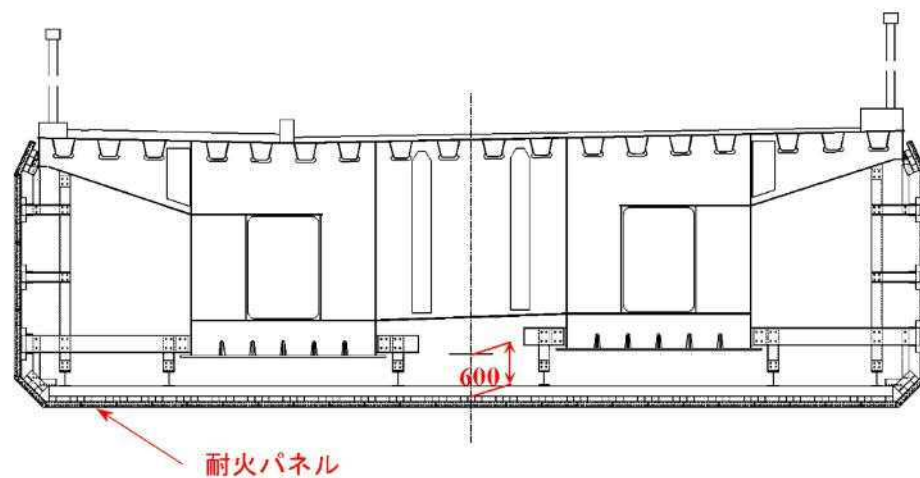
	C B	C F B	A L C
耐火材の最高 使用温度(°C)	1200	1260	1時間耐火 (ISO)以上
密度(kg/m ³)	1000	130	510
比熱(J/kgK)	840	1130	1332~1650
熱伝導率(W/mK)	0.15~0.17	0.13~0.28	0.15~0.36

7.4.4 耐火工の構造

鋼橋に耐火工（耐火パネル）を取り付けた場合の概略構造を図-7.4.2 に示す。既存の裏面板の取り付け構造と同様、橋梁本体の補修作業（点検、塗装塗替えなど）の空間として、主桁下フランジ底面から約 600mm 程度離れた位置に吊材・縦梁・横梁を介して取り付けるものとする^{7.27)}。なお、この空間は、火災の際には主桁下フランジの温度上昇を抑制する効果も期待できる。



(a) I桁橋



(b) 箱桁橋

図-7.4.2 耐火パネルの取り付け構造（概略図）[寸法単位：mm]

7.5 耐火工の性能評価試験

本節では、パネル単体による加熱実験、パネルを取り付けた鋼合成桁の加熱実験とその数値解析を行い、鋼桁が受ける熱影響を検証した結果について述べる。

7.5.1 パネル単体による加熱実験^{7.28)~7.31)}

(1) 実験方法

加熱実験は、大阪工業大学が所有する大型水平加熱炉（幅：3m、長さ：8m、高さ：1.5m）を用いて行い（写真-7.5.1）、火災荷重は、首都高速 5 号池袋線と同様、橋梁直下でタンクローリー車が横転・炎上^{7.32)}したことを想定し、第 3 章で示したユーロコード（Eurocode）^{7.33)}で規定されている火災温度－時間関係である最高温度が 1100℃の炭化水素曲線（HC）で 90 分間加熱することとした。実験供試体は、実橋への取付け方法と同様、横梁（H 形鋼）に吊り下げ、加熱炉の上面に蓋状に設置した。



写真-7.5.1 大型水平加熱炉（内部）

(2) 実験 A

a) 実験ケースと実験供試体

実験 A では、耐火材の種類とその構成、耐火材の厚さならびに固定方法等を変え、実験ケースとして表-7.5.1 に示す 4 タイプについて検討を行うこととした。ここで、実験供試体に用いたフレーム構造の一例を図-7.5.1 および図-7.5.2 に示す。本加熱実験より、最適なフレーム構造と耐火材の種類や厚さを選定する基礎データを取得するため、SS400 材の L 形鋼で構成した簡易的なフレーム構造に CB 単体、CFB に ALC を積層した 2 種類の耐火材をセットし、2 タイプの耐火パネルを製作した。また、受熱温度の測定位置は、フレームの加熱面、各耐火材の裏面中央部および横梁下面に K 熱電対（クロメル・アルメル熱電対：使用温度範囲 200～1000℃、過熱使用限度 1200℃）を設置した。なお、高温下での鋼材の強度低下を考慮し、鋼桁下面の空気層の温度が 350℃以上にならないことを確認するため、実験供試体下面の加熱面から約 400mm 上方の各空気層にも写真-7.5.2 に示すとおり K 熱電対を設置することとした。

表-7.5.1 実験ケース（実験 A）

実験供試体タイプ	AC	ACC	CB	CBB
耐火材の種類	ALC(空気層側) + CFB(加熱面側)		CB	
耐火材厚(mm)	50	37	21	
	25	25+25		
フレーム幅(mm)	490			
耐火材の最高 使用温度(℃)	1260		1200	
耐火材固定方法	積層		L形鋼による 挟込み	ボルトによる 固定

フレーム: L 75×75×6, エキスパンﾄﾞﾒﾀﾙ:XG11

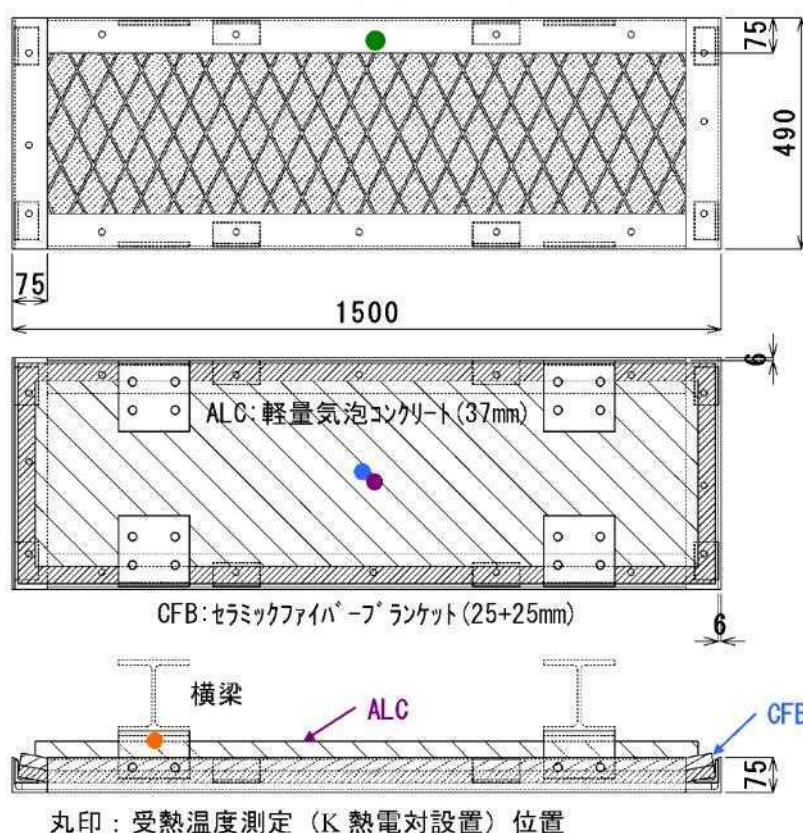


図-7.5.1 実験供試体の形状と測定位置（タイプ-ACC [重量: 約 89kg/m²]

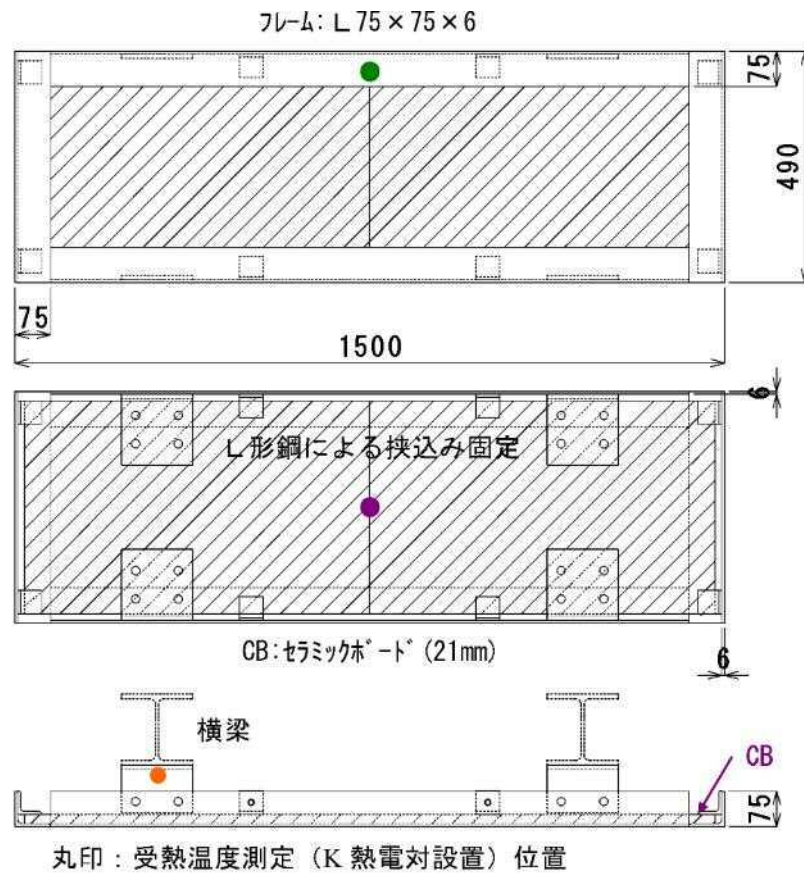


図-7.5.2 実験供試体の形状と測定位置 (タイプ-CB [重量: 約 69kg/m²])

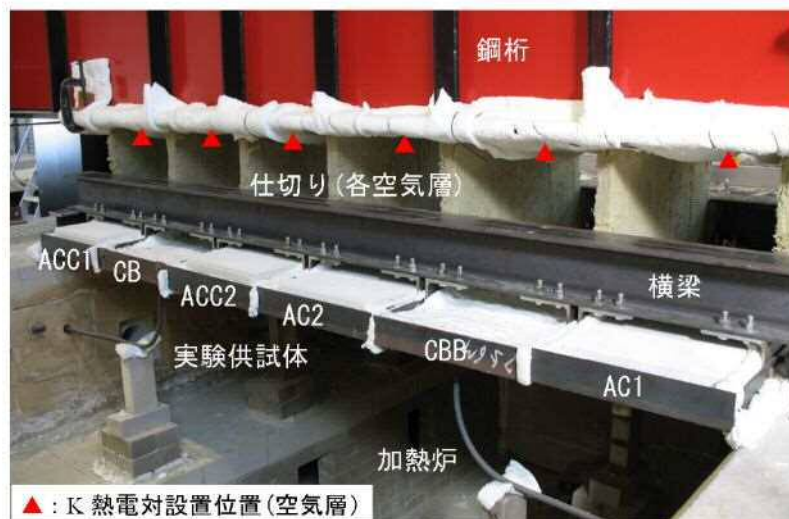


写真-7.5.2 実験供試体の設置状況 (実験 A)

b) 実験結果（フレームの変形）

加熱冷却後のフレームの変形量について、図-7.5.3 にタイプ-AC、図-7.5.4 にタイプ-ACC の結果を示す。同図より、フレームの変形は、タイプ-CB、タイプ-CBB も含め、短辺側と固定されていない長辺側側面の中央部では、最大 4～7mm 程度の熱による局部的な変形が見られが、断面形状を保持できないような大きな変形も認められなかった（写真-7.5.3）。また、隅角部でフレームの長辺側と片側のみ固定されている短辺側部分では、75mm から平均 61mm と間隔が約 14mm 程度狭くなったが（図-7.5.3、図-7.5.4 側面図参照）、長辺側と完全に固定することにより、その変形量は幾分抑えることが可能と考えられる。なお、エキスパンドメタルは、若干の膨らみ（たわみ）が見られる程度であった。

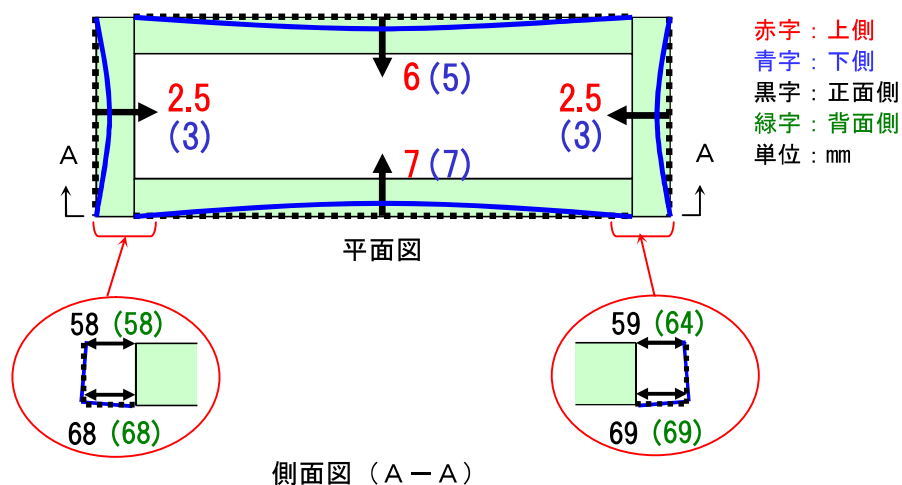


図-7.5.3 加熱冷却後のフレームの変形量（タイプ-AC）

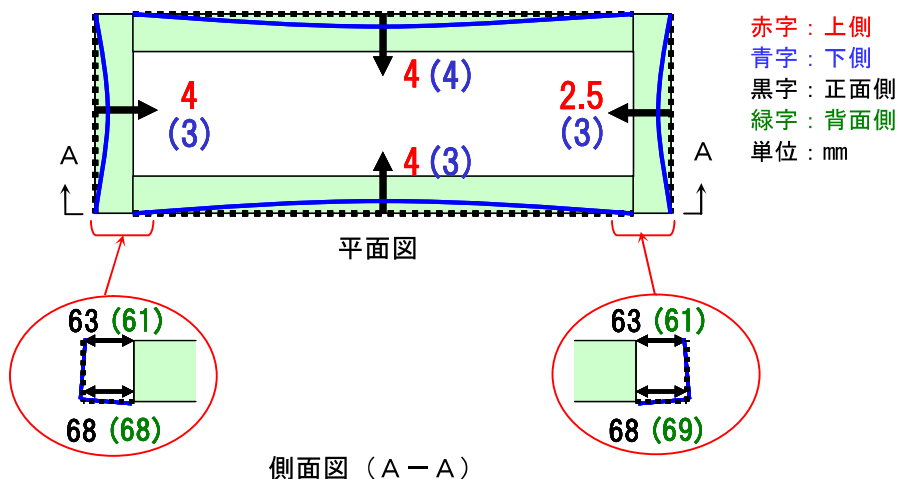


図-7.5.4 加熱冷却後のフレームの変形量（タイプ-ACC）



写真-7.5.3 加熱冷却後のフレームの状況

c) 実験結果（受熱温度）

図-7.5.1 の受熱温度測定位置を示す丸印の色に対応させて、図-7.5.5 にタイプAC、図-7.5.6 にタイプACC の受熱温度を示す。同図より、フレームの受熱温度は、いずれの実験ケースも約 1080℃程度と炉内温度に近く、耐火材裏面（ALC）の受熱最高温度は、タイプACで 106℃、タイプACCでは 101℃とほぼ同程度であった。実験に使用した ALC が比較的高い含水率を有した状態にあったことから、100℃付近より潜熱の影響が顕著に見られた。つぎに、横梁下面の受熱最高温度は、タイプACで 211℃、タイプACCでは 164℃と約 50℃程度低く、空気層の受熱最高温度も横梁下面と同様、タイプACで 152℃、タイプACCでは 114℃と約 40℃程度低い。

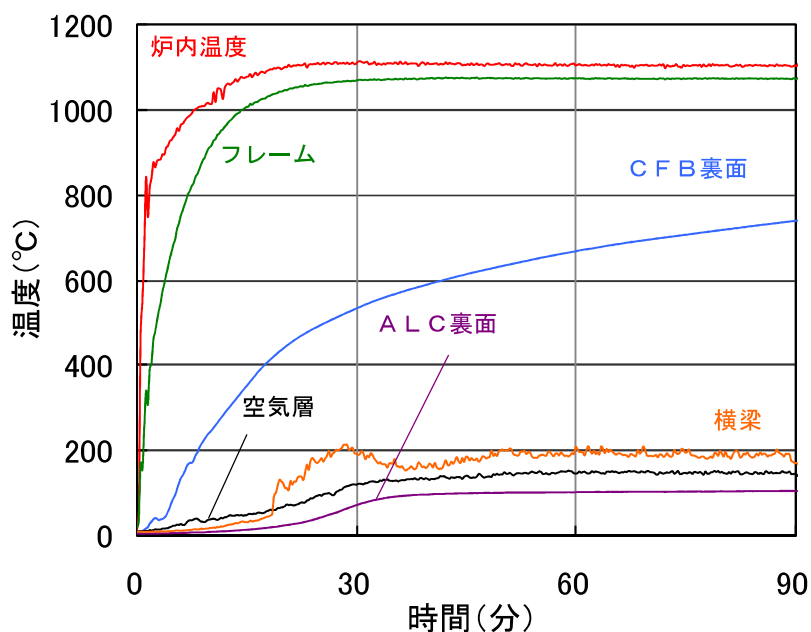


図-7.5.5 受熱温度（タイプAC）

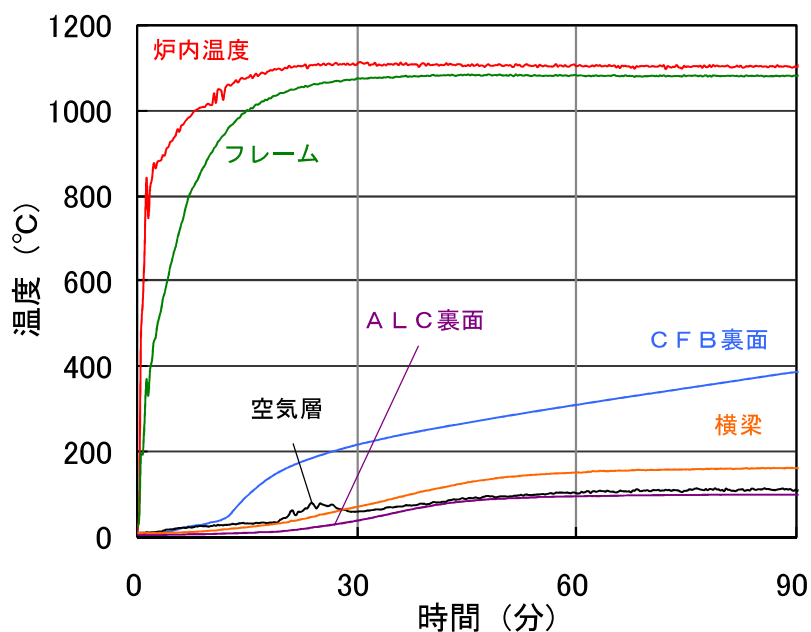


図-7.5.6 受熱温度（タイプ-ACC）

これは，耐火材の厚さとその構成の違いが影響し生じたものと推察される．また，横梁下面の受熱温度は，耐火材裏面（ALC）や空気層と比べ高い受熱温度となったが，フレーム上の四辺は CFB のみで ALC がなく，その空間（図-7.5.7 参照）に生じた熱気が影響したものと思われる．なお，いずれの実験ケースも鋼材の強度低下につながるような受熱温度にはなっていない．

タイプ-CB については，耐火材に割れが生じたことから，フレームと耐火材裏面（CB）の受熱温度についてのみ参考値として，図-7.5.2 の受熱温度測定位置を示す丸印の色に対応させた図-7.5.8 に示す．なお，タイプ-CBB についてもタイプ-CB と同様の結果が得られた．

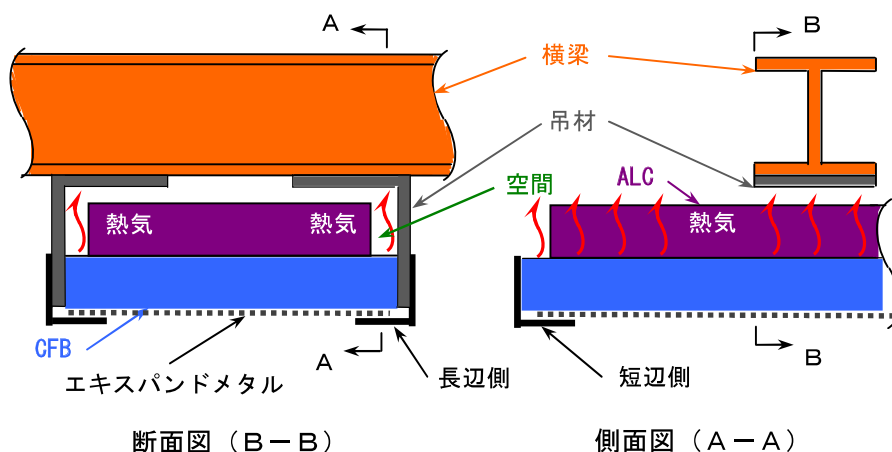


図-7.5.7 フレームの隙間（タイプ-AC，タイプ-ACC）

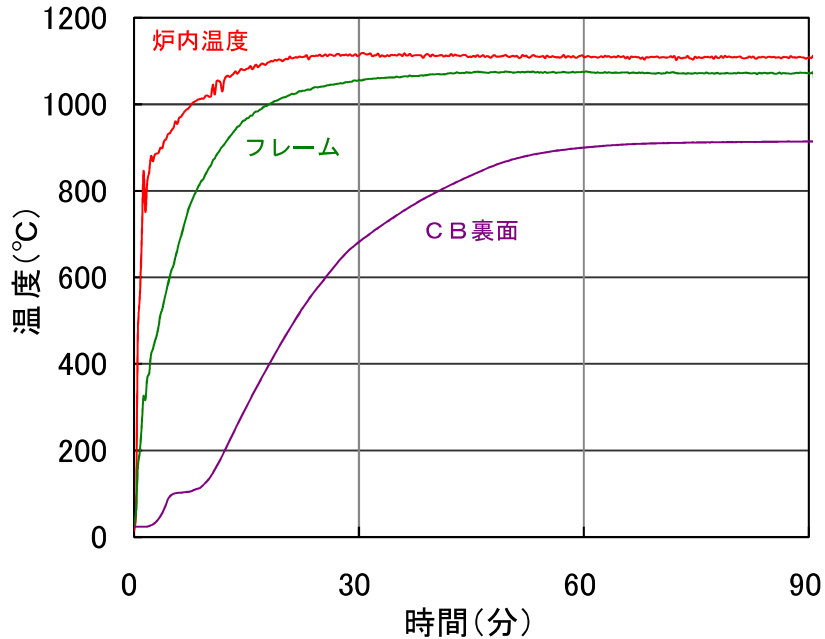


図-7.5.8 受熱温度（タイプ-CB）

d) まとめ

最高温度 1100℃で 90 分間の加熱を行ったが、いずれの実験ケースもフレームに大きな変形は見られず、また、鋼桁下面の空気層の受熱最高温度も約 150℃以下と、鋼材が強度低下を起こす温度にはならないことから、耐火工（耐火パネル）として求められる基本性能を十分に満足することが確認できた。しかしながら、パネル重量は、㎡あたり約 70～90kg と既存の裏面板等（取付け支材も含め㎡あたり 60kg 程度^{7.27)}）と比べて重いことから、フレーム構造を改良し、軽量化を図ることが必要である。

(3) 実験 B

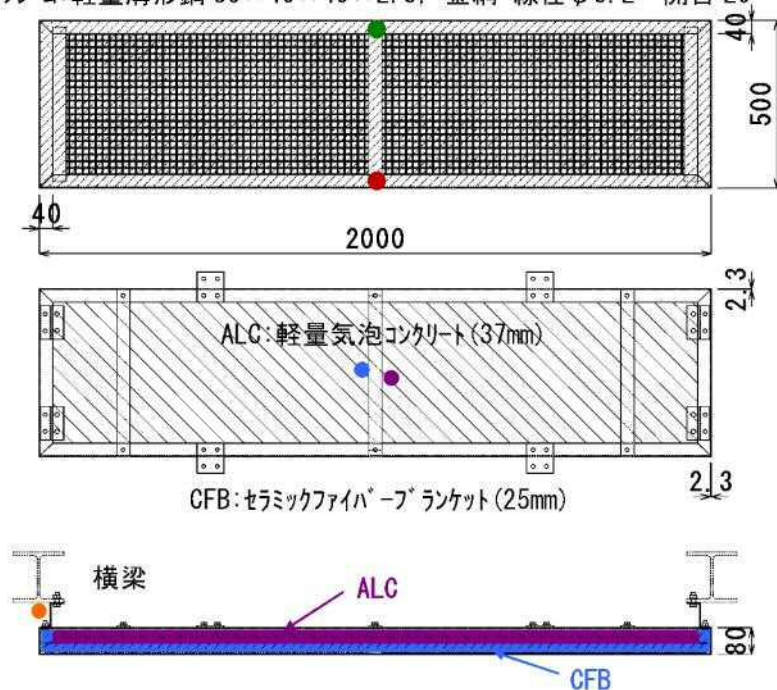
a) 実験ケースと実験供試体

実験 A の結果を踏まえ、実験 B では、耐火材の厚さ、固定方法、耐火パネルのフレームの幅等を変え、実験ケースとして表-7.5.2 に示す 5 タイプについて検討を行うこととした。ここで、実験供試体に用いたフレーム構造の代表例を図-7.5.9 および図-7.5.10 に示すが、さらなるフレームの軽量化と短辺側の変形を抑えるため、SSC400 材の軽量溝形鋼で構成したフレーム構造を採用することとした。耐火材については実験 A と同様、CFB に ALC を積層し、フレームの製作時に一体化することで耐火パネルの設置作業を省力化した耐火材を挟込むタイプと図-7.5.11 に示すとおり将来的な耐火パネルの維持管理において、耐火材の交換を可能とした落込むタイプの設置方法が違う 2 タイプの耐火パネルを製作した。また、橋梁本体の両側面への設置を考慮し、フレームの幅が広い 950mm の耐火パネルも製作することとした。受熱温度の測定位置は、実験 A と同様、フレームの加熱面、各耐火材の裏面中央部および横梁下面に K 熱電対を設置した。さらに、耐火パネル上面の空気層の温度が 350℃以上にならないことを確認するため、実験 A と同様、実験供試体下面の加熱面から約 400mm 上方の各空気層にも K 熱電対を設置することとした（写真-7.5.4）。なお、本実験で採用したフレーム構造は、実橋への適用に向けたプロトタイプという位置づけから、既存の裏面板の形状寸法等も踏まえ、フレームの幅を 500mm（AC50W は 950mm）、その長さを 2000mm とし、取り付け金具を介して横梁（H 形鋼）に固定した。

表-7.5.2 実験ケース (実験 B)

実験供試体タイプ	AC37	AC50	AC50W	AC50A	AC37 I
耐火材の種類	ALC(空気層側) + CFB(加熱面側)				
耐火材厚(mm)	37	50			37
	25	25			25
フレーム幅(mm)	500		950	500	
耐火材の最高 使用温度(°C)	1260				
耐火材固定方法	積層(ALC落込み)				積層(ALC挟込み)
フレーム内	耐火材充填			耐火材充填せず	耐火材充填

フレーム: 軽量溝形鋼 80×40×40×2.3, 金網 線径φ3.2・開目 20



丸印：受熱温度測定（K 熱電対設置）位置



図-7.5.9 タイプーAC37 (重量: 約 45kg/m²)

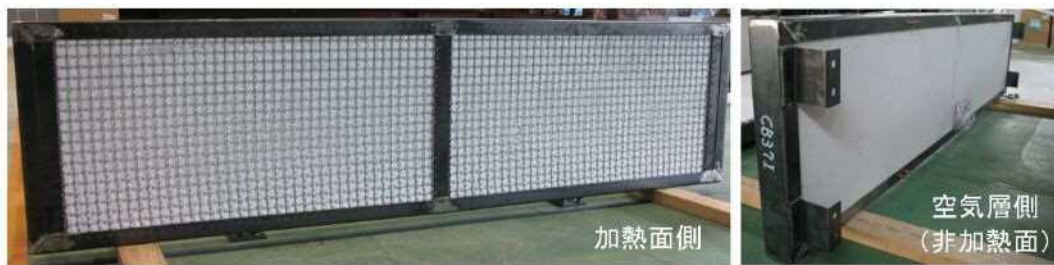
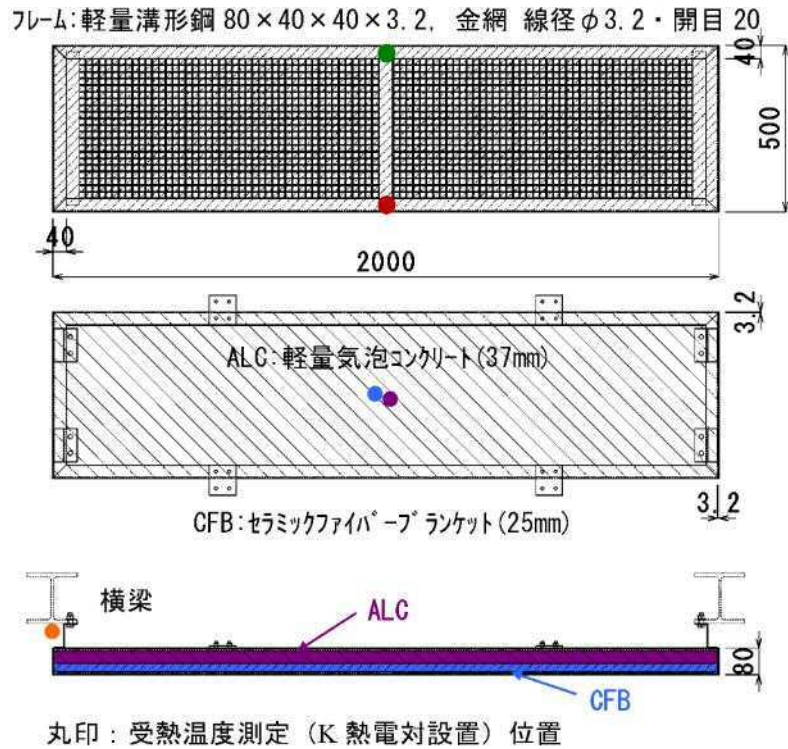
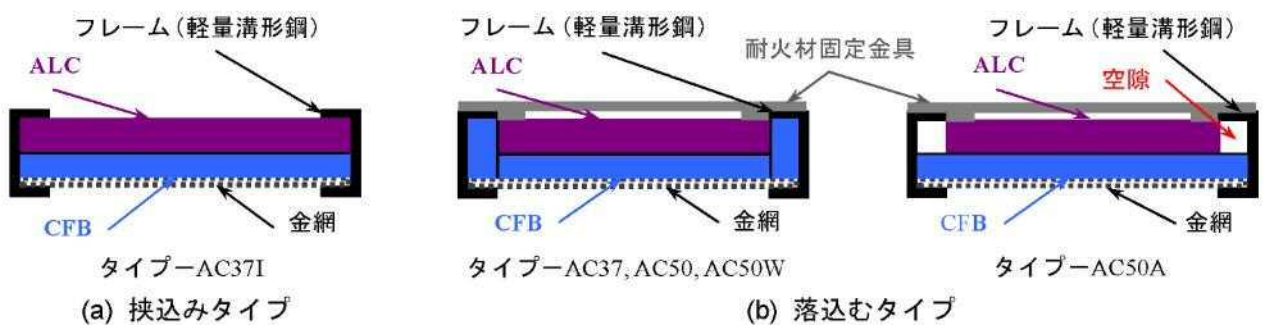


図-7.5.10 タイプ-AC37I (重量: 約 49kg/m²)



主として住宅等の外壁材に使用



主として炉材等を使用

(c) 挟込みタイプ設置例

図-7.5.11 耐火材の設置方法 (フレーム断面図)

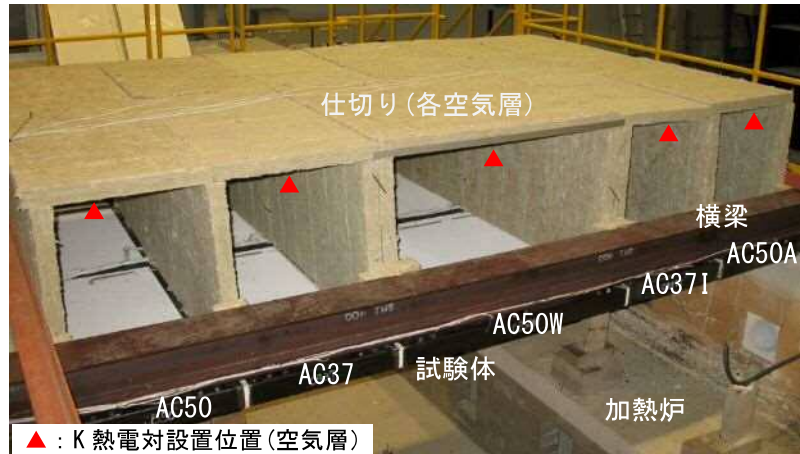


写真-7.5.4 実験供試体の設置状況（実験 B）

b) 実験結果（フレームの変形）

各実験ケースについて加熱冷却後のフレームのたわみ量を図-7.5.12 に、タイプ-AC37I を除く加熱冷却後の金網部分（フレーム下面）のたわみ量を図-7.5.13 にそれぞれ示す。ここで、実験 A，実験 B とともにフレームの剛度はほぼ同等である。実験 A では、フレームは局部的な変形に止まり、たわみはほとんど見られなかったが、実験 B では、最大で 5～21mm 程度のたわみが発生し、実験ケースによってその量には差が生じる結果となった。

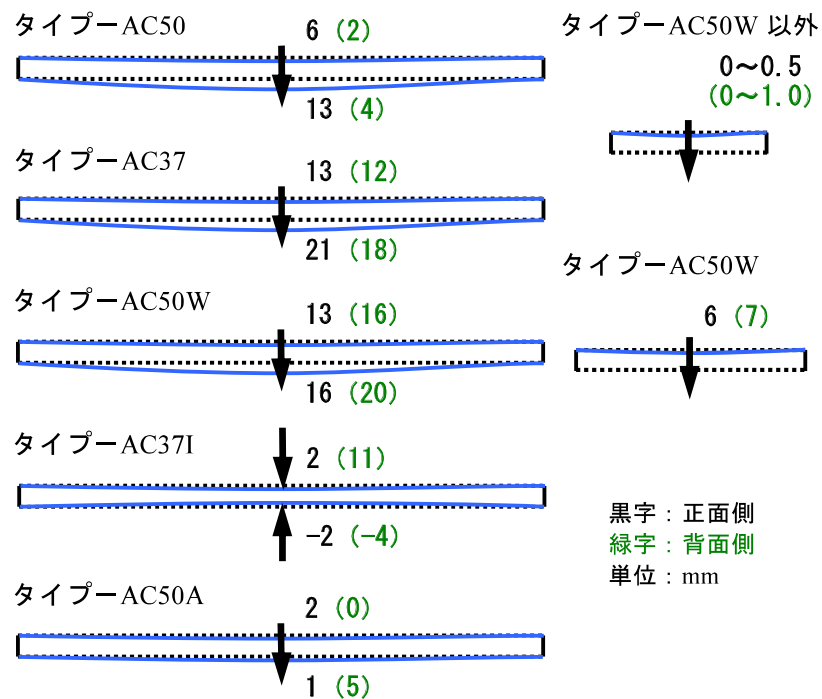


図-7.5.12 加熱冷却後のフレームのたわみ量（側面図）

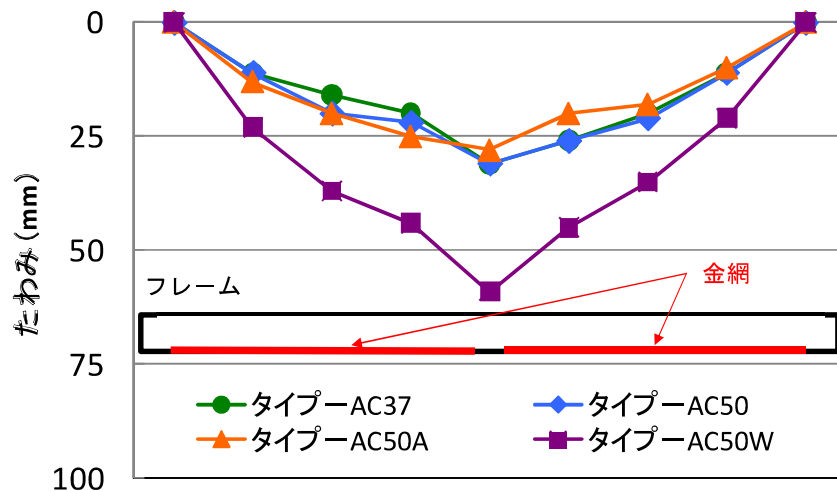


図-7.5.13 加熱冷却後の金網部分（フレーム下面）のたわみ量

これは、フレームの長辺側は、実験 A と同様、隙間からの熱気の侵入を防止するため、フレーム間を連結し拘束したものの、フレームの形状や長さに加え、実験 A と比べてフレームの板厚が薄いこと、軽量溝形鋼の上フランジのみを連結したフレーム間の連結方法（図-7.5.14 参照）に違いがあることなどの隣接したフレームの影響を複雑に受け、たわみにこのような差が生じたものと考えられる。一方、フレームの短辺側では、たわみはほとんど無く、タイプ-AC50W 以外のどの実験ケースでも最大で 1mm 程度であった。しかし、タイプ-AC50W の短辺側については、最大で 7mm 程度と他の実験ケースと比べて大きい値となった。また、フレーム下面の金網部分のたわみは、どの実験ケースも類似した変形性状を示し、タイプ-AC50W では、59mm と他の実験ケースと比べて約 2 倍程度であった。なお、実験 A で見られたようなフレームの局所的な変形はいずれの実験ケースでも見られず、耐火材が落下するような大きな変形も認められなかった（写真-7.5.5）。

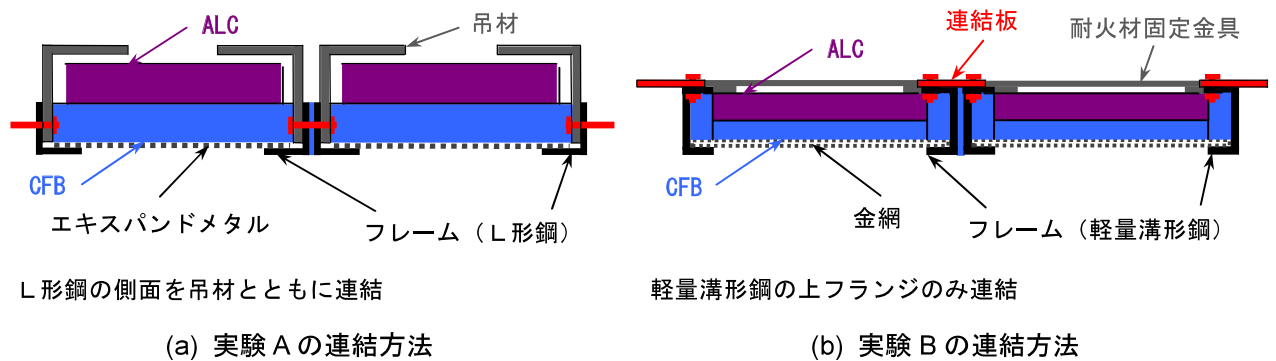


図-7.5.14 フレーム（断面図）間の連結方法



写真-7.5.5 加熱冷却後のフレームの状況

c) 実験結果（受熱温度）

図-7.5.9 および図-7.5.10 の受熱温度測定位置を示す丸印の色に対応させて，図-7.5.15～図-7.5.19 に各実験ケースの受熱温度を示す．フレームの受熱温度は，いずれの実験ケースも実験 A と同様，約 1080℃程度と炉内温度に近く，加熱炉の両端部に設置したタイプ-AC50，タイプ-AC50A については，フレームの E 側と W 側とで受熱温度に差が生じる結果となった．その要因は，フレームの長辺側の一方が炉の壁と接し，その隙間から空気が入ったためと考えられる．耐火材裏面（ALC）の受熱最高温度は，ALC の厚さが 37mm のタイプ-AC37，タイプ-AC37I では，それぞれ 244℃，223℃であり，ALC の厚さが 50mm のタイプ-AC50，タイプ-AC50W，タイプ-AC50A では，それぞれ 98℃，165℃，168℃と約 80 から 120℃程度低くなった．また，横梁下面の受熱最高温度も同様に ALC の厚さの違いにより，タイプ-AC37，タイプ-AC37I では，それぞれ 243℃，288℃．タイプ-AC50，タイプ-AC50W では，それぞれ 190℃，202℃と約 50 から 80℃程度低くなった．空気層の受熱最高温度も耐火材裏面（ALC），横梁下面と同様，タイプ-AC37，タイプ-AC37I では，それぞれ 153℃，170℃．タイプ-AC50，タイプ-AC50W では，それぞれ 88℃，100℃と約 70℃程度低い結果となった．これは，明らかに耐火材（ALC）の厚さの違いが影響して生じたものと考えられる．なお，タイプ-AC50W は，フレームの幅が 950mm と他の実験ケースの約 2 倍程度あるが，受熱温度に対しては，フレームの幅の影響はほとんど見られない．また，フレームを構成する軽量溝形鋼の内部に耐火材を充填していないタイプ-AC50A については，タイプ-AC50，タイプ-AC50W と耐火材（ALC）の厚さが同じにもかかわらず，横梁下面の受熱最高温度は，372℃と約 170℃程度高く，空気層の受熱最高温度も 153℃と約 50 から 70℃程度高くなった．これは，横梁下面に位置するフレームの短辺側や長辺側の空隙にこもった熱気が影響（図-7.5.20 参照）し，タイプ-AC50，タイプ-AC50W と比べ温度が上昇したものである．このようなことから，横梁下面や空気層の受熱温度の上昇を抑制するには，フレームを構成する軽量溝形鋼の内部に耐火材を充填することが望ましいと考えられる．なお，実験 A では CFB 上から生じる熱気が実験 B と違い，直接空気と触れていることから，横梁下面の受熱温度は最高で 211℃に留まっている．

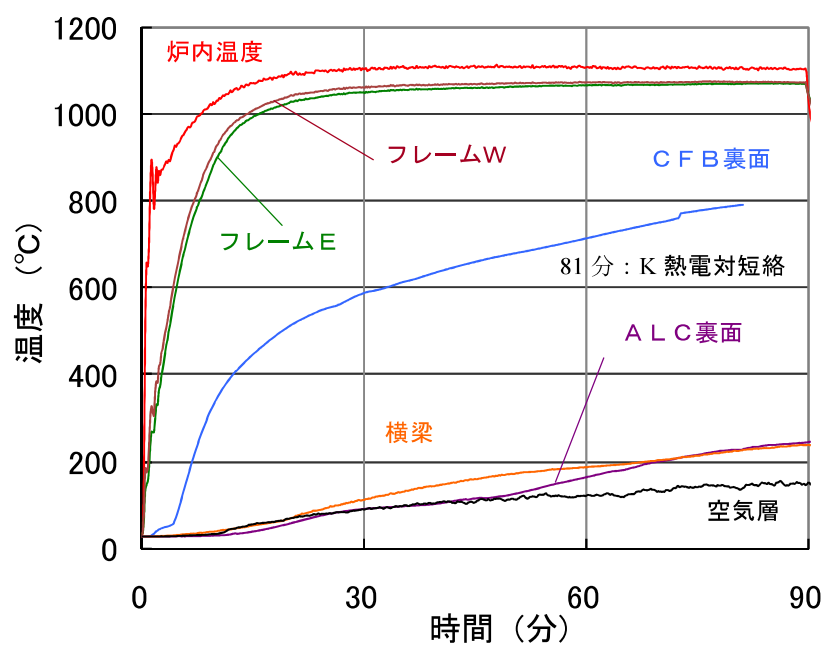


図-7.5.15 受熱温度 (タイプ-AC37)

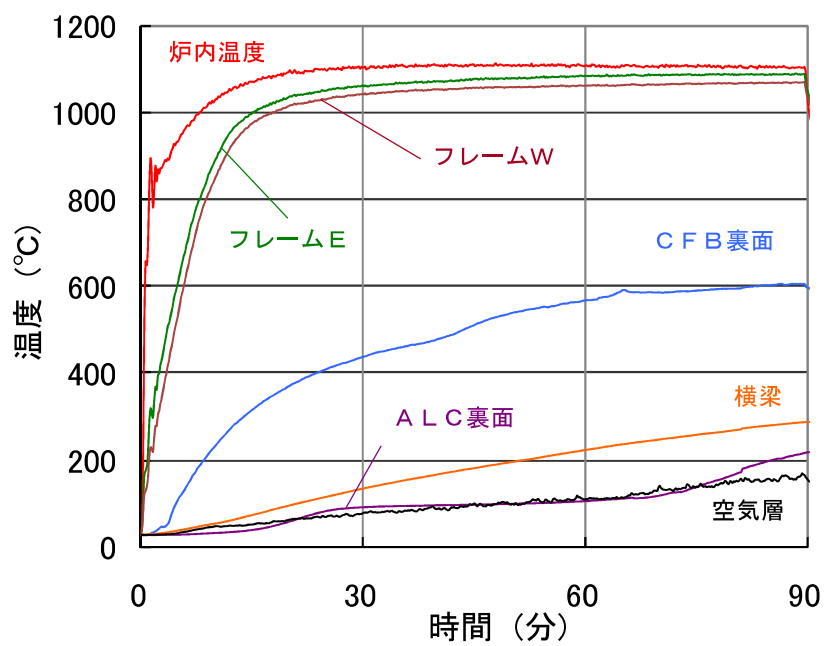


図-7.5.16 受熱温度 (タイプ-AC37I)

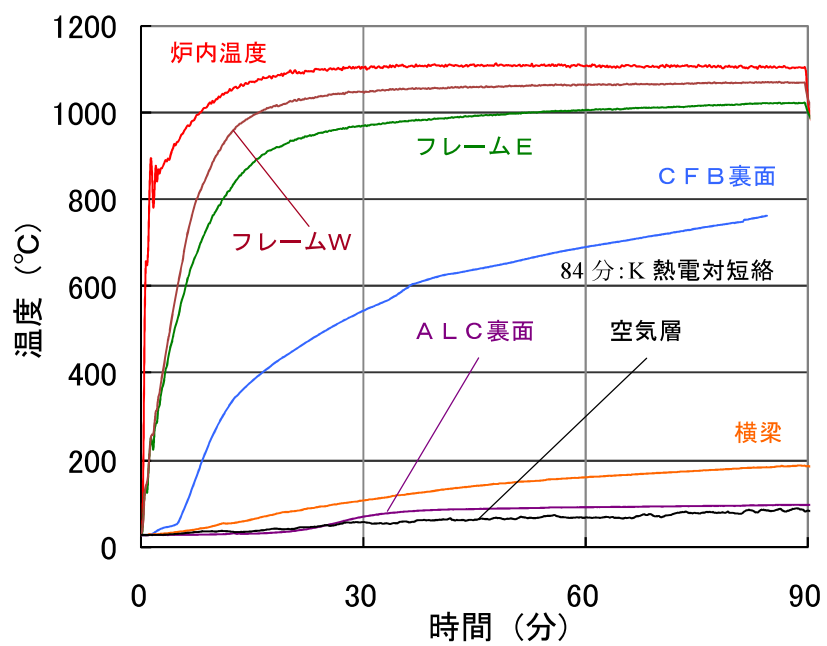


図-7.5.17 受熱温度 (タイプ-AC50)

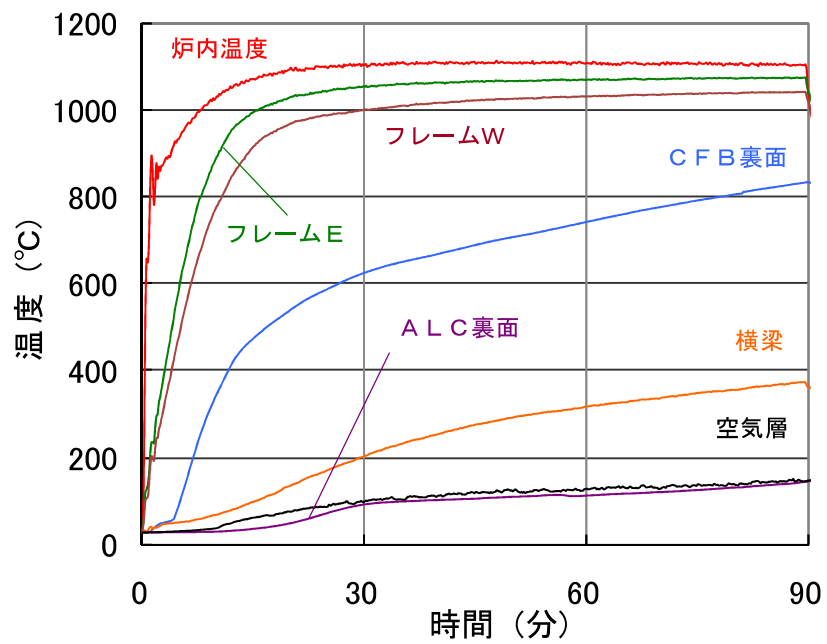


図-7.5.18 受熱温度 (タイプ-AC50A)

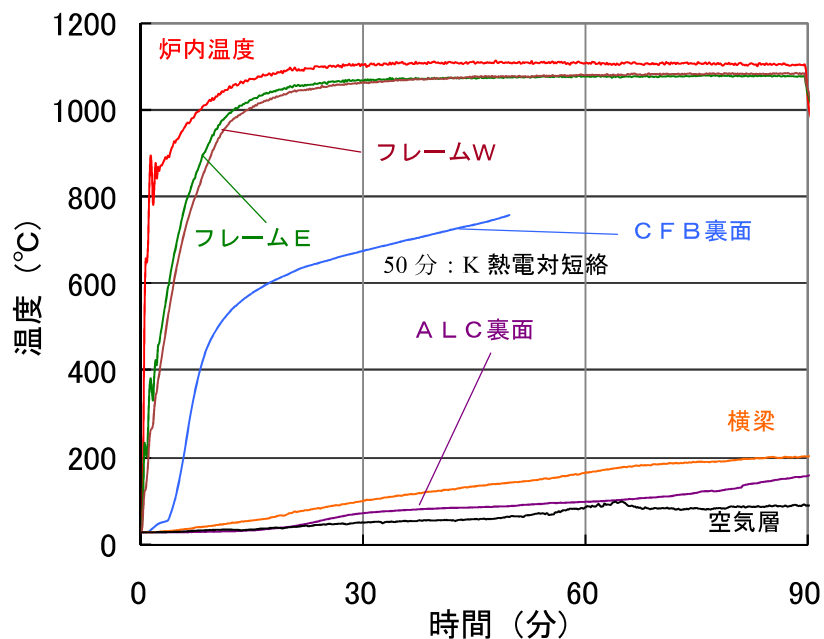


図-7.5.19 受熱温度 (タイプ-AC50W)

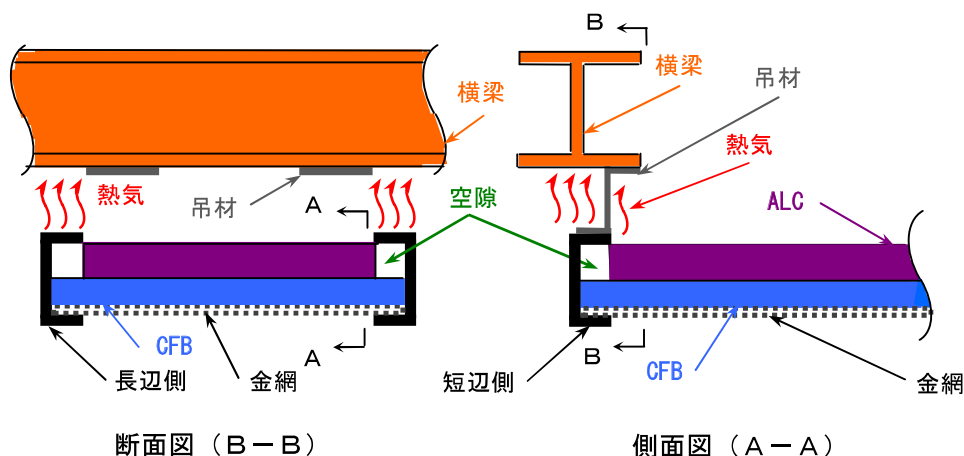


図-7.5.20 フレームの隙間 (タイプ-AC50A)

d) 加熱冷却後の耐火材

写真-7.5.6 に加熱冷却後の ALC の状況を、写真-7.5.7 に CFB の状況をそれぞれ示す。加熱冷却後の ALC は、加熱面 (CFB) 側に亀甲状のひび割れが生じ、空気層側にはフレームの幅方向にいくつかのひび割れが生じていた。しかしながら、ALC 内には補強材としてメタルラスが配置されていることから、ALC をフレームから取り外しても形状が保持できないほどに破損することはなかった。この亀甲状のひび割れは、加熱を受けた ALC が熱膨張により曲げ変形することから発生すると考えられ、加熱時間の増加に伴ってそのひび割れ幅は大きくなる。また、加熱冷却後の加熱面 (CFB) 側には凹状のたわみが残存^{7,34)}することから、この影響により空気層側にはフレームの幅方向にひび割れが生じたものと考えられる。なお、加熱冷却後の CFB は、加熱面側、空気層 (ALC) 側ともに損傷等は見られず健全である。加熱面側では、茶色くフレームや金網の痕が残ったが、これは鋼材が加熱されることにより生成されるミルスケールが付着したものと思われる。

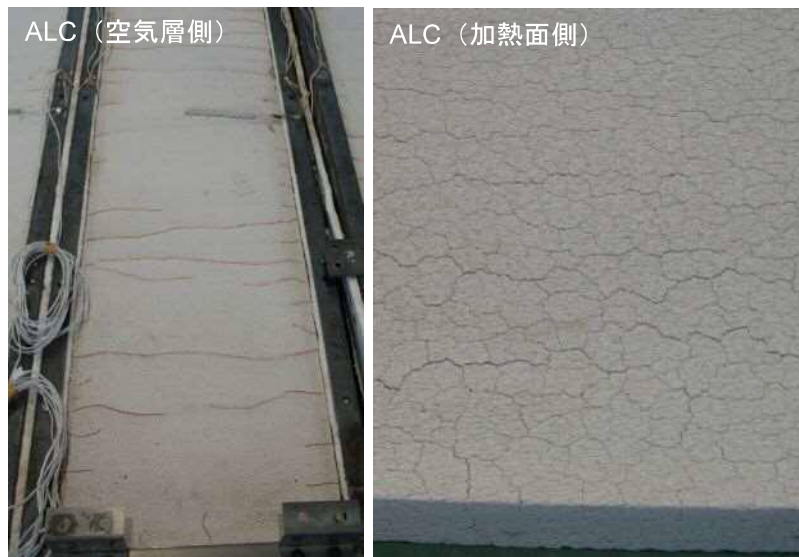


写真-7.5.6 加熱冷却後の ALC の状況（タイプ-AC37）

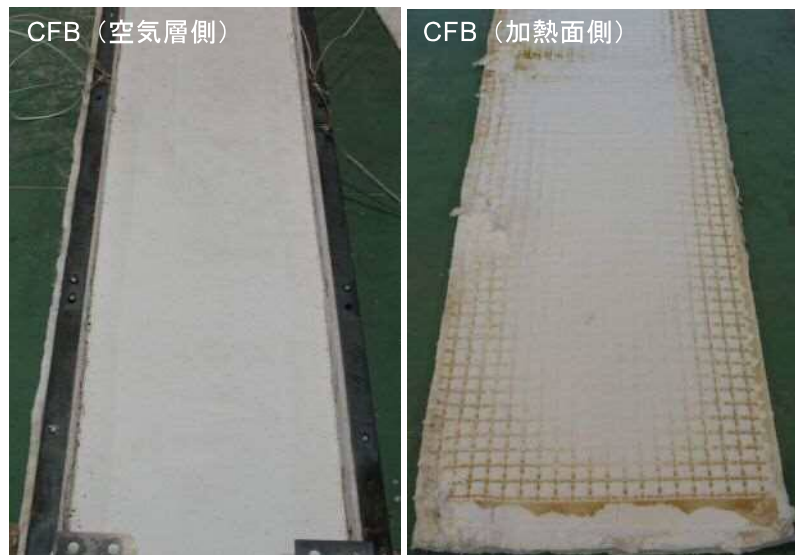


写真-7.5.7 加熱冷却後の CFB の状況（タイプ-AC37）

e) まとめ

最高温度 1100℃で 90 分間の加熱を行った結果、いずれの実験ケースも耐火材を支持する金網には、ある程度の変形（たわみ）を伴ったが、耐火材の落下等はなく、フレーム自身にも大きな変形は認められず、実験 A と比べ、パネル重量は㎡あたり約 20～40kg 軽減することができた。また、空気層の受熱最高温度は、耐火材（ALC）の厚さが 37mm の場合で約 170℃以下、耐火材（ALC）の厚さが 50mm の場合では約 150℃以下と、鋼材の強度低下を招くほどの温度にはならず、パネルは十分な耐火性能を有することが確認できた。なお、フレームを構成する軽量溝形鋼の内部に耐火材を充填していないタイプ-AC50A では、横梁下面の受熱最高温度が 372℃と高温になるので、受熱温度の上昇を防ぐには、溝形鋼の内部にも耐火材を充填することが必要である。

(4) 解析的検討

各実験ケースについて、「汎用ソフト SOFiSTiK」を用いて、フレームおよび各耐火材裏面の受熱温度の解析を行った。解析で使用する各物性値は、第 3 章で示したユーロコード (Eurocode) ^{7.35), 7.36)}, 耐火材料の製品カタログ ^{7.25)} および鋼構造耐火設計指針 ^{7.26)} に基づいた (表-7.5.3 参照)。なお, Eurocode では, 潜熱の影響によるコンクリートの比熱を 115℃ でピーク値 (含水率 3% : 2020J/kgK, 含水率 10% : 5600J/kgK) になるとし, 100 から 115℃ および 115 から 200℃ の間を一次補完することでその影響を換算している。

表-7.5.3 解析で使用する各物性値 ^{7.25), 7.26), 7.35), 7.36)}

フレーム(鋼)			
温度 (℃)	密度 (kg/m ³)	比熱 (J/kgK)	熱伝導率 (W/mK)
20	7850	440	53
100		488	51
200		530	47
400		606	41
600		760	34
700		1008	31
735		5000	30
750		1483	29
800		803	27
900		650	27
1200		650	27

CFB			
温度 (℃)	密度 (kg/m ³)	比熱 (J/kgK)	熱伝導率 (W/mK)
20	130	1130	0.13
100		1130	0.13
200		1130	0.13
300		1130	0.13
400		1130	0.13
500		1130	0.13
600		1130	0.13
700		1130	0.16
800		1130	0.18
900		1130	0.23
1000		1130	0.28

ALC					
温度 (℃)	密度 (kg/m ³)	比熱(J/kgK)			熱伝導率 (W/mK)
		含水率(%)			
		0	10	20	
20	510	1332	1332	1332	0.15
100		1344	1344	1344	0.15
115		1346	5600	10714	0.15
200		1362	1362	1362	0.16
300		1384	1384	1384	0.17
400		1410	1410	1410	0.18
500		1440	1440	1440	0.20
600		1474	1474	1474	0.22
700		1512	1512	1512	0.25
800		1554	1554	1554	0.28
900		1600	1600	1600	0.32
1000		1650	1650	1650	0.36

そして, ALC についても同様のピーク値を持つものと仮定し, コンクリートの含水率 3% および 10% の数値から潜熱の影響による比熱を換算することとした (図-7.5.21 参照)。ALC の含水率は, 製品製造後, 約 3 週間の室内養生を経ると約 25% 程度 ^{7.37)} となり, その後の乾燥により, 約 10~14% 程度 ^{7.26)} の含水率になるとされている。

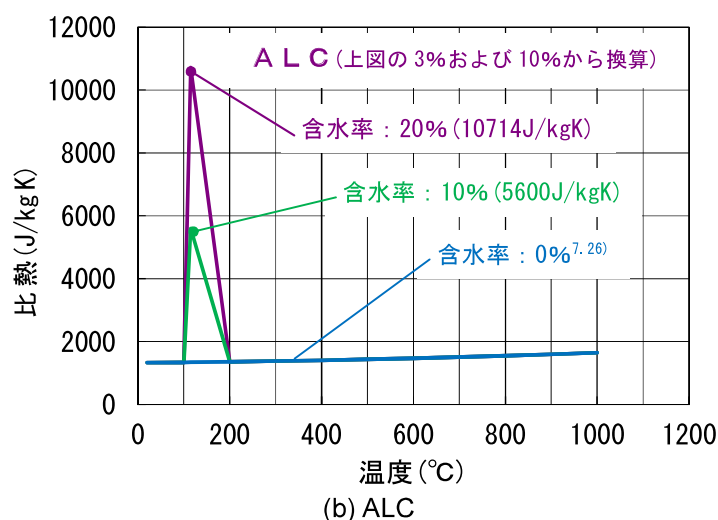
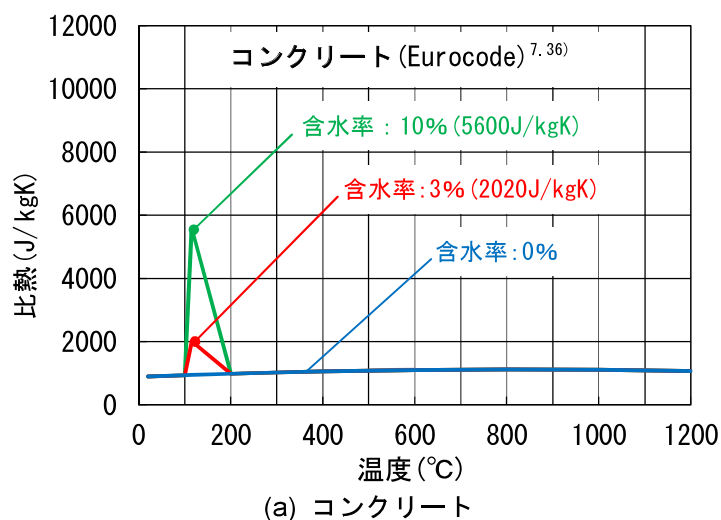


図-7.5.21 潜熱の影響による比熱の変化

そこで、ALCの含水率を一つのパラメーターとし、0～20%まで変化させた。代表的にタイプAC、タイプACC、タイプAC50、タイプAC37の4タイプについて、破線で示す解析結果を実線で示す測定値と比較して図-7.5.22～図-7.5.25に示す。

フレームの受熱温度の解析値は、ALCの含水率の変化による影響は見られず、ほぼ同様の結果が得られ、測定値とも概ね一致した。また、CFBの受熱温度は、ALCの含水率を増加させるにつれて低くなるが、加熱時間の経過に伴う温度上昇の傾向は測定値とほぼ同様の結果となった。一方、ALCの受熱温度は、ALCの含水率が0%の場合、加熱開始後30分（タイプAC37は約15分）から、ALCの含水率が10%の場合では、加熱開始後60分（タイプAC37は約45分）から急激に上昇し、測定値とは若干相違する解析結果が得られた。しかしながら、10%の場合では、タイプAC37を除き、ALCの受熱温度は330℃以下であり、加熱実験の結果による空気層の受熱温度がALCの受熱温度以上にはならないこと、実構造の空気層は600mmであることを考慮すると、求められる耐火性能を十分満足するものといえる。また、ALCの含水率を20%に増加させると、タイプAC37を除き、解析値と測定値とは概ね一致し、実際に加熱実験で使用したALCの推定含水率が20%であることを踏まえると、解析値と測定値とは、比較的良く一致しているといえる。したがって、ALCの含水率を考慮することで、各耐火材裏面の受熱温度は、解析により概ね推定することが可能と考えられる。より精度良く解析で受熱温度を推定するためには、ALCの含水率による比熱変化を、いかに解析上で忠実に再現できるかが重要であり、今後の課題と思われる。

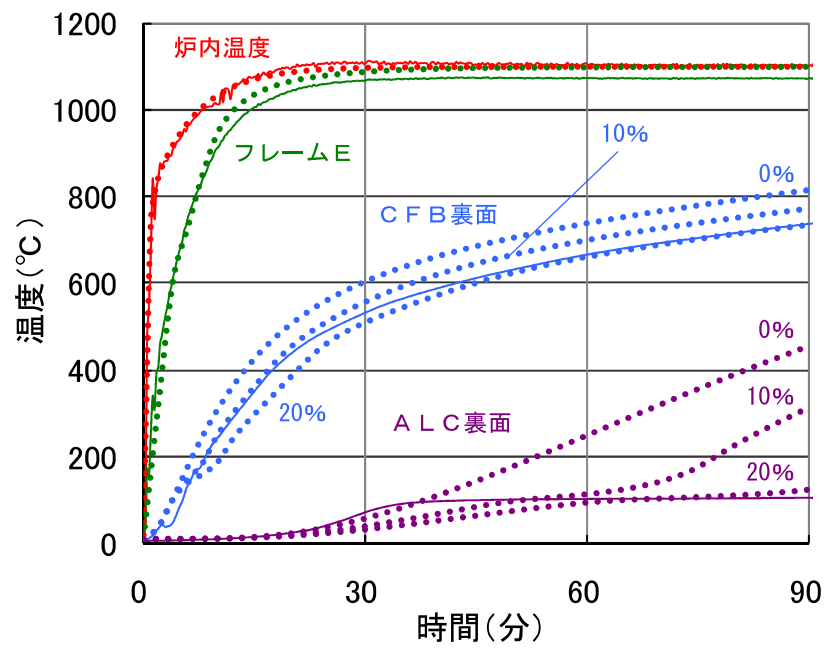


図-7.5.22 解析値との比較 (タイプ-AC)

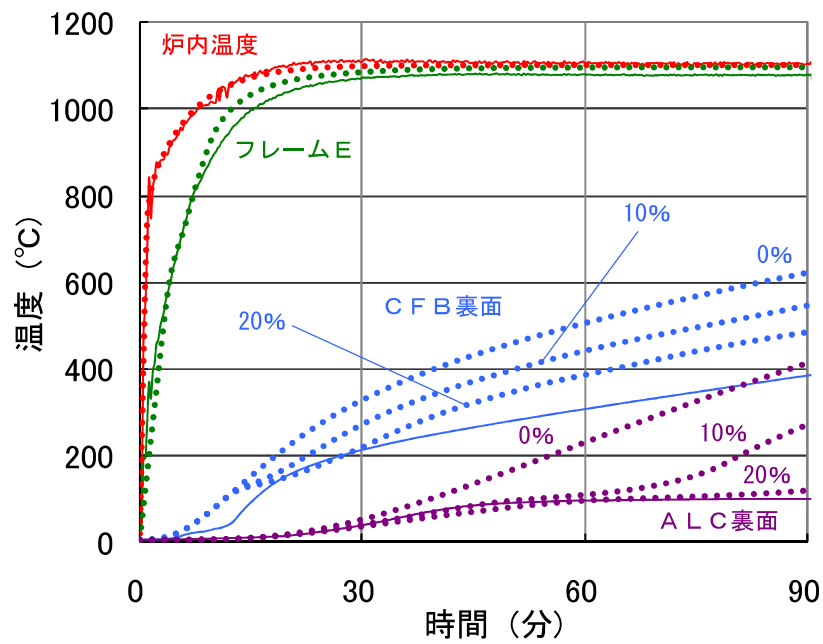


図-7.5.23 解析値との比較 (タイプ-ACC)

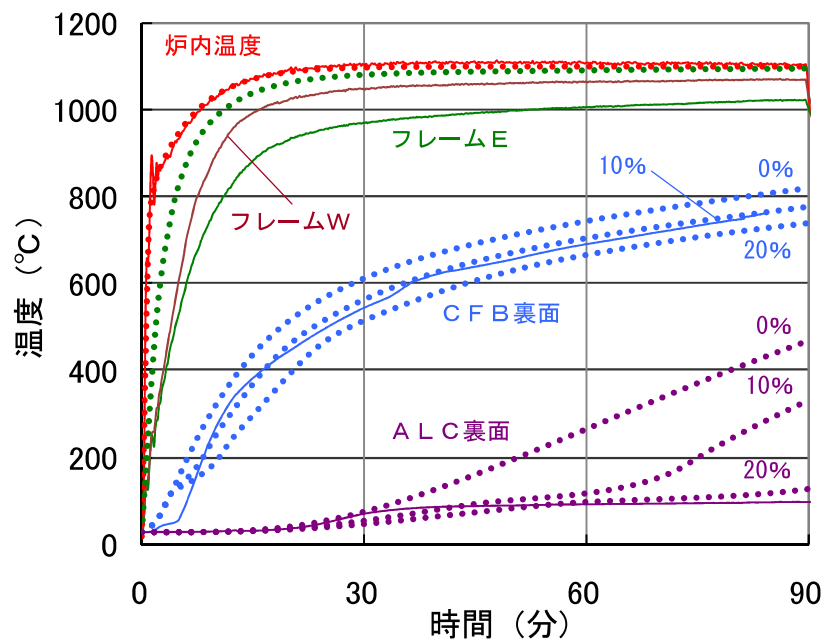


図-7.5.24 解析値との比較 (タイプ-AC50)

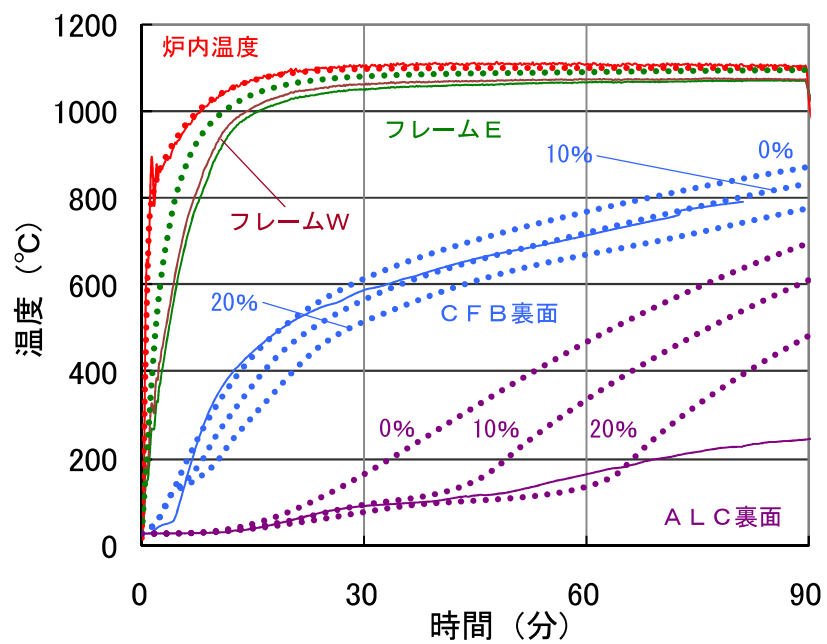


図-7.5.25 解析値との比較 (タイプ-AC37)

(5) 実験結果の考察

橋梁への適用に向けた耐火工（耐火パネル）を考案し、その耐火性能を確認する目的でパネル単体の加熱実験を行い、解析的検討を加えた。得られた結果を要約すると以下のとおりである。

a) フレームの変形

- ①SS400 材の L 形鋼で構成した簡易的なフレーム構造であるにもかかわらず、いずれの実験ケースにおいても熱によるフレームの変形は局部的なものであり、フレーム自身のたわみはほとんど見られなかった。
- ②フレームの軽量化のため、SSC400 材の軽量溝形鋼で構成したフレーム構造を採用したが、L 形鋼で構成した場合のように、フレームの局部的な変形は、いずれの実験ケースにおいても認められなかった。これは、フレームを構成する部材断面の形状が違うことと、短辺側の変形を抑えるため、長辺側と完全に固定したことが主な要因と考えられる。なお、フレームの長辺側では、実験ケースによって差があるものの最大 5～21mm 程度のたわみが発生した。
- ③フレームの長辺側は、実験 A と同様、隙間からの熱気の侵入を防止するため、フレーム間を連結し拘束したが、板厚や形状、フレーム間の連結方法の違いにより、隣接したフレームの影響を複雑に受け、実験ケースによって発生するたわみ量に差が生じることがわかった。
- ④フレーム下面の金網部分のたわみは、いずれの実験ケースも類似した変形性状を示し、フレームの幅が約 2 倍のタイプ AC50W では、たわみ量も他の実験ケースと比べて約 2 倍程度であった。
- ⑤すべての実験ケースにおいて、耐火材が落下するような大きなフレームの変形やたわみ等は認められなかった。

以上から、今回考案した普通鋼材（SS400 材、SSC400 材）を用いた 2 タイプのフレーム構造では、いずれの構造も耐火材が落下するようなフレームの大きな変形やたわみは見られず、実構造への適用に際し十分に耐えうる構造であることが確認された。ただし、追加死荷重の軽減を考えると、実験 B で採用した SSC400 材の軽量溝形鋼で構成したフレーム構造がより実用的といえる。

b) 受熱温度

- ①CB を使用した実験ケースでは、固定方法にかかわらず、CB に割れが生じたことから、橋梁への適用は難しいものと考えられる。
- ②最高温度 1100℃ で 90 分間の加熱を行ったが、フレームを構成する軽量溝形鋼の内部に耐火材を充填していないタイプ AC50A を除き、横梁下面の温度は最大で約 290℃、空気層の温度は最大で約 170℃ と、鋼材の強度低下を招くほどの受熱温度にはならなかった。
- ③耐火材の構成およびその厚さが同等であれば、フレームの幅あるいはその構造の違いは、受熱温度にほとんど影響をおよぼさないことがわかった。
- ④耐火材の厚さについては、市場で入手することが容易な最低の厚さ 37mm の ALC を薄くすることが将来的に可能になると、ALC に比べ CFB を厚くする方が温度上昇の抑制に対して効果的であり、耐火パネル全体の軽量化にもつながる。

以上から、耐火材としては、CFB を加熱面に、ALC をバックアップ材として使用したが、加熱面から約 400mm の位置で測定された空気層の受熱最高温度は約 170℃ であり、実構造に適用しても十分な耐火性能を得ることが可能と考えられる。

c) 解析的検討

各耐火材裏面の受熱温度の解析値は、ALC の含水率を 20% に仮定すると、測定値と概ね一致した。また、実際に加熱実験で使用した ALC の推定含水率が 20% 程度であることを踏まえると、解析値と測定値とは、比較的良く一致している。以上から、本耐火パネルでは、ALC がもつ含水率の影響が非常に大きく、より精度良く解析で受熱温度を推定するためには、含水率による比熱変化をできるだけ忠実に再現することが重要と思われる。

7.5.2 パネルを取り付けた鋼合成桁の加熱実験

(1) 鋼桁の受熱温度の推定

加熱実験を行うにあたり，事前に鋼桁の受熱温度を解析により推定することとした．解析モデルは，鋼桁下フランジを対象とし，**図-7.5.26**に示すように耐火材（耐火パネル）を2層，空気層を1層，鋼桁下フランジを1層とした．耐火材は，パネル単体の加熱実験と同様，セラミックファイバーブランケット（CFB）（以下，CFB と称する）を直接炎に曝される側の耐火材として選定した．また，CFB は，軽量であるため，火災時に発生する熱風等により，CFB 自身が吹き上げられ，本来 CFB がもつ耐火性能を十分に発揮できないことも予想されるため，断熱効果を有する軽量気泡コンクリート板（ALC）（以下，ALC と称する）を CFB のバックアップ材として CFB 裏面に積層した．算定手法としては，「鋼構造耐火設計指針（日本建築学会）^{7.26)}」に基づく次元差分法を用いた．以下にその概要を示す．

耐火材（耐火パネル）の2層目と鋼桁下フランジとの間に設けた空気層は，放射によって熱伝達するものとした．すなわち，対流の影響および空気層の熱伝達の影響は，解析上狭い空間と解釈し，小さいと仮定して無視することとした．ここで，各層における熱流束は，**式(7.5.1)～式(7.5.4)**で示される．

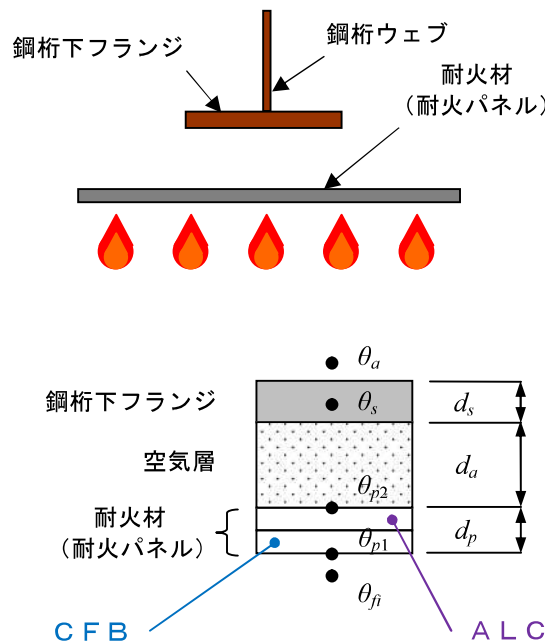


図-7.5.26 解析モデル

① 耐火材(耐火パネル) 1 層に流入する熱量 (q_{p1})

$$q_{p1} = \Phi_1 \varepsilon_{fi} \varepsilon_p \sigma \{ (\theta_{fi} + 273)^4 - (\theta_{p1} + 273)^4 \} + \alpha (\theta_{fi} - \theta_{p1}) \quad (7.5.1)$$

② 耐火材(耐火パネル) 2 層に流入する熱量 (q_{p2})

$$q_{p2} = \frac{\lambda_p}{d_p} (\theta_{p1} - \theta_{p2}) \quad (7.5.2)$$

③ 鋼桁下フランジに流入する熱量 (q_s)

$$q_s = \Phi_2 \varepsilon_{p,s} \sigma \{ (\theta_{p2} + 273)^4 - (\theta_s + 273)^4 \} \quad (7.5.3)$$

$$\varepsilon_{p,s} = \frac{1}{\frac{1}{\varepsilon_p} + \frac{1}{\varepsilon_s} - 1}$$

④ 鋼桁下フランジから流出する熱量 (q_a)

$$q_a = \alpha^n (\theta_s - \theta_a) \quad (7.5.4)$$

ここに、 Φ_1 : 火炎と耐火材（耐火パネル）との形態係数

Φ_2 : 耐火材（耐火パネル）と鋼桁下フランジとの形態係数

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

α, α^n : 火炎および外気との接触面における対流熱伝達係数 ($\text{W/m}^2 \text{ K}$)

$\varepsilon_{fi}, \varepsilon_p, \varepsilon_s$: 火炎, 耐火材（耐火パネル）および鋼材の放射率

λ_p : 耐火材（耐火パネル）の熱伝導率 (W/mk)

d_p : 耐火材（耐火パネル）の厚さ (mm)

θ_{fi}, θ_a : 火災温度および外気温度 ($^{\circ}\text{C}$)

θ_{p1}, θ_{p2} : 耐火材（耐火パネル）1層および2層の受熱温度 ($^{\circ}\text{C}$)

θ_s : 鋼桁下フランジの受熱温度 ($^{\circ}\text{C}$)

そして、鋼桁下フランジの温度上昇 ($\Delta\theta_s$) は、式(7.5.5)で示される。

$$\Delta\theta_s = \frac{\Delta t}{c_s \rho_s d_s} (q_s - q_a) \quad (7.5.5)$$

ここに、 c_s : 鋼部材の比熱 (J/kgK)

ρ_s : 鋼部材の密度 (kg/m^3)

d_s : 鋼桁下フランジの厚さ (mm)

Δt : 時間増分 (秒)

ここで、式(7.5.1)および式(7.5.3)における形態係数とは、放射熱源と受熱側の大きさ、相対する角度などの幾何学的関係を考慮するための係数である。ここで、式(7.5.1)における形態係数 Φ_1 は、放射熱源が火炎、受熱側が耐火材（耐火パネル）である。本解析では、火炎が耐火材（耐火パネル）全面に接するような火災を想定しているため $\Phi_1 = 1.00$ とする。一方、式(7.5.3)における形態係数 Φ_2 は、放射熱源が耐火材（耐火パネル）であり受熱側が鋼桁下フランジとなる。耐火材と鋼桁下フランジ間には、前述のとおり空気層が存在する。この空気層が、ごく小さな厚さしかもたない場合、形態係数は 1.00 としてよいが、本解析条件のように空気層の厚さが受熱側である鋼桁下フランジの幅とある程度同等の大きさである場合は、形態係数を算定する必要がある。そこで、本解析では、図-7.5.27 に示すように向かい合う長方形を仮定し、式(7.5.6)によって形態係数 Φ_2 を算定する。

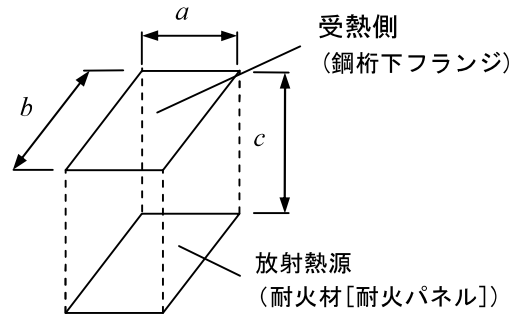


図-7.5.27 形態係数(Φ₂)の算定条件

$$\Phi_2 = \frac{2}{\pi XY} \left\{ \ln \left[\frac{(1+X^2)(1+Y^2)}{1+X^2+Y^2} \right]^{\frac{1}{2}} + X\sqrt{1+Y^2} \tan^{-1} \frac{X}{\sqrt{1+Y^2}} \right. \\ \left. + Y\sqrt{1+X^2} \tan^{-1} \frac{Y}{\sqrt{1+X^2}} - X \tan^{-1} X - Y \tan^{-1} Y \right\} \quad (7.5.6)$$

ただし, $X = \frac{a}{c}$, $Y = \frac{b}{c}$

ここに, a : フランジ幅 (mm)

b : 奥行き (mm)

c : 耐火材 (耐火パネル) と鋼桁下フランジ間の距離 (mm)

形態係数 Φ₂ の算定に必要な解析モデルの奥行きは加熱範囲 4000mm とした. また, その他の解析条件として, 火災温度は HC 曲線 (炭化水素曲線 [熱伝達係数: α = 50W/m²K]) で 90 分間, 外気温の初期値は 20°C (αⁿ = 9W/m²K), 時間増分は 10 秒とする. なお, 耐火材 (耐火パネル) および鋼部材には, 表-7.5.4 に示した熱物性値を用い, さらに, 火災, 耐火材 (耐火パネル) および鋼部材の放射率は, それぞれ, ε_{fi} = 1.0, ε_p = 0.9 および ε_s = 0.8 とする.

表-7.5.4 各材料の熱物性値^{7.25), 7.26)}

	鋼	C F B	A L C
密度 (kg/m ³)	7850	130	510
比熱 (J/kgK)	550	1130	1332
熱伝導率 (W/mK)	45	0.13	0.15

(2) 耐火パネル

鋼合成桁に取付ける耐火パネルは、パネル単体の実験結果^{7.28)~7.31)}も踏まえ、同様のフレーム構造(図-7.5.28)と耐火材(表-7.5.5)を使用することとした。

フレーム：軽量溝形鋼 80×40×40×2.3 (3.2)

材質：SSC400

金網：線径φ3.2・開目：20

重量：約 45kg/m²

(幅：500, 板厚：2.3 の場合)

[耐火材含む]

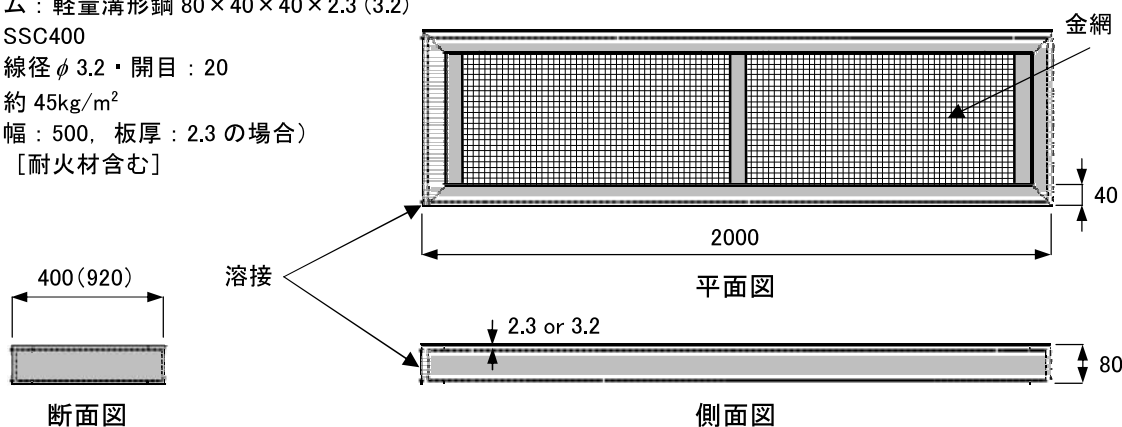


図-7.5.28 耐火パネル（フレームの構造）[寸法単位：mm]

表-7.5.5 耐火材の最高使用温度^{7.25), 7.26)}

	C F B	A L C
耐火材の最高使用温度 (°C)	1260	1 時間耐火 (ISO) 以上

(3) 実験方法

加熱実験は、パネル単体による加熱実験と同様、大阪工業大学が所有する大型水平加熱炉を用いて行い、火災荷重は、油火災を想定した火災温度－時間関係である最高温度が 1100℃の HC 曲線（炭化水素曲線）^{7.33)}で 90 分間加熱することとした。

(4) 加熱実験

a) 実験供試験体と受熱温度の計測位置

加熱実験に用いた供試体は、支間長が 7.0m、桁高が 641mm、床版厚が 150mm の合成床版（ロビンソンタイプ）を有する鋼合成桁で、加熱炉のスペースに合わせて耐火パネルを設置し、加熱範囲は支間中央の 4.0m とした。耐火パネルは底面用を、幅 400mm、長さ 2000mm、厚さ 80mm、側面用は幅のみを 920mm とし、それぞれ 4 枚を吊材、横梁および取り付け金具を介して鋼桁に取り付けた（写真-7.5.8、図-7.5.29 参照）。また、受熱温度の計測位置は、断面 A, B, C について鋼桁、底鋼板、フレームの加熱面および各耐火材の裏面中央部に K 熱電対を設置した。さらに、a, b, c 部の吊材側面、横梁側面および鋼桁の左右 (E, W) の空気層に各 1 箇所ずつ計 2 箇所に K 熱電対を設置した(図-7.5.29)。加熱炉の炉内温度は、シース型 K 熱電対を使用し、実験供試体の左右 (E, W) 各 4 箇所の計 8 箇所で計測を行った（写真-7.5.9）。

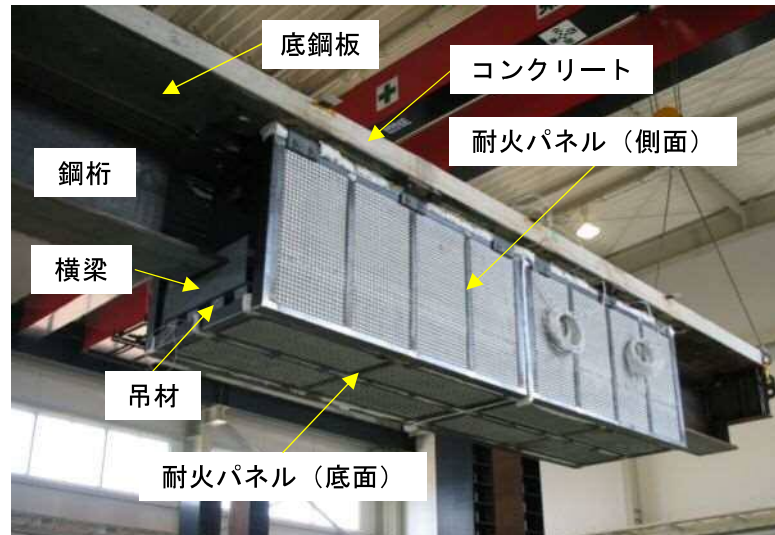


写真-7.5.8 鋼合成桁への耐火パネル設置状況

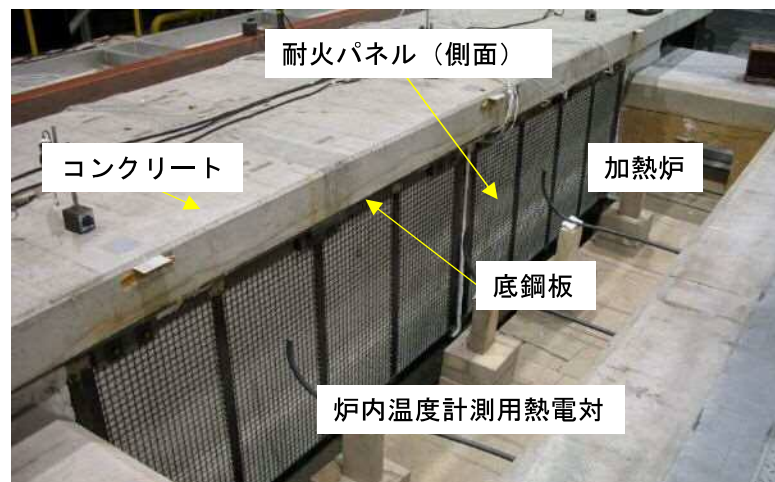


写真-7.5.9 加熱炉への実験供試体設置状況

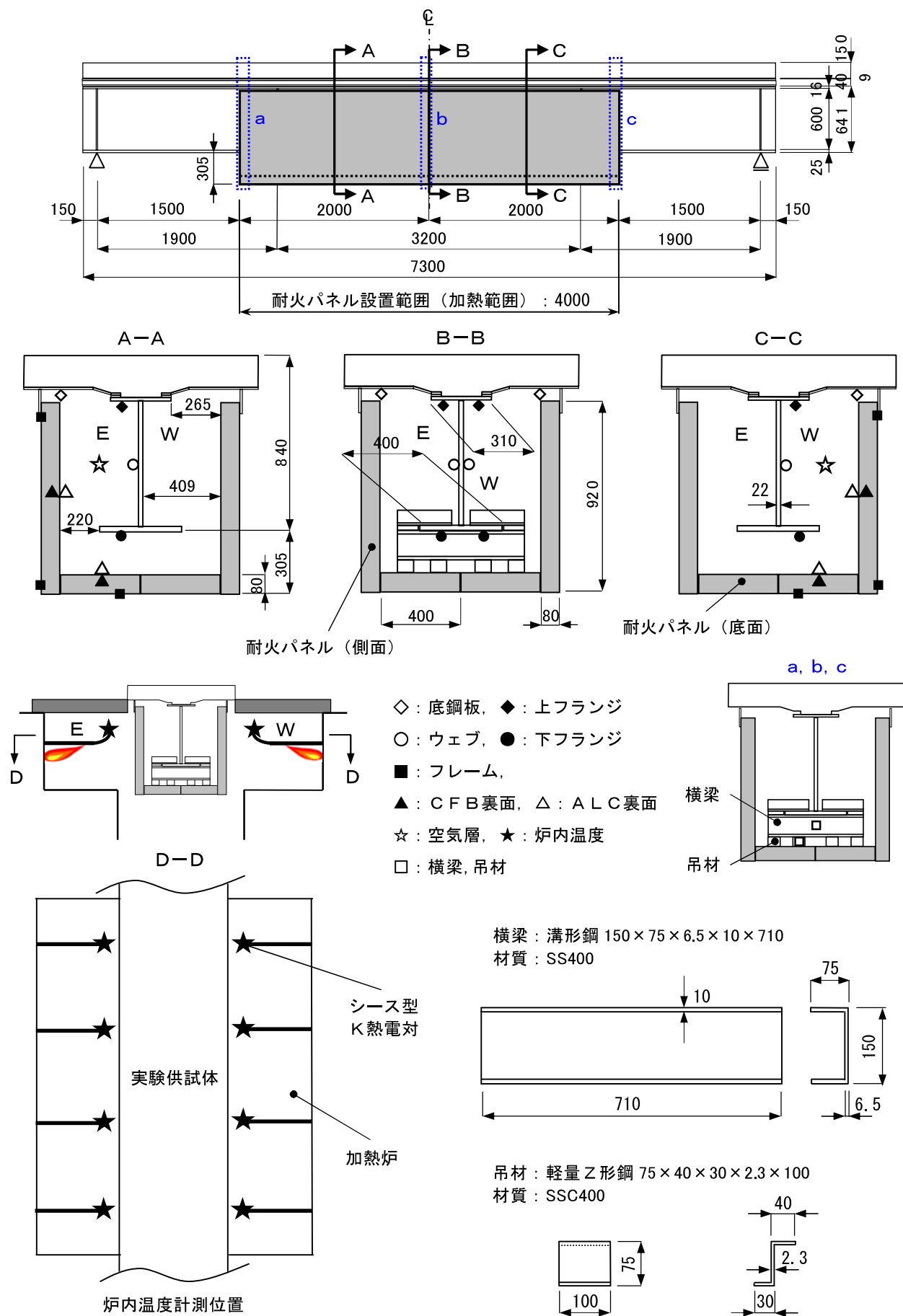


図-7.5.29 実験供試体と受熱温度の計測位置 [寸法単位：mm]

b) 実験結果（炉内温度）

図-7.5.30 にユーロコード（Eurocode）^{7.33)}で規定されている HC 曲線（炭化水素曲線）と比較し、過去（耐火パネル無）^{7.38)}および今回（耐火パネル有）行った加熱実験の炉内温度を示す。ただし、耐火パネルが設置されていない加熱実験では、鋼桁の変形が大きくなったため、開始 24 分で実験を終了した。図-7.5.30 より、炉内温度は、過去に行った加熱実験では幾分乱れがあるが、HC 曲線（炭化水素曲線）とほぼ同等の温度で推移し、所定の温度と時間で加熱できたものといえる。

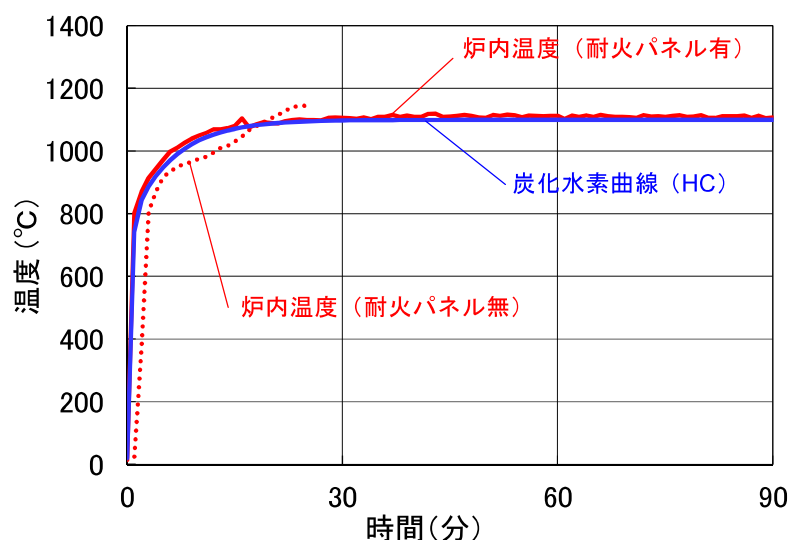


図-7.5.30 炭化水素曲線（HC）と炉内温度

c) 実験結果（鋼桁の受熱温度）

一例として、断面 B について、加熱実験で得られた受熱温度（実線）の推移を解析結果（一点鎖線）とともに図-7.5.31 および図-7.5.32 に示す。同図には、耐火パネルが設置されていない加熱実験結果（破線）^{7.38)}も合わせて示す。また、表-7.5.6 に各断面での受熱最高温度を示す。

耐火パネルが設置されていない鋼桁の受熱最高温度は、鋼桁の左右（E，W）を問わず、どの部位も加熱時間の経過に伴う温度上昇の傾向は同様であった。特に、下フランジやウェブは、炎に直接曝されているため、加熱開始 20 分程度でほぼ炉内温度と近い状態になり、最高で下フランジが 1029 から 1092°C、ウェブでは 1024 から 1071°Cと 1000°Cを超える値となっている。一方、上フランジでは、894 から 1004°Cと、下フランジと比べて約 100 から 200°C低い結果となった。これは、上フランジの上面が、コンクリートと接していることが要因となり、低くなったと考えられる。

耐火パネルが設置された鋼桁の受熱最高温度は、鋼桁の左右（E，W）で若干のバラツキはあるものの、どの部位も加熱時間の経過に伴う温度上昇の傾向はほぼ同様であった。下フランジでは最高で 203 から 263°Cと他の部位と比べて約 40 から 100°C高く、ウェブで 106 から 180°C、上フランジで 153 から 222°Cと、耐火パネルが設置されていない場合と比べ、上フランジの最高温度は、ウェブと同等か若干高い結果となった。下フランジは、耐火パネルが吊材・横梁を介して直接取り付けられているため、耐火パネルのフレームから伝わる熱の影響で他の部材より高くなったものと思われる。また、図-7.5.33 に断面 A（破線）と断面 B（実線）における鋼桁各部位の受熱温度を示すが、断面 B では鋼桁各部位の温度が断面 A と比べ高くなり、特に、上フランジ、ウェブ、底鋼板ではその差が大きい。これは、後述する耐火パネルの継目に生じた隙間から熱気等が流入し、温度の上昇を招いたものと推察される。

鋼桁の受熱最高温度について、耐火パネルが設置されていない加熱開始 24 分と耐火パネルが設置されている加熱開始 90 分の結果を比較（表-7.5.6）すると、耐火パネルが設置されていない場合、直接

炎に曝される下フランジでは 1092℃となったが、耐火パネルを設置することにより、その温度は約 830℃低減し 263℃となった。さらに、ウェブでは約 890℃低減し 180℃、上フランジでは 780℃低減し 222℃と、いずれの部位においても受熱温度は約 800 から 900℃低減することが確認できた。

また、一次元差分法を用いて鋼桁下フランジの受熱温度を事前に推定したが、得られた実験結果は、解析値と比べて約 100℃高い値となった（図-7.5.31、および図-7.5.32）。これは、直接炎に曝される耐火パネルのフレームの受ける熱が、吊材や横梁を介して下フランジに直接伝わることで、側面用耐火パネルの継目に生じた隙間（写真-7.5.10）から流入する熱気が少なからず影響し、解析結果と相違が生じたものと推察される。しかしながら、鋼桁下フランジの受熱最高温度は、許容受熱温度として設定した 350℃を十分に満足する結果であった。

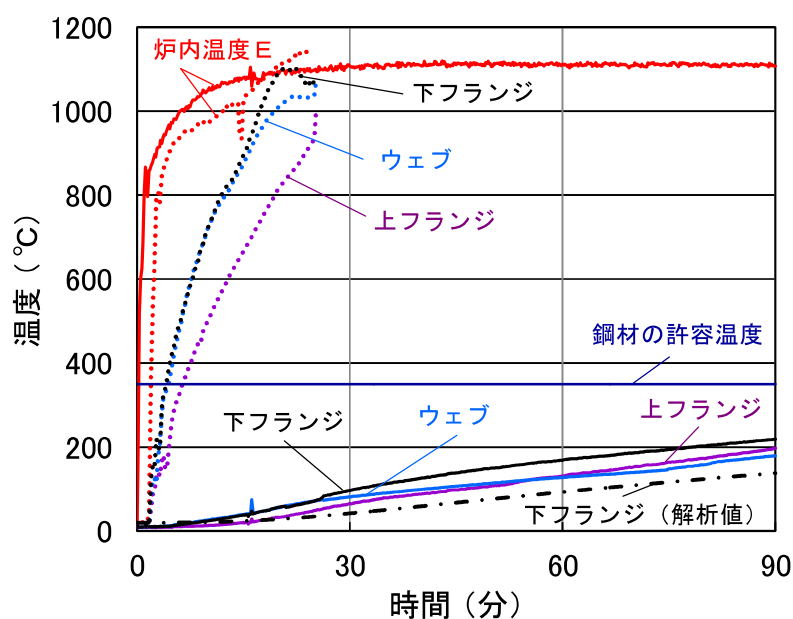


図-7.5.31 鋼桁の受熱温度（断面 B : E 側）

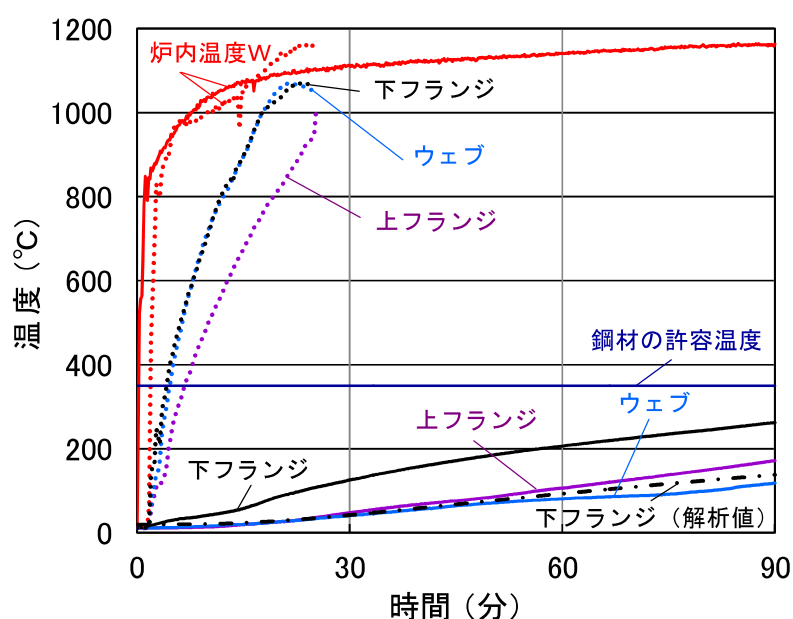


図-7.5.32 鋼桁の受熱温度（断面 B : W 側）

表-7.5.6 各断面の鋼桁の受熱最高温度（太字：各部位における最大値）

			上フランジ (°C)	ウェブ (°C)	下フランジ (°C)
断面A(E側)	耐火パネル	無	894	1024	1029
		有	153	106	203
断面B(E側)	耐火パネル	無	1004	1071	1074
		有	197	180	219
断面B(W側)	耐火パネル	無	1001	1071	1071
		有	172	118	263
断面C(W側)	耐火パネル	無	921	1064	1092
		有	222	120	246

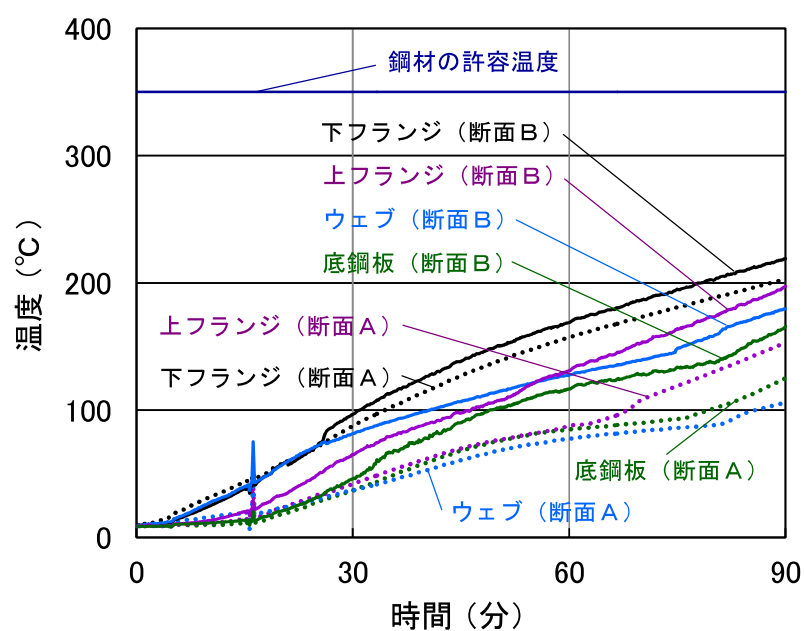


図-7.5.33 鋼桁の受熱温度（断面 A, B : E 側）



写真-7.5.10 側面用耐火パネルのフレーム（b 部）

d) 実験結果（耐火パネルの受熱温度）

一例として、断面 A（側面用パネル）について、加熱実験で得られた受熱温度（実線）の推移を鋼桁の受熱温度（破線）とともに図-7.5.34 に示す。

フレームの受熱最高温度は 976℃であり、CFB 裏面で最高 846℃、ALC 裏面で最高 280℃であった。また、空気層の最高温度は 200℃であり、下フランジの最高温度と同様で、上昇傾向もほぼ同様であった。なお、耐火パネルを構成する各材料および空気層で得られた温度は、フレームの温度を除けば、パネル単体による加熱実験結果^{7.28)~7.31)}と比べ約 40 から 50℃高い値であった。これは、パネル単体による加熱実験と比べ、耐火パネルで囲まれた閉空間となり、内外の空気の対流がないことが影響したものと考えられる。

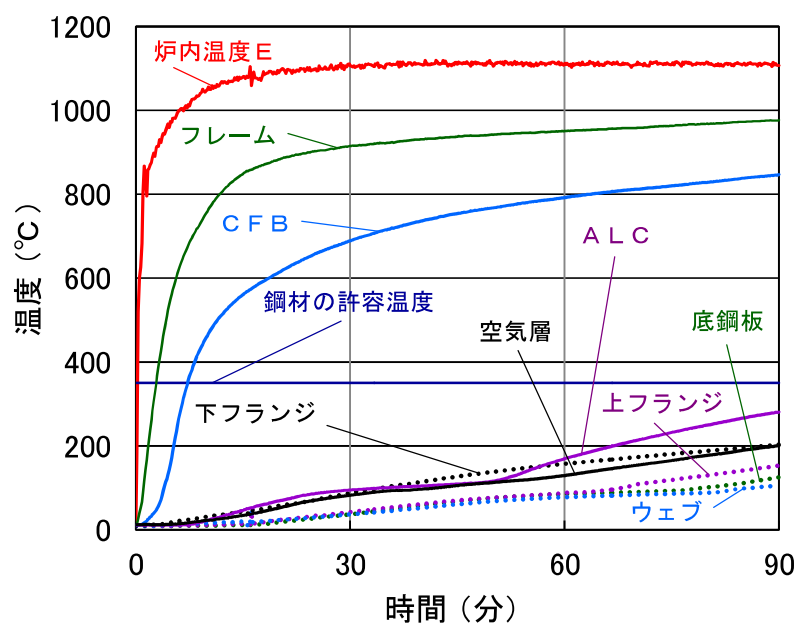


図-7.5.34 鋼桁，耐火パネルの受熱温度（断面 A）

e) 実験結果（耐火パネルの変形）

写真-7.5.11 および写真-7.5.12 に加熱中および加熱後の実験供試体の状況を示す。耐火パネルに設置した金網は、加熱中から徐々に変形し、加熱後の変形状況は、底面用の耐火パネルに設置した金網と比べて、側面用の耐火パネルに設置した金網の方が大きく変形した。これは、パネル単体による加熱実験の結果と同様^{7.28)~7.31)}、フレーム幅の違いが影響し、変形量に差が生じたものと思われる。

フレームの変形性状は、底面用の耐火パネルが、主に、面外方向へ変形したのに対し、側面用の耐火パネルは面外方向、面内方向ともに変形していた。これは、底面用の耐火パネルが、取り付け金具やパネル間固定金具等で長辺側、短辺側ともに変形が拘束されていたのに対し、側面用の耐火パネルは長辺側のみが取り付け金具で拘束され、短辺側は写真-7.5.10 に示すとおりフリーな状態であるといった違いから、面内方向へも変形が生じたものと考えられる。なお、パネル単体による加熱実験と比べて変形性状は異なるものの、面外方向の最大変形量は、同程度であった。

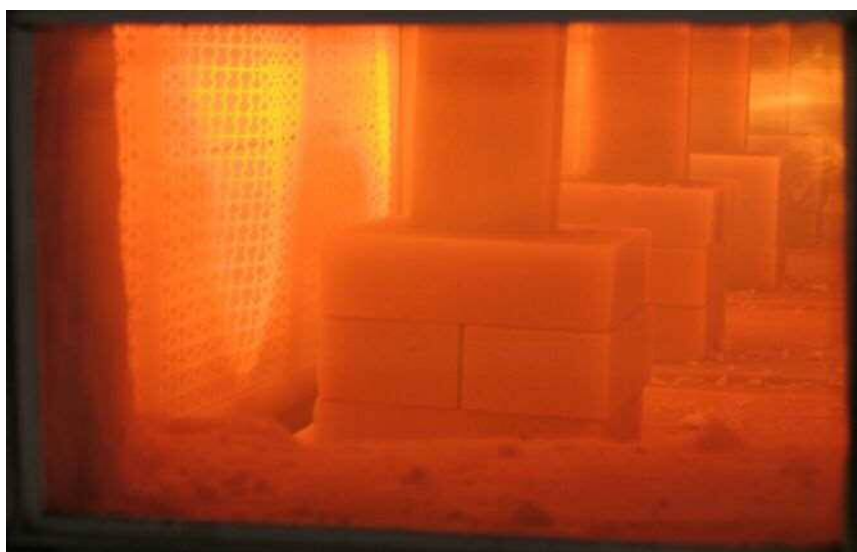


写真-7.5.11 加熱中の実験供試体（側面）



写真-7.5.12 加熱後の実験供試体

f) 加熱冷却後の耐火材

写真-7.5.13 および写真-7.5.14 に加熱冷却後の ALC および CFB の状況を示す。パネル単体による加熱実験^{7.28)~7.31)}と同様、ALC の加熱面 (CFB) 側は亀甲状のひび割れが生じ、空気層側にはフレームの幅方向にいくつかのひび割れが生じていたが、CFB は加熱面側、空気層 (ALC) 側ともに損傷は見られず健全であった。実構造では、被災状況により耐火パネル全体あるいは ALC のみの交換を行うことを考えている。

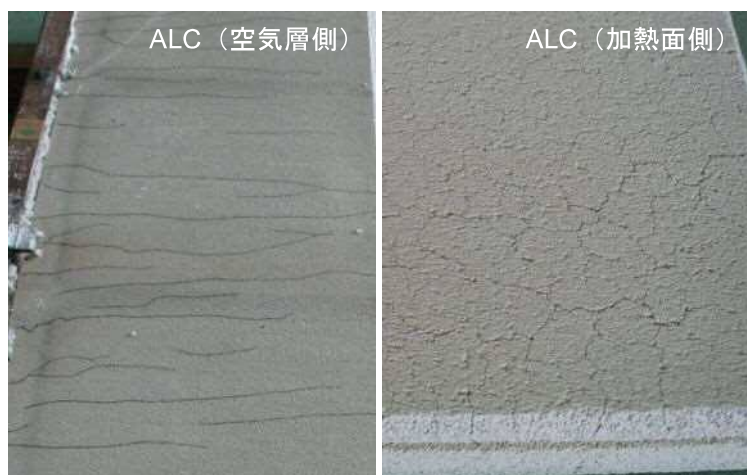


写真-7.5.13 加熱冷却後の ALC の状況

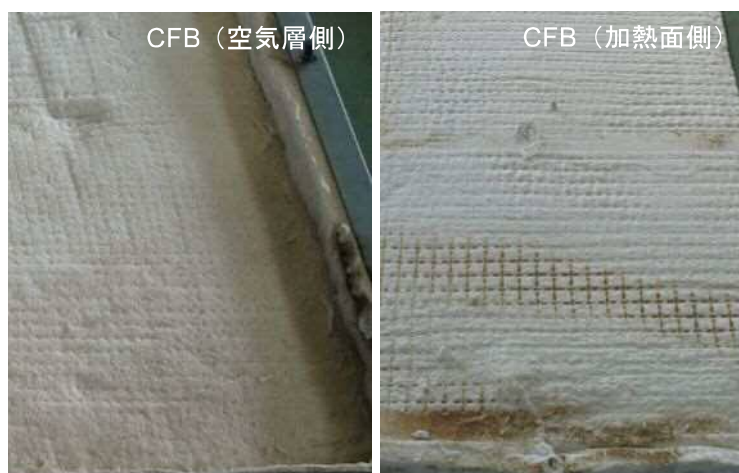


写真-7.5.14 加熱冷却後の CFB の状況

(5) 実験結果の考察

本耐火パネルの橋梁への適用に向け、加熱実験を行い、鋼桁が受ける熱影響を検証した。得られた結果を要約すると以下のとおりである。

- ①鋼桁下フランジの受熱最高温度は、耐火パネルの設置により、約 830℃低減し、260℃程度となった。
また、他の部位についても約 800 から 900℃低減し、許容受熱温度として設定した 350℃を十分に満足する結果となった。
- ②耐火パネル設置後の鋼桁下フランジの受熱温度を一次元差分法により推定したが、実験結果より低い結果となった。これは、解析上、狭い空間と解釈し対流の影響は小さいと仮定して無視したが、側面用耐火パネルの継目に隙間ができ、熱の流入により対流が起きたことが、解析値と計測値とに差異が生

じた原因とも考えられる。したがって、今後、さらに検討を加える必要がある。

③側面用耐火パネルの短辺側では、フレームの面内変形に伴い継目に隙間が生じたが、面外方向の最大変形量は、パネル単体による加熱実験の結果と同程度であった。

④加熱冷却後の耐火材の状況は、パネル単体による加熱実験と同様であり、直接炎に曝されているCFBも特に損傷は見られず健全であった。

以上から、耐火パネルを設置することにより、首都高速における火災事故と類似した油火災を想定した最高温度 1100℃、90 分間の加熱条件下で、鋼桁の受熱最高温度は、許容温度である 350℃を十分に満足することが確認された。

7.6 まとめ

耐火パネル単体による加熱実験結果では、加熱実験や解析を通じて十分な耐火性能を有することが確認された。また、この実験結果を踏まえ、耐火パネルを取付けた鋼合成桁の加熱実験と数値解析を行い、鋼桁が受ける熱影響を検証した結果、鋼桁の受熱最高温度は、許容温度として設定した 350℃を十分に満足することが確認された。しかしながら、火災の状況や消火活動の遅れに伴い、耐火パネル間に生じた隙間からの熱気の流入が長く続いた場合、鋼桁の受熱最高温度を上昇させることが懸念される。したがって、熱気の流入を確実に防止するため、耐火パネル間の継目構造や取付け構造の具体的な検討を今後進めていくことが必要と考えられる。

参考文献等

- 7.1) 宮本圭一：鉄筋コンクリート造の耐火技術と設計，コンクリート工学 Vol.45, No.9, pp.43-47, 2007.9.
- 7.2) 堀口 勉：吹付け耐火被覆材，コンクリート工学 Vol.45, No.9, pp.107-110, 2007.9.
- 7.3) 田辺誠一：パネル系耐火材ー建築系ー，コンクリート工学 Vol.45, No.9, pp.97-101, 2007.9.
- 7.4) 常谷雅彦：巻付け系耐火材，コンクリート工学 Vol.45, No.9, pp.120-124, 2007.9.
- 7.5) 大塚孝義，神田 亨，荒木繁雄，滝本孝哉：トンネルの耐火構造の現状技術と課題，地下空間シンポジウム論文・報告集 Vol.9, pp.133-140, 2004.1.
- 7.6) 土木学会：コンクリート技術シリーズ No.63 コンクリート構造物の耐火技術研究小委員会報告ならびに シンポジウム論文集，pp.194-196, 2004.10.
- 7.7) 清宮 理：サンドイッチ構造の耐火技術と設計，コンクリート工学 Vol.45, No.9, pp.74-78, 2007.9.
- 7.8) 松尾幸久：ボード系耐火材ー土木系ー，コンクリート工学 Vol.45, No.9, pp.102-106, 2007.9.
- 7.9) 平沢甲一，神田 亨：既設トンネルの耐火設計と施工ー東京港第二航路海底トンネルー，コンクリート工学 Vol.45, No.9, pp.79-82, 2007.9.
- 7.10) 田嶋仁志：シールド RC セグメント構造の耐火技術と設計，コンクリート工学 Vol.45, No.9, pp.61-66, 2007.9.
- 7.11) 半野久光，川田成彦：大断面シールド工法による都市内長大トンネルの施工ー首都高速中央環状新宿線，コンクリート工学 Vol.41, No.1, pp.38-42, 2003.1.
- 7.12) 川田成彦，伊藤崇法，岡野孝司：首都高速道路中央環状新宿線のトンネル防災概要，建設の施工企画，pp.54-59, 2007.8.
- 7.13) 堀口賢一，三桶達夫，丸屋 剛，馬場重彰，西田与志雄，服部佳文，川島広志，福田隆正，谷口 敦，築取優丞：大口径用コンクリート一体型鋼製セグメントの開発，大成建設技術センター報 Vol.43, pp.37-1～37-7, 2010.12.
- 7.14) 首都高速道路(株)，鹿島・熊谷・五洋中央環状品川線シールドトンネル（北行）工事特定建設工事共同企業体：中央環状品川線シールドトンネル（北行）工事〔大橋ジャンクション方向〕シールドトンネル工事ガイド，p.18.
(<http://www.shutoko.jp/ss/tokyo-smooth/shinagawa/download/pdf/const-shield.pdf>)
- 7.15) 湯田坂幸彦，副島直史，中川雅由：フルサンドイッチ型合成セグメントの構造特性と製造方法，建設の施工企画，pp.34-39, 2010.5.
- 7.16) 土木学会：コンクリート技術シリーズ No.63 コンクリート構造物の耐火技術研究小委員会報告ならびに シンポジウム論文集，pp.付 53-56, 2004.10.
- 7.17) 土木学会：コンクリート技術シリーズ No.63 コンクリート構造物の耐火技術研究小委員会報告ならびに シンポジウム論文集，pp.155-162, 2004.10.
- 7.18) 日本建築学会：構造材料の耐火性ガイドブック，2004.11.
- 7.19) 足立和生：発泡性耐火塗料の取り組み，DNT コーティング技報，No.11, pp.40-43, 2011.10.
- 7.20) 関西ペイント(株)：発泡性耐火被覆ナリファイヤ・システム S，カタログ No.339, 2013.1.
- 7.21) エスケー化研(株)：発泡性耐火塗料 SK 耐火コート，2013.12.
- 7.22) 積水化学工業(株)：セキスイ 熱膨張耐火材フィブロック
- 7.23) 土木学会：コンクリート技術シリーズ No.63 コンクリート構造物の耐火技術研究小委員会報告ならびに シンポジウム論文集，p.151, 2004.10.
- 7.24) 土木学会：コンクリート技術シリーズ No.63 コンクリート構造物の耐火技術研究小委員会報告ならびに シンポジウム論文集，付 15-17, 2004.10.

- 7.25) ファイバーエクセルブランケット 130, (株) I T M
- 7.26) 日本建築学会：鋼構造耐火設計指針, p.222, 2008.3.
- 7.27) 都市高速道路付属物の設計, 都市高速道路研究会／編著, 山海堂 pp.241-260, 1998.
- 7.28) 柳澤則文, 長谷亮介, 大山 理, 栗田章光：橋梁への適用に向けた耐火パネルに関する基礎的研究：土木学会 第 66 回年次学術講演会 I -079, pp.157-158, 2011.9.
- 7.29) 柳澤則文, 越後 滋, 長谷亮介, 大山 理, 栗田章光：橋梁用耐火パネルの性能評価, 構造工学論文集 Vol.58A, pp.732-743, 2012.3.
- 7.30) Norifumi Yanagisawa, Shigeru Echigo, Osamu Ohyama and Akimitsu Kurita : Fire Protection Panel for Bridges, 18th CONGRESS OF IABSE, Seoul, Korea, September 19-21, 7A-7, pp.1-8, 2012.
- 7.31) 柳澤則文, 野呂直樹, 越後 滋, 大山 理, 栗田章光：橋梁用耐火パネルの開発 ～挑戦：橋を火から守る～ 川田技報 Vol.32, pp.論文・報告 3-1～3-6, 2013.1.
- 7.32) 桑野忠生, 増井 隆, 鈴木寛久, 依田勝雄：タンクローリー火災事故により損傷を受けた橋梁の復旧, 橋梁と基礎 Vol.43, No.4, pp.13-18, 2009.4.
- 7.33) CEN : Eurocode 1-Actions on structures-Part 1-2 : General actions-Actions on structures exposed to fire, EN 1991-1-2, 2002.
- 7.34) 遠藤利二, 橘高義典：ALC パネルの各種強度性状に及ぼす加熱の影響, 日本建築学会構造系論文集 第 73 巻 第 633 号, pp.1921～1926, 2008.11.
- 7.35) CEN : Eurocode 3-Design of steel structures-Part 1-2 : General rules-Structural fire design, prEN 1993-1-2, 2003.
- 7.36) CEN : Eurocode 4-Design of composite steel and concrete structures-Part 1-2 : General rules-Structural fire design, prEN 1994-1-2, 2003.
- 7.37) 水に関する Q&A, Hebel Technical Information, 旭化成建材(株), 2004.6.
- 7.38) 長谷亮介, 柳澤則文, 大山 理, 栗田章光：火災時における合成桁の受熱温度推定に関する研究：土木学会 第 65 回年次学術講演会 CS2-049, pp.97-98, 2010.9.

第 8 章

結 論

8.1 研究成果の総括

本論文は、火災により被災した橋梁の受熱温度に着目し、火災時における鋼合成桁の受熱温度を把握するとともに、性能照査において必要とされる終局耐力の相関関係と耐火対策に関する一連の研究成果をとりまとめたものである。

本論文は、8 章から構成されており、各章で得られた結論を要約すると、以下のとおりである。

第 1 章では、本研究の背景ならびに目的について述べた。

近年、タンクローリー車など車両事故による炎上、あるいは不審火や放火などにより、一般橋梁や高架橋が火災を受ける事例が多く報告されている。しかしながら、火災を受けた橋梁に対する診断法やその耐火性能を評価する方法については未だ明確に示されていないのが現状である。一方、ユーロコード（Eurocode）では、火災時における構造物の安全性を確保するため、それぞれの目的に応じた照査法を示している。そこで、本研究では、被災橋梁の受熱温度に着目し、鋼合成桁の加熱実験と一次元差分法による数値解析などを通じて、火災時における鋼桁およびコンクリート床版の受熱温度を把握するとともに、性能照査において必要とされる終局耐力に関する各相関式を誘導し、落橋温度の推定方法を提示した。また、火災により実際に落橋した事例をモデルケースとし、耐荷力の推定を行い落橋要因に関する検討を行った。さらに、火災事故が懸念される橋梁においては、その耐火対策として、下面に耐火工を施すといった対策も今後必要と考えられることから、現在、開発中の橋梁用耐火工（耐火パネル）の耐火性能について検証した。

第 2 章では、近年報告された橋梁における火災事例の一覧を示すとともに、国内外における代表的な 3 件の火災事例について、出火要因、部材の最大受熱温度、損傷状況ならびに調査、補修・補強、架け替え方法などを紹介した。

首都高速 5 号池袋線熊野町 JCT 付近の高架橋では、タンクローリー車が横転・炎上し、ダブルデッキ構造の上層部の鋼主桁や橋脚などに著しい損傷が生じたため、2 ヶ月を要して損傷部の架け替えが行われた。一方、海外では、アメリカミシガン州デトロイト、ヘーゼルパーク内の州間幹線道路 I-75 号線 9-Mile 跨道橋の直下において、タンクローリー車が横転・炎上したことにより、ゲルバー構造の跨道橋の 1 径間が落橋し架け替えられた。このような交通量の多い主要幹線道路での橋梁火災では、交通の遮断による周辺道路の渋滞と架け替えなどによる経済的な損失が大きいため、橋梁についても耐火対策の必要性が認められる。

第 3 章では、火災を受けた場合の各部材の受熱温度を算定する上で必要となる火災荷重の設定方法、既往の試験結果およびユーロコード（Eurocode）より、高温時および加熱冷却後の常温時における鋼材とコンクリートの力学特性をまとめるとともに、熱伝導解析を行う上で必要となる鋼材とコンクリートの熱物性値について示した。

まず、高温時および加熱冷却後の常温時における鋼材とコンクリートの力学特性について以下のことが確認できた。

- (1) 高温時におけるSS400材の降伏点強度（0.2%耐力）は、500から600℃で常温時の約50%まで低下するのに対し、加熱冷却後は、900℃まで加熱されて冷却された状態でも常温時と比べ大きな低下は見られず、ほぼ同等の降伏強度に回復している。
- (2) 高温時における高力ボルトの引張強度は、加熱温度の上昇とともに徐々に低下し、300℃を超えると急激に低下するのに対し、加熱冷却後は、400℃までは大きな低下は見られず、400℃を超えると直線的に低下する。
- (3) 高温時における普通コンクリートの圧縮強度は、500℃で常温の約70%まで低下し、加熱冷却後においても高温時と同等な強度低下が見られる。

つぎに、以下のようなモデルを用いていることが確認できた。

- (1) 鋼材では、各温度において比例限界強度、弾性係数および降伏強度（2%ひずみ強度）の3つに対する低減係数をパラメータとすることにより、高温時における応力-ひずみ関係をモデル化している。
- (2) コンクリートでは、各温度における圧縮強度の低減係数、最大圧縮ひずみ、終局ひずみの3つをパラメータとすることにより、高温時における応力-ひずみ関係をモデル化している。

第4章では、火災時の鋼合成桁の受熱温度を把握することを目的として、桁下で火災が発生した場合を想定した加熱実験を行い、解析値と比較・検討を行った結果について述べた。

加熱実験の結果から、鋼桁下フランジおよびウェブの受熱温度は、直接炎に曝されているため、著しい温度上昇がみられるものの、コンクリート内部の受熱温度は、水分の蒸発にエネルギーが消費される潜熱の影響により、100℃付近で上昇が見られない結果となった。また、一次元差分法により部材の受熱温度を算定した結果、炎に曝された鋼桁下フランジおよびウェブの受熱温度は、比較的精度良く推定することができるが、コンクリートおよびコンクリートに接する上フランジや底鋼板の受熱温度については、実験値と比べ算定値が大きく、より精度良く受熱温度を推定するには、コンクリートの含水率による比熱変化をできるだけ忠実に再現することが重要と考えられる。

第5章では、高温時における曲げモーメントとせん断力が同時に作用する場合の相関式も含め、鋼合成桁を対象に斜張橋やポータルラーメン橋のような軸力と曲げモーメント、あるいは軸力とせん断力ならびに曲げモーメントが同時に作用する場合の相関関係について述べた。

今回の検討結果から以下のことが明らかとなった。

- (1) 受熱温度の上昇に伴い、曲げモーメントやせん断力のみが作用する場合の耐力は、鋼材の降伏強度の低減係数と同様の傾向で低下する。これは、降伏強度に低減係数を乗じて耐力を算出しているからである。一方、全塑性軸力も低下はするものの、曲げモーメントやせん断力と比べてその割合は小さい。
- (2) 曲げモーメントとせん断力が同時に作用する場合、曲げ耐力は、最大で1/2程度にまで低下する。
- (3) 軸圧縮力と曲げモーメントが同時に作用する場合、床版コンクリートの有効断面が増大するため、曲げモーメントのみが作用する場合と比べて曲げ耐力は上昇するが、受熱温度が上昇することにより、全体的に曲げ耐力は低下する。
- (4) 軸圧縮力とせん断力ならびに曲げモーメントが同時に作用する場合、床版コンクリートの有効断面が増大するため、曲げ耐力は上昇するが、受熱温度の上昇とせん断力の作用により、せん断力を負担する鋼桁ウェブがさらに強度低下するため、軸力と曲げモーメントのみが同時に作用する場合よりも曲げ耐力は低下する。

- (5) 軸圧縮力とせん断力が同時に作用する場合、せん断力の影響による軸力の低下は、高温になるほど小さく、曲げモーメントとせん断力が同時に作用する場合と比べて軸力の低下は緩やかであり、せん断力の影響は小さい。

以上より、曲げモーメントとせん断力が同時に作用する桁橋のような構造と比べ、斜張橋やポータルラーメン橋のような軸圧縮力と曲げモーメントの作用が卓越する場合、あるいは軸圧縮力とせん断力ならびに曲げモーメントが同時に作用する場合では、床版コンクリートの有効断面が増大するため、曲げ耐力は上昇することが明らかとなった。

第 6 章では、第 5 章で誘導した終局耐力相関式をもとに、第 2 章で示した州間幹線道路 I-75 号線 9-Mile 跨道橋（アメリカ）の落橋事例をモデルケースとし、設計図面といくつかの仮定にもとづき、火災による落橋要因として 4 つの破壊形態を想定し、耐荷力の推定を行い、落橋要因に関して検討を加えた結果について述べた。

検討結果から以下のことが明らかとなった。

落橋要因として最も可能性が高い破壊形態は、支持桁支点上のせん断破壊であった。落橋後の状況写真からは、支持桁支点上の鋼桁のせん断破壊とともに吊材のピンが破壊している様子も伺える。なお、本検討結果は、加熱により鋼桁が受ける温度について、各部位では全体にわたり均一に上昇、かつ分布するものと仮定し、落橋温度を算定している。そのため、鋼桁各部位が受ける温度上昇とその分布の違いについては考慮されていない。今後は、鋼桁各部位が受ける温度上昇とその分布の違い、吊材のピンの破壊過程も踏まえ、本跨道橋が落橋した要因についてさらに検討を加えていく必要がある。

第 7 章では、耐火対策として、橋梁用の耐火工（耐火パネル）の開発を進めるにあたり、耐火パネルを構成するフレーム構造と、使用する耐火材の種類やその組み合わせを検討するための基礎的な加熱実験、その結果を踏まえた実橋への適用に向けたフレーム構造による耐火パネル単体ならびに鋼合成桁に耐火パネルを取り付けた加熱実験を行い、その結果と考察について述べた。

耐火パネル単体による加熱実験では、以下の知見を得た。

- (1) 今回考案した普通鋼材（SS400 材、SSC400 材）を用いた 2 タイプのフレーム構造では、いずれの構造も耐火材が落下するようなフレームの大きな変形やたわみは見られず、実構造への適用に際し十分に耐えうる構造であることが確認された。ただし、追加死荷重の軽減を考えると、実験 B で採用した SSC400 材の軽量溝形鋼で構成したフレーム構造の方がより実用的といえる。
- (2) 耐火材としては、セラミックファイバーブランケット（CFB）を加熱面に、軽量気泡コンクリート板（ALC）をバックアップ材として使用したが、加熱面から約 400mm の位置で測定された空気層の受熱最高温度は約 170℃であり、実構造に適用しても十分な耐火性能を得ることが可能といえる。

この実験結果を踏まえ、耐火パネルを取り付けた鋼合成桁の加熱実験を実施し、以下の知見を得た。

- (1) 鋼桁下フランジの受熱最高温度は、耐火パネルの設置により、約 830℃低減し、260℃程度となった。また、他の部位についても約 800 から 900℃低減し、許容受熱温度として設定した 350℃を十分に満足する結果である。
- (2) 側面用耐火パネルの短辺側では、フレームの面内変形に伴い継目に隙間が生じたが、面外方向の最大変形量は、パネル単体による加熱実験の結果と同程度である。
- (3) 加熱冷却後の耐火材の状況は、耐火パネル単体による加熱実験と同様であり、直接炎に曝され

ているセラミックファイバークラケット（CFB）も特に損傷は見られず健全である。

以上より、耐火パネル単体による加熱実験では、空気層の温度が許容温度である 350°C 以下に抑えることができ、十分な耐火性能を有することが確認された。また、この実験結果を踏まえ、耐火パネルを取付けた鋼合成桁の加熱実験と数値解析を行い、鋼桁が受ける熱影響を検証した結果、鋼桁の受熱最高温度は、許容温度として設定した 350°C を十分に満足する結果が得られた。

第 8 章では、本文で得られた結論を要約した。

8.2 今後の課題

本研究により、火災時における鋼合成桁の受熱温度、性能照査において必要とされる終局耐力の相関関係ならびに耐火対策として開発中の橋梁用の耐火工（耐火パネル）の性能に関する実験的・解析的データが得られた。しかしながら、今後、火災時における性能照査手法の確立と耐火パネルの実橋への適用に向け、以下に挙げる課題を明らかにする必要があると考えられる。

- (1) 一次元差分法によるコンクリートやコンクリートに接する鋼材の受熱温度の評価にあたっては、コンクリートの含水率による比熱変化をできるだけ忠実に再現することが重要であり、さらなる検討が必要である。
- (2) 高温時における鋼桁の局部座屈が鋼合成桁の耐荷力におよぼす影響について、実験および詳細な数値解析による検討が必要である。
- (3) 実橋への適用に向け、耐火パネルに使用する耐火材が、紫外線や自動車の排ガス等の化学的作用に対して長期的に十分な耐火性能を発揮することができるか、暴露試験と加熱実験により検証する必要がある。
- (4) 火災の状況や消火活動の遅れに伴い、耐火パネル間に生じた隙間からの熱気の流入が長く続いた場合、鋼桁の受熱最高温度を上昇させることが懸念されることから、熱気の流入を確実に防止するため、耐火パネル間の継目構造や取付け構造の具体的な検討を進めていくことが必要である。

謝 辞

本論文は、平成 21 年末から現在まで約 6 年近く進めてきた火災時における鋼合成桁の終局耐力と耐火対策に関する一連の研究成果をまとめたものである。

栗田章光特任教授（大阪工業大学八幡工学実験場）には、本研究の機会を与えていただくとともに、研究の全般にわたり、終始懇切丁寧なご指導とご教示を賜りましたことを心から深く感謝申し上げます。さらに、大山 理准教授（大阪工業大学工学部都市デザイン工学科）には、実験および解析ならびに論文作成など、全般にわたり多くのご助言を賜るとともに貴重なご意見をいただきましたことに深く感謝申し上げます。また、西村泰志教授（大阪工業大学工学部建築学科）、井上 晋教授、林 健治教授（ともに大阪工業大学工学部都市デザイン工学科）には、学位論文の審査にあたり、副査を心よく引き受けていただきましたことに厚くお礼申し上げます。

本研究を遂行するにあたり、多くの方々にお世話になりました。

共同研究者である今川雄亮博士（(株)フジエンジニアリング）および Marcus P. Rutner 准教授（ステューブンス工科大学土木・環境・海洋工学科）ならびに当時大阪工業大学大学院工学研究科都市デザイン工学専攻の大学院生でありました長谷亮介氏（現 川田工業(株)）、耐火パネルの開発にあたり耐火材料である軽量気泡コンクリート板（ALCパネル）をご提供いただきました長田茂樹氏（旭化成建材(株)）にお礼申し上げます。また、安盛義人技術員、野呂純之技術員（大阪工業大学八幡工学実験場 構造実験センター）には、実験の遂行においてご協力と種々のご配慮をいただきましたことを感謝いたします。

著者が本研究を進めて行く上で、当時の所属先であった川田工業(株)技術研究所所長 越後 滋博士（現 川田テクノロジーズ(株)技術研究所所長）には多大なご支援を賜りましたことをここにお礼申し上げます。

文末になりましたが、大阪工業大学工学部都市デザイン工学科橋梁工学研究室のOBで構成されるSCHB研究会の方々には、貴重なご助言を多数いただきましたことに深く感謝いたします。また、川田工業(株)技術研究所研究員 室田千春氏（現 川田テクノロジーズ(株)技術研究所研究員）、野呂直樹氏、畠 岳志氏（ともに川田工業(株)）、当時大阪工業大学工学部都市デザイン工学科の四年生でありました酒見竜理氏（現 川田工業(株)）、三木裕幸氏（現 名工建設(株)）をはじめとする多くの方々にご協力をいただき深く感謝しております。

最後に、ほとんどの休日を論文執筆に費やし、家族の時間を満足に作ることができないなかで、著者の健康を気遣い、陰ながら常に支え続けてくれた妻あゆみに心から感謝し、本論文の謝辞とさせていただきます。

2016年3月

著者 柳澤 則文

本論文に関する著者の発表論文・口頭発表一覧

発表論文

- 1) 柳澤則文, 越後 滋, 長谷亮介, 大山 理, 栗田章光: 橋梁用耐火パネルの性能評価, 構造工学論文集 Vol.58A, pp. 732-743, 2012.3.
- 2) Norifumi Yanagisawa, Shigeru Echigo, Osamu Ohyama and Akimitsu Kurita : Fire Protection Panel for Bridges, 18th CONGRESS OF IABSE, Seoul, Korea, September 19-21, 7A-7, pp. 1-8, 2012.
- 3) 柳澤則文, 今川雄亮, 大山 理, Marcus P. Rutner, 栗田章光: 合成桁橋の火災時における耐荷力に関する一検討, 日本建築学会・土木学会共催, 第10回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム, pp.27-1～27-8, 2013.11.
- 4) 柳澤則文, 長谷亮介, 大山 理, 栗田章光: 耐火パネルを取付けた合成桁の加熱実験, 鋼構造論文集 Vol.20, No.80, pp. 1-10, 2013.12.
- 5) 柳澤則文, 今川雄亮, Marcus P. RUTNER, 大山 理, 栗田章光: アメリカ・9マイル跨道橋の火災による落橋要因の一解析, 橋梁と基礎 Vol.48, No.6, pp. 26-30, 2014.6.
- 6) Norifumi Yanagisawa, Yusuke Imagawa, Osamu Ohyama and Akimitsu Kurita : N-Q-M Interaction of Cross Sections in Steel-Concrete Composite Beam, 10th Japanese German Bridge Symposium, Munich, Germany, September 16-19, Session 3 Bond 16:50～17:10, pp. 1-10, 2014.
- 7) 柳澤則文, 大山 理, 栗田章光: 火災時における鋼合成桁の終局耐力相関曲線に関する一検討, 土木学会論文集A1 Vol.71, No.2, pp. 255-266, 2015.8.

口頭発表

- 1) 長谷亮介, 柳澤則文, 大山 理, 栗田章光: 火災時における合成桁の受熱温度推定に関する研究, 土木学会 第65回年次学術講演会 CS2-049, pp.97-98, 2010.9.
- 2) 柳澤則文, 長谷亮介, 大山 理, 栗田章光: 橋梁への適用に向けた耐火パネルに関する基礎的研究, 土木学会 第66回年次学術講演会 I -079, pp.157-158, 2011.9.
- 3) 長谷亮介, 柳澤則文, 大山 理, 栗田章光: 火災時における合成桁の変形解析, 土木学会 第67回年次学術講演会 CS2-003, pp.5-6, 2012.9.
- 4) Osamu Ohyama, Norifumi Yanagisawa and Akimitsu Kurita : Fire Protection for Viaduct, International Workshop on Front Research and Technology in Structural Engineering, Structure Research Center (SRC) Osaka Institute of Technology (OIT), September 15, pp. 35-36, 2012.
- 5) 柳澤則文, 今川雄亮, Marcus P. Rutner, 大山 理, 栗田章光: アメリカ・9マイル跨道橋の火災による落橋要因の一解析, 土木学会 関西支部 年次学術講演会 第I部門, I -6, 2013.6.
- 6) 柳澤則文, 今川雄亮, Marcus P. Rutner, 大山 理, 栗田章光: アメリカ・9マイル跨道橋の火災による落橋要因の解析一曲げとせん断力の相関一, 土木学会 第68回年次学術講演会 CS3-001, pp.1-2, 2013.9.
- 7) 柳澤則文, 今川雄亮, 大山 理, 栗田章光: 高温時における合成桁の軸力と曲げの相関, 土木学会 第69回年次学術講演会 CS3-017, pp.33-34, 2014.9.
- 8) 柳澤則文, 大山 理, 栗田章光: 高温時における合成桁の軸引張力と正曲げモーメントの相関, 土木学会 第70回年次学術講演会 CS3-023, pp.45-46, 2015.9.