

H形断面大梁に高力ボルト接合された 無耐火被覆合成小梁の載荷加熱実験

Load-bearing fire test of unprotected composite beams connected with H-shaped steel girders using high strength bolts

四元 順也*1、ロバーツ ドゥウィプトゥラ*2、平島 岳夫*3、尾崎 文宣*4、村上 行夫*5、木村 慧*6

1. はじめに

鋼構造建築物の耐火性能を確保する上で、鋼部材への耐火被覆施工は重要であるが、施工時の人員確保および解体時の廃棄物増大を踏まえると、可能な範囲で削減されることが望ましい。

鋼構造における小梁は、使用される鉄骨部材数が比較的多く、また、小断面で熱容量が小さいことから被覆厚さが大きくなる。そのため、小梁の耐火被覆を削減できると、その削減効果は大きい。

日本建築学会・鋼構造耐火設計指針¹⁾（以下、耐火指針）において、直交するH形断面大梁（以下、大梁）のスチフナプレートと梁端ウェブ部分を高力ボルト摩擦接合（以下、ボルト接合）される小梁は、梁端負曲げ耐力を零として設計され、スパン中央における正曲げ耐力のみで耐火性能が決定される。一方、火災時には梁端ボルト接合部の回転抵抗を考慮することが合理的であるという指摘²⁾がある。更に、コンクリート床スラブとの合成小梁において、大梁による梁端回転拘束が期待できる場合には、大梁上で連続するスラブ内鉄筋が有効に働き、より大きな梁端負曲げ耐力を期待できる可能性がある。また、温度上昇が小さいコンクリート床スラブとの合成効果によりスパン中央における正曲げ耐力の向上も期待できる^{3)~5)}。これらの効果を考慮すると、作用応力に余裕がある小梁では、耐火被覆を省略・削減できる可能性がある。

本研究の目的は、大梁にボルト接合された無耐火被覆合成小梁の耐火性能を明らかにし、小梁の耐火被覆削減・省略の可能性を検討することである。本報では、等厚の鉄筋コンクリート床スラブと鉄骨小梁による完全合成小梁の載荷加熱実験結果に基づき、その火災時たわみ挙動および火災時耐力を考察する。また、耐火指針において、火災終了後の小梁の冷却収縮によるボルト接合部破断の危険性が指摘されている。合成梁の場合には床スラブがボルト接合部の破断抑制に寄与することが考えられるが、その効果を考察する研究資料は未だ少ない。そのことから、冷却過程におけるボルト接合部および接合部付近の床スラブの挙動を実験により考察する。

なお、本論文は既発表論文⁶⁾の内容を一部省略したものである。

2. 実験条件および試験体

2.1 実験条件

合成梁試験体の実験変数を表-1に示す。No.1の単純支持の合成梁（以下、単純梁）は、無耐火被覆合成梁の基本的な火災時たわみ挙動およびスパン中央部における正曲げ耐力を把握するための試験体である。No.2及びNo.3の大梁に接合された合成小梁（以下、ボルト接合梁）は、小梁端部のボルト接合部と床スラブ内鉄筋による梁端回転拘束効果が合成梁の火災時耐力に及ぼす影響を検討するための試験体である。No.2とNo.3の違いは、接

*1 YOTSUMOTO Naoya : (一財) 日本建築総合試験所 試験研究センター 環境部 耐火防火試験室 修士 (工学)

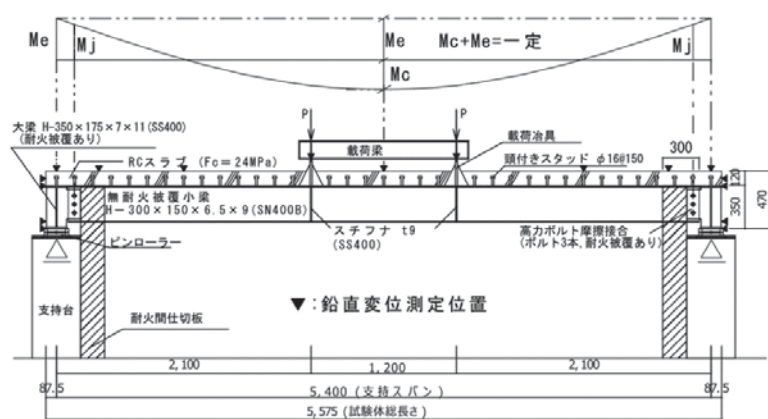
*2 ROBERT Dwiputra : 株式会社日本設計 構造設計群 修士 (工学) (元 千葉大学大学院生)

*3 HIRASHIMA Takeo : 千葉大学大学院工学研究院 教授 博士 (工学)

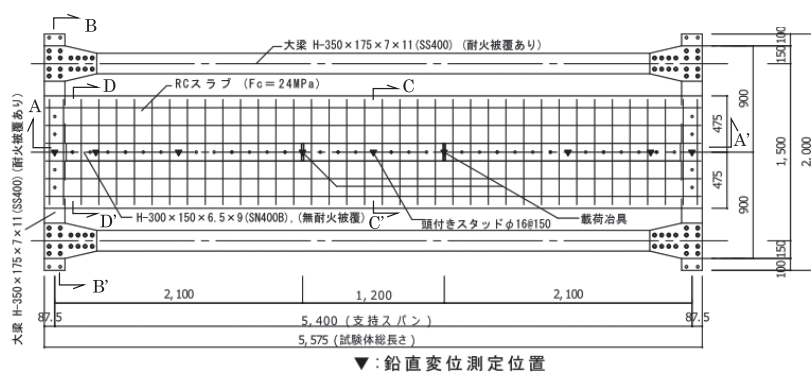
*4 OZAKI Fuminobu : 名古屋大学大学院工学研究科 准教授 博士 (工学)

*5 MURAKAMI Yukio : JFE スチール株式会社 建材センター 建材開発部 建築技術室 修士 (工学)

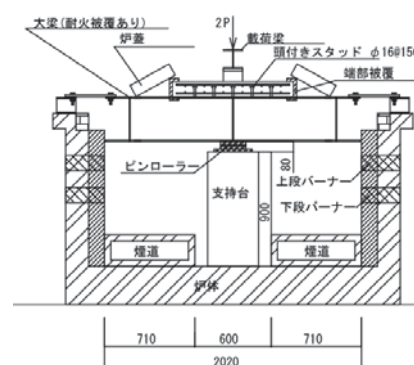
*6 KIMURA Kei : 新日鐵住金株式会社 技術開発本部 鉄鋼研究所 鋼構造研究部 修士 (工学)



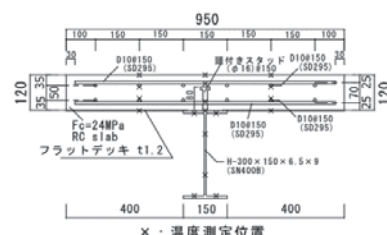
(a) A-A' 断面図



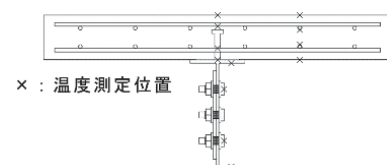
(e) 平面図



(b) B-B' 断面図



(c) C-C' 断面図



(d) D-D' 断面図

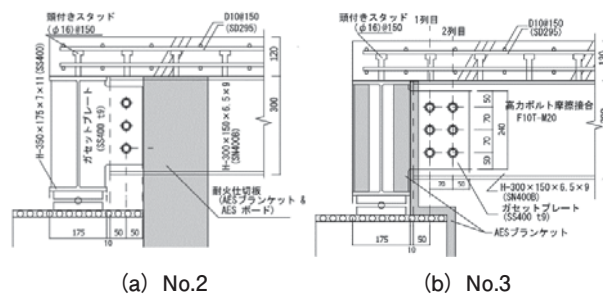
図-1 試験体図 (No.2)

表-1 実験変数

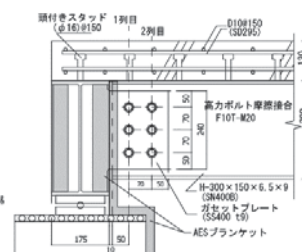
試験体	梁端境界条件	ボルト接合部	耐火被覆		
			小梁	接合部	大梁
No.1	単純支持				
No.2	回転拘束	ボルト3本(3本×1列)	被覆なし	被覆あり	被覆あり
No.3		ボルト6本(3本×2列)	被覆なし	被覆なし	

合部のボルト本数および耐火被覆の有無である。計画当初は、両者とも接合部に耐火被覆を施し、ボルト本数のみを実験変数とする予定であった。しかし、4.2節で後述する通り、ボルト本数の少ないNo.2において接合部での損傷がほとんど確認されなかったため、より接合部耐力の大きいNo.3ではNo.2の結果との違いがみられないことが予想された。比較実験での変更パラメータは1つとするのが原則であるが、上記の理由により、耐火被覆に関する実験変数を変更した。

载荷加熱実験は、スパン中央に生じる正曲げモーメントと梁端部に生じる負曲げモーメントの和（以下、作用全曲げモーメント）が、床スラブとの合成効果を考慮した合成梁の公称降伏モーメント M_y の1/3となるよう梁上载荷を行い、ISO834標準加熱温度曲線に従い加熱を行った。 M_y は各種合成構造設計指針⁷⁾に基づき計算した。



(a) No.2



(b) No.3

図-2 ボルト接合部の詳細

コンクリートの設計基準強度は24N/mm²、小梁の基準強度は235N/mm²とした。後述の図-3 (a) に示すように、試験体の小梁に用いたSN400材の高温降伏強度は、650~700℃程度で基準強度の1/3となり、以降の強度低下勾配は緩やかとなる。また、一般に無耐火被覆鋼材の同温度以降の温度上昇勾配は緩やかとなる⁸⁾。この強度低下の傾向は、スパン中央の火災時正曲げ耐力にも反映される。単純梁ではスパン中央の正曲げ耐力のみで耐火性能が決定されるのに対し、ボルト接合梁では梁端接合部の負曲げ耐力も耐火性能に寄与する。したがって、荷重レベルを1/3 M_y とした場合には、スパン中央の正曲げ耐力が1/3 M_y となる以後の緩やかな耐力低下分を、接合

部の負曲げ耐力が補うことにより、ボルト接合梁の耐火性能は単純梁より大きく向上すると予想される。以上の理由から、本実験における荷重レベルは、ボルト接合部の有無による耐火性能の違いが明確に表れると考えられる $1/3M_y$ を採用することとした。No.1では、スパン中央の火災時正曲げ耐力を確認するため、ISO 限界たわみに至った後も、実験継続が可能な限り、載荷加熱を行った。一方、耐火構造部材には、火災加熱中のみならず火災終了後の放冷過程においても荷重を支持し続ける性能が求められる。梁端にボルト接合を有する場合には、小梁の熱膨張および冷却収縮による熱応力に起因して、ボルトが破断する危険がある。そこでNo.2、3では、ISO 限界たわみに至った時点で加熱を終了し、載荷を保持したまま放冷過程でのボルト接合部の挙動を確認した。

2.2 合成梁試験体の概要

実験は日本建築総合試験所（床・はり炉）にて実施した。試験体の寸法は、その水平炉の形状に合わせて決定した。No.1～3いずれも合成梁の仕様は同様で、No.2とNo.3の違いはボルト接合部仕様のみである。代表として試験体No.2の形状を図-1、No.2及びNo.3のボルト接合部の詳細を図-2に示す。図-1（c）に示すように、合成梁の鋼梁にはH-300×150×6.5×9、SN400Bを、床スラブにはフラットデッキプレート（厚さ1.0mm）を捨て型枠として使用したRCスラブ（厚120mm、 $F_c=24\text{N/mm}^2$ 、配筋SD295A（2-D10@150））を用い、完全合成梁の要件を満たす最小本数の頭付きスタッド（JIS B 1198、 $\Phi 16@150$ ）で両者を緊結した。図-1（e）に示すように、大梁にはH-350×175×7×11、SS400を用いた。大梁のねじりを拘束するため、小梁と平行に配した梁と大梁の端部上下フランジ同士を、ガセットプレートを通じて高力ボルト摩擦接合した。また、頭付きスタッド（JIS B 1198、 $\Phi 16@150$ ）を大梁上に配置し、コンクリート床スラブと大梁を緊結した。

ボルト接合部は、大梁のスチフナプレートと小梁端部ウェブに所定の摩擦係数を満足するよう薬剤処理により赤錆を発錆させ、高力ボルトF10T-M20を用いてナット回転法による一面摩擦接合を行った。No.2では1列×3本の高力ボルト配置で耐火被覆を施し、No.3では2列×3本の高力ボルト配置で耐火被覆を施さない仕様とした。ボルト接合部のすべり耐力⁹⁾ に対する

る作用せん断力の割合は、No.2で0.15、No.3で0.08である。

合成梁スパン中央断面の温度測定位置を図-1（c）に示す。鋼梁の温度測定にはシース被覆K熱電対（ $\Phi 1.6\text{mm}$ ）を用い、熱接点に被せたステンレス箔の四周をスポット溶接し、鋼材の表面に熱電対を固定した。床スラブ内の測定にはセラミック被覆K熱電対（ $\Phi 0.65\text{mm}$ ）、床スラブ裏面の測定にはガラス被覆K熱電対（ $\Phi 0.65\text{mm}$ ）を用いた。

2.3 使用材料およびその高温強度

(1) 鋼材

小梁（SN400B）、高力ボルト（F10T）および鉄筋（SD295A）の高温素材引張試験の結果一覧を表-2に示す。

試験方法はJIS G 0567に準拠し、小梁はフランジから採取、高力ボルトおよび鉄筋は製品から切り出し、突起付き引張試験片を作成した。試験速度は、歪5%まで0.3%/minの歪速度制御、歪5%以上で2.25mm/minのク

表-2 高温素材引張試験結果一覧

温度 ℃	小梁 SN400B		高力ボルト F10T-M20		異形棒鋼 SD295A-D10	
	$s\sigma_y$	$s\sigma_u$	$b\sigma_y$	$b\sigma_u$	$r\sigma_y$	$r\sigma_u$
室温	307	456	1054	1092	372	543
100	278	435	—	—	353	539
200	323	581	—	—	373	691
300	253	548	924	1047	326	654
400	229	438	782	799	300	526
500	199	312	374	475	256	378
600	109	169	146	247	155	212
700	49	75	52	108	64	91
800	28	45	42	73	37	62
900	24	49	29	49	—	—
1000	16	32	18	32	—	—

試験規格：JIS G 0567，試験体：II-6形
 $s\sigma_y, b\sigma_y, r\sigma_y$ ：小梁，ボルト，異形棒鋼の有効降伏耐力（歪1%時応力）
 $s\sigma_u, b\sigma_u, r\sigma_u$ ：小梁，ボルト，異形棒鋼の引張強度

表-3 コンクリート調査

設計基準強度 F_c [N/mm ²]	水セメン ト比[%]	単位量 [kg/m ³]				
		水	セメント	細骨材	粗骨材①	粗骨材② 混和剤
24	53	183	346	857	352	528 2.768

表-4 コンクリート常温圧縮試験結果

養生方法	養生期間	圧縮強度*
標準水中	7日	29.8 N/mm ²
標準水中	28日	36.0 N/mm ²
現場封緘	28日	39.0 N/mm ²
現場封緘	202日	48.8 N/mm ²

*供試体($\Phi 100\text{mm} \times 200\text{mm}$)3体の平均値

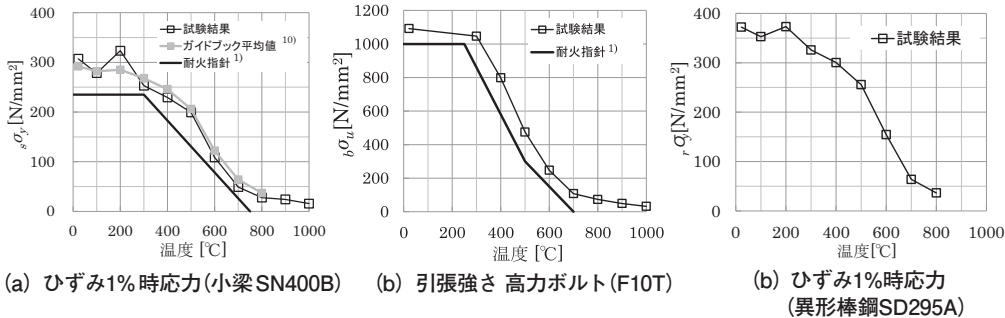


図-3 高温素材引張試験結果

ロスヘッド変位制御（ひずみ速度7.5%/min相当）とした。耐火被覆を省略した小梁による耐火構造を実現するには、800℃以降の鋼材強度を把握する必要があるが、現状ではデータ数が乏しいため、小梁および高力ボルトにおいては1000℃までの高温引張試験を行った。小梁と鉄筋の高温時有効降伏強度はひずみ1%時応力を用いた。

小梁のひずみ1%時応力を図-3 (a) に、高力ボルトの引張強さを図-3 (b) に、鉄筋のひずみ1%時応力を図-3 (c) に示す。参考として、図-3 (a)、(b) には耐火指針での高温強度設計値を、図-3 (a) には構造材料の耐火性ガイドブック¹⁰⁾（以下、ガイドブック）に示されている平均値を記載した。図-3 (a) より、小梁のひずみ1%時応力は、耐火指針の高温強度設計値と概ね同様の低下勾配であった。700℃以上における基準強度に対する残存率は、700℃：0.21、800℃：0.12、900℃：0.10、1000℃：0.07であった。ガイドブックに記載されている平均値と比較すると、300℃以上において平均値を3～25%下回る程度に収まっており、概ね平均値と同等であったといえる。図-3 (b) より、高力ボルトの引張強さは、耐火指針の高温強度設計値と概ね同様の低下勾配であった。300℃までは公称下限値を上回ったが、300℃以降の低下が著しかった。図-3 (c) より、鉄筋のひずみ1%時応力は、200℃で最大となり、400℃までは公称降伏強度の下限値を上回り、500℃以降の低下が著しかった。

(2) コンクリート

RCスラブに使用したコンクリート（呼び方：普通-27-15-20-N）の調査を表-3に、常温時の圧縮強度を表-4に示す。

2.4 ウェブ接合部と直交大梁の耐火被覆および温度測定位置

No.2、3のボルト接合部と直交大梁の耐火被覆状況を図-2、温度測定位置を図-1 (d) に示す。直交大梁の耐火被覆にはアルカリアースシリケート（AES）ブランケットを用い、ウェブに厚さ50mmを充填し、外周に厚さ25mmを2枚重ねて巻き付けた。No.2では小梁端部から

内側300mmの位置に仕切り板を設け、接合部が加熱されないよう被覆した。ボルト接合部の温度測定には、セラミック被覆K熱電対（Φ0.65mm）を用い、熱接点部をボルト頭にかしめて固定した。No.3では1列目（梁端側）と2列目（スパン中央側）それぞれのボルト温度を測定した。

3. 実験方法

3.1 荷重方法および変位測定方法

試験体への荷重は、図-1 (a)、(b) に示すように、支持台上のピンローラー治具上に試験体を設置し、スパン中央から両側600mmの位置で、油圧シリンダを用いた2点荷重による一定荷重とした。

1点あたりの荷重荷重P（以下、梁上荷重）は、作用全曲げモーメントが合成梁の降伏モーメント⁷⁾の1/3である56kN・mとなるよう、試験体自重および荷重治具自重を考慮して求め、その結果P=26kNとなった。常温荷重～荷重加熱中の梁上荷重制御結果を図-4に示す。実験時は目標の荷重で制御できた。

試験体の変位は、図-1 (a)、(e) に示す位置で、巻取り式紐変位計を用いて合成梁の鉛直方向変位を測定した。

No.1～3の常温荷重時（加熱前）の荷重－中央たわみ関係を図-5に示す。参考として、式(1) で求められる単純支持条件下での弾性理論上の中央たわみを図中に併せて示す。

$$\delta = \frac{679}{17496} \frac{PL^3}{EI} \quad [\text{mm}] \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここで、E：鋼材のヤング率（ $2.05 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ ）、I：合成梁の断面二次モーメント（ $1.99 \times 10^8 \text{mm}^4$ ）、L：支点間距離（5400 mm）

図-5より、No.2、3ではNo.1と比べて若干傾きが大きい、いずれも理論値の傾きに近く、ボルト接合梁は常温時の弾性範囲では単純支持条件に近い荷重－中央たわみ関係の挙動を示した。これは、常温時には、No.2、3のボルト接合部の負曲げ剛性が、梁中央部の正曲げ剛性に比べて極めて小さいためと考えられる。

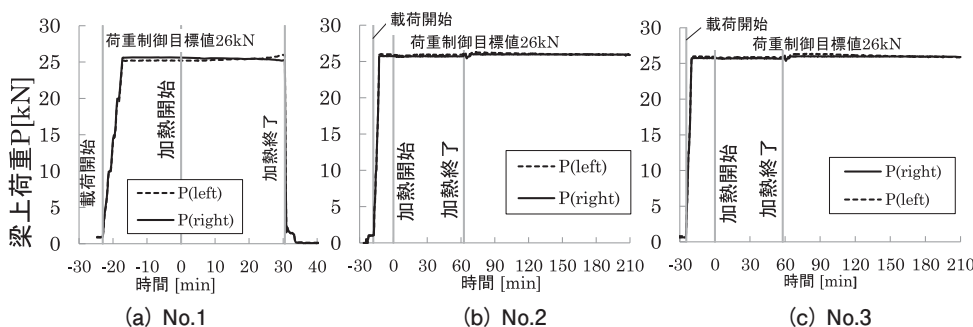


図-4 梁上荷重制御結果

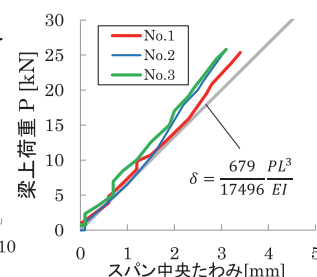


図-5 常温時の曲げ剛性

3.2 加熱方法

加熱炉は、図-1 (a)、(b) に示すように、耐火被覆材で作成した仕切り板と炉蓋を用いて試験体と炉の隙間を塞ぎ、熱が外部に漏れないように閉鎖した。試験体への加熱はISO834標準加熱温度曲線に準拠し、炉内温度の測定にはシース被覆K熱電対 (Φ3.0mm) を用いた。

4. 荷重加熱実験の結果

実験結果一覧を表-5に示す。単純梁のNo.1では24分でISO限界たわみに達し、30分時にスラブ上端に圧壊が生じて曲げ崩壊した。それに対し、ボルト接合梁のNo.2、3ではISO限界たわみ到達時間はNo.1の倍以上となり、ウェブでのせん断座屈および下フランジの局部座屈が生じたものの、加熱中から放冷過程にわたって実験荷重を保持し続け、No.1より耐火性能が大きく向上する結果となった。以降、実験結果について詳細に考察を行う。4.1節では試験体温度測定結果、4.2節では試験体損傷状況、4.3節ではたわみ挙動および軸方向変形を示す。

表-5 実験結果一覧

試験体	時間[分]		崩壊モード
	ISO限界たわみ到達	加熱終了	
No.1	24	30.5	曲げ崩壊
No.2	61	62	せん断崩壊
No.3	57.5	59	

4.1 無耐火被覆合成梁と接合部の火災時断面内温度

スパン中央断面はNo.1~3いずれも概ね同様の温度推移であったため、代表としてNo.2のスパン中央断面温度測定結果を図-6 (a) に示す。

図-6 (a) より、加熱初期から無耐火被覆鉄骨梁の下フランジとウェブ下部の温度が急上昇し、No.1の荷重加熱終了30.5分時には800℃に達した。その後の下フランジ温度は、炉内温度と50℃以下の差で推移し、No.2の加熱終了62分時には920℃に達した。加熱終了後は速やかに温度が低下した。熱たわみを生じさせる上下フランジの温度差は、15分頃まで増加し、以降その差は縮まった。床スラブ内下端筋温度は、62分時に247℃であり、加熱終了後も緩やかに温度上昇し、78分時に最大となった。加熱～放冷時にわたり下端筋は300℃以下に留まっており、強度低下は小さかったと考えられる。また、上端筋は最大で150℃以下であり、上端筋および圧縮縁側のコンクリートの強度低下は小さかったと考えられる。No.2およびNo.3 (ボルト1、2列目) のボルト接合部断面の温度測定結果を図-6 (b) ~ (d) に示す。

図-6 (b) より、接合部を被覆したNo.2では、加熱～

放冷時を通して、高力ボルト温度は140℃以下、鉄筋温度は100℃以下であり、ボルト接合部断面の構成材の強度低下は小さかったと考えられる。図-7 (c)、(d) より接合部を被覆していないNo.3では、高力ボルト温度は加熱終了59分時には、2列目 (中央側) で640℃、1列目 (端部側) では530℃に至った。加熱終了後は、小梁、ボルト、頭付きスタッド根本の温度は速やかに低下した。一方、スラブ内鉄筋温度は加熱終了後も緩やかに上昇したが、加熱～放冷時にわたり最大120℃以下であり、鉄筋の強度低下は小さかったと考えられる。接合部が耐火被覆されていないNo.3の場合で、加熱終了時の接合部温度は、スパン中央の小梁温度に比べて200℃以上低い結果となった。これは耐火被覆された低温の大梁への伝熱効果によるものと考えられる。

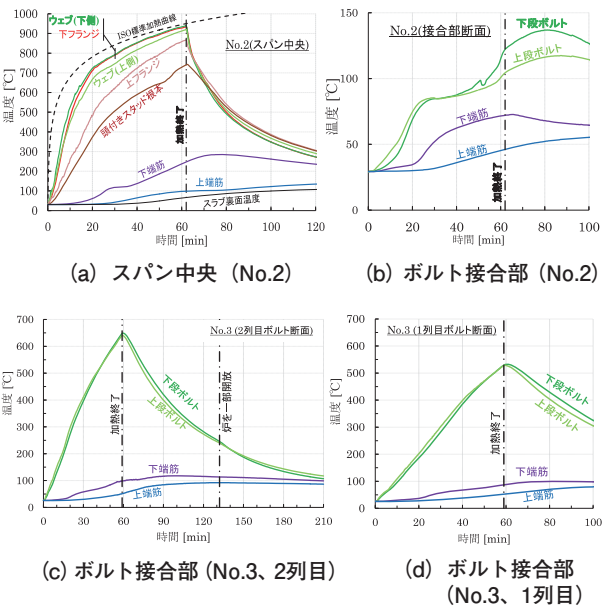


図-6 試験体温度測定結果

4.2 荷重加熱時および荷重放冷時の損傷状況

実験後の試験体の損傷状況を写真-1に示す。No.1では、ほぼスパン全長にわたり、スラブ下端からの曲げひび割れが入っており、写真-1 (a) のように正曲げによる大きなたわみ変形を示した。30分位に、荷重点付近において写真-1 (c) に示すコンクリートスラブ上端の圧壊が確認された。このことからNo.1は、30分位に荷重点付近で正曲げ耐力の限界に達し、曲げ崩壊メカニズムが形成されたと考えられる。一方、ウェブのせん断座屈やフランジの局部座屈、横座屈はみられなかった。したがって5.1節ではNo.1の崩壊時間を30分として正曲げ耐力の考察を行う。

写真-1 (b) に示すように、No.1と異なりNo.2、3では

梁端回転拘束がみられた。スパン中央から両側に約1700mmの区間でスラブ下端からの曲げひび割れが生じており、写真-1 (d) に示すように梁端から約1000mmの区間でコンクリートスラブ上端からの曲げひび割れが生じた。これは梁端回転拘束による負曲げモーメントに、スラブ内鉄筋が抵抗していたことを示している。このひび割れは35分位に梁端付近で観察されたものであり、徐々に亀裂がスパン中央側へ拡大していった。No.3においてスラブ上端からの亀裂が発生していた区間は、No.2に比べ、より梁端に近い区間であった。これはNo.3では接合部を無耐火被覆としたため、接合部位置での回転拘束が低下したためと考えられる。加熱終了直後には、梁端のひび割れが拡大し、特にNo.3では、写真-1 (f) に示すようにスラブ短手側面の高さ80~100mm（上端鉄筋が配されている高さ）の位置に大きな横ひび割れが観察された。これは小梁の急冷収縮に伴って生じた引張力の一部を、梁端付近のスラブ内鉄筋が負担したことで、サイドスプリット型の付着割裂が生じたものと考えられる。接合部を耐火被覆したNo.2では同様のひび割れは生じなかった。これは接合部の剛性低下が抑えられたことで、梁端の曲率が比較的小さかったためと考えられる。No.2でも小梁の急冷収縮によるコンクリートスラブの引張力は、No.3と同様に生じていたと推察される。また写真-1 (e) に示すように、No.2、3のスラブ短手側面で150mm間隔（直交大梁上の頭付きスタッド間隔）の縦ひび割れが確認された。これはスラブ端部の回転を頭付きスタッドが拘束するために生じるひび割れであり、直交大梁上に配される頭付きスタッドの定着力により、コンクリートスラブの回転拘束効果が発揮される¹¹⁾ことを示している。

ボルト接合部の損傷状況を写真-1 (g)、(h) に示す。No.2、3ともに接合部の添え板と小梁ウェブが若干ずれていたが、荷重加熱時および荷重放冷時において、ボルト破断や添板とウェブ板の端抜け破断、ボルト孔の顕著な支圧変形は確認されなかった。直交大梁上の頭付きスタッドによりスラブが回転拘束されることで、スラブ内鉄筋が曲げに対して有効に働き、ボルト接合部の損傷が防止されたと考えられる。一方で、No.2、3ともに梁端から400~1000mm内側の位置で、ウェブのせん断座屈および下フランジの局部座屈が確認された。局部座屈区間の下フランジが面外に若干変形していたが、梁全体の横座屈は発生していない。スラブと頭付きスタッドで拘束されている上フランジには、面外への変形はみられなかった。また、スパン中央のコンクリート上端の圧壊など正曲げによる大きな損傷もみられなかった。



写真-1 実験後の試験体損傷状況

4.3 火災加熱時のたわみ挙動

No.1~3の時間-中央たわみ関係を図-7に、時間-中央たわみ速度関係を図-8に示す。図中には、式(2)による限界たわみ D と、式(3)による限界たわみ速度 dD/dt を併せて記載する。

$$D = L^2/(400d) \quad [\text{mm}] \quad \dots\dots\dots (2)^{12)}$$

$$dD/dt = L^2/(9000d) \quad [\text{mm/min}] \quad \dots\dots\dots (3)^{12)}$$

ここで、 d : 鋼梁のせい (300mm)、 L : 支点間距離 (5400mm)

また、スパン方向の鉛直変位分布を図-9に示す。縦軸は図-1 (a) に示す位置で測定した鉛直変位で、横軸はスパン中央を原点とした試験体長さである。丸印で示す点が実際の測定位置における鉛直変位で、その間は直線補間で示した。

図-7より、単純梁のNo.1では、加熱初期には上下フランジ温度差の増加による熱たわみが急増した。上下フランジ温度差が減少した15分以降は、主に合成梁の曲げ剛性低下によりたわみが増加したと考えられる。この

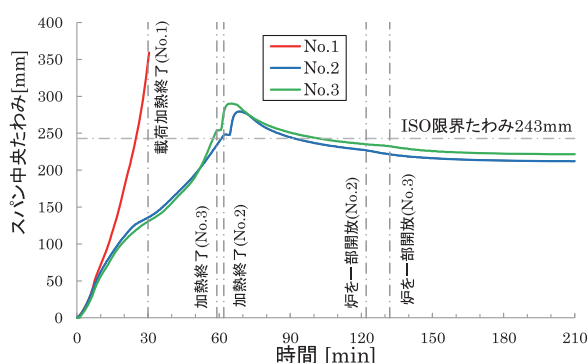


図-7 時間-中央たわみ関係

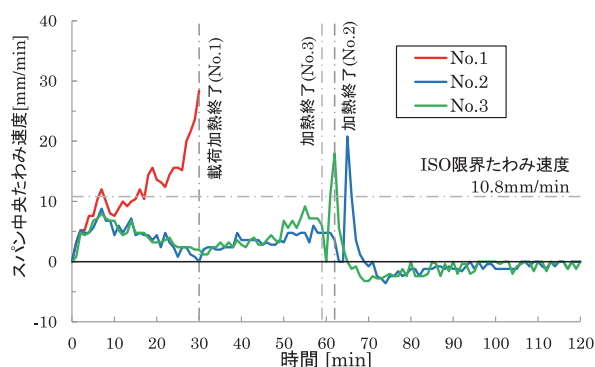
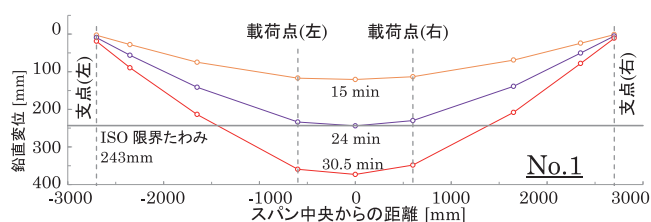
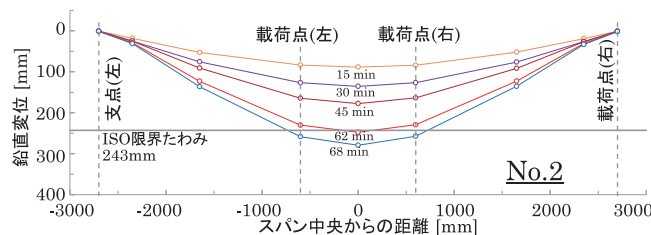


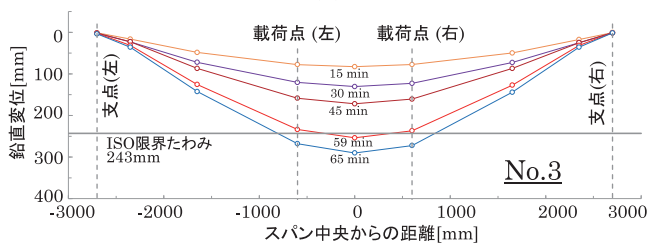
図-8 時間-中央たわみ速度関係



(a) No.1



(b) No.2



(c) No.3

図-9 鉛直変位分布

ことは、図-9 (a) の鉛直変位分布に示すように、15分までは梁全長にわたりほぼ一様な曲率であるが、それ以降は等曲げ区間に近いほど曲率が大きくなっていることからわかる。図-7、8より、No.1では、10分以降、徐々にたわみ速度が増加し、20分時に限界たわみ速度規定を超え、24分時にISO限界たわみに達した。その後もたわみがさらに増加し、30分でスラブ上端が圧壊し、30.5分で載荷加熱を終了した。以上から、加熱終了時の梁中央の曲率は極めて大きく、梁中央部では鋼梁断面全域が概ね降伏引張応力度に達していたと推察され、加熱終了時点における合成梁の正曲げ耐力が得られた。

図-7より、ボルト接合梁のNo.2、3では、10分時までは単純梁のNo.1と同様のたわみ挙動であったが、その後、図-8に示すようにたわみ速度が減少し、No.1よりたわみが大きく抑制された。図-9 (b)、(c) に示すように、No.2、3では、支点に近い位置では上側に凸の曲率となっており、ボルト接合部で回転拘束効果が発揮されたことがわかる。30分以降、徐々にたわみが増加し、No.2では61分時、No.3では57.5分時にISO限界たわみに達した。図-9 (b)、(c) に示すように、支点より1つ内側の鉛直変位は30分以降ほぼ変化がなく、梁端の回転拘束効果はほとんど低下していないと考えられる。また、4.2節で前述した梁端ウェブのせん断座屈が発生してい

た区間（支点から400～1000mm内側）の鉛直変位は、30分以降で比較的大きく増加している。よって、30分以降のたわみ速度増加の原因は、梁端ウェブのせん断座屈による変形が増大したためと考えられる。このことから、No.2、3では、無耐火被覆合成梁の正曲げ剛性低下に加えて、梁端ウェブのせん断座屈が主要因となってISO限界たわみに到達したと考えられる。

図-7、8より、加熱終了直後にはNo.2、3とも、一時的にたわみが急増する現象がみられた。これは、4.2節で述べたとおり、小梁の急冷収縮に伴ってスラブ端部に鉄筋の付着割裂が生じ、一時的に端部の回転拘束が低下したためと考えられる。一方、図-4 (b)、(c) に示すように、その後の放冷過程においても、No.2、3とも実験荷重を保持し続けた。放冷過程では、小梁の冷却収縮に伴い、直交大梁が小梁を軸拘束することで生じる圧縮力が低下したこと、また合成梁の断面内温度差による熱たわみが低下したことにより、たわみが徐々に低下したと考えられる。図-7より、放冷過程でのたわみ挙動は緩やかに推移しており、小梁の冷却収縮による熱応力に起因するボルト破断等、接合部での大きな損傷はなかったと考えられる。以上から、ボルト接合梁のNo.2、3では、接合部での回転拘束効果により、単純梁のNo.1に比べてたわみが抑制され、耐火性能が大きく向上した。

図-7より、No.2とNo.3のたわみ挙動を比較すると、50分頃まではNo.2のたわみが僅かに大きかったが、その後逆転し、No.3がより早期にISO限界たわみに達した。加熱初期ではNo.2よりもボルト本数を増したNo.3の方が接合部の回転拘束効果が大きい、No.3の無被覆の接合部が高温化するに従い、No.2よりも回転拘束効果が低下したためと考えられる。以上から、ボルト2列配置で接合部が無被覆のNo.3よりも、ボルト1列配置で接合部を耐火被覆したNo.2の方が、僅かに高い耐火性能を示した。

5. ボルト接合された合成小梁の火災時耐力に関する考察

5.1 スパン中央の正曲げ耐力

まずスパン中央付近で正曲げ崩壊したNo.1の正曲げ耐力について考察する。合成梁の火災時正曲げ耐力は、部材断面を下フランジ、ウェブ、上フランジ、コンクリートスラブ、鉄筋の要素に分けて、要素ごとに異なる温度とその温度に応じた強度を用いた全塑性モーメントで評価される^{1),5)}。コンクリートの高温圧縮強度は、ガイドブックで提案されている、常温時圧縮強度と水結合材比から求められる高温圧縮強度式を用い、小梁各部の高温強度は、2.3節で示した有効降伏強度（高温引張試験のひずみ1%時応力）を用いた。鉄筋の高温強度は、RCスラブの火災時耐力評価に関する西村らの研究¹³⁾を参考に、小梁と同様にひずみ1%時応力の値を用いることとした。なお、コンクリートは引張時、鉄筋は圧縮時の強度を零と仮定した。コンクリートスラブの温度には、デッキとコンクリートスラブ裏面を除いたスラブ内温度全点の平均値を用いた。

この条件で求めた試験体No.1の正曲げ耐力 M_u^+ と時間の関係を図-10に示す。No.1のような単純梁の場合には、等曲げ区間の作用曲げモーメントと正曲げに対する全塑性モーメントが一致した際に崩壊に至る。その時間は30分時であり、実験での崩壊時間と一致した。また、その時の下フランジの温度は約800℃であった。したがって、高温時における合成梁の全塑性モーメントを用いて、無耐火被覆の場合でも完全合成梁の火災時正曲げ耐力を精度よく評価できると考えられる。

5.2 ボルト接合部の負曲げ耐力

No.2、3では、スパン中央でのスラブ上端の圧壊はなく、ボルト接合部での損傷はほとんどなかったことから、曲げ耐力に余力が残っていた可能性が高い。これは大梁上の頭付きスタッドによりスラブ端部の回転が拘束された

ことで、スラブ筋が有効に働き、ボルト接合部での負曲げ耐力向上に寄与したためと考えられる。本節では、スラブ筋を考慮したボルト接合部の負曲げ耐力を検討し、No.2、3が曲げ崩壊に至らなかった原因を考察する。

一定の荷重下では、梁端の作用負曲げモーメント M_j とスパン中央に生じる正曲げモーメント M_c の和は一定である。部材の温度上昇に伴い、接合部の負曲げ耐力 M_u^- とスパン中央の正曲げ耐力 M_u^+ の和が $M_j + M_c$ まで低下したときに、3ヒンジ状態が形成され、曲げ崩壊に至ると考えられる¹⁴⁾。ここでは5.1節の方法で求めたスパン中央の正曲げ耐力と、ボルト接合部の負曲げ耐力の合計で、火災時曲げ耐力の検討を行う。鋼構造接合部設計指針⁹⁾では、相当大きな変形が生じない限り、すべてのボルト部分が最大耐力に達することはないという前提のもと、最外縁のボルト部分が最大耐力に達した状態が、接合部の最大曲げ耐力に対応すると仮定している。本研究でもその考え方を採用し、図-11に示すボルト接合部断面の耐力分布を仮定する。ここでは、下段ボルト部が最大耐力に達し、かつ上端筋が降伏した状態を最大曲げ耐力に対応するものと想定し、その間のボルト部は下段ボルト部の最大耐力と中立軸からの距離との比例関係にあり、下端筋も上端筋の降伏耐力と同様な比例関係にある耐力分布を仮定した。上記の仮定のもと、本試験体におけるスラブ筋を考慮したボルト接合部の負曲げ耐力 M_u^- は式(4)で求める。

$$M_u^- = N_{rt} t_{rt} + N_{rb} t_{rb} + N_{bt} t_{bt} + N_{bm} t_{bm} + N_{bb} t_{bb} \cdots \cdots (4)$$

上端筋の降伏耐力： $N_{rt} = r_a \cdot r_{\sigma y}(T_{rt})$

下端筋による力： $N_{rb} = (x_n - t_{rb}) / (x_n - t_{rt}) \times N_{rt}$

上段ボルト部の力： $N_{bt} = (x_n - t_{bt}) / (x_n - t_{bb}) \times N_{bb}$

中段ボルト部の力： $N_{bm} = (x_n - t_{bm}) / (x_n - t_{bb}) \times N_{bb}$

下段ボルト部の最大耐力： $N_{bb} = \min(F_b, R_d, F_b, R_d)$

高力ボルトの破断耐力： $F_b, R_d = -0.6m \cdot n \cdot A_{bs} \cdot F_{bu}(T_{bb})$

添え板のはしめけ破断耐力： $F_b, R_d = -e \cdot t_p \cdot s_{fu}(T_{bb})$

ここで、 r_a ：上端筋の総断面積、 $r_{\sigma y}(T_{rt})$ ：上端筋の有効降伏強度、 m ：せん断断面数（=1面）、 n ：ボルト本数、 A_{bs} ：ボルト軸部断面積、 $F_{bu}(T_{bb})$ ：ボルト引張強さ、 e ：はしあき距離（50mm）、 t_p ：添え板板厚（6.5mm）、 $s_{fu}(T_{bb})$ ：鋼材引張強さ（ T_{bb} には、ボルト温度測定値の平均を用いる）、 x_n ： $\Sigma N=0$ から求められる最大曲げ耐力時の中立軸、他の記号は図-11を参照。

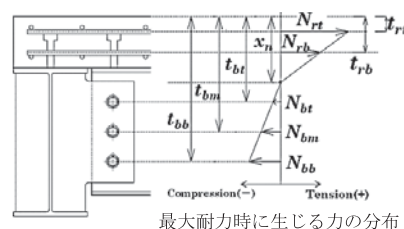


図-11 スラブ筋を考慮したボルト接合部の負曲げ耐力評価モデル

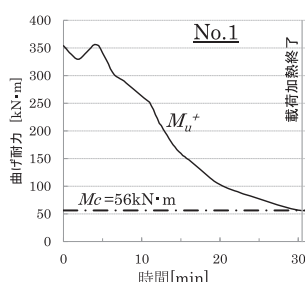


図-10 曲げ耐力 (No.1)

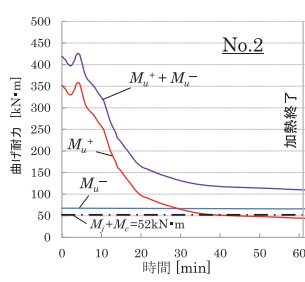


図-12 曲げ耐力 (No.2)

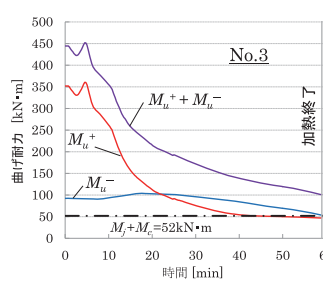


図-13 曲げ耐力 (No.3)

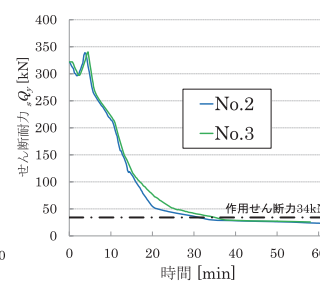


図-14 せん断耐力 (No.2、3)

No.2、3の曲げ耐力計算結果を図-12、13に示す。加熱終了時の全曲げ耐力 $M_u^+ + M_u^-$ は、作用全曲げモーメント $M_j + M_c$ に対して、No.2、3とも約2倍程度であり、曲げ耐力には十分な余力があったと推察される。正曲げ耐力 M_u^+ は、加熱初期から無耐火被覆鋼梁の温度上昇に伴って大きく低下し、No.2で38分時、No.3で42分時に全作用曲げモーメントと同程度となり、加熱終了時での M_u^+ は常温時の1/7程度まで低下した。一方、図-12より、接合部に耐火被覆を施したNo.2では、ボルト接合部負曲げ耐力 M_u^- はほぼ低下しなかった。図-13より、接合部を無被覆としたNo.3では、ボルト温度が300℃に至り強度低下が始まったと考えられる20分頃から M_u^- が徐々に低下しはじめ、加熱終了59分時には常温時の1/2程度となった。全曲げ耐力への影響は、常温時にはスパン中央の正曲げ耐力 M_u^+ が支配的であったのに対し、火災時にはボルト接合部の負曲げ耐力 M_u^- による影響が大きくなる傾向を示した。これは火災加熱時の無耐火被覆合成梁の M_u^+ の低下が著しいのに対し、接合部が無被覆であっても M_u^- の低下は比較的緩慢であったためである。

以上より、接合部が高温となっても、スラブ筋を考慮したボルト接合部の負曲げ耐力 M_u^- が一定程度以上の耐力を保持し、耐力低下の著しい無耐火被覆合成梁の正曲げ耐力 M_u^+ を補うことで、曲げ崩壊に至らなかったと考えられる。ただし、接合部がさらに高温となりボルト部耐力が零に近づくと、中立軸は上端筋と下端筋の間まで上昇し、RCスラブのみの負曲げ耐力に収束していくものと考えられる。この場合、本評価モデルによる負曲げ耐力に至る前に、ボルト破断が先行する危険性がある。この点については、実験等による追加検証が必要であり、今後の検討課題とする。

本節では、No.2、3が曲げ崩壊しなかった要因を考察するための一つの指標として、式(4)による負曲げ耐力評価式を用いて検討を行った。ただし、No.2、3の実験では曲げ崩壊のメカニズム(3ヒンジ状態)を確認できていないため、実験による曲げ耐力の定量化には至っていない。スラブ筋要素を考慮したボルト接合部の負曲

げ耐力評価方法の妥当性を検討するには、ボルト接合部で曲げ崩壊モードを確認する実験や時刻歴応答解析による応力度分布の詳細検討等を加えた上で、慎重に議論する必要がある。本評価モデルの妥当性については今後の検討課題とする。

5.3 梁端ウェブのせん断耐力

梁端ウェブのせん断座屈がみられたNo.2、3のせん断降伏耐力計算値 wQ_y と時間の関係を図-14に示す。 wQ_y は式(5)で算出した。ウェブ温度 T_w にはスパン中央のウェブ平均温度を用いた。

$$wQ_y = A_w \cdot s \sigma_y(T_w) / \sqrt{3} \quad \text{..... (5)}$$

ここで、 A_w ：ウェブ断面積、 $s \sigma_y(T_w)$ ：ウェブの有効降伏強度

せん断降伏耐力が作用せん断力に等しくなった時間は、No.2で31分時、No.3で35分時である。図-8より、これはたわみ速度が上昇しはじめた時間と概ね一致しており、この頃に梁端ウェブが降伏し、せん断変形が増加し始めたと考えられる。一方、せん断降伏した後も荷重を保持し続けた理由としては、図-14に示すように30分以降におけるせん断耐力の低下が非常に緩慢であること、ウェブのせん断座屈に伴う斜張力場¹⁵⁾が形成されてせん断耐力が増加したためと考えられる。

6. まとめ

本研究では、大梁にボルト接合された無耐火被覆完全合成小梁の載荷加熱実験を実施し、火災時たわみ挙動および火災時耐力について考察を行った。本研究で得られた知見を以下にまとめる。

- ① 常温載荷時のボルト接合梁の荷重-たわみ関係は単純梁に近い挙動を示したが、火災加熱時には梁端接合部での回転拘束効果によりたわみが大きく抑制された。
- ② その結果、ISO限界たわみ到達時間が単純梁のNo.1で24分だったのに対し、ボルト接合梁のNo.2で61分、No.3で57.5分となった。これより、大梁にボルト接合された合成小梁で作用応力に余裕がある場合、小梁の耐火被覆を省略しても1時間の耐火性能が確保でき

る可能性を示した。

③ボルト接合梁では、ISO 限界たわみに達した後の放冷過程において、ボルト接合部でのボルト破断、はしめ破断、ボルト孔の大きな支圧変形はみられなかった。一方、加熱終了直後には小梁の急冷収縮に伴い、梁端部のコンクリートに損傷が生じ、たわみが一時的に急増する現象がみられた。

④単純梁実験において、使用鋼材の高温強度に基づく全塑性モーメントとスパン中央に生じる曲げモーメントが等しくなった時間は、実験での崩壊時間と一致した。文献5)の耐力評価式で、無耐火被覆完全合成梁の火災時正曲げ耐力を精度良く評価できた。

⑤ボルト接合梁では、小梁端部においてウェブのせん断座屈と下フランジの局部座屈が生じたが、ウェブのせん断降伏直後に荷重支持能力を損失することはなかったと考えられる。

⑥スラブ筋を考慮したボルト接合部負曲げ耐力を式(4)により算出し、ボルト接合梁の曲げ耐力について考察した。その結果、全曲げ耐力への影響は、常温時にはスパン中央の正曲げ耐力が支配的であった一方、火災時にはボルト接合部の負曲げ耐力による影響が大きくなることを示した。

本報で示したボルト接合梁の実験では、梁ウェブでのせん断崩壊が先行したため、ボルト接合部での曲げ崩壊モードを確認できなかった。そこで、日本建築総合試験所の2018年度自主共同研究において、ボルト接合部での負曲げ耐力を把握することを目的に、デッキ合成スラブおよびRCスラブを用いた合成小梁の荷重加熱実験を実施している。今後、その実験結果およびスラブ筋を考慮したボルト接合部の負曲げ耐力評価方法に関しての追加考察を報告する予定である。

謝辞

本研究は日本鉄鋼連盟 鋼構造研究・教育助成事業(目的研究)の助成を受けて実施された。試験体に用いたデッキプレートはJFE建材(株)よりご提供頂いた。試験体製作において(株)東亜理科の方々に多大なご協力を頂いた。記して謝意を表します。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：鋼構造耐火設計指針，2017.6
- 2) Khalifa S.Al-Jabri, J.Buick Davison, Ian W.Burgess: Performance of beam-to-column joints in fire—A review, Fire Safety Journal 43, pp.50-62, 2007.3

- 3) 中川弘文，鈴木弘之：鋼梁の崩壊温度に関する実験，構造工学論文集，Vol.44B, pp.531-539, 1998.3
- 4) 窪田伸，高橋英考，今野和近，平山博巳，鈴木隆生，杉谷博：FR 鋼の耐熱特性とこれを用いた合成梁の耐火性能，日本建築学会大会学術講演梗概集，A- II, pp.43-46, 1999
- 5) 安田聡，道越真太郎，田川泰久：火災時における合成梁の終局曲げ耐力に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集 第 73 巻 第 634 号，pp.2271-2278, 2008.12
- 6) 四元順也，ロバートドゥウィプトラ，平島岳夫，尾崎文宣，村上行夫，木村慧：直交梁とピン接合された無耐火被覆完全合成梁の荷重加熱実験—梁端ピン接合を有する合成梁の火災時耐力に関する研究 その 1—，日本建築学会構造系論文集 第 83 巻 第 753 号，pp.1713-1723, 2018.11
- 7) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，2010.11
- 8) 鈴木淳一，石原慶大，島村誠，大宮喜文，遊佐秀逸，原田和典，若松孝旺：火災時における無被覆鋼材の温度上昇簡易予測式，日本建築学会構造系論文集 第 553 号，pp.143-148, 2002.3
- 9) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，2012.3
- 10) 日本建築学会：構造材料の耐火性ガイドブック，2017.2
- 11) 原田晶利：合成スラブの純曲げ荷重加熱試験における熱曲げ歪拘束の評価，構造工学論文集，Vol.48B, pp.73-77, 2002.3
- 12) ISO834, Fire-resistance tests -Elements of building construction- Part 1: General requirements, 1999.9
- 13) 西村俊彦，上原茂男：RC スラブが正曲げモーメントを受ける場合の耐火性能に関する研究，日本建築学会構造系論文集 第 73 巻 第 626 号，pp.677-684, 2008.4
- 14) 尾崎文宣，鈴木弘之：梁に高力ボルト継手を持つ鋼架構の崩壊温度，日本建築学会構造系論文集 第 547 号，pp.207-214, 2001.9
- 15) 日本建築学会：鋼構造座屈設計指針，2009.11

【執筆者】



*1 四元 順也
(YOTSUMOTO Naoya)



*2 ロバートドゥウィプトラ
(ROBERT Dwiputra)



*3 平島 岳夫
(HIRASHIMA Takeo)



*4 尾崎 文宣
(OZAKI Fuminobu)



*5 村上行夫
(MURAKAMI Yukio)



*6 木村 慧
(KIMURA Kei)