

梁端ウェブ接合の回転抵抗を考慮した
無耐火被覆合成梁の火災時曲げ耐力に関する研究

2020年8月

千葉大学大学院融合理工学府

創成工学専攻 建築学コース

四元 順也

(千葉大学審査学位論文)

梁端ウェブ接合を有する無耐火被覆合成梁の
火災時曲げ耐力に関する研究

2020年8月

千葉大学大学院融合理工学府

創成工学専攻 建築学コース

四元 順也

目次

第1章 序論.....	1
1.1 研究の背景.....	2
1.2 既往の研究.....	4
1.2.1 合成梁の火災時耐力.....	4
1.2.2 梁端ウェブ接合部の耐火性.....	8
1.2.3 無耐火被覆合成梁および梁端ウェブ接合部の火災時温度.....	15
1.3 研究の目的.....	18
1.4 本論文の構成.....	19
第1章の参考文献.....	20
第2章 連続床形式で梁端ウェブ接合部のみ耐火被覆された合成梁の火災時曲げ耐力... 24	24
2.1 はじめに.....	25
2.2 荷重加熱実験の概要.....	27
2.2.1 実験条件および試験体の詳細.....	27
2.2.2 荷重方法および常温時の曲げ剛性.....	37
2.2.3 加熱方法.....	39
2.2.4 使用材料およびその高温強度.....	40
2.3 実験結果.....	42
2.3.1 荷重加熱実験結果の概要.....	42
2.3.2 無耐火被覆合成梁の断面内温度.....	43
2.3.3 耐火被覆された接合部の断面内温度.....	45
2.3.4 損傷状況.....	47
2.3.5 スパン中央のたわみおよび接合部の回転角.....	55

2.3.6	小梁の熱膨張変形.....	58
2.3.7	片持ち梁端部の載荷荷重の推移.....	59
2.4	火災時曲げ耐力の評価モデル.....	61
2.4.1	火災時曲げ崩壊過程.....	61
2.4.2	合成梁の正曲げ耐力.....	61
2.4.3	合成梁の負曲げ耐力.....	70
2.4.4	梁端ウェブ接合部の負曲げ耐力.....	79
2.5	耐力評価による計算値と実験値の比較.....	83
2.5.1	純鉄骨梁の場合.....	83
2.5.2	デッキ合成スラブを用いた合成梁の場合.....	84
2.5.3	RCスラブを用いた合成梁の場合.....	87
2.5.4	耐力評価のまとめ.....	92
2.6	本章のまとめ.....	94
	第2章の参考文献.....	95
第3章 火災加熱時と放冷過程における完全合成梁と梁端ウェブ接合部の挙動.....		96
3.1	はじめに.....	97
3.2	載荷加熱実験の概要.....	99
3.2.1	実験条件および日の字形試験体の詳細.....	99
3.2.2	載荷方法および常温時曲げ剛性.....	106
3.2.3	試験体被覆方法および加熱方法.....	108
3.2.4	使用材料およびその高温強度.....	112
3.3	実験結果および考察.....	114
3.3.1	載荷加熱実験結果の概要.....	114
3.3.2	無耐火被覆合成梁と接合部の断面内温度.....	114
3.3.3	加熱放冷後のスパン中央および梁端部の損傷状況.....	118
3.3.4	冷却時の引張力に対する接合部耐力の考察.....	126

3.3.5	たわみ挙動および軸方向変形	128
3.3.6	曲げ耐力およびせん断耐力の考察	139
3.4	本章のまとめ	143
	第3章の参考文献	144
第4章	無耐火被覆合成梁と被覆された梁端接合部の温度分布	145
4.1	はじめに	146
4.2	解析対象実験の概要	148
4.2.1	熱的挙動の観点からみた実験変数	148
4.2.2	梁端接合部の被覆方法および温度測定位置	148
4.2.3	スパン中央における無耐火被覆合成梁の温度測定位置	149
4.2.4	加熱方法	151
4.3	三次元差分法による伝熱解析モデル	152
4.3.1	熱伝導モデル	152
4.3.2	無耐火被覆部分における火炎からの熱伝達モデル	153
4.3.3	スラブ上面における常温空気への熱伝達モデル	154
4.3.4	耐火被覆部分の伝熱モデル	154
4.3.5	デッキプレートとコンクリートの間の伝熱モデル	157
4.3.6	鋼材とコンクリートの熱物性値	158
4.4	無耐火被覆合成梁のスパン中央の断面内温度分布	160
4.4.1	格子分割モデルと熱収支式	160
4.4.2	解析結果と実験結果の比較	166
4.4.3	梁せい方向の一次元熱伝導モデルによる簡易計算	174
4.5	耐火被覆された梁端接合部の温度分布	176
4.5.1	格子分割モデルと熱収支式	176
4.5.2	解析結果と実験結果の比較	179

4.5.3 材軸方向の一次元熱伝導モデルによる簡易計算	182
4.6 本章のまとめ	184
第4章の記号一覧	185
第4章の参考文献	187
第5章 結論	189
5.1 研究の成果	190
5.2 今後の課題	194
資料編	196
資料1 試験体に用いた材料の証明書等	197
資料2 試験体に用いた鋼材の高温素材引張試験データ	219
付録	227
付録1 梁端部と周辺架構の取り合い部における温度予測手法	228
付録2 耐火設計への適用	236
謝辞	250
発表論文	253
論文要旨	256

第 1 章 序論

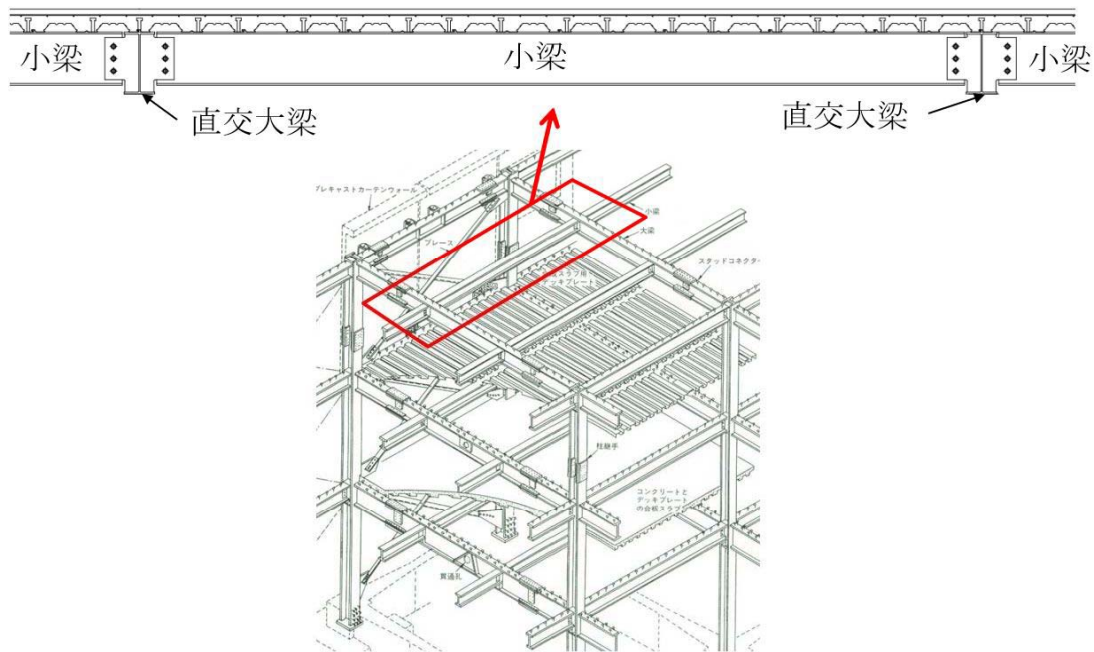
1.1 研究の背景	2
1.2 既往の研究	4
1.2.1 合成梁の火災時耐力	4
1.2.2 梁端ウェブ接合部の耐火性	8
1.2.3 無耐火被覆合成梁および梁端ウェブ接合部の火災時温度予測手法	15
1.3 研究の目的	18
1.4 本論文の構成	19
第 1 章の参考文献	20

1.1 研究の背景

現在の我が国における鋼構造耐火設計では、標準耐火試験^{1.1)}に基づき耐火構造の大臣認定を取得した認定仕様もしくは例示仕様を建築物に使用する仕様規定的な手法、または実建物の条件に応じて計算により耐火性能を検証する性能規定的な手法^{1.2), 1.3)}が採用されている。前者における標準耐火試験は、単純支持部材に長期許容応力度を作用させた状態で、盛期火災を模した火熱を与える載荷加熱試験を基本としている。鋼材の高温時の機械的性質および熱的性質を踏まえると、鋼構造部材の標準耐火試験において所定の耐火時間を満足させるには、耐火被覆材を用いて火災から鋼材を保護する必要がある。後者の性能規定的手法では、単純塑性理論に基づき火災時の構造耐力を評価する終局強度型の設計法が採用されている。この手法では、実建物における火災性状・荷重レベル・部材端部での拘束条件等を考慮できるため、より合理的な耐火設計が可能である。しかしながら、鋼材の有効降伏強度を700℃または750℃で零とする強度低下モデルが用いられているため、相応の耐火被覆を施すことが一般的である。耐火被覆の施工は、鋼構造の耐火性能を確保する上で重要であるが、施工時の人員確保・建設コスト・設計の自由度・建物解体時における廃棄物増大等の問題を考慮すると、可能な範囲で省略・削減されることが望ましい。

本研究は、終局強度型の耐火設計法^{1.50)}に基づき、H形鋼とRCスラブによる合成梁の耐火性を合理的に評価することで、鋼構造の耐火被覆削減の可能性を高めるものである。RCスラブを含む鋼架構においては、2方向スラブの大たわみ時に生じる膜作用効果^{1.4)}や梁がカタナリー作用^{1.5)}に着眼した火災時挙動に関する研究が行われている。一方、それらの挙動を考慮し耐火設計を行うには、火災時たわみ挙動を時刻歴応答解析等により把握する必要があり、コスト面や解析の複雑さから、必ずしも設計実務においてそうした手法を採用できるとは限らない。そこで、スラブの膜作用効果や梁のカタナリー状態に至る以前の曲げ崩壊までに着目し、1方向スラブを支える鉄骨梁としての火災時耐力を簡易的に予測できるモデルを検討する。

本研究では直交する大梁(以下、直交大梁)のガセットプレートと梁端ウェブ部分を高力ボルト摩擦接合される小梁(図 1.1.1)を対象とする。小梁は、建築基準法上の主要構造部には該当しないものの、防火区画を形成する床スラブを支えるため、延焼拡大防止の観点から火災時の荷重支持性能が求められる。小梁は、使用される部材数が比較的多く、小断面で熱容量が小さいことから、施工される耐火被覆の量が多くなる。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。小梁端部の高力ボルト摩擦接合部は、ピンと仮定され、せん断力のみを大梁に伝達するように設計されることが一般的である。そのため、梁端接合部(以下、ウェブ接合部)の負曲げ耐力を零として、スパン中央の正曲げ耐力による曲げ崩壊温度とボルト破断によるせん断崩壊温度のうち小さい方の崩壊温度から、小梁の耐火性能が決定される^{1.3)}。一方、ピンとして設計される接合形式であっても、実際にはウェブ接合部で負曲げに対する回転抵抗が生じて半剛接合の挙動を示し、梁端の回転が



図引用：日本建築学会・構造用教材

図 1.1.1 本研究で対象とする架構部分

自由となる単純支持梁の場合よりも小梁の崩壊温度が高くなる^{1.6)}。更に、小梁が RC スラブとの合成梁の場合、直交大梁上で連続する RC スラブ内の鉄筋(以下、スラブ筋)が有効に働き、より大きな梁端負曲げ抵抗に期待できる可能性がある。また、温度上昇が小さい RC 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にも期待できる。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。ウェブ接合部による小梁端部の回転抵抗の効果を耐火設計に適用するには、梁端ウェブ接合を有する無耐火被覆合成梁の载荷加熱実験を実施し、火災時の挙動、曲げ耐力および接合部の破断挙動を明らかにする必要がある。そして、実験結果に基づき、スラブ筋の効果を考慮したウェブ接合部の負曲げ耐力を含む無耐火被覆合成梁の火災時曲げ耐力の評価手法を構築することが必要である。

ウェブ接合部は、梁端の回転を拘束することで小梁の耐火性を向上させる効果がある一方、ボルト投入量が比較的小さいため、小梁の火災昇温時の熱膨張および火災減衰期の冷却収縮が周辺架構で拘束されることで生じる熱応力による変形がウェブ接合部に集中し、梁が崩壊に至る前に接合部で破断する危険性がある。よって、火災昇温時および冷却時における当該梁の挙動も実験で把握する必要がある。本研究では、小梁の被覆を省略する場合でも、大梁および小梁端部のウェブ接合部には被覆を施すことによりウェブ接合部の変形集中を防ぐとともに回転抵抗の確保を図る。大梁と同時に小梁端部のウェブ接合部の耐火被覆を施せば、施工の労力は小さいと考えられる。

このような背景のもと、梁端ウェブ接合を有する無耐火被覆合成梁の火災時曲げ耐力および火災昇温時と冷却時における挙動を把握するために、载荷加熱実験を実施した。

1.2 既往の研究

1.2.1 合成梁の火災時耐力

鋼構造建築物における鉄骨梁は、頭付きスタッドを用いて RC スラブと緊結される合成梁として用いられることが多い。合成梁は、スラブと鉄骨梁が一体となって曲げに抵抗するため、曲げ剛性および曲げ耐力が純鉄骨梁の場合に比べて大きく向上する。このことは火災時においても同様である。合成梁の耐火性に関する研究を以下に紹介する。

(1)合成梁の火災時正曲げ耐力

森田らは、等厚 RC スラブによる耐火被覆された合成梁の火災時挙動を熱応力解析により検討し、合成梁ではスラブとの合成効果により純鉄骨梁に比べ耐火時間が長くなること、鉄骨梁が耐火被覆された場合には RC スラブの熱膨張の効果により純鉄骨梁よりも材端の伸び出しが大きくなることを報告している^{1.7)}。西垣らは、デッキ合成スラブによる耐火被覆された合成梁の単純支持条件での載荷加熱実験を行い、デッキ合成スラブの場合には純鉄骨梁の場合の材端の伸び出しと差異がないこと、下フランジ温度が 600°C に達してもたわみが ISO 限界たわみ値よりもかなり小さく抑えられることを報告している^{1.8)}。中川らは、等厚 RC スラブおよびデッキ合成スラブによる耐火被覆された合成梁の単純支持条件での載荷加熱実験を行い、スラブによる横座屈補剛の効果が高温時においても期待でき、スラブとの合成効果が正曲げ耐力に寄与することを確認している^{1.9)}。また、火災時の合成梁の崩壊に至るまでの挙動や終局耐力を有限要素解析により検討し、終局時には熱膨張が周辺架構で拘束されることで生じる熱応力が消滅するため、終局耐力の評価には熱応力の影響を無視できることを報告している^{1.10)}。窪田らは、デッキ合成スラブと耐火鋼を用いた完全合成梁の単純支持条件による載荷加熱実験を行い、スラブとの合成効果を考慮した火災時正曲げ耐力の評価方法を提案している^{1.11)}。古平らは、H 形鋼のウェブ部分にコンクリートを充填した合成梁の載荷加熱実験を行い、有限要素解析により耐火時間を推定することが可能であると報告している^{1.12)}。Z.Huang らは、欧州仕様で設計された単純支持条件の合成梁の載荷加熱実験^{1.13)}に基づき、頭付きスタッドによる緊結効果を有限要素解析に組み込むことでたわみ挙動を精度よく追跡できることを報告している^{1.14)}。

日本建築学会 鋼構造耐火設計指針(2008 年)では、スラブとの合成効果を見込んで合成梁を耐火設計できる範囲は、常温時において完全合成梁として設計される場合に限られていたが、2017 年改訂版において、完全合成梁のみならず不完全合成梁の場合であっても、スラブとの合成効果を見込んだ合成梁の火災時正曲げ耐力を評価することが可能となった。その評価手法は安田らによる不完全合成梁の火災時曲げ耐力に関する実験的研究^{1.16)}、^{1.17)}に基づいている。安田らは、デッキ合成スラブによる不完全合成梁の載荷加熱実験を行い、頭付きスタッドの高温時せん断耐力を用いてスラブとの合成効果を考慮し、各部の温度および高温強度を用いた合成断面の全塑性モーメントにより、合成梁の火災時正曲げ耐力を評価できることを示した^{1.16)}。例えば、**図 1.2.1** は塑性中立軸が上フランジ内に位置する場合の評価モデルの例

であり、頭付きスタッドのせん断耐力によって評価モデルが異なっている。また、常温時に不完全合成梁として設計された場合でも、鉄骨梁の温度上昇に伴い、火災時には合成率が上昇し、完全合成梁に近づくことを報告している(図 1.2.2)。これは、鉄骨梁の強度低下により、全塑性モーメントを發揮する際に頭付きスタッドが負担する水平せん断力が低下するためである。さらに安田らは、梁端の回転を拘束した合成梁の荷重加熱実験(図 1.2.3)を行い、負曲げ区間を有する場合には正曲げ区間に配された頭付きスタッドのみの水平せん断耐力を用いて合成効果を考慮して正曲げ耐力を評価する方法を提案している^{1.17)}。ここまで示した国内における一連の研究成果により、合成梁の火災時正曲げ耐力の評価手法については概ね確立されている。一方、これらの実験では、鉄骨梁温度が 800℃以下における合成梁の曲げ耐力しか把握されていない。鋼構造では火災盛期に火災温度が 1000℃を超え^{1.18)}、無耐火被覆の鋼材が直接火災に曝された場合には、鋼材温度は早期に 800℃を上回り、1000℃近くにまで達する。そのため、火災温度が 1000℃を超える状況が想定される場合で合成梁の無耐火被覆を実現するには、800℃を超える高温域においても、同様の評価式で合成梁の火災時曲げ耐力を評価できるかを実験により確認する必要がある。

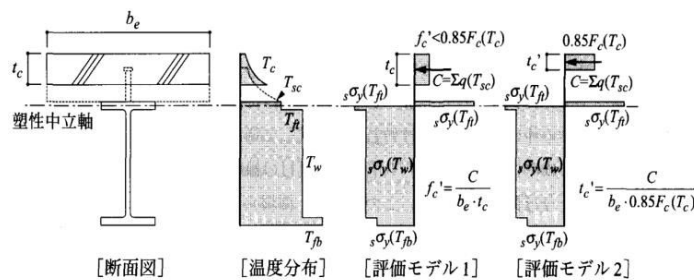


図 1.2.1 合成梁の火災時正曲げ耐力評価モデル^{1.16)}

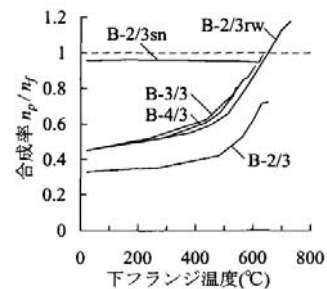


図 1.2.2 合成率の推移^{1.16)}

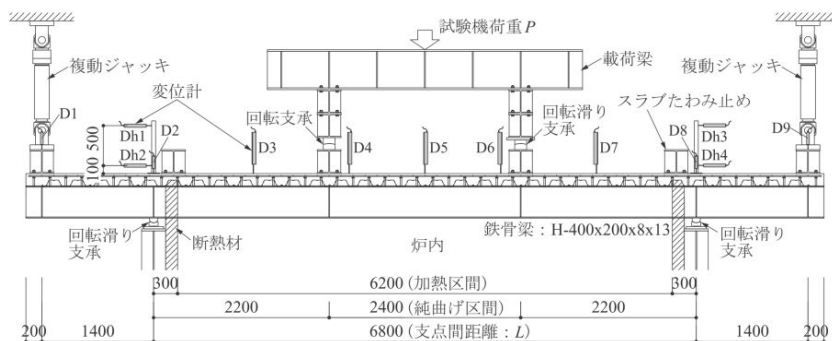


図 1.2.3 梁端の回転を拘束した合成梁の荷重加熱実験セッティング^{1.17)}

合成梁の火災時終局耐力を評価するには、鋼材の歪 1%時応力(有効降伏強度)が必須の技術資料となるが、国内で公表されている 800~1000℃位までの高温域における建築用鋼材の引張試験結果は極めて少なく、鋼構造耐火設計指針^{1.3)}では 490N/mm² 級では 700℃、400N/mm² 級では 750℃で有効降伏強度を零とする強度低下モデル(図 1.2.4 中の $\kappa(T)$)が採用されている。一方、欧州規格 Eurocode 4^{1.19)}では、実勢値を概ね再現し、1200℃まで強

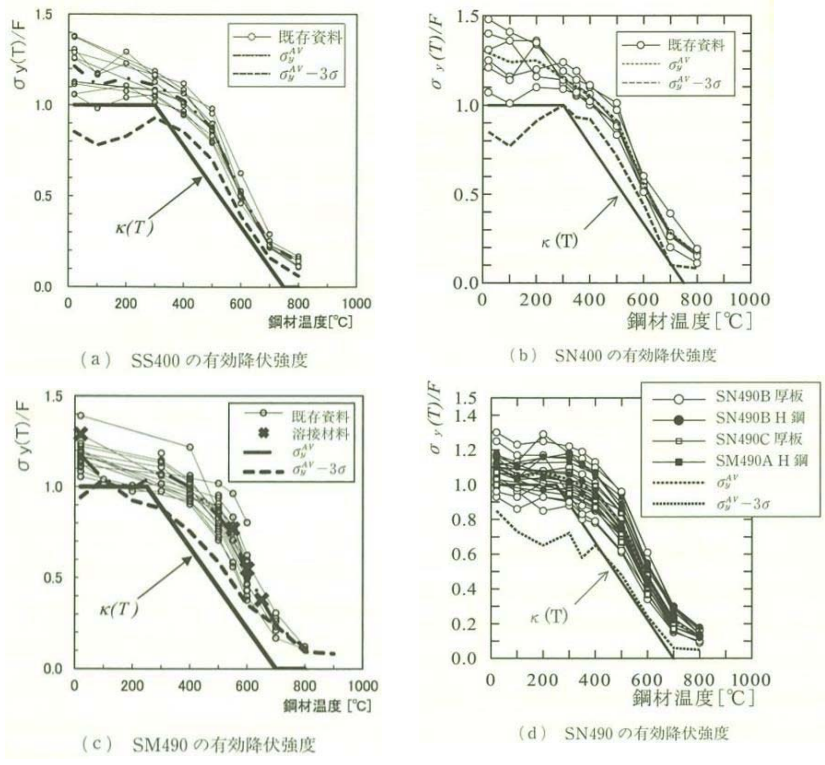


図 1.2.4 800°Cまでの一般鋼の高温時有効降伏強度^{1.3)}

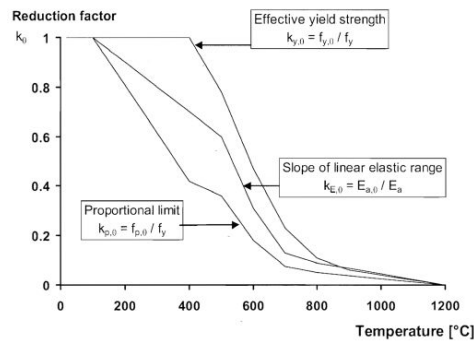


図 1.2.5 Eurocode 4における鋼材の高温強度低下モデル^{1.19)}

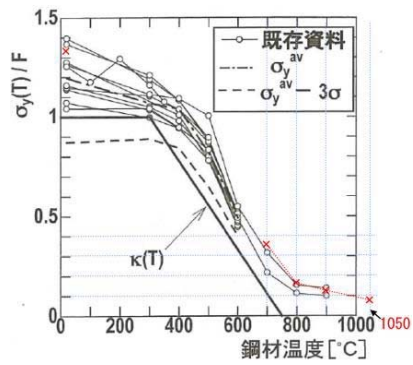


図 1.2.6 1050°CまでのSS400材の高温時有効降伏強度^{1.20)}

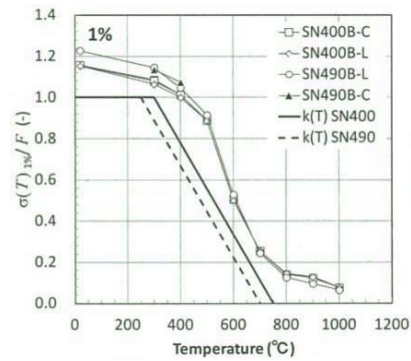


図 1.2.7 1000°CまでのSN400材, SN490材の高温時有効降伏強度^{1.21)}

度を有する強度低下モデル(図 1.2.5)が採用されている。引用可能なデータ数は少ないものの、国内における 800℃以上での一般鋼の有効降伏強度の実験結果^{1.20), 1.21)}を 図 1.2.6 と 図 1.2.7 に示す。これらの結果では、Eurocode 4 の強度低下モデルと同様、650~700℃の間で基準強度の 1/3 に低下し、800℃以降の強度低下勾配は緩やかとなり、1000℃においても基準強度の 1/10 弱の有効降伏強度を有した。この強度低下の傾向は、無耐火被覆合成梁のスパン中央における火災時正曲げ耐力にも反映されると考えられる。作用応力が比較的小さい小梁の場合に、800℃以降におけるスパン中央の正曲げ耐力の緩やかな耐力低下分を、梁端ウェブ接合部における回転拘束効果により補うことで、無耐火被覆でも火災時に荷重支持性能を保持できる可能性がある。本研究ではこの点に着目し、小梁の無耐火被覆化の可能性を検討する。

(2)合成梁の火災時負曲げ耐力

梁端部の回転抵抗を考慮する場合、梁端部における火災時負曲げ耐力を評価する必要がある。合成梁の火災時負曲げ耐力に関する国内の実験的研究は、前述の安田らの実験^{1.17)}に限られる。この実験では、梁端部が柱に剛接合された大梁を想定し、梁端に生じる負曲げモーメントに対する合成梁の火災時負曲げ耐力が検討された。実験では、梁端に生じた大きな負曲げモーメントおよび大きなせん断座屈変形により、梁端部が著しく損傷した(図 1.2.8)。その結果、純鉄骨梁断面としての負曲げ耐力が実験値と良い一致を示し、スラブ内鉄筋が梁端部の負曲げ耐力に寄与しない結果となった。一方、Eurocode 4^{1.19)}では、スラブ筋を考慮した合成梁断面としての火災時負曲げ耐力(図 1.2.9)を見込むことが可能となっている。これは、地震や台風による被害の少ない国では、大梁であっても梁端部を半剛接合のディテールとすることが多く、剛接合される場合に比べ、端部に生じる曲げモーメントが比較的小さいことが一因と考えられる。日本における小梁端部のウェブ接合仕様でも、合成梁断面としての負曲げ耐力にスラブ筋が寄与する可能性がある。しかしながら、梁端ウェブ接合された合成梁を対象として、梁端部の火災時負曲げ耐力に対するスラブ筋の効果を調べた実験はない。



図 1.2.8 実験後の合成梁の損傷状況^{1.17)}

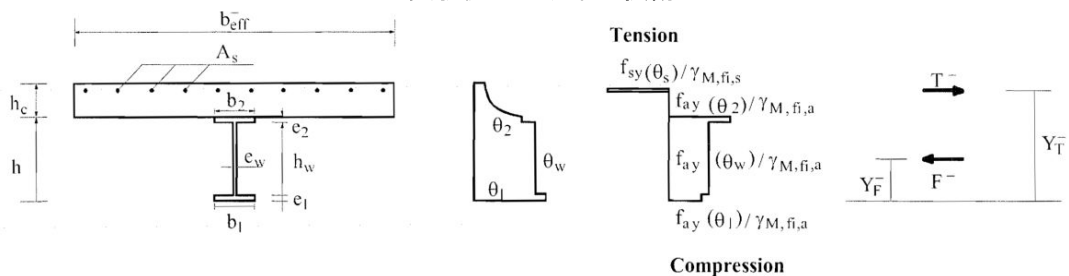


図 1.2.9 Eurocode4 における合成梁の火災時負曲げ耐力評価モデル^{1.19)}

1.2.2 梁端ウェブ接合部の耐火性

鉄骨小梁端部の接合部は、直交大梁に溶接されたガセットプレートと小梁ウェブ部分とを高力ボルトを用いて接合することで、小梁に生じる長期荷重によるせん断力を大梁に伝達できるように設計される^{1.22)}。このようなウェブ部分のみに高力ボルトが配される接合形式の小梁では、梁端をピンと仮定して設計されることが一般的である。このことは日本の耐火設計においても同様で、小梁端部の曲げ耐力は零として、スパン中央の正曲げ耐力およびせん断耐力から、小梁の耐火性能が決定される^{1.3)}。しかし、ピンと仮定して設計される梁端ウェブ接合部でも、実際にはある程度の回転抵抗を有し、半剛接合としての挙動を示す。地震や台風による被害が少なく、柱に接合される大梁であっても梁端部を半剛接合の形式とすることが多い諸外国では、近年、接合部を有する梁部材を合理的に耐火設計するため、火災時における接合部の剛性・耐力を明らかにすることを目的とした実験や解析が盛んに行われている。他方、投入されるボルト本数の少ない小梁端部では、小梁の熱膨張および冷却収縮が周辺架構で拘束されることによる熱変形が梁端に集中することで、接合部が破断する危険性が指摘されている^{1.3)}。梁端ウェブ接合部は、小梁の耐火性を向上させる可能性がある一方、火災時に弱点部となる危険性もあるため、火災時の変形挙動を実験で把握しておく必要がある。梁端ウェブ接合部の耐火性に関わる研究を以下に紹介する。

(1)我が国における研究

日本では高力ボルト接合部の高温機械特性を調べるための高温引張実験が多く実施されている。一般鋼を用いた高力ボルト摩擦接合部の高温時の滑り耐力に着目した研究が1970年代から行われ、350℃を超えると滑り耐力が大きく低下することが明らかにされている^{1.23)}。作本らは、支圧状態に移行したのちのボルト破断による接合部の最大耐力に着目し、耐火鋼用高力ボルト^{1.24)}およびステンレス鋼高力ボルト^{1.25)}を用いた摩擦接合部による800℃までの高温引張試験を実施し、ボルト素材の引張強さを用いて接合部の最大耐力を概ね推定できることを示した。平島ら^{1.26), 1.27)}は、一般鋼用の高力ボルトを用いた摩擦接合部による高温引張試験を実施し、500℃以上では非常に大きなボルトのせん断変形もしくは添板の支圧変形が生じるまで接合部が破断しないことを明らかにした。以上の研究より、高温時には高力ボルト接合部が容易に破断しないような挙動が報告されているが、実架構の梁端ウェブ接合部のようにせん断・曲げを受ける際の火災時挙動を把握するための実験は国内では実施されていない。

梁端ウェブ接合部は、梁端の回転を拘束することで小梁の耐火性を向上させる効果がある一方、大梁同士をつなぐ梁継手と異なり、火災時に小梁の熱膨張が周辺架構で拘束されることで生じる熱応力および小梁の断面内熱膨張差による熱たわみを拘束するための付加曲げモーメントの発生により、高温時の強度残存率が小さい高力ボルトが脆性的にせん断破断する危険性がある。梁端ウェブ接合を有する鉄骨梁の耐火性を検討した尾崎らの解析的研究^{1.28)}では、接合部の耐力が比較的小さい場合、熱膨張による変形が接合部に集中し、

図 1. 2. 10(a)に示すように、単純支持の場合における梁の崩壊温度よりかなり低い温度でボルトが破断する危険性が指摘されている。接合部へのボルト投入量を増加させた解析では、図 1. 2. 10(b)に示すように、梁が崩壊に至るまでボルト破断が生じにくくなることが示された。このように、架構が火災時終局状態に至るまで接合部を破断させないためには、熱応力による変形が梁端ウェブ接合部に集中しないような仕様の検討が必要である。

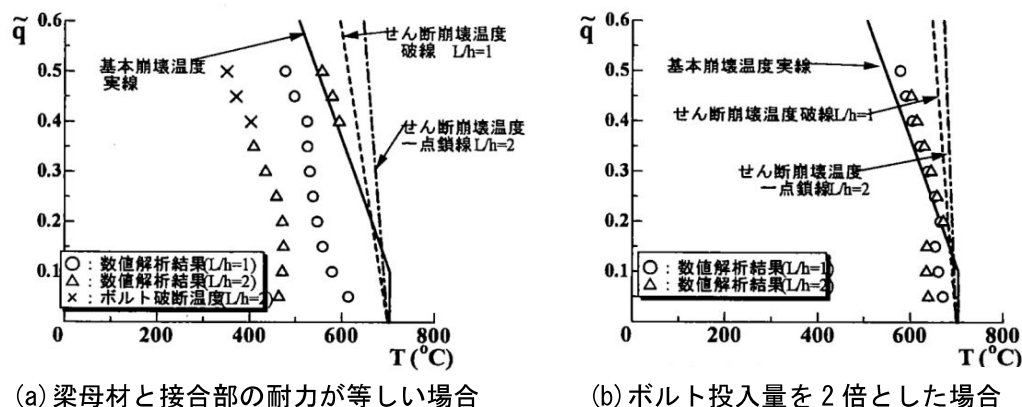


図 1. 2. 10 梁端ウェブ接合を有する梁の数値解析結果^{1.28)}

(2)海外における研究

前述の通り、海外では、大梁端部においても半剛接合が用いられることが多く、柱-梁接合部を対象とした耐火実験が多い。その中でもウェブ部分のみにボルトが配される接合形式としては、Web cleat 接合と Fin-plate 接合が挙げられる。それらの接合形式を対象とした海外の研究を紹介する。欧州では、図 1. 2. 11 に示すラグビーゴールポスト形の柱-梁接合を有する梁架構の荷重加熱実験設備を用いて、Liu ら^{1.5)}は Web cleat 接合、Ding ら^{1.29)}は Fin-plate 接合を対象として、柱による軸拘束下での梁の火災時挙動を実験的に明らかにした。これらの実験より、接合部の回転拘束の効果によりスパン中央部のモーメントの負担が軽減されることで、単純支持の場合よりも梁の耐火性能が向上し、700 $^{\circ}\text{C}$ 以上の高温域でも荷重支持能力が保持されることが示された。一方、これらの接合形式は曲げ耐力損失後の懸垂状のつり合い状態(カテナリー)に対する抵抗力は低く、カテナリー状態に移行したのち比較的早期に Fin-plate 接合端部の溶接部が破断した例(図 1. 2. 12)も確認された。しかしながら、曲げに対する限界状態においては接合部が破断することなく、梁が荷重支持能力を損失しないことが実験で確認された。こうした半剛接合部を含む梁架構の火災時挙動を検討するための数値解析手法として、Sarraj らは、Fin-plate 接合部を有する鉄骨梁を対象とした有限要素解析モデル(図 1. 2. 13)を作成し、実験での梁のたわみ挙動を概ね追跡できることを示した^{1.30)}。さらに、接合部の構成要素と配置から剛性を決定して棒要素の解析に適用できる Fin-plate 接合部のばね剛性モデル(図 1. 2. 14)を提案し、有限要素解析との比較からモデルの妥当性を示した^{1.30)}。Yu ら^{1.31)}は、せん断・曲げと引張力を作用させた Fin-plate 接合部の高温荷重実験を実施し、Sarraj より提案されている Fin-plate 接合部の

ばね剛性モデルを用いて、実験時の接合部の力一回転挙動を概ね追跡できることを示した。以上に述べた研究より、梁端ウェブ接合部の回転抵抗により梁の耐火性能が向上すること、火災時に梁が曲げ崩壊に至るまで接合部が破断することなく周辺架構へ応力を伝達し続けることが実験的に明らかとなっている。また、梁端ウェブ接合部を有する純鉄骨梁の火災時挙動は解析的にも検討が可能となっている。

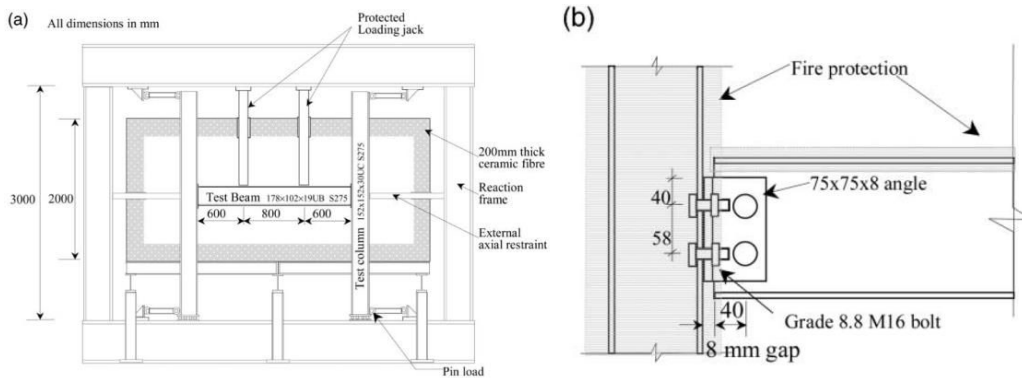


図 1.2.11 ラグビーゴールポスト形試験体(左)と Web cleat 接合部の詳細(右) 1.5)



図 1.2.12 Fin-plate 接合を有する梁架構の実験後たわみ状況(左)と Fin-plate 接合部の損傷状況(右) 1.29)

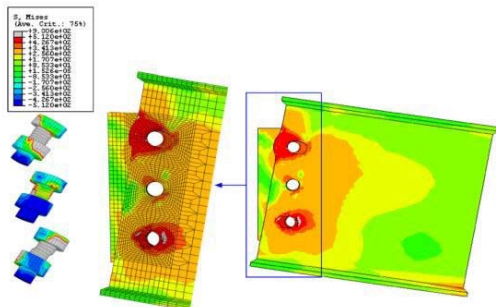


図 1.2.13 Fin-plate 接合部の有限要素解析モデル 1.30)

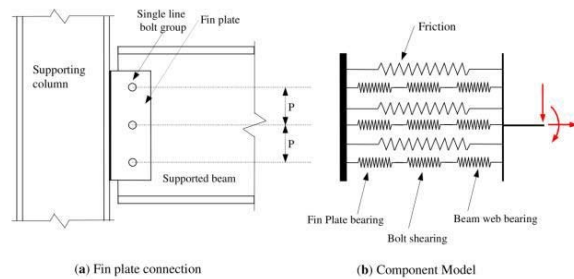


図 1.2.14 Fin-plate 接合部のばね剛性モデル 1.30)

RC スラブと鉄骨梁による合成梁の場合には、スラブ筋が端部の回転抵抗に寄与する可能性があり、梁端ウェブ接合部の火災時挙動は純鉄骨梁の場合と異なると考えられる。Fisherらは、RC スラブとの合成梁における接合部挙動に着目した荷重加熱実験^{1.32)}(図 1.2.15)を対象として、ABAQUSによる有限要素解析モデルを検討した^{1.33)}。ただし、この実験では、1 スパンの合成梁が用いられたため、スラブ筋が梁端の回転抵抗に寄与する効果は確認されなかった。Fisherらは、梁端部で連続するスラブ筋が接合部挙動に及ぼす効果を確認するため、Fin-plate 接合を有する 3 スパンの合成梁を対象とした追加解析^{1.34)}(図 1.2.16)を実施した。その結果、図 1.2.17 に示すように、3 スパンの場合には梁端のスラブ筋が Fin-plate 接合部の回転抵抗に寄与することで、1 スパンの場合に比べてたわみが 1/2 程度に抑制され、耐火性能が大きく向上することが解析により示された。さらに、スラブ筋種類を変数とした解析より、軟鋼鉄筋を用いた場合には接合部の破断が抑制され、合成梁の崩壊時間が溶接金網の場合の約 1.5 倍となる解析例が報告された。これより、スラブ筋の塑性変形能力が梁端ウェブ接合部の破断性状に影響する可能性が示唆された。Choeら^{1.35)}は、梁端部でスラブ筋が連続している状況を模擬した Web cleat 接合を有する合成梁の荷重加熱実験(図 1.2.18)を実施し、常温時の崩壊荷重の 45%の荷重レベルにおいて、鉄骨梁が無耐火被覆であっても 1 時間の火災加熱を受けても荷重支持能力が保持されることを明らかにした。また、この実験では梁端部のスラブ筋に生じる引張力が計測され、梁端接合部における回転抵抗にスラブ筋が寄与することが実験でも確認された。これらの研究より、スラブ筋が梁端ウェブ接合部の回転抵抗に寄与することが実験的・解析的に明らかとなっている。一方、曲げ崩壊に至るまでの実験は行われておらず、スラブ筋を考慮した梁端ウェブ接合部の回転抵抗を含む合成梁の火災時曲げ耐力は定量的に把握されていない。したがって、半剛接合の回転抵抗を考慮して合成梁の耐火設計を行う場合には、現状では時刻歴応答解析を行う必要があり、コスト面や高度な知識が要求されることから実務上の負担が大きい。単純塑性理論に基づく火災時曲げ耐力の評価が可能となれば、比較的簡易に火災時の崩壊予測が可能となるが、梁端ウェブ接合を有する合成梁の火災時曲げ耐力を検討するための実験データは未だ不足している。

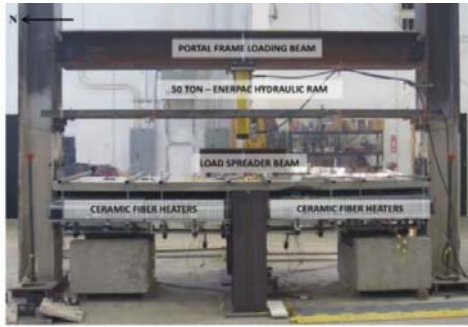


図 1.2.15 合成梁を用いたラグビーゴールポスト形試験体^{1.32)}

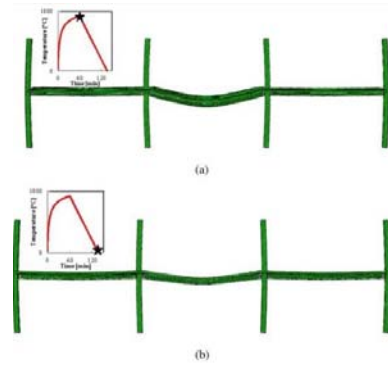


図 1.2.16 Fin-plate 接合を有する合成梁が複数スパンにわたる場合の解析^{1.34)}

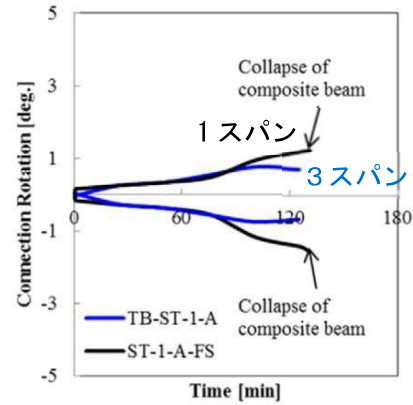
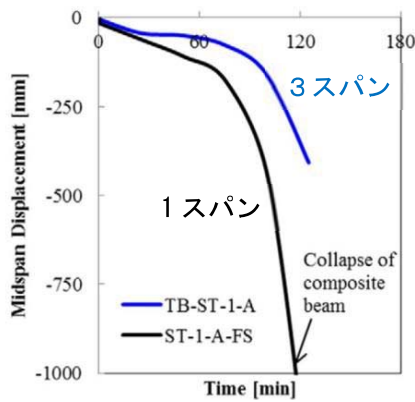


図 1.2.17 複数スパンと1スパンの場合の解析結果の比較^{1.34)}
(左：中間梁のスパン中央たわみ，右：接合部の回転角)

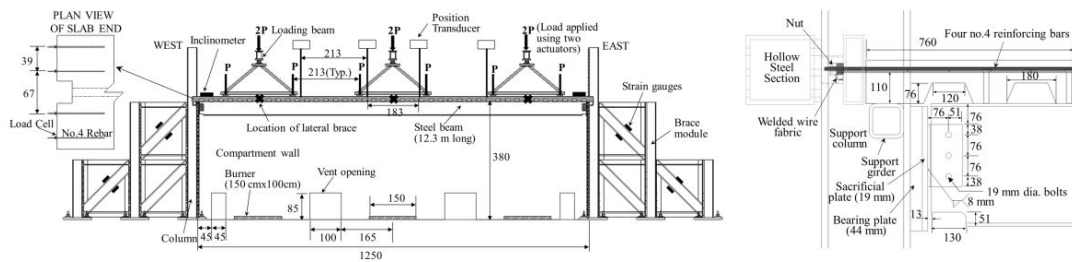


図 1.2.18 スラブ筋の連続性を模擬した Web cleat 接合を有する合成梁の
載荷加熱実験セッティング(左)と梁端部の詳細(右)^{1.35)}

(3) 冷却過程における接合部破断の問題点

耐火構造の梁には、火災が終了するまでの間、つまり火災盛期のみならず火災減衰期においても、荷重を支持し続けることが求められる。梁端ウェブ接合部の破断は、火災盛期の昇温時よりも、むしろ火災減衰期の冷却過程で生じやすいことが指摘されている。Cardington で実施された鋼構造建物の実大火災実験では、図 1.2.19 に示すように Fin-plate 接合部のボルトのせん断破断が確認され、この破断は冷却過程における小梁の収縮に起因する引張力によって引き起こされたと考察されている^{1.36)}。冷却過程において梁端ウェブ接合部が破断した例は、部分架構の実験でも確認されている^{例えば 1.32)}。

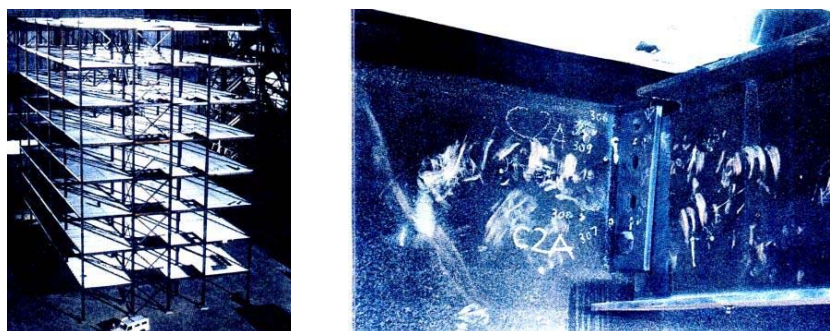


図 1.2.19 Cardington の実大火災実験(左)と Fin-plate 接合部のボルト破断(右)^{1.36)}

一方、Ding らは、前述の部分架構の実験^{1.29)}より、加熱終了時において梁が曲げ耐力に達していない場合には、冷却過程においても Fin-plate 接合部が破断しなかったことから、火災時に曲げ崩壊しないように設計することで冷却過程での接合部破断を防止できる可能性があると考えた。さらに、鉄骨梁が RC スラブとの合成梁として設計される場合には、冷却過程における梁端ウェブ接合の破断防止にスラブ内の鉄筋が寄与する可能性がある。Wellman ら^{1.37)}は、スラブのメンブレン挙動に着目した Fin-plate 接合を有する合成床システムの荷重加熱実験(図 1.2.20)を実施し、ISO 限界たわみの約 1.5 倍のたわみに到達したあとの放冷過程においても、接合部は破断せず、ボルトと添板の大きな変形もみられないことを報告した。前述の Fisher らの解析^{1.34)}においても、合成梁が 1 スパンの場合には冷却時に接合部が破断したが、梁端で鉄筋が連続配置される 3 スパンの場合には冷却過程においても接合部が破断しない解析例が示された。以上より、スラブ内鉄筋が梁端で連続配置された合成梁が火災昇温時に曲げ耐力に達さないように設計されていれば、ISO 限界たわみを超えるたわみが生じた場合でも、冷却過程において梁端ウェブ接合部が破断しない可能性が示された。しかしながら、一方向スラブを対象として、直交大梁に梁端ウェブ部分でボルト接合された合成梁の冷却過程における挙動を実験で確認した研究はない。

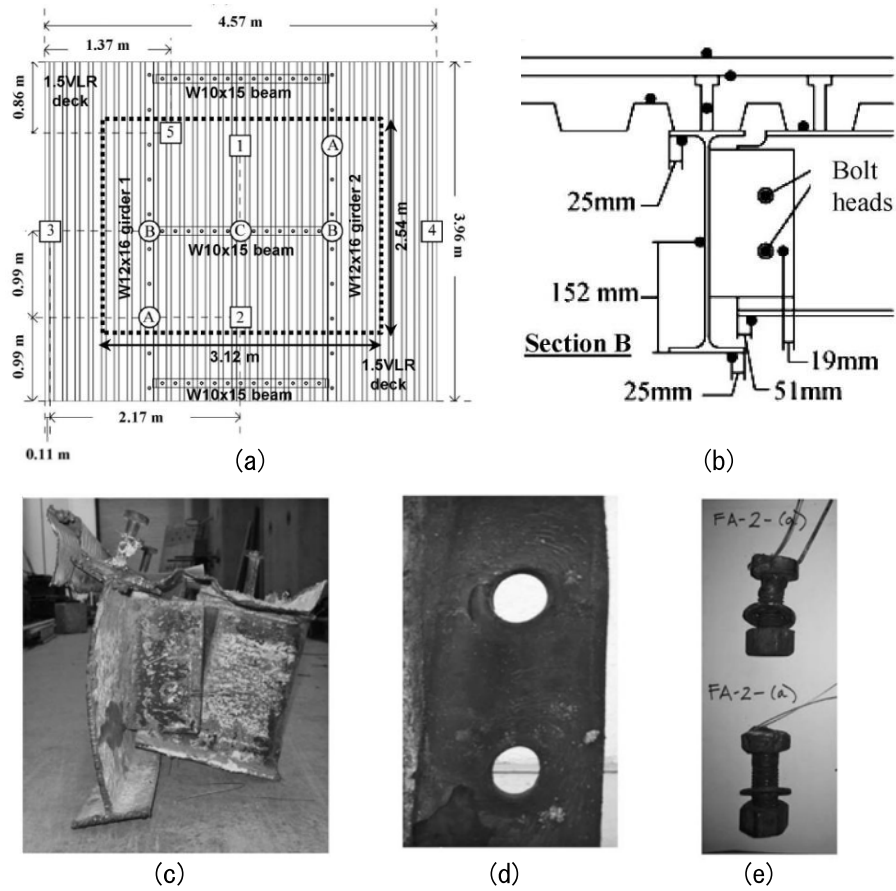


図 1.2.20 Fin-plate 接合を有する合成床システムの載荷加熱実験^{1,37)} (a) 試験体の平面図, (b) 接合部の詳細, (c) 接合部の変形, (d) 添板の支圧変形, (e) ボルトのせん断変形

1.2.3 無耐火被覆合成梁および梁端ウェブ接合部の火災時温度予測手法

梁端ウェブ接合の回転抵抗を考慮した無耐火被覆合成梁の火災時耐力を精確に評価するには、スパン中央における無耐火被覆合成梁および梁端部におけるウェブ接合部の火災時断面内温度を把握する必要がある。国内外において、加熱実験に基づき、それらの火災時温度を計算により予測する手法が多く提案されている。無耐火被覆合成梁および梁端接合部の火災時温度予測に関する研究を以下に紹介する。

(1)無耐火被覆合成梁の火災時断面内温度

合成梁は鉄骨梁とコンクリートスラブから構成され、それらを個別に、もしくは、一括して合成梁の断面内温度を予測する手法が提案されている。

無耐火被覆鉄骨梁の温度予測手法として、鈴木ら^{1.38)}は、火災加熱を受ける無耐火被覆鉄骨梁の熱平衡式の近似的な解析解を導き、計算値と実験値がよく一致することを示した。この鈴木らの計算手法は、耐火性能検証法^{1.2)}に採用されている。鋼構造耐火設計指針^{1.3)}および Eurocode 4^{1.19)}では、差分法による熱伝導解析を用いて無被覆鉄骨梁の火災時温度を予測する手法が示されている。これらの解析的・数値的な温度計算手法は、鉄骨の全断面を単一の集中質点とみなし、鋼材断面積に対する加熱周長の比(断面形状係数)を用いて、任意断面形状の平均鋼材温度を計算できる簡易的な手法である。しかし実際には、標準加熱を受ける無被覆鉄骨梁では上フランジと下フランジで最大 200℃程度の温度差が生じ(図 1.2.21)^{1.38)}、上フランジとコンクリートスラブの接触による熱移動が生じる合成梁ではその差がさらに大きくなると考えられる。よって、鉄骨梁の被覆を省略する場合には、スラブとの接触条件を考慮し、各要素(上下フランジ、ウェブ)の温度の違いをより正確に見積もることが望ましい。これらを考慮して、有限差分法(図 1.2.22)^{1.39)}や有限要素法(図 1.2.23)^{1.40)}を用いて等厚コンクリートスラブによる合成梁を対象とした断面内温度分布を予測する手法が検討されている。しかし、デッキ合成スラブによる合成梁を対象として上フランジとスラブの接触を考慮した伝熱性状を簡易な手法で検討した例は少ない。また、鉄骨梁とスラブの合成効果を評価する上で重要となる頭付きスタッドの温度の計算手法に関する研究は見あたらない。

コンクリートスラブの断面内温度を簡易的に予測する手法として、耐火性能検証法では等厚の RC スラブを対象とした一次元熱伝導方程式の近似的な解析解^{1.2)}が用いられる。Eurocode 4 では、任意高さ・任意時間におけるスラブ内温度を一覧表(図 1.2.24)から求める方法^{1.19)}が記載されている。この手法では、凹凸形状を有するデッキ合成スラブであっても、その凹凸形状に応じて等厚の有効スラブ厚さ h_{eff} に変換することで、同様の一覧表を利用することが可能となっている。一方、これらの簡易手法では、スラブ下面に存在するデッキプレート(以下、デッキ)の影響を考慮していない。火災加熱を受けるデッキは熱変形によりコンクリートから剥離して空気層が形成され、断熱効果を発揮することが報告されている(例えば 1.41),1.42)。Sharma らは、有限要素解析により、コンクリート中の水分移動および

デッキの剥離状況を詳細に考慮してスラブ内断面内温度分布を予測する手法を検討し(図 1.2.25)、デッキの剥離を考慮した場合に温度予測の精度が向上することを示した^{1.43)}。一方、有限要素解析によりデッキの剥離性状を含めて計算を行うこの手法は、実務上の負担が非常に大きい。含水やデッキの剥離の影響を含めて簡易的にスラブ内の断面内温度分布を予測する手法を確立できれば有用である。

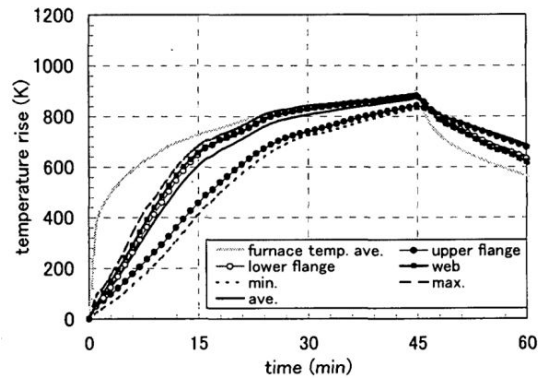


図 1.2.21 標準加熱を受ける無耐火被覆鉄骨梁の断面内温度分布^{1.38)}

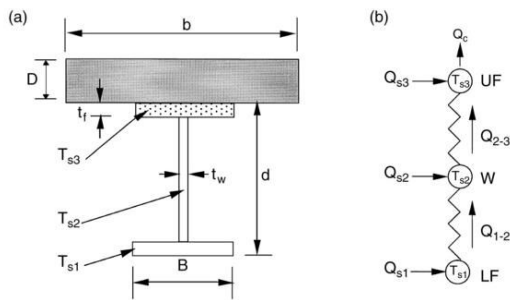


図 1.2.22 有限差分法による無耐火被覆合成梁の断面内温度解析モデル^{1.39)}

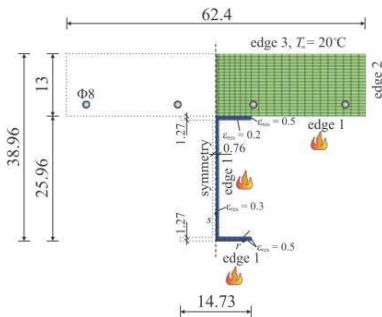


図 1.2.23 有限要素法による無耐火被覆合成梁の断面内温度解析モデル^{1.40)}

Depth x mm	Temperature θ_c [°C] after a fire duration in min. of					
	30'	60'	90'	120'	180'	240'
5	535	705				
10	470	642	738			
15	415	581	681	754		
20	350	525	627	697		
25	300	469	571	642	738	
30	250	421	519	591	689	740
35	210	374	473	542	635	700
40	180	327	428	493	590	670
45	160	289	387	454	549	645
50	140	250	345	415	508	550
55	125	200	294	369	469	520
60	110	175	271	342	430	495
80	80	140	220	270	330	395
100	60	100	160	210	260	305

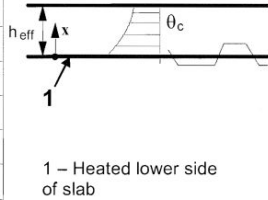


図 1.2.24 一覧表によるコンクリートスラブの温度分布予測手法^{1.19)}

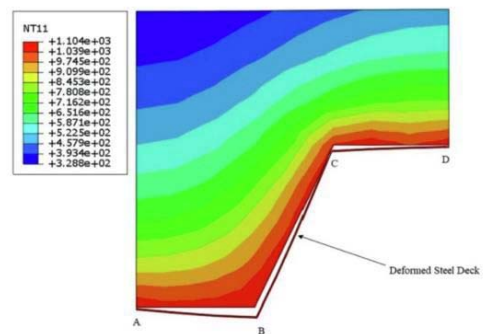


図 1.2.25 デッキプレートの剥離を考慮したデッキ合成スラブの断面内温度に関する有限要素解析^{1.43)}

(2) 梁端ウェブ接合部の火災時断面内温度

火災時における梁端ウェブ接合部の回転抵抗の低下は、ボルト部分の温度が支配的となる。本研究では、小梁の被覆を省略する場合でも小梁端部のウェブ接合部には被覆を施すことによりウェブ接合部の変形集中を防ぐとともに回転抵抗の確保を図る。高温の無被覆小梁からウェブ接合部へ相当の熱量が流入するが、一般的に梁端接合部ではボルトおよび添え板が加わる分だけ熱容量が大きくなるため、温度の抑制に有利となる^{例えば 1.44),1.45)}。さらに被覆された低温の大梁への熱移動を踏まえると、小梁端部に被覆を施せばボルト部分の温度を一定程度以下に抑えられると考えられる。Eurocode 3^{1.46)}では、一般部の鉄骨断面の温度計算値に低減係数を乗じて接合部の温度を計算する方法(図 1.2.26)と、接合部での局所的な断面形状係数を用いて計算する方法があり、接合部の熱容量増加の効果が計算に反映される。この手法は梁全長に渡って無耐火被覆の場合もしくは同一の被覆が施されている場合に限り適用される。

梁端部のみ被覆を施した場合には被覆境界付近の温度差が大きくなり材軸方向の熱移動が生じるため、その熱的挙動は複雑となる。齋藤らは材軸方向で被覆厚さが異なる鉄骨梁の加熱実験を実施し、被覆境界付近での温度分布を調べた^{1.47)}。Dai らは梁端部の被覆範囲を変数とした梁端接合部の加熱実験を実施し、梁の全長を被覆した場合と同等の効果が得られる被覆範囲を検討した^{1.48)}。若松らは局所加熱を受ける無耐火被覆鉄骨梁の加熱実験に基づき、材軸方向の熱移動を考慮した差分法による伝熱解析手法^{1.49)}を提案し、その手法は鋼構造耐火指針設計指針(図 1.2.27)^{1.3)}に反映されている。一方、材軸方向で被覆方法や断面寸法が異なる場合の伝熱解析手法は未だ確立されていない。熱容量の増加や材軸方向の熱移動を考慮してボルト部分の温度を精度よく予測できれば、より合理的に梁端部の被覆仕様を決定することが可能となる。

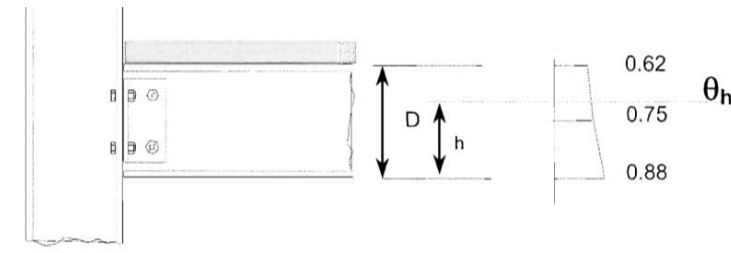


図 1.2.26 Eurocode 3 における梁端ボルト接合部の温度勾配係数^{1.46)}

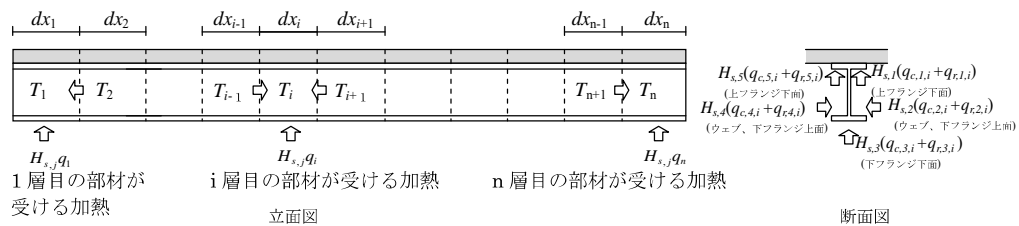


図 1.2.27 材軸方向の入射熱分布を考慮した鉄骨梁温度の計算方法^{1.3)}

1.3 研究の目的

1.1 節「研究の背景」で述べた通り、直交大梁に梁端ウェブでボルト接合された H 形断面小梁と RC スラブによる合成梁(以下、当該梁)において、梁端ウェブ接合部の回転抵抗を考慮すると、荷重レベルが比較的小さい場合には、小梁の耐火被覆を省略しても火災時において荷重支持能力を保持できる可能性がある。当該梁を合理的に耐火設計するためには、梁端ウェブ接合部における回転抵抗を含む無耐火被覆合成梁の火災時曲げ耐力を評価する手法が必要となる。既往の研究より、合成梁の火災時正曲げ耐力の評価式が提案されているが、その妥当性が実験で確認されている温度域は鉄骨梁温度 800℃以下に限られる。また、直交大梁に梁端ウェブでボルト接合された合成梁の火災時曲げ崩壊に着目された実験はなく、その火災時曲げ耐力は明らかにされていない。さらに、小梁の加熱膨張および冷却収縮が周辺架構に拘束されることで生じる熱応力に起因する梁端ウェブ接合部破断の危険性が解析により指摘されているが、実架構を模擬してこの挙動を確認した実験は少ない。

そこで、本研究では、当該梁の荷重加熱実験により火災時曲げ崩壊機構および放冷過程を含む挙動を明らかにし、梁端ウェブ接合の回転抵抗を考慮した無耐火被覆合成梁の火災時曲げ耐力の評価法を提案することを目的とする。

以下に本目的を達成するために検討した具体的項目を示す。

(1) 梁端ウェブ接合の回転抵抗を含む無耐火被覆合成梁の火災時曲げ耐力

曲げ崩壊機構に至るまでの荷重加熱実験を実施し、当該梁の火災時曲げ耐力を明らかにする。その実験結果に基づき、鉄骨梁温度 800℃以上における無耐火被覆合成梁の正曲げ耐力およびスラブ筋を考慮した梁端ウェブ接合部の負曲げ耐力の評価法について検討する。

(2) 火災加熱時および放冷過程における挙動

ISO 限界たわみに到達するまでの火災加熱およびその後の放冷過程を含む当該梁の荷重加熱実験を実施し、火災加熱時および放冷過程における変形挙動、荷重支持能力および梁端ウェブ接合部の挙動を明らかにする。

(3) 無耐火被覆の合成梁断面および梁端ウェブ接合部の温度分布予測手法

梁端のみ耐火被覆された合成梁を対象として、無耐火被覆の合成梁断面および梁端ウェブ接合部の温度分布について、差分法に基づく伝熱解析モデルを示し、実験値との比較から解析の妥当性を検討する。

1.4 本論文の構成

本論文は以下の全5章から構成されている。

第1章 序論

第2章 連続床形式で梁端ウェブ接合部のみ耐火被覆された合成梁の火災時曲げ耐力

第3章 火災加熱時と放冷過程における完全合成梁と梁端ウェブ接合部の挙動

第4章 無耐火被覆合成梁と被覆された梁端接合部の温度分布

第5章 結論

本論文の構成の模式図を図 1.4.1 に示す。本論文は、ウェブ接合を有する無耐火被覆合成梁の火災時挙動として、構造的挙動と熱的挙動の2つに分かれ、第2章および第3章では構造的挙動、第4章では熱的挙動について検討を行った。各章の具体的な検討内容は、第2章は1.3節に挙げた検討項目(1)、第3章は検討項目(2)、第4章は検討項目(3)にそれぞれ対応する。

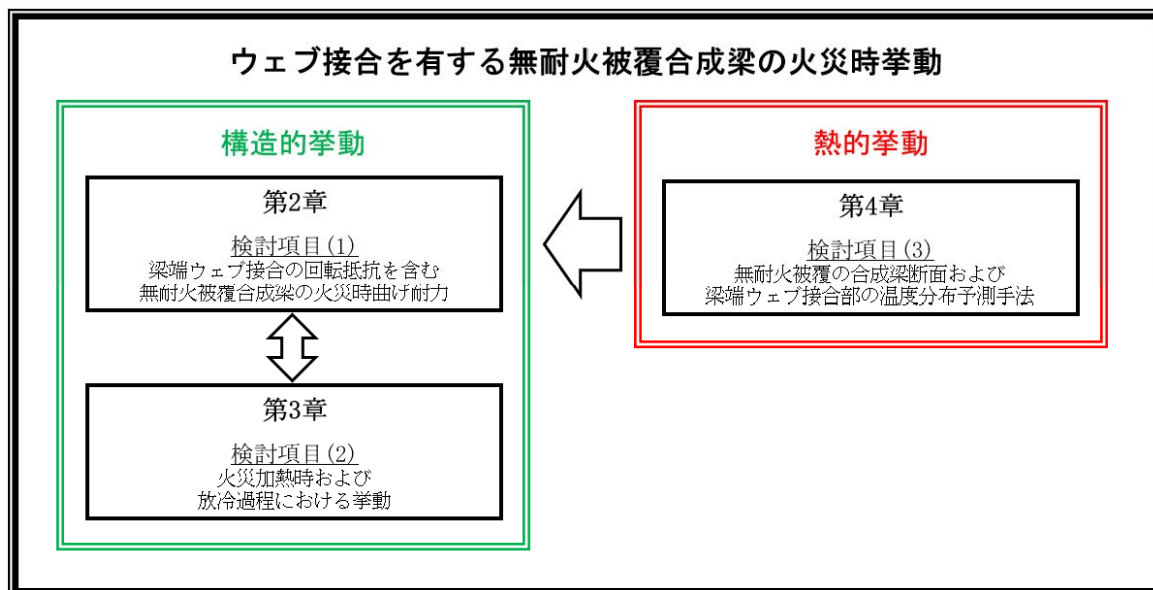


図 1.4.1 本論文の構成の模式図

第1章の参考文献

- 1.1) 日本建築総合試験所：防耐火性能試験・評価業務方法書，2019.11
- 1.2) 日本建築センター 他：耐火性能検証法の解説及び計算例とその解説，井上書院，2001.3
- 1.3) 日本建築学会：鋼構造耐火設計指針，2017.6
- 1.4) C. G. Bailey, D. B. Moore: The structural behaviour of steel frames with composite floorslabs subject to fire (1. Theory), *Structural Engineer* 78(11), 19-27, 2000
- 1.5) T.C.H. Liu, M.K. Fahad, J.M. Davies: Experimental investigation of behaviour of axially restrained steel beams in fire, *Journal of Constructional Steel Research* 58, pp.1211-1230, 2002
- 1.6) Khalifa S. Al-Jabri, J. Buick Davison, Ian W. Burgess: Performance of beam-to-column joints in fire—review, *Fire Safety Journal* 43, 50-62, 2008
- 1.7) 森田武，上杉英樹，若松孝旺，斉藤光：火災時の合成ばりの挙動に関する解析，日本建築学会関東支部研究報告集，第60号，pp.257-260，1990.1
- 1.8) 西垣太郎，杉田和直，森本恭行：合成梁と鉄骨梁の載荷加熱実験，日本建築学会技術報告集，第7号，pp67-70，1999.2
- 1.9) 中川弘文，鈴木弘之：鋼梁の崩壊温度に関する実験，日本建築学会構造系論文集，Vol.44B，pp.531-539，1998.3
- 1.10) 中川弘文，鈴木弘之：鋼梁の崩壊温度，日本鋼構造境界鋼構造論文集，第6巻，第22号，pp.57-65，1999.6
- 1.11) 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
- 1.12) 古平章夫，藤中英夫，大橋宏和，西村俊彦：H形鋼のウェブ部分にコンクリートを充填した合成梁の耐火性能，日本建築学会構造系論文集，第563号，pp.193-198，2003.1
- 1.13) D.E.Wainman, B.R.Kirby: Compendium of UK Standard Fire Test Data — Unprotected Structural Steel-1, UK Department of the Environment Fire Research Station, British Steel Corporation, 1988
- 1.14) Zhaohui Huang, Ian W. Burgess, Roger J. Plank: The influence of shear connectors on the behaviour of composite steel-framed buildings, *Journal of Constructional Steel Research* 51, pp.219-237, 1999
- 1.15) 日本建築学会：鋼構造耐火設計指針，2008.3
- 1.16) 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
- 1.17) 安田聡，道越真太郎，田川泰久：火災時における端部の回転を拘束した合成梁の終局

- 耐力に関する研究, 日本建築学会構造系論文集 第 74 卷 第 643 号, pp.1691-1698, 2009.9
- 1.18) 日本建築センター: 建築物の総合防火設計法 第 4 巻 耐火設計法, 1989.4
- 1.19) Eurocode 4 Design of composite steel and concrete structures, Part 1-2: General rules, Structural fire design, EN 1994-1-2, European Committee for Standardization, 2005
- 1.20) 近藤史朗, 村上行夫: SS400 鋼材の 1050°Cにおける降伏強度について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.9-10, 2015.9
- 1.21) 鈴木淳一, 鈴木弘之, 河野守, 尾崎文宣: 建築構造用圧延鋼材の高温時機械的特性～常温から 1000°Cにおける SN 鋼材の引張試験結果, 平成 30 年度日本火災学会研究発表会梗概集, pp.238-239, 2018.5
- 1.22) 日本建築学会: 鋼構造接合部設計指針, 2012.3
- 1.23) 日本建築学会: 構造材料の耐火性ガイドブック, 2017.2
- 1.24) 作本好文, 計良光一郎, 古村福次郎, 安部武雄: 耐火鋼用高力ボルトの高温強度特性に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文報告集 第 432 号, pp.119-128. 1992.2
- 1.25) 作本好文, 古村福次郎, 安部武雄: 高力ボルトの高温強度特性, 日本建築学会構造工学論文集 Vol.39B, pp.405-513, 1993.3
- 1.26) 平島岳夫, 濱田直之, 尾崎文宣, 安部武雄, 上杉英樹: 高温時における高力ボルトの剪断変形性状に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集 第 621 号, pp.175-180, 2007.11
- 1.27) 平島岳夫, 江寄佑, 安藤秀平: 高温時における高力ボルト摩擦接合継手の変形性状, 日本建築学会構造系論文集 第 79 巻 第 698 号, pp.541-548, 2014.4
- 1.28) 尾崎文宣, 平島岳夫: 高力ボルトを用いた柱梁せん断接合部の耐火性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集, A-2, pp.139-140, 2007.7
- 1.29) J. Ding, Y.C. Wang: Experimental study of structural fire behaviour of steel beam to concrete filled tubular column assemblies with different types of joints, Engineering Structures 29, pp.3485-3502, 2007
- 1.30) M. Sarraj: The Behavior of Steel Fin Plate Connections in Fire, Sheffield University Ph. D. Thesis, 2007
- 1.31) Hongxia Yu, I.W. Burgess, J.B. Davison, R.J. Plank: Tying capacity of web cleat connections in fire, Part 2: Development of component-based model, Engineering Structures 31, pp.697-708, 2009
- 1.32) Selden KL, Fischer EC, Varma AH. Experimental investigation of composite beams with shear connections subjected to fire loading. J Struct Eng 142(2), 2016
- 1.33) Erica C. Fischer, P.E., Amit H. Varma, Fire behavior of composite beams with simple connections: Benchmarking of numerical models, Journal of

- Constructional Steel Research 111, pp.112-125, 2015
- 1.34) Erica C. Fischer, P.E., Amit H. Varma, Fire resilience of composite beams with simple connections: Parametric studies and design, Journal of Constructional Steel Research 128, pp.119-135, 2017
 - 1.35) L. Choe, S. Ramesh, M. Seif, M.S. Hoehler, W. Grosshandler, J. Gross, M. Bundy: Fire performance of long-span composite beams with gravity connections, Conference proceedings of the 10th International Conference on Structures in Fire 2018, pp.601-608, 2018
 - 1.36) British Steel plc, Swinden Technology Centre: The behaviour of multi-storey steel framed buildings in fire, A European joint research programme, 1999
 - 1.37) Emily I. Wellman, Amit H. Varma, Rustin Fike, Venkatesh Kodur: Experimental Evaluation of Thin Composite Floor Assemblies under Fire Loading, Journal of Structural Engineering 137(9), pp.1002-1016, 2011
 - 1.38) 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
 - 1.39) J.I. Ghojel, M.B. Wong: Three-sided heating of I-beams in composite construction exposed to fire, Journal of Constructional Steel Research 61, pp.834-844, 2005
 - 1.40) Tomaz Hozjan, Miran Saje, Stanislav Srpčič, Igor Planinc: Fire analysis of steel-concrete composite beam with interlayer slip, Computers and Structures 89, pp.189-200, 2011
 - 1.41) 原田和典, 寺井俊夫, 正法院陽三, 藤川慧, 三田村茂雄, 吉田正友, 田坂茂樹: 火災時における合成スラブのコンクリート内部温度に関する研究(その 3 理論式による計算と実験値との比較), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.765-766, 1987.10
 - 1.42) S. Lamont, A.S. Usmani, D.D. Drysdale: Heat transfer analysis of the composite slab in the Cardington frame fire tests, Fire Safety Journal 36, pp.815-839, 2001
 - 1.43) Shivam Sharma, Varun Teja Vaddamani, Anil Agarwal: Insulation effect of the concrete slab-steel deck interface in fire conditions and its influence on the structural fire behavior of composite floor systems, Fire Safety Journal 105, pp.79-91, 2019
 - 1.44) 平島岳夫, 豊田康二, 谷田会敦, 江寄佑, 田坂茂樹, 吉田正友, 増田秀昭, 原田和典: 高力ボルト継手を有する H 形鋼梁の耐火性に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集 第 75 巻 第 658 号, pp.2257-2265, 2010.12
 - 1.45) J. Ding, Y.C. Wang: Temperatures in unprotected joints between steel beams and concrete-filled tubular columns in fire, Fire Safety Journal 44, pp.16-32, 2009
 - 1.46) Eurocode 3 Design of steel structure, Part 1.2: Structural fire design, EN1993-1-2,

European Committee for Standardization, 2004

- 1.47) 齋藤真美, 岡崎智仁, 新谷祐介, 長岡勉: 材軸方向で耐火被覆厚さの異なる鉄骨梁の温度分布, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.325-326, 2018.9
- 1.48) X.H.Dai, Y.C.Wang, C.G.Bailey: Effects of partial fire protection on temperature developments in steel joints protected by intumescent coating, *Fire Safety Journal* 44, pp.376-386, 2009
- 1.49) 若松高志, 長谷見雄二: 局部火災加熱される建築部材の温度応答予測 - 差分法による梁部材の伝熱解析 -, 日本建築学会構造系論文集 第 502 号, pp.173-179, 1997.12
- 1.50) 鈴木弘之: 火災時における鋼骨組の崩壊温度, 日本建築学会構造系論文集 第 477 号, pp.147-156, 1995.11

第2章 連続床形式で梁端ウェブ接合部のみ耐火被覆された 合成梁の火災時曲げ耐力

2.1	はじめに.....	25
2.2	荷重加熱実験の概要.....	27
2.2.1	実験条件および試験体の詳細.....	27
2.2.2	荷重方法および常温時の曲げ剛性.....	37
2.2.3	加熱方法.....	39
2.2.4	使用材料およびその高温強度.....	40
2.3	実験結果.....	42
2.3.1	荷重加熱実験結果の概要.....	42
2.3.2	無耐火被覆合成梁の断面内温度.....	43
2.3.3	耐火被覆された接合部の断面内温度.....	45
2.3.4	損傷状況.....	47
2.3.5	スパン中央のたわみおよび接合部の回転角.....	55
2.3.6	小梁の熱膨張変形.....	58
2.3.7	片持ち梁端部の荷重荷重の推移.....	59
2.4	火災時曲げ耐力の評価モデル.....	61
2.4.1	火災時曲げ崩壊過程.....	61
2.4.2	合成梁の正曲げ耐力.....	61
2.4.3	合成梁の負曲げ耐力.....	70
2.4.4	梁端ウェブ接合部の負曲げ耐力.....	79
2.5	耐力評価による計算値と実験値の比較.....	83
2.5.1	純鉄骨梁の場合.....	83
2.5.2	デッキ合成スラブを用いた合成梁の場合.....	84
2.5.3	RCスラブを用いた合成梁の場合.....	87
2.5.4	耐力評価のまとめ.....	92
2.6	本章のまとめ.....	94
	第2章の参考文献.....	95

2.1 はじめに

直交する大梁(以下、直交大梁)と梁端ウェブ部分で高力ボルト接合(以下、ウェブ接合)される鉄骨小梁は、一般に両端ピンとして構造設計される^{2.1)}。しかし、ピンと仮定されるウェブ接合部であっても、実際にはある程度の回転抵抗・負曲げ耐力を有し、火災時における鉄骨梁の崩壊温度を上昇させる効果がある^{2.2)}。さらに、小梁とRCスラブが頭付きスタッドで緊結された合成梁において、スラブが大梁上で連続する場合には、梁端のスラブ筋がウェブ接合部の回転抵抗に寄与し、より大きな負曲げ耐力が発揮される可能性がある。この効果を考慮すると、荷重に対する余力が大きければ小梁の耐火被覆(以下、被覆)を省略・削減できる可能性がある。したがって、構造設計ではピンと仮定されるボルト接合形式であっても、スラブ筋を考慮したウェブ接合部の負曲げ耐力を見込んで合成梁の耐火設計がなされればより合理的と考えられる。

合成梁は火災時においてもRCスラブとの合成効果による正曲げ耐力の向上に期待できることが実験で明らかになっており^{2.3)~2.5)}、その火災時正曲げ耐力の評価方法^{2.6), 2.7)}は概ね確立されている。一方、火災盛期において無被覆の鋼材が直接火炎に曝された場合には鋼材温度が1000℃近くにまで達するが、既往の研究では鉄骨梁温度が800℃以下における合成梁の正曲げ耐力しか把握されていない。また、ウェブ接合を有する合成梁の耐火実験は少なく、ウェブ接合部の負曲げ耐力を含む合成梁の火災時耐力は明らかになっていない。さらに、RCスラブに配されるスラブ筋の仕様(鉄筋種類・定着方式・配置・主筋量)がウェブ接合部の負曲げ耐力に影響すると考えられるが、この影響を実験で調べた研究は未だない。

耐火設計にウェブ接合部の負曲げ耐力を見込むには、架構が崩壊に至るまで接合部が破断せず十分に回転できる能力を有することが重要となる。一方、大梁同士をつなぐ梁継手と異なり、ボルト投入量が比較的少ない小梁端部のウェブ接合部では、小梁の熱膨張変形が周辺架構で拘束されることで生じる熱応力により、高力ボルトが脆性的にせん断破断する危険性がある^{2.8)}。ウェブ接合部の耐火性を検討した解析的研究^{2.9)}では、小梁母材に比べて接合部の耐力が小さい場合、熱膨張に起因する変形が接合部に集中し、架構の崩壊に至る前に接合部で破断しやすくなることが指摘されている。そこで、小梁の被覆を省略する場合でも梁端のウェブ接合部には被覆を施すことにより、接合部の変形集中を防ぐとともに負曲げ耐力の確保を図る。高温の無被覆小梁から相当の熱量が流入するためウェブ接合部の高温化は免れないが、接合部の熱容量は鉄骨母材より高く、さらに被覆された低温の大梁への伝熱を踏まえると、梁端接合部のみに被覆を施せば接合部温度を一定程度以下に抑えられると考えられる。一方、無被覆の鋼材と被覆された接合部を組み合わせた耐火実験は少なく、その熱的挙動は明らかでない。

以上より、本研究では、連続床形式で梁端ウェブ接合部のみ被覆された合成梁の載荷加熱実験を実施し、ウェブ接合部の熱的挙動を把握するとともに、崩壊に至るまでの梁端回転能力およびスラブ筋を考慮したウェブ接合部の負曲げ耐力を含む合成梁の火災時曲げ耐

力を明らかにする。そして、実験結果に基づき、ウェブ接合部の負曲げ耐力を考慮した合成梁の火災時曲げ耐力評価法を検討する。本実験では、スラブ筋の仕様がウェブ接合部に及ぼす影響を検討するため、溶接金網を1段配筋したデッキ合成スラブ仕様および異形棒鋼を2段配筋したRCスラブ仕様の合成梁試験体を用いる。さらに、コンクリートスラブとの合成効果がない純鉄骨梁試験体の実験より、スラブ筋がない場合のウェブ接合部の基本性能を把握する。

2.2 載荷加熱実験の概要

2.2.1 実験条件および試験体の詳細

(1) 実験条件

実験条件を表 2.2.1 に、合成梁試験体の断面を図 2.2.1 に、各試験体の形状・加力装置・各種測定位置を図 2.2.2~2.2.4 に示す。本実験では、前述の通りウェブ接合部の負曲げ耐力に影響する要因としてスラブ筋仕様を実験変数とした。いずれの試験体においても、鉄骨小梁には H-300×150×6.5×9(SS400)を用いた。試験体の SB は純鉄骨小梁のウェブ接合部の挙動を含めた耐火性能を確認するための試験体である。そのスラブには ALC を用い、小梁とスラブが一体となって曲げに抵抗しないよう、図 2.2.2 に示すようにスラブをスパン方向に分割しスリットを設けた。CB-CS は溶接金網(WFP・Φ6@150mm・主筋量 170mm²)を 1 段配筋したデッキ合成スラブによる不完全合成梁である。デッキプレート(厚さ 1.0mm, 山高さ 50mm, 山谷間隔 150mm)は、図 2.2.3(a)に示すように溝方向を小梁に対して直交させて配置し、梁上で連続的に架け渡した。CB-RC は異形棒鋼(SD295A・D6@200mm・主筋量 253mm²)を 2 段配筋した等厚 RC スラブによる完全合成梁である。コンクリート型枠としてフラットデッキプレート(厚さ 1.0mm)を用いた。CB-CS と CB-RC では、図 2.2.3(b)と図 2.2.4(b)にそれぞれ示すように、作用曲げモーメントが小さくなる箇所に重ね継手を設け、梁端部のスラブ筋は連続させた。

スラブ筋仕様(鉄筋種類・定着方式・配置段数・主筋量)はそれぞれ個別に比較検討すべき項目であり、そのため CB-CS と CB-RC ではこれら複数点でスラブ筋仕様の実験変数が異なる。一方、実施可能な試験体数の制約上、本研究では合成梁に使用されるコンクリートスラブの中で代表的な 2 仕様(デッキ合成スラブおよび等厚 RC スラブ)を用い、それぞれのスラブで一般的かつ最不利と考えられるスラブ筋仕様を選定した。さらに、デッキ合成スラブではデッキ厚さおよび小梁スパン方向に対するデッキ溝の配置方向によって曲げに対するデッキの寄与が異なる。デッキ厚さおよび配置方向についても最不利と考えられる仕様を選定した。スラブ筋およびデッキの仕様が異なる場合の合成梁の火災時挙動および耐力に及ぼす影響については、追加実験もしくは解析による検討が必要であり、今後の課題とする。

表 2.2.1 実験条件

試験体	小梁	接合部	床スラブ・スラブ筋・主筋量	合成率 n_p/n_f *1	作用曲げモーメント $M_0(=0.4M_a)$ *2
SB	H-300×150 ×6.5×9 (SS400)	高力ボルト 摩擦接合 F10T-M20 (3本)	ALC(鉄筋なし)	合成効果なし	28.9kNm
CB-CS			デッキ合成スラブ・溶接金網 WFP- Φ6@150(1 段配筋)・170mm ²	0.67 不完全合成梁	43.7kNm
CB-RC			等厚 RC スラブ・異形棒鋼 SD295A- D6@200(2 配筋)・253mm ²	1.00 完全合成梁	45.0kNm

*1: 完全合成梁に必要とされる頭付きスタッド本数 n_f に対する配置本数 n_p の割合

*2: M_a は長期許容曲げモーメントを示す。

(2)合成梁の設計および実験の荷重レベル

図 2.2.1 に示すように、小梁とコンクリートスラブ(基準強度 $F_c=24\text{N/mm}^2$)の緊結には頭付きスタッド(JIS B 1198・引張強さ 400N/mm^2 級・ $\Phi 16\text{-L80}$)を用いた。完全合成梁としての全塑性モーメントを発揮する際に支点からスパン中央までに配置される頭付きスタッドが負担すべき全水平せん断耐力 Q_h は、各種合成構造設計指針^{2.10})に基づき式(2.2.1)より求められる。計算の結果、CB-CS, CB-RC とともに鉄骨小梁の軸方向耐力により Q_h が決定され、その値は $1,099\text{kN}$ となった。

$$Q_h = \min({}_sP_y, {}_cP_u) \quad (2.2.1)$$

$${}_sP_y = F \cdot {}_s a \quad : \text{鉄骨小梁の軸方向耐力}(1,099\text{kN})$$

$${}_cP_u = 0.85F_c \cdot t_c \cdot b_e \quad : \begin{array}{l} \text{スラブの軸方向耐力} \\ \text{(CB-CS : } 1,446\text{kN, CB-RC : } 2,169\text{kN)} \end{array}$$

$$b_e = 2 \left(0.5 - 0.3 \frac{W - B}{l} \right) (W - B) + B \quad : \text{スラブの有効幅}(886\text{mm})$$

ここで、

- F : SN400B 鋼材の基準強度(235N/mm^2)
- ${}_s a$: 鉄骨小梁の総断面積($4,678\text{mm}^2$)
- F_c : コンクリートの設計基準強度(24N/mm^2)
- t_c : デッキ上のスラブ厚さ(CB-CS : 80mm , CB-RC : 120mm)
- W : スラブ幅(950mm)
- B : 鉄骨小梁の幅(150mm)

頭付きスタッド 1 本あたりのせん断耐力は式(2.2.2)により求められ、その結果は 74kN となった。

$$q = 0.5\alpha \cdot {}_{sc}a \sqrt{F_c \cdot E_c} \quad (2.2.2)$$

ただし、

$$\text{等厚スラブの場合,} \quad \alpha = 1$$

$$\text{デッキ合成スラブの場合,} \quad \alpha = \min \left\{ \frac{0.85 b_d}{\sqrt{n_d} H_d} \left(\frac{{}_{sc}L}{H_d} - 1 \right), 1 \right\} \quad (= 1)$$

ここで、

- ${}_{sc}a$: 頭付きスタッドの軸部断面積(201mm^2)
- E_c : コンクリートの常温ヤング率($22,318\text{N/mm}^2$)
- n_d : デッキ溝部内 1 か所あたりに配置される頭付きスタッド本数(1 本)
- b_d : デッキ溝の平均幅(150mm)
- H_d : デッキ高さ(50mm)
- ${}_{sc}L$: 頭付きスタッド長さ(80mm)

CB-CS ではデッキ谷部毎(平均で 300mm 毎)にスタッドを 1 本配置した。これはデッキ合成スラブの一般的な耐火認定仕様における最小本数である。CB-RC では、完全合成梁に必要な最小配置本数を目標として、200mm 毎にスタッドを 1 本配置した。合成梁の全塑性モーメントを発揮するのに必要な軸方向耐力に対する配置された頭付きスタッドの全水平せん断耐力の比(以下、合成率) n_p/n_f は式(2.2.3)より求められ、計算の結果、合成率は CB-CS で 0.67(不完全合成梁)、CB-RC で 1.00(完全合成梁)となった。

$$n_p/n_f = \frac{\Sigma q}{Q_h} \quad (2.2.3)$$

$\Sigma q = n_p \cdot q$: スタッドの全水平せん断耐力(CB-CS : 735.8kN, CB-RC : 1,103kN)

ここで、

n_p : 支点からスパン中央までに配置されるスタッド本数(CB-CS : 10 本, CB-RC : 15 本)

本実験では、合成梁試験体において、スラブ筋が梁端ウェブ接合部の回転抵抗に寄与した場合に、小梁が無耐火被覆であっても 1 時間以上の耐火性能が発揮されることを目標として、単純塑性理論に基づく事前の曲げ崩壊予測計算に基づき、スパン中央に生じる曲げモーメント M_c と支点(大梁位置)に生じる曲げモーメント eM の合計値 M_0 が長期許容曲げモーメント M_a の 4 割となるよう荷重レベルを設定した。この作用曲げモーメントは、降伏曲げモーメント M_y の約 1/4 に相当する。以下で、デッキ合成スラブによる合成梁 CB-CS および等厚 RC スラブによる合成梁 CB-RC の降伏モーメント M_y を、図 2.2.1 および表 2.2.2 に示す試験体緒元を用いて、各種合成構造設計指針^{2.10)}に基づき求める。

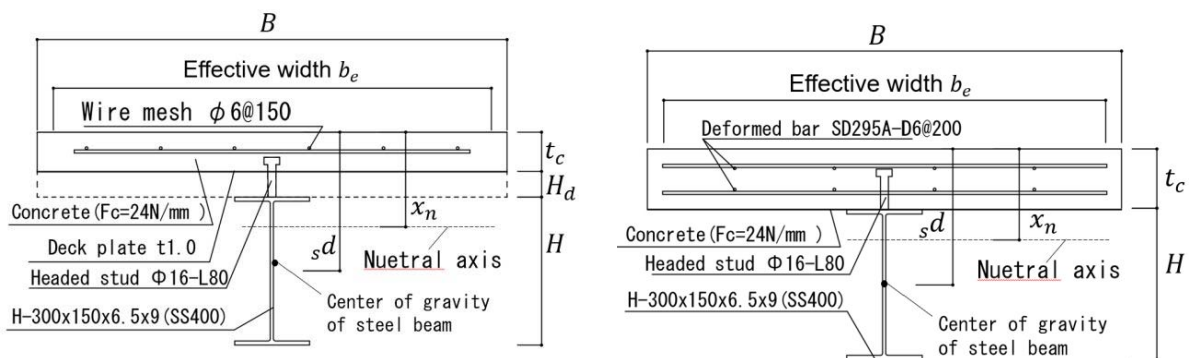


図 2.2.1 合成梁の断面(左 : CB-CS, 右 : CB-RC)

表 2.2.2 試験体緒元

項目	記号	CB-CS	CB-RC
小梁鋼材 SS400 の基準強度	F	235N/mm ²	
コンクリートの設計基準強度	F_c	24N/mm ²	
フランジ断面積	f_a	1,350mm ²	
ウェブ断面積	w_a	1,833mm ²	
鉄骨梁の断面二次モーメント	sI	6.93×10 ⁷ mm ⁴	
鉄骨梁の断面係数	sZ	4.62×10 ⁵ mm ³	
鉄骨梁のせい	H	300mm	
スラブ上端から鉄骨梁の重心までの距離	s_d	280mm	270mm
スラブの有効幅	b_e	879mm	
スラブ厚さ	t_c	80mm	120mm
デッキ高さ	H_d	50mm	—
鋼材とコンクリートのヤング係数比	n	15	

まず、式(2.2.4)の判定値 J より、中立軸位置を判定する。

$$J = p_t - \frac{(t_c/s_d)^2}{2n(1-t_c/s_d)} \quad (2.2.4)$$

$$p_t = (w_a + 2f_a)/(b_e \cdot s_d) = 0.01827(\text{CB-CS}), 0.01895(\text{CB-RC})$$

$$\frac{(t_c/s_d)^2}{2n(1-t_c/s_d)} = 0.00381(\text{CB-CS}), 0.01185(\text{CB-RC})$$

上式より $J > 0$ となるので、中立軸はスラブ外に位置する。このとき、中立軸位置 x_n は式(2.2.5)より求められる。

$$x_n = \frac{(t_c/s_d)^2 + 2n \cdot p_t}{2(t_c/s_d + n \cdot p_t)} = 157.5\text{mm}(\text{CB-CS}), 141.9\text{mm}(\text{CB-RC}) \quad (2.2.5)$$

得られた x_n を用いて、完全合成梁(CB-RC)の場合の断面二次モーメント $f_c I_n$ は式(2.2.6)より、不完全合成梁(CB-CS)の場合の $p_c I_n$ は式(2.2.7)より求められる。

$$f_c I_n = \frac{b_e \cdot t_c}{n} \left\{ \frac{t_c^2}{12} + \left(x_n - \frac{t_c}{2} \right)^2 \right\} + sI + (w_a + 2f_a)(s_d - x_n)^2 \quad (2.2.6)$$

$$= 2.00 \times 10^8 \text{mm}^4 \quad (\text{CB-RC})$$

$$p_c I_n = sI + \sqrt{n_p/n_f} (f_c I_n - sI) \quad (2.2.7)$$

$$= 1.79 \times 10^8 \text{mm}^4 \quad (\text{CB-CS})$$

スラブ上端までの断面係数 $f_c Z_c$ 、 $p_c Z_c$ および鉄骨梁下端までの断面係数 $f_c Z_t$ 、 $p_c Z_t$ は、それぞれ式(2.2.8)および式(2.2.9)より求められる。

$$\text{完全合成梁の場合：} \quad f_c Z_c = \frac{n \cdot f_c I_n}{x_n} = 2.11 \times 10^7 \text{mm}^3 \quad (\text{CB-RC}) \quad (2.2.8)$$

$$\text{不完全合成梁の場合：} \quad p_c Z_c = sZ + \sqrt{n_p/n_f} (f_c Z_c - sZ) = 1.59 \times 10^7 \text{mm}^3 \quad (\text{CB-CS})$$

$$\text{完全合成梁の場合：} \quad f_c Z_t = \frac{f_c I_n}{(t_c + H_d + H) - x_n} = 7.18 \times 10^5 \text{mm}^3 \quad (\text{CB-RC}) \quad (2.2.9)$$

$$\text{不完全合成梁の場合：} \quad p_c Z_t = sZ + \sqrt{n_p/n_f} (f_c Z_t - sZ) = 6.98 \times 10^5 \text{mm}^3 \quad (\text{CB-CS})$$

以上より、合成梁の降伏モーメント M_y は式(2.2.10)より求められる。

$$M_y = \min ({}_c M_c, {}_s M_t) \quad (2.2.10)$$

ここで、

$$\begin{array}{ll} \text{完全合成梁の場合：} & {}_c M_c = 0.85 F_c \cdot f_c Z_c \\ \text{不完全合成梁の場合：} & {}_c M_c = 0.85 F_c \cdot p_c Z_c \\ \text{完全合成梁の場合：} & {}_s M_t = F \cdot f_c Z_t \\ \text{不完全合成梁の場合：} & {}_s M_t = F \cdot p_c Z_t \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{スラブ上端が圧壊する曲げモーメント} \\ \text{鉄骨梁下端が降伏する曲げモーメント} \\ \text{(CB-CS : 324.6kNm, CB-RC : 430.7kNm)} \\ \text{(CB-CS : 163.9kNm, CB-RC : 168.8kNm)} \end{array}$$

上式より、合成梁の降伏モーメント M_y は CB-CS で 164kNm、CB-RC で 169kNm となる。長期許容曲げモーメント M_a はこれらの値の 2/3 であり、CB-CS で 109.3kNm、CB-RC で 112.5kNm となる。本実験では、 M_a の 4 割を実験荷重として採用するため、作用曲げモーメント M_0 は、CB-CS で 43.7kNm、CB-RC で 45.0kNm となる。なお、鉄骨梁の断面係数 ${}_s Z$ および基準強度 F より、純鉄骨梁仕様 SB の降伏モーメント M_y は 108.6kNm であり、作用曲げモーメント M_0 は 28.9kNm となる。

後述の 図 2.2.10(a) に示すように、試験体に用いた小梁鋼材 SS400 材の高温降伏強度は、650~700℃程度で基準強度の 1/4 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^{2.12)}。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。単純支持条件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、梁端ウェブ接合部を有する梁では接合部の負曲げ耐力も耐火性能に寄与する。したがって、本実験における荷重レベル(公称降伏モーメント M_y の約 1/4)は、スパン中央の正曲げ耐力が $1/4 M_y$ となる以後の緩やかな耐力低下分を、ウェブ接合部の負曲げ耐力が補うことにより、単純支持条件の場合より耐火性能が大きく向上すると予想される荷重レベルである。

(3)変位測定位置

試験体の鉛直変位は、巻取り式紐変位計を用い、図 2.2.2~2.2.4 の(a)に示す D1~D7 の位置で試験体に取り付けたフック状治具に変位計の紐を固定して測定した。小梁の熱膨張変形は、支点上部の水平方向変位(Dh1 と Dh2)測定値の相対変位により算出した。図 2.2.2~2.2.4 の(a), (e)および図 2.2.5 に示すように、片持ち梁ウェブの両面に鋼板(厚さ 9mm)の四周を隅肉溶接し、また片持ち梁と大梁の上下フランジ同士を完全溶け込み溶接することで、片持ち梁でのせん断崩壊及び曲げ崩壊を防止した。なお、SB では実験時における小梁の横座屈を防止するため、図 2.2.2(a)に示すように梁中央から両側 900mm の位置にパンタグラフ形式の座屈止めを設置した。

(4)ウェブ接合部の詳細とその被覆方法

ウェブ接合部の詳細を図 2.2.2~2.2.4 の(d), (e)および図 2.2.6 に示す。小梁と大梁の接合は、所定の摩擦係数を満足するよう大梁に溶接されたガセットプレート(SS400, 厚さ 9mm)と小梁端部のウェブ面に薬剤発錆処理を行い、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。ボルト投入量はウェブ接合部の負曲げ耐力が一定程度発揮されるよう 3 本とし、その配置間隔および端あき距離は一般的な値^{2.12)}とした。

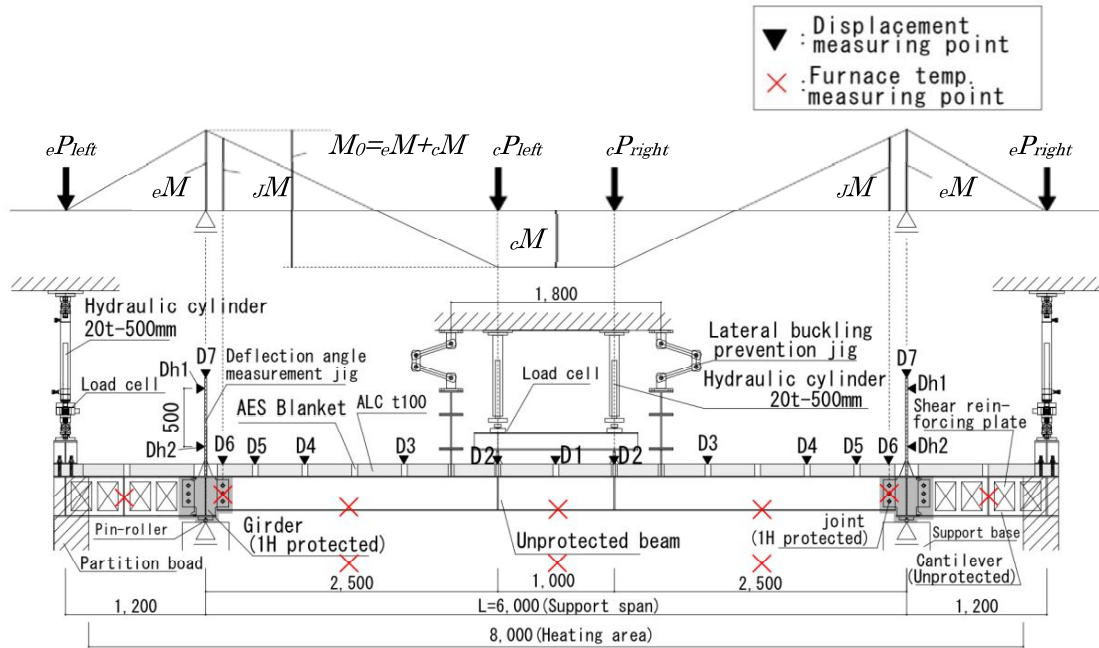
火災加熱を受ける小梁の崩壊時には、ピン接合部が大きく回転変形することが想定されるため、崩壊に至るまでピン接合部の被覆材が脱落せず、変形に追従できることが重要となる。また、本研究では梁端接合部のみ被覆された場合の接合部の基礎的な熱的挙動を検討するため、熱的に安定している被覆材を用いた。本実験における接合部および大梁への被覆には、これらの条件を満たす被覆材として、変形追従性が比較的高い巻付け型で、かつ、水分による影響を受けにくく熱的に安定している AES ブランケット(1 時間耐火相当, 厚さ 12.5mm, 分類温度 1300°C, 密度 128kg/m³)を用いた。大梁への被覆は、鋼材断面積に対する加熱周長の比が小さく被覆効率が高くなる箱張りとした。一方、接合部において箱張りすると、小梁の小口面からの熱流入を抑えるために小口面を塞ぐ必要があり、被覆施工が煩雑となるため、接合部への被覆は、図 2.2.6 に示すように溶接ピンを用いて鉄骨形状に沿って直張り固定とした。ただし、巻付け型被覆材の性質上、ボルト形状に沿って被覆することは困難であるため、ボルト位置では図 2.2.2~2.2.4 の(d)のように AES ブランケットと鉄骨表面が密着しない箇所が生じた。接合部の被覆は、接合部のみを被覆する場合に想定される最小の被覆範囲で、かつガセットプレートの小口面からの入熱は防ぐことを目的として、図 2.2.2~2.2.4 の(e)に示すように、ガセットプレート端部からスパン中央側に 30mm(ボルト位置からスパン中央側に 80mm)までを被覆範囲とした。耐火建築物においては大梁に 1~3 時間耐火の性能を有する被覆材が施され、接合部にも同様の被覆材を施すことが効率的と考えられる。1 時間相当の耐火被覆を用い、接合部への被覆範囲を最小限に留めた本実験の接合部被覆仕様は、接合部のみを被覆する場合に最も接合部温度が上昇しやすい最不利仕様と考えられる。

(5)試験体温度測定位置

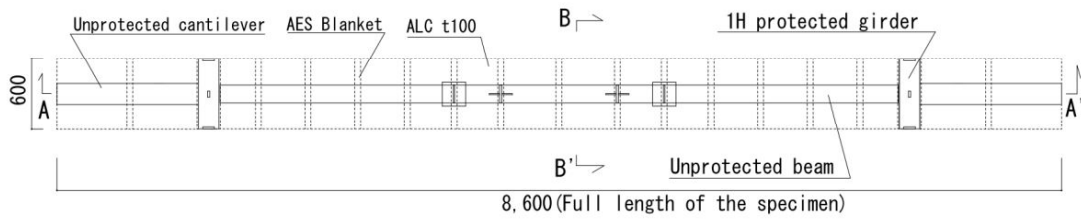
図 2.2.2~2.2.4 に示すように、小梁は無被覆とし、大梁を挟んで連続配置される両側の無被覆小梁からの伝熱を模擬するため、片持ち梁も無被覆とした。

スパン中央断面の温度測定位置を図 2.2.2~2.2.4 の(c)に示す。スパン中央では、合成梁の正曲げ耐力に影響する部位として、上下フランジ、ウェブ、頭付きスタッド根本およびコンクリートスラブ内(スラブ下端、鉄筋、スラブ上面)の温度を測定した。無被覆小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て、熱電対を鋼材表面に固定した。コンクリートスラブ内およびウェブ接合部の温度測定にはガラス被覆 K 熱電対($\Phi 0.65\text{mm}$)を用いた。頭付きスタッド位置では熱接点をスタッドの溶接余盛にかしめて固定した。スラブ下端位置ではデッキプレート上面にアルミテープで熱電対を固定し、鉄筋位置では番線を用いて熱電対を鉄筋に固定した。スラブ上面では無機質断熱パッド(30mm 角、厚さ 2mm)を被せた銅製ディスク付き K 熱電対($\Phi 1.6\text{mm}$)を用い、スラブ上面にアルミテープで固定した。

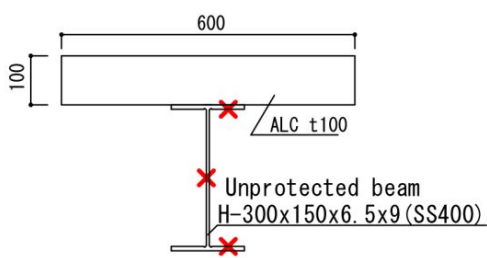
ウェブ接合部断面の温度測定位置を図 2.2.2~2.2.4 の(d), (e)に示す。ウェブ接合部断面では、ウェブ接合部の負曲げ耐力に影響する部位として、上下のボルトおよびボルト列の断面における鉄筋の温度を測定した。上下ボルトおよび鉄筋の温度測定にはガラス被覆 K 熱電対($\Phi 0.65\text{mm}$)を用い、熱接点をボルト頭にかしめて固定し、鉄筋位置では番線を用いて熱電対を鉄筋に固定した。被覆された接合部では、高温の無被覆小梁からの入熱のみならず、ガセットプレートを介した低温大梁への熱移動が生じる。したがって、ガセットプレートの温度も把握する必要がある。そこで、図 2.2.2~2.2.4 の(e)に示す大梁ガセットプレート位置で温度を測定した。大梁ガセットプレートの温度測定にはガラス被覆 K 熱電対($\Phi 0.65\text{mm}$)を用い、熱接点をガセットプレートにかしめて固定した。



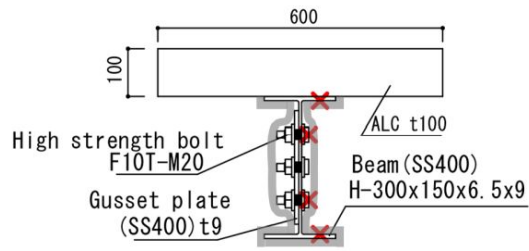
(a) 試験体全景および荷重装置 (A-A' 断面)



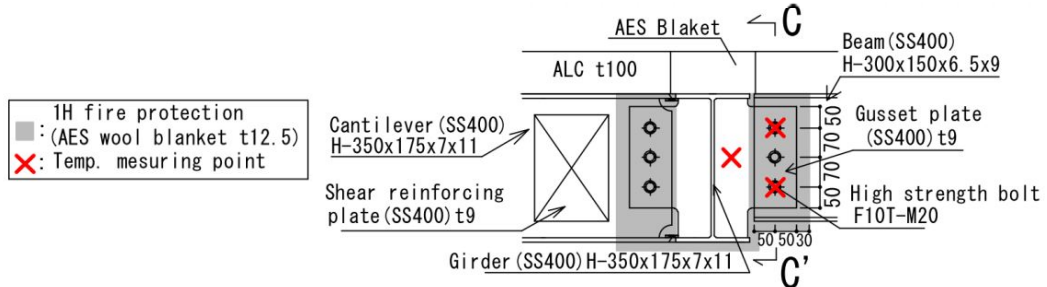
(b) 平面図



(c) スパン中央断面 (B-B' 断面)

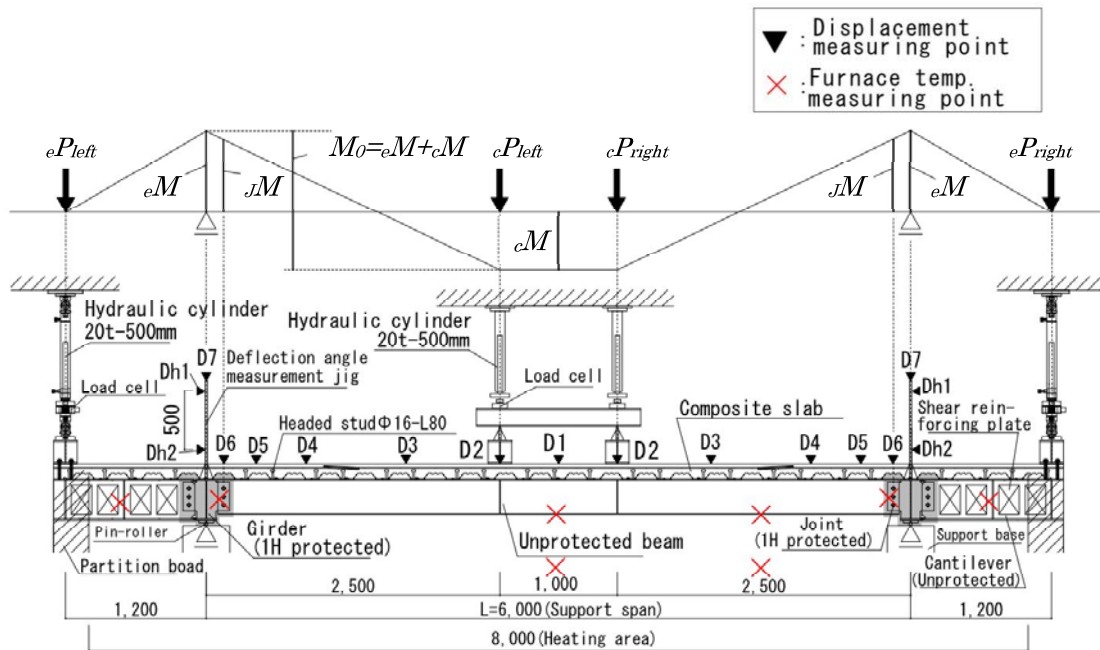


(d) 梁端ウェブ接合部断面 (C-C' 断面)

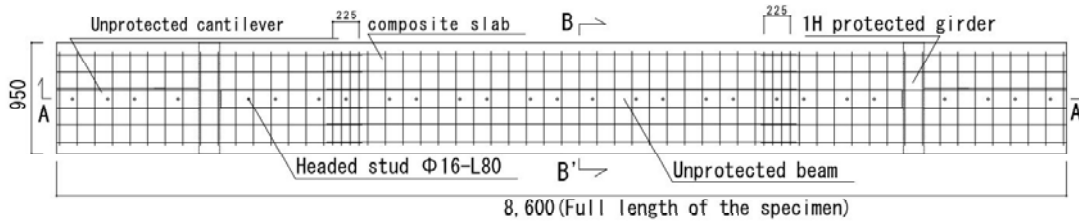


(e) 梁端ウェブ接合部付近の詳細

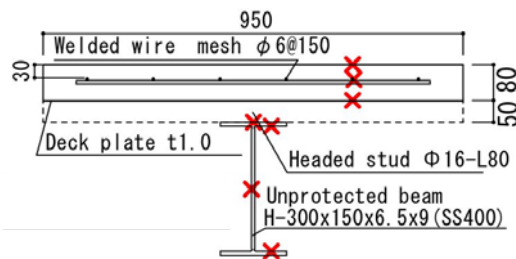
図 2.2.2 SB 試験体の形状, 荷重装置, 各種測定点 (寸法単位: mm)



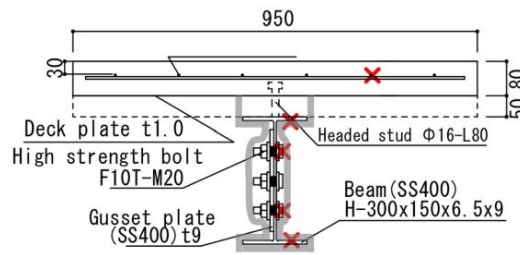
(a) 試験体全景および荷重装置 (A-A' 断面)



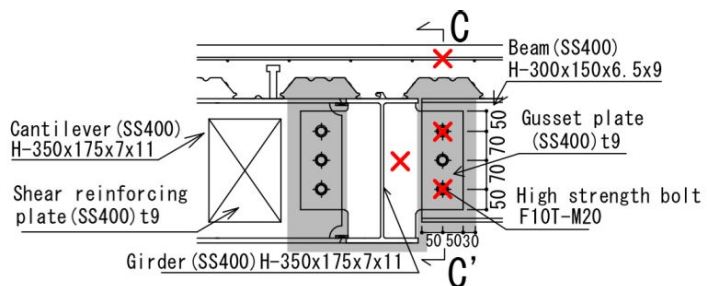
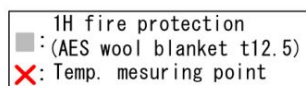
(b) 平面図および配筋図



(c) スパン中央断面 (B-B' 断面)

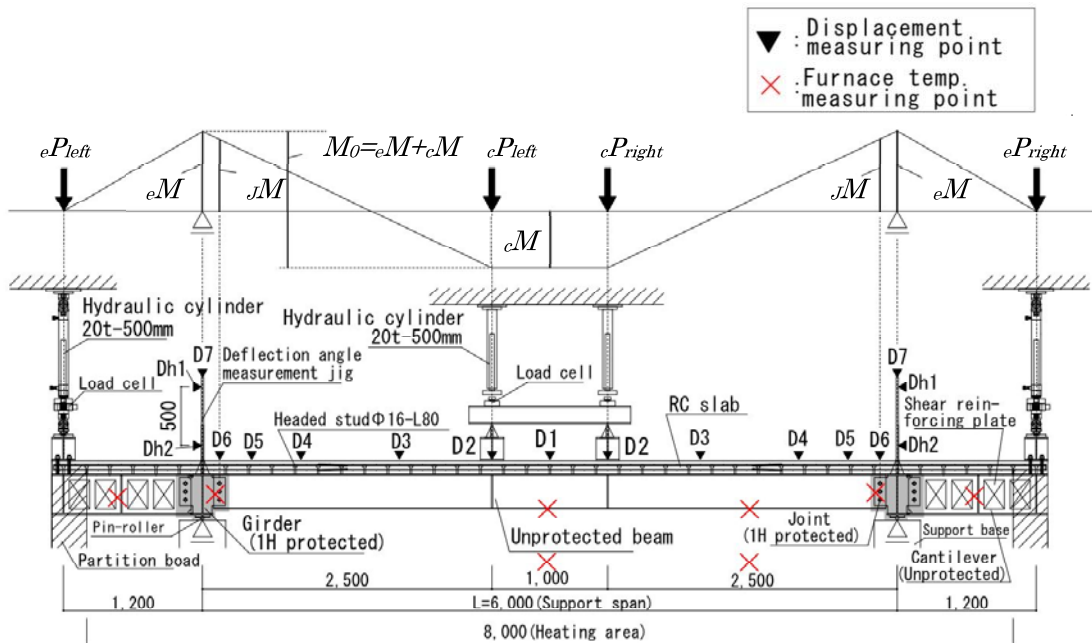


(d) 梁端ウェブ接合部断面 (C-C' 断面)

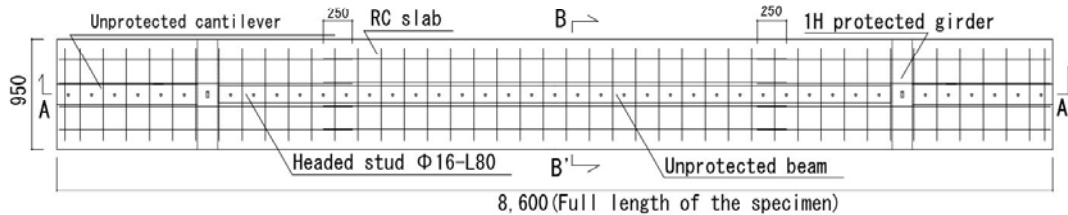


(e) 梁端ウェブ接合部付近の詳細

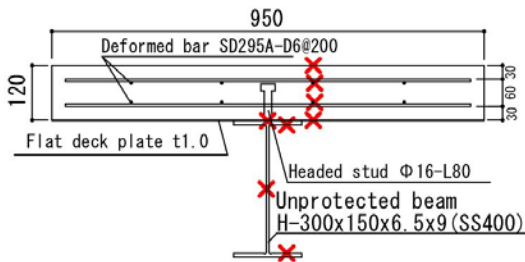
図 2.2.3 CB-CS 試験体の形状, 荷重装置, 各種測定点 (寸法単位: mm)



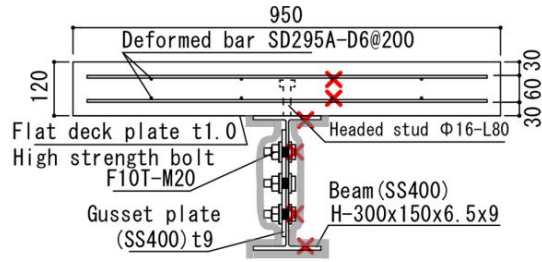
(a) 試験体全景および荷重装置 (A-A' 断面)



(b) 平面図および配筋図

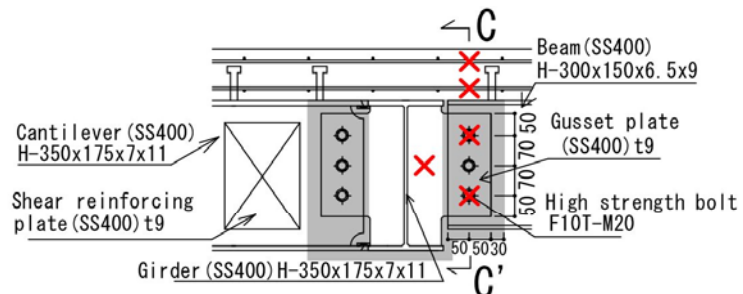


(c) スパン中央断面 (B-B' 断面)



(d) 梁端ウェブ接合部断面 (C-C' 断面)

■ 1H fire protection
 (AES wool blanket t12.5)
 × Temp. measuring point



(e) 梁端ウェブ接合部付近の詳細

図 2.2.4 CB-RC 試験体の形状, 荷重装置, 各種測定点 (寸法単位: mm)



図 2.2.5 片持ち梁部の写真（左：ウェブのせん断補強鋼板，右：上下フランジ同士の溶接）



図 2.2.6 梁端ウェブ接合部の写真(左：耐火被覆前，右：耐火被覆後)

2.2.2 荷重方法および常温時の曲げ剛性

(1)荷重方法

本実験は日本建築総合試験所の床・はり炉を用いて実施した。試験体への荷重は、図 2.2.2～図 2.2.4(a)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、梁中央から両側 500mm の位置で油圧シリンダを用いて一定荷重を行った。中央部の 1 点あたりの荷重荷重 cP は $M_0 = 0.4M_d$ が作用するよう、試験体自重を考慮した式(2.2.11)より求め、 cP はそれぞれ 10.7kN, 11.9kN, 11.8kN となった。

$$cP_y = \frac{M_0 - wL^2/8}{(L - L_l)/2} \quad (2.2.11)$$

ここで、

L : 支持スパン(6,000mm)

L_l : 荷重点間距離(1,000mm)

w : 試験体自重(SB : 0.65kN/m, CB-CS : 2.73kN/m, CB-RC : 3.10kN/m)

大梁から外側に配した片持ち梁端部での載荷荷重 eP は、小梁端部の回転を拘束するための荷重であり、支点のたわみ角をゼロに保つように制御した。支点のたわみ角は、大梁上に垂直に立てた鋼板の水平変位(Dh1 と Dh2)を棒変位計により測定し、Dh1 と Dh2 の差を両者の測定位置間隔(500mm)で除して求めた。加熱中の支点のたわみ角制御結果を図 2.2.7 に示す。実験終了時まで支点のたわみ角を概ねゼロに制御できた。

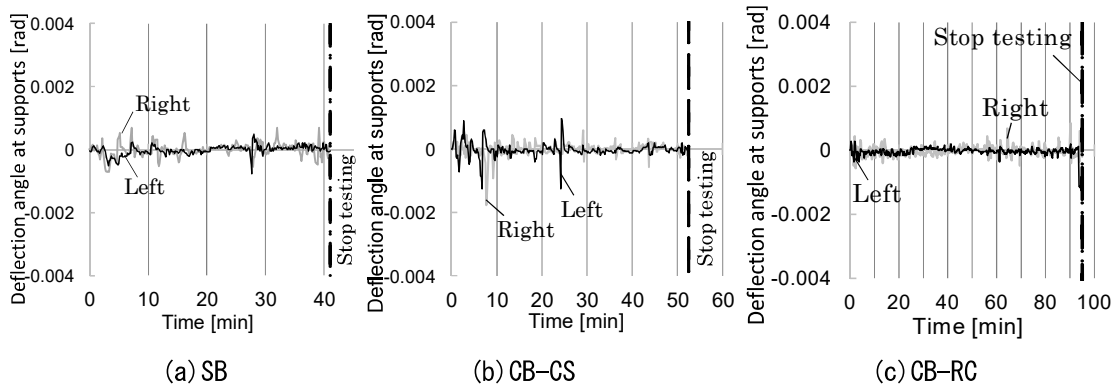


図 2.2.7 加熱中の支点のたわみ角制御結果

(2) 常温時の曲げ剛性

常温載荷時(加熱前)の中央載荷荷重—中央たわみ関係を図 2.2.8 に示す。図中には参考として、単純支持および固定端の場合の弾性理論による中央たわみを併せて示す。理論たわみの算定に用いた断面二次モーメントの一覧を表 2.2.3 に示す。負曲げを受ける合成梁断面の断面二次モーメントは文献^{2.13)}に基づき算定した。

表 2.2.3 常温時の断面二次モーメント

Specimen	Second moment of area [$\times 10^6 \text{ mm}^4$]	
	Sagging	Hogging
SB	72.1	
CB-CS	179	82.1
CB-RC	200	81.8

純鉄骨梁の SB は単純支持と固定端の中間の傾きであり、ウェブ接合部において回転抵抗が生じていることがわかる。合成梁の CB-CS および CB-RC においても、単純支持と固定端の中間の傾きであったが、SB に比べてより固定端に近い傾きであった。これは、ウェブ接合部の回転抵抗に梁端部のスラブ筋が寄与したためと考えられる。

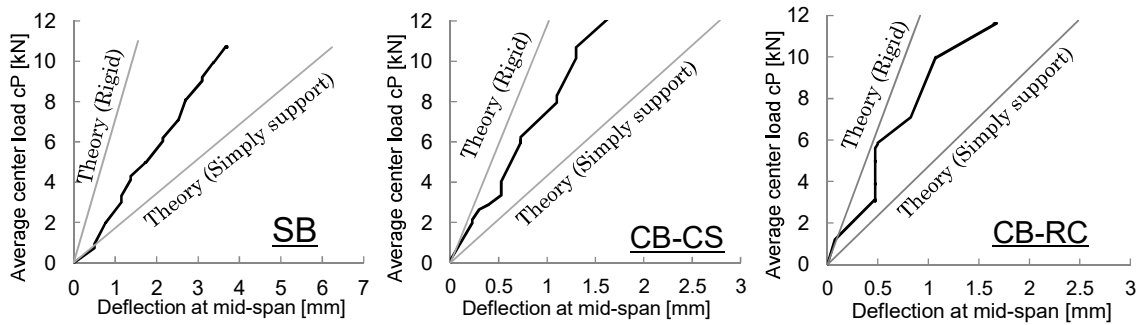


図 2.2.8 常温時の曲げ剛性

2.2.3 加熱方法

試験体への加熱は ISO834 の標準加熱に準拠した。小梁部分のみならず片持ち梁部分も加熱されるよう、図 2.2.2~2.2.4 の (a) に示すとおり耐火間仕切り壁間 8000mm の部分を加熱区間に設定した。また鉄骨梁の側面および下面からのみ加熱されるよう、断熱用炉蓋を用いて試験体のスラブと加熱炉の間に生じる隙間を塞いだ。炉内温度測定位置を図 2.2.2~2.2.4 の (a) に示す。小梁部分と片持ち梁部分(以下、一般部)において、長手方向に 5 断面、1 断面あたり梁の両側面と下面の 3 点の計 15 点の炉内温度を測定した。接合部付近では支持台によって壁面バーナーから影となる部分が生じるため、接合部周辺の雰囲気温度は一般部よりも若干低くなるのが想定される。そこで図 2.2.2~2.2.4 (a) および図 2.2.6 に示すように、接合部直前の炉内温度を追加で測定した。炉内温度の測定には、シース被覆 K 熱電対(Φ3.0mm)を用いた。炉内温度測定結果を図 2.2.9 に示す。実線は一般部、破線は接合部付近の炉内温度を示す。一般部の炉内温度は ISO 加熱曲線と概ね一致したが、接合部付近の炉内温度は ISO 加熱曲線よりも 1 割程度低めに推移した。そこで、4 章における伝熱解析では、被覆された梁端部の解析には接合部付近の平均炉内温度測定値を用い、それ以外の無被覆部分の解析には一般部の平均炉内温度測定値を用いることとする。

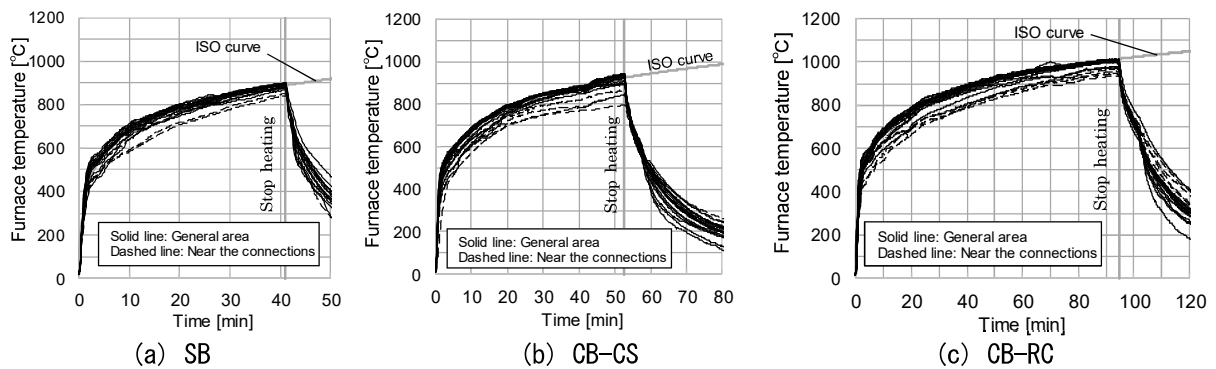


図 2.2.9 炉内温度測定結果

2.2.4 使用材料およびその高温強度

小梁(SS400)、高力ボルト(F10T)および頭付きスタッドの高温引張試験の結果一覧を表 2.2.4 に示す。試験方法は JIS G 0567(1998)に準拠し、小梁はフランジから採取、高力ボルトおよび頭付きスタッドは製品から切り出し、突起付き引張試験片を作成した。負荷方法は、歪 1%まで 0.3%/min、歪 1%以上で 10%/min の歪速度制御とした。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°C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、小梁においては 1000°Cまでの高温引張試験を行った。小梁の有効降伏強度(歪 1%時応力)、高力ボルトの引張強さ、頭付きスタッドの引張強さを図 2.2.10 に示す。参考として、図 2.2.10 (a), (b)には鋼構造耐火設計指針(以下、耐火指針)^{2.8)}での高温強度設計値を、図 2.2.10 (a)には文献 2.13)に示されている SS400 の歪 1%時応力の平均値を記載した。小梁の有効降伏強度は、耐火指針の高温強度設計値を上回った。400°Cで基準強度と同程度まで低下し、以降の強度低下は著しいが、700°C以降の低下勾配は緩やかであった。基準強度に対する残存率は、500°Cで 0.82、600°Cで 0.44、700°Cで 0.20、800°Cで 0.11、900°Cで 0.10、1000°Cで 0.07 であった。本実験の荷重レベルは降伏モーメントの約 1/4 であるため、単純支持による鉄骨梁の耐火試験を行うと、600°C~700°Cで荷重支持能力を損失すると考えられる。文献 2.13)に記載されている平均値と比較すると、400°C以上において平均値を 2~22%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。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等の低下勾配であった。300°C以降の強度低下が著しく、600°Cで基準強度の 26%程度となった。頭付きスタッドの引張強さは 300°Cで最大となり、以降の低下が著しかった。750°Cで常温時の 1 割程度まで低下し、以降の低下は緩やかであった。

耐火構造の床には遮熱性が求められるため、梁端負曲げ耐力への影響が大きい上端筋は 1 時間程度の火災加熱を受けても 300°C以下となり、強度低下は小さいと考えられる^{2.13)}。そのためスラブ筋の高温引張試験は実施せず、常温引張試験のみ実施した。スラブ筋の常温引張試験結果を表 2.2.5 に、応力-歪関係曲線を図 2.2.11 に示す。異形棒鋼では降伏以降、歪硬化を伴って所定の伸び性能を有したのに対し、溶接金網では明瞭な降伏棚が現れず、歪が 1%~2%で引張り強さを示し、破断までの伸びは小さかった。表 2.2.5 に示すように異形棒鋼に比べて溶接金網の降伏比は大きく、破断伸びは異形棒鋼の 3 割程度であり、溶接金網の塑性変形能力は低い結果であった。

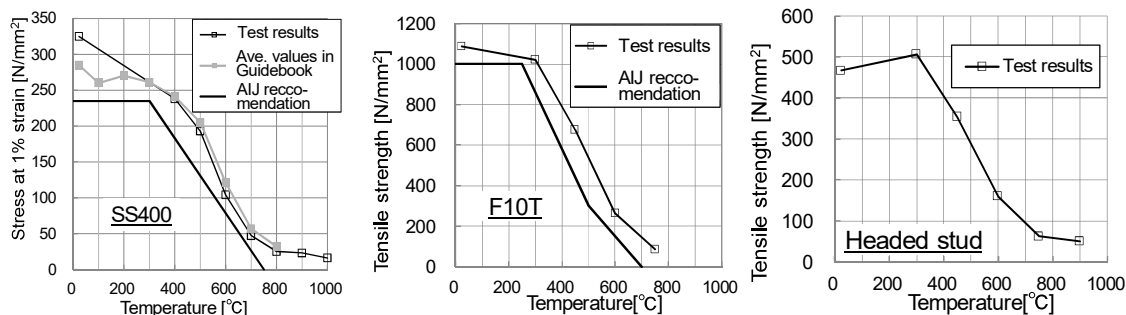
合成梁試験体のコンクリートには普通-27-15-20-N を用い、爆裂防止対策として PP 繊維を 1kg/m³ 混入した。コンクリートの調合を表 2.2.6 に、常温時の圧縮強度を表 2.2.7 に示す。コンクリートの含水は、試験体と同一条件で養生した小型供試体から抜き取ったコンクリートコアを用いて実測し、その結果は 3.50%であった。

表 2.2.4 鋼材の高温引張試験結果一覧

Temperature[°C]		AT	300	400	450	500	600	700	750	800	900	1000
Beam SN400B	Yield stress	325	—	238	—	193	104	47	—	25	23	16
	Tensile strength	465	—	434	—	302	168	77	—	44	52	34
High strength bolt F10T・M20	Yield stress	1046	904	—	581	—	141	—	43	—	—	—
	Tensile strength	1087	1021	—	675	—	263	—	86	—	—	—
Headed stud φ 16	Yield stress	414	415	—	303	—	118	—	37	—	27	—
	Tensile strength	467	506	—	354	—	160	—	62	—	50	—

Test standard : JIS G 0567 , Test specimen : II-6 shape *AT: Ambient Temperature

※Yield stress shows the effective yield stress at 1% strain.



(a) 小梁の有効降伏強度 (b) 高力ボルトの引張強さ (c) 頭付きスタッドの引張強さ

図 2.2.10 鋼材の高温強度

表 2.2.5 スラブ筋の常温引張試験結果

	Yield stress*	Tensile strength	Fracture elongation
Welded wire mesh(WFP) φ 6	530 N/mm ²	567 N/mm ²	7.8%
Deformed bar(SD295A)D6	456 N/mm ²	576 N/mm ²	25.2%

Test standard: JIS Z 2241, Test specimen: II-14A shape

* : Yield stress shows 0.2% offset stress.

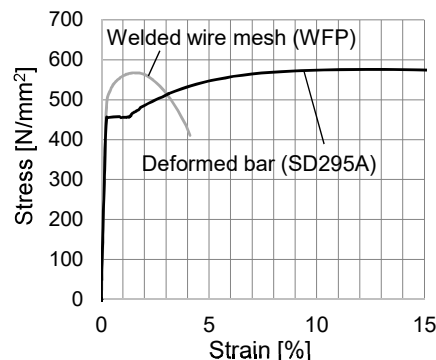


図 2.2.11 スラブ筋の応力-歪関係

表 2.2.6 コンクリートの調査

F_c [N/mm ²]	W/C[%]	Unit mass [kg/m ³]					
		W	C	S	G1	G2	Ad
24	53	183	346	857	352	528	3.46

Cement C : Ordinary Portland cement (3.15g/cm³)

Fine aggregate S : Crushed sand 60%, Lime crushed sand 30%, Sea sand 10% (Surface dry 2.63g/cm³)

Coarse aggregate G1 (φ 5~15mm), G2 (φ 10~20mm) : Crushed stone from Najio (Surface dry 2.62g/cm³)

Admixture Ad : AE water reducing agent, Standard form, Class I

表 2.2.7 コンクリートの常温圧縮強度

Curing	Age	Compressive strength
Standard water	7 days	25.9 N/mm ²
Standard water	28 days	34.8 N/mm ²
Site sealed	67days	28.7 N/mm ²

Average of 3 bodies(Φ100mm×200mm)

2.3 実験結果

2.3.1 載荷加熱実験結果の概要

ISO 限界たわみ(300mm)に到達した時間は、純鉄骨梁仕様の SB で 36 分、デッキ合成スラブ仕様の CB-CS で 42 分、RC スラブ仕様の CB-RC で 65 分であった。限界たわみ ($L^2/400D$)の算定に用いたスパン L は支点間距離 6000mm であり、梁せい D は鉄骨小梁せい 300mm である。大臣認定に関わる耐火性能評価試験では、ISO 限界たわみに達した時点で耐火時間となる。一方、本研究では終局耐力の把握を目的としているため、限界たわみ到達以降も荷重が支持できなくなるまで載荷加熱を継続した。SB および CB-CS では、梁中央のジャッキがストローク限界(約 500mm)に達した時点では荷重の低下はみられなかった。一方、その時点においてたわみ速度が急増の傾向にあったこと、ISO 限界たわみの 1.5 倍以上のたわみに達していたこと、および後述の 2.3.4 節の試験体損傷状況よりスパン中央と梁端接合部において曲げ耐力に達していたと考えられることから、ストローク限界に達した時点で梁が終局状態に至ったと判断し、載荷加熱を終了した。崩壊時間は、SB で 41 分、CB-CS で 52 分であった。CB-RC では崩壊に至る前に加熱炉と試験体の隙間から漏れた熱気により変位計が故障したため、鉛直変位 D1 と D2 がそれぞれ 72 分時と 88 分時に測定不能となり、たわみ速度の考察から崩壊時間を把握することができなかった。そのため、90 分以降、荷重支持能力を損失するまで荷重を漸増することで終局耐力を確認した。

載荷加熱実験結果のまとめを表 2.3.1 に示す。以降、実験結果について考察を行う。

表 2.3.1 載荷加熱実験結果のまとめ

Specimen	Time to reach ISO limiting deflection	Failure time	Failure type
SB	36 min	41 min	Bending failure
CB-CS	42 min	52 min	Bending failure
CB-RC	65 min	Over 90 min	Bending failure + Shear failure

2.3.2 無耐火被覆合成梁の断面内温度

スパン中央部の断面内温度推移を図 2.3.1 に、10 分時と 40 分時における断面内温度分布を図 2.3.2 に示す。図 2.3.1 に示すように、いずれの試験体も無被覆小梁のウェブと下フランジの温度は、加熱初期から急増し、20 分時に 700℃、30 分時に 800℃程度に達し、その後、炉内温度と 50℃以下の差で推移した。崩壊時の下フランジ温度は、SB で約 860℃、CB-CS で約 910℃、CB-RC で約 960℃であった。図 2.3.2 の断面内温度分布に示すように、ウェブと下フランジの温度はいずれの試験体も概ね同様であったのに対し、上フランジの温度はスラブの仕様により異なった。上フランジ上面が直接加熱される CB-CS(デッキ合成スラブ仕様)、上フランジ上面が断熱される SB(ALC 仕様)、コンクリートスラブによる吸熱効果のある CB-RC(RC スラブ仕様)の順に上フランジ温度は高い結果となった。この傾向は、加熱初期に特に顕著であり、上下フランジの温度差による加熱初期の熱たわみに反映されることが考えられる。図 2.3.1(b)、(c)および図 2.3.2 に示すように、スラブとの合成効果に影響を及ぼす頭付きスタッド根本の温度は、CB-CS と CB-RC で概ね同様の温度推移であり、スラブ形状による頭付きスタッド根本への入熱の違いはみられなかった。崩壊時のスラブ筋の温度は、CB-CS の溶接金網で約 100℃、CB-RC の下端筋で約 350℃、上端筋で約 150℃であり、スラブ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。

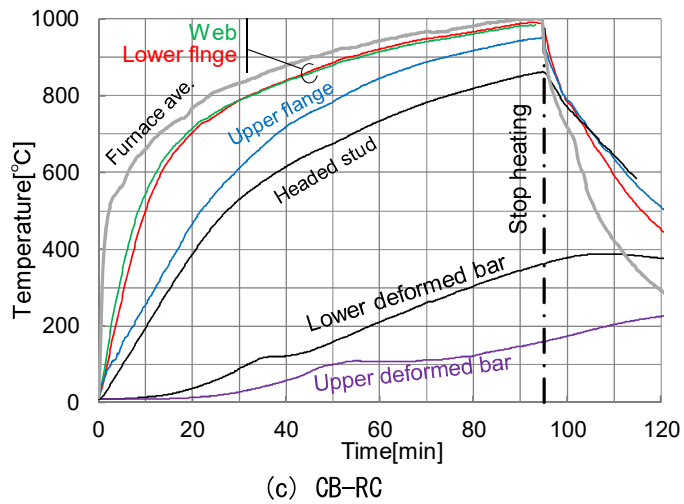
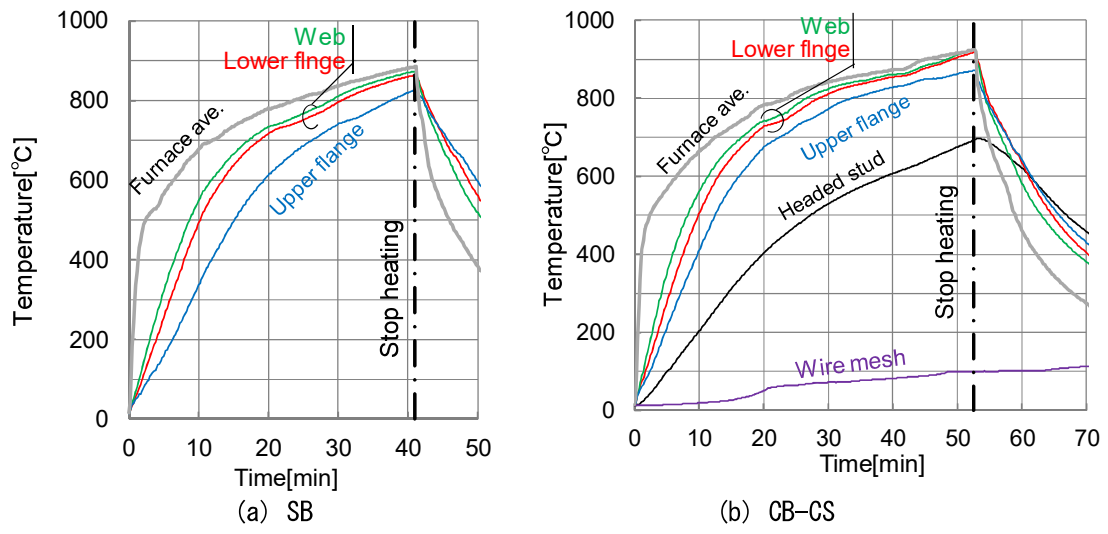


図 2.3.1 スパン中央の断面内温度推移

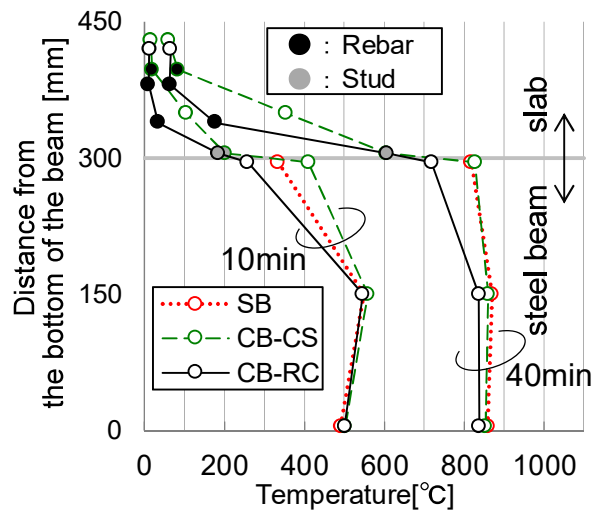
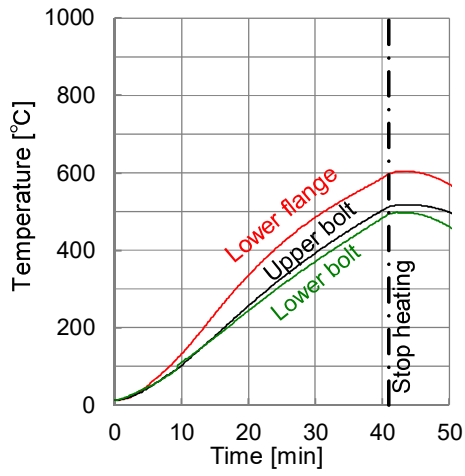


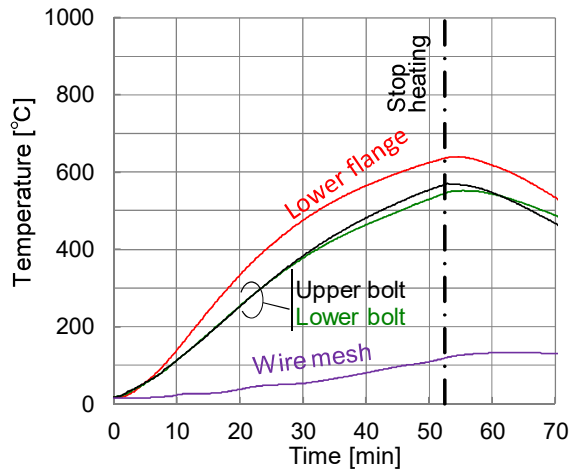
図 2.3.2 スパン中央の断面内温度分布

2.3.3 耐火被覆された接合部の断面内温度

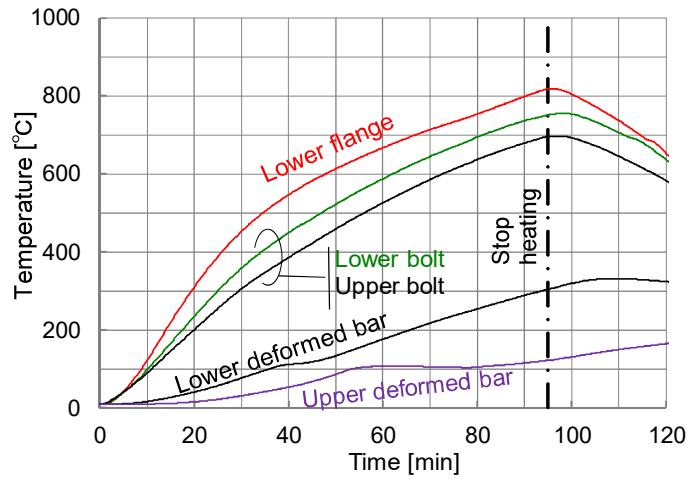
ウェブ接合部の断面内温度推移を図 2.3.3 に、10 分時と 40 分時における断面内温度分布を図 2.3.4 に示す。スパン中央の無被覆小梁のウェブと下フランジでは 30 分時で 800°C に達していたのに対し、ウェブ接合部では、いずれの試験体も 30 分時で下フランジは 500°C 以下、ボルトは 400°C 以下であり、被覆の効果がみられた。ウェブに配されたボルト温度は、スパン中央部と異なり、下フランジよりも低温となっている。これは、ガセットプレートとボルトによる熱容量の増加とガセットプレートを介した大梁への熱移動の効果と考えられる。図 2.3.3、図 2.3.4 より、30 分以降、SB と CB-CS では下ボルトよりも上ボルトの方がやや高温となっている。これは、大梁下部の支持台の影響で、ウェブ下部の方が火炎からの形態係数が小さくなっていた可能性が考えられる。一方、CB-RC では下ボルトより上ボルトの方が低温であった。図 2.3.4 より、CB-RC では RC スラブの吸熱により他の試験体より上フランジ温度がかなり低く、低温の上フランジへの熱移動により上ボルト温度が低く抑えられたものと考えられる。図 2.3.3(c) より、CB-RC のボルトは、60 分時で 600°C 以下に抑えられている。無被覆小梁のウェブは 60 分で 900°C を超えるが、梁端部のみに 1 時間仕様相当の被覆を施すことで、1 時間加熱時の接合部温度を 600°C 程度に抑えることができた。



(a) SB



(b) CB-CS



(c) CB-RC

図 2.3.3 梁端ウェブ接合部の断面内温度推移

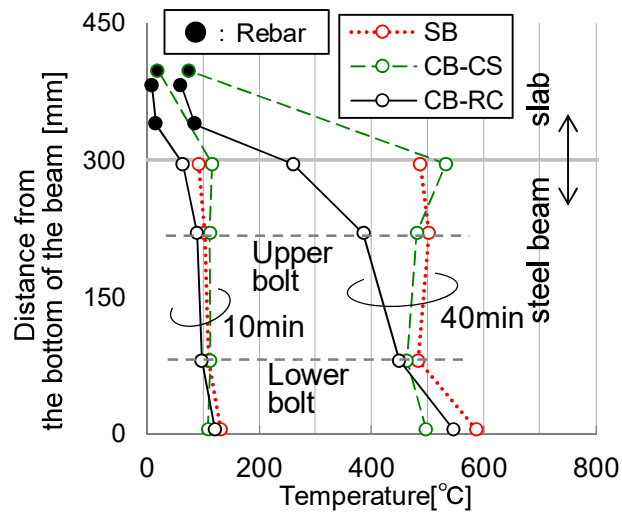


図 2.3.4 梁端ウェブ接合部の断面内温度分布

2.3.4 損傷状況

(1)純鉄骨梁 SB

純鉄骨梁 SB の実験後の損傷状況を図 2.3.5 および図 2.3.6 に示す。図 2.3.5(a) に示すたわみ状況より、梁端の回転拘束が発揮され、複曲率のたわみ変形がみられた。図 2.3.5(b) より、梁中央の荷点間の上フランジに局部座屈が生じており、スパン中央断面において正曲げ耐力に達していたと考えられる。

図 2.3.6(a) より、ウェブ接合部は大きく回転しており、小梁下フランジと大梁ガセットプレートに接触がみられた。この接触により、図 2.3.6(d) に示すように、下フランジに支圧変形が生じていた。図 2.3.6(b) より、ボルト孔の支圧変形は上下で大きな差はなく、2mm 程度広がっており、高力ボルトにはせん断変形がみられた。しかしながら、ボルトのせん断破断、ウェブ板の端ぬけ破断はなく、梁が崩壊に至るまで十分にウェブ接合部が回転できる能力を示した。図 2.3.6(c) に示す梁端付近の損傷状況より、ウェブ接合部から 150～250mm 内側(スパン中央側)の無被覆小梁の下フランジに局部座屈が生じていた。梁端部のウェブにはせん断座屈は確認されなかった。図 2.3.6(e) に示すように、梁端部の局部座屈区間の下フランジにおいて面外方向の変形が生じた。一方、梁中央部から両側 900mm の位置でパンタグラフ形式の横座屈防止治具を取り付けていたため、梁全体の横座屈はみられなかった。

以上の損傷状況から、純鉄骨梁 SB では曲げ崩壊により荷重支持能力を損失したと考えられる。



(a) たわみ状況



(b) スパン中央における上フランジの局部座屈

図 2.3.5 たわみ状況およびスパン中央の損傷 (SB)



(a) 接合部の回転状況



(b) ボルト孔と下段ボルトの変形状況



(c) 梁端の下フランジの局部座屈



(d) 梁端の下フランジの支圧変形



(e) 小梁の面外変形状況 (左: 下側, 右: 上側)

図 2.3.6 梁端部の損傷状況 (SB)

(2) デッキ合成スラブによる不完全合成梁 CB-CS

デッキ合成スラブ仕様の不完全合成梁 CB-CS の実験後の損傷状況を図 2.3.7 および図 2.3.8 に示す。図 2.3.7(a) より、梁端の回転が拘束されることにより、複曲率のたわみ変形がみられた。梁中央部におけるスラブ上端にコンクリート圧壊が生じており、スパン中央断面において正曲げ耐力に達していたと考えられる。図 2.3.7(c) より、不完全合成梁であっても、頭付きスタッドは破断せず、その曲がりや周辺コンクリートの損傷も小さかった。

図 2.3.7(b) より、ウェブ接合部断面における溶接金網はすべて破断していた。これは、加熱初期の断面内熱膨張差に起因する熱たわみが生じる際、梁端の回転を拘束するために端部に生じる付加負曲げモーメント(熱応力)により、塑性変形能力の小さい溶接金網が破断したものである。したがって、CB-CS では、梁の崩壊時においてスラブ筋が梁端の負曲げ耐力に寄与しなかったと考えられる。ウェブ接合部断面におけるスラブの亀裂によってスラブ上面からデッキプレートが目視できる状況となっていたが、実験中に火炎が噴き出すことはなく、遮炎性能は保持された。

図 2.3.8(a) より、ウェブ接合部は大きく回転しており、純鉄骨梁 SB と同様に小梁下フランジと大梁ガセットプレートに接触がみられた。図 2.3.8(b) より、ボルト孔は支圧により 2mm 程度広がっており、高力ボルトにはせん断変形がみられた。しかしながら、ボルトのせん断破断、ウェブ板の端ぬけ破断はなく、梁が崩壊に至るまでウェブ接合部で十分に回転できる能力を示した。

図 2.3.8(c) に示す梁端付近の損傷状況より、ウェブ接合部から 150~250mm 内側(スパン中央側)の無被覆小梁の下フランジおよびウェブに局部座屈が生じていた。ウェブにはせん断による座屈は確認されなかった。図 2.3.8(d) に示すように、梁端部の局部座屈区間の下フランジにおいて面外方向の変形が生じたが、頭付きスタッドによりスラブと緊結されている上フランジには面外変形はなく、梁全体の横座屈はみられなかった。

以上の損傷状況から、デッキ合成スラブによる不完全合成梁 CB-CS では曲げ崩壊により荷重支持能力を損失したと考えられる。



(a) たわみおよびスラブの亀裂状況

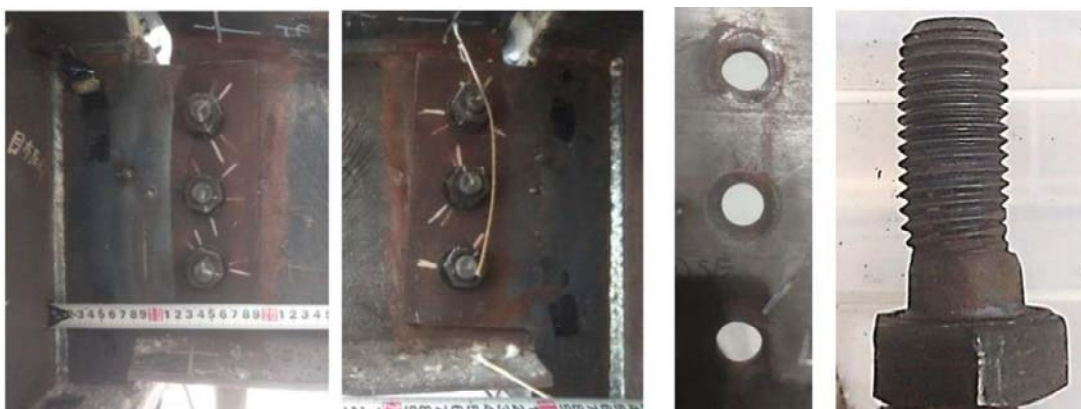


(b) 梁端の溶接金網の破断



(c) 頭付きスタッドの変形状況(左: スパン中央付近, 右: 梁端付近)

図 2.3.7 たわみ, スラブの亀裂・損傷, スタッドの変形状況(CB-CS)



(a) 接合部の回転状況

(b) ボルト孔と下段ボルトの変形状況



(c) 梁端の下フランジおよびウェブの局部座屈



(d) 小梁の面外変形状況

図 2.3.8 梁端部の損傷状況 (CB-CS)

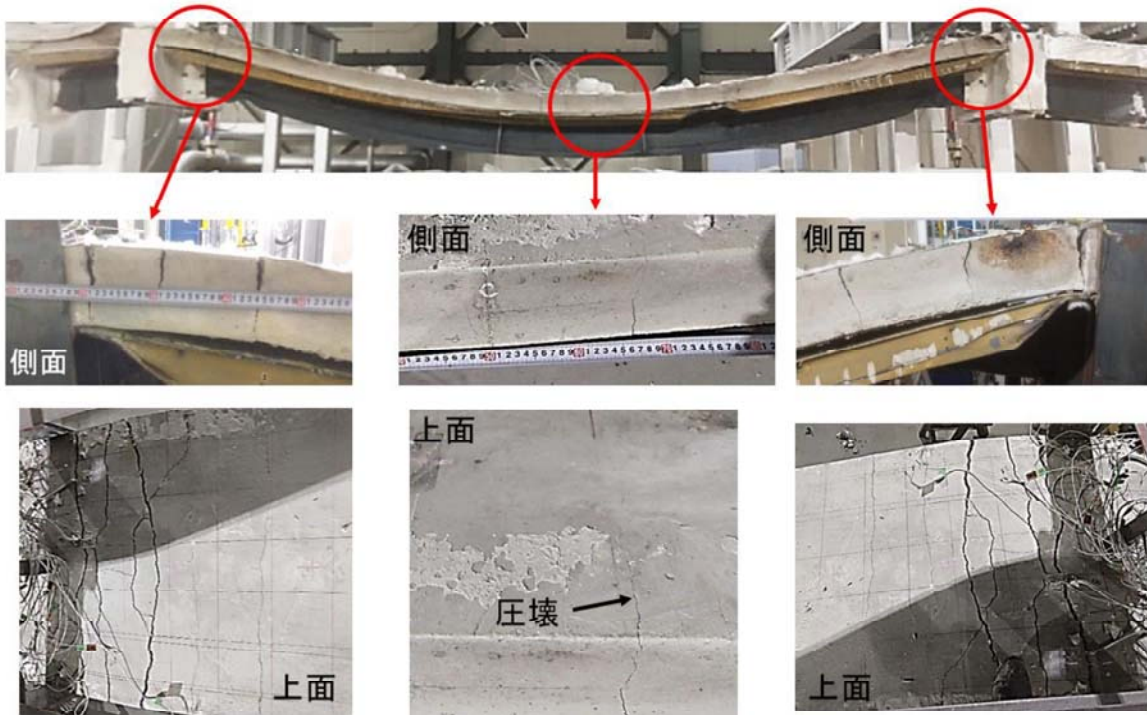
(3)等厚 RC スラブによる完全合成梁 CB-RC

等厚 RC スラブ仕様の不完全合成梁 CB-CS の実験後の損傷状況を図 2.3.9 および図 2.3.10 に示す。図 2.3.9(a)より、梁端の回転が拘束されることにより、複曲率のたわみ変形がみられた。梁中央部におけるスラブ上端にコンクリート圧壊が生じており、スパン中央断面において正曲げ耐力に達していたと考えられる。図 2.3.9(c)より、頭付きスタッドの変形は小さく、周辺コンクリートの損傷も小さかった。図 2.3.9(a)より、梁端から約 800mm の区間において、スラブ上面には負曲げによる亀裂が生じており、スラブ筋が梁端の回転抵抗に寄与したことがわかる。図 2.3.9(b)より、右側のウェブ接合部断面における上端筋が 1 本破断していた。この上端筋の破断により、ウェブ接合部の回転抵抗が低下し、荷重支持能力を損失したと考えられる。

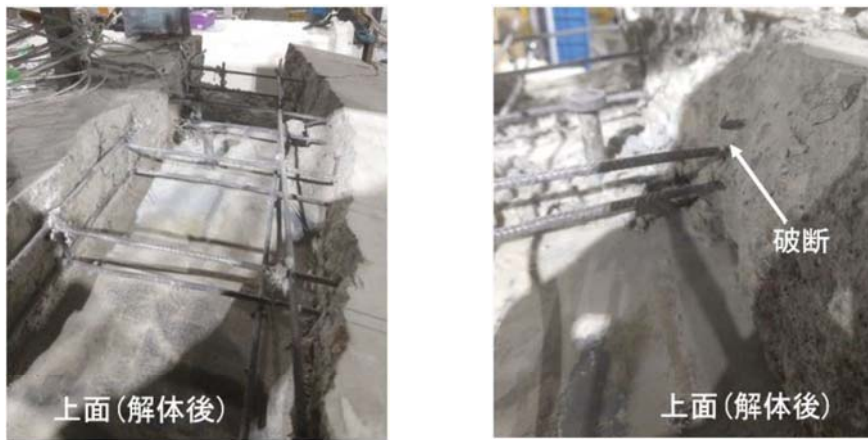
図 2.3.10(a)より、ウェブ接合部は大きく回転しており、小梁下フランジと大梁ガセットプレートに接触がみられた。図 2.3.10(b)より、ボルト孔は支圧により 2mm 程度広がっていた。ボルト孔の支圧変形はいずれの試験体も同程度であった。高力ボルトには SB, CB-CS よりも大きなせん断変形がみられた。これは、CB-RC における崩壊時のボルト温度が 700°C程度まで達してボルトの剛性がより低下したためである。しかしながら、ボルトのせん断破断、ウェブ板の端ぬけ破断はなく、梁が崩壊に至るまで十分にウェブ接合部が回転できる能力を示した。

図 2.3.10(c)に示す梁端付近の損傷状況より、ウェブ接合部から 150～250mm 内側(スパン中央側)の無被覆小梁の下フランジに局部座屈が生じていた。また、ウェブにはせん断座屈が確認された。図 2.3.10(d)に示すように、梁端部の局部座屈区間の下フランジにおいて最大 130mm 程度の大きな面外変形が生じた。一方、頭付きスタッドによりスラブと緊結されている上フランジには面外変形はなく、梁全体の横座屈はみられなかった。

以上の損傷状況から、等厚 RC スラブによる完全合成梁 CB-RC では曲げとせん断により崩壊したと考えられる。



(a) たわみおよびスラブの亀裂状況



(b) 梁端の異形棒鋼の損傷状況



(c) 頭付きスタッドの変形状況 (梁端付近)

図 2.3.9 たわみ, スラブの亀裂・損傷, スタッドの変形状況 (GB-RC)



(a) 接合部の回転状況

(b) ボルト孔と下段ボルトの変形状況



(c) 梁端の下フランジ局部座屈およびウェブのせん断座屈



(d) 小梁の面外変形状況

図 2.3.10 梁端部の損傷状況 (CB-CS)

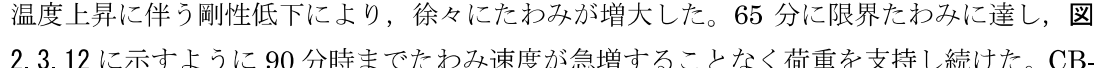
2.3.5 スパン中央のたわみおよび接合部の回転角

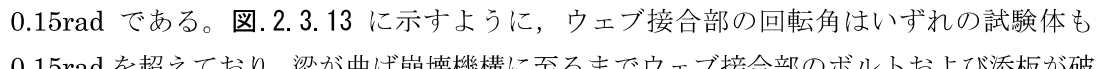
スパン中央のたわみとたわみ速度を図 2.3.11 と図 2.3.12 に示す。図中にはそれぞれ限界たわみ $L^2/400D(=300\text{mm})$ と限界たわみ速度 $L^2/9000D(=13.3\text{mm/min})$ を併記する。なお 72 分以降、CB-RC のスパン中央たわみ D1 が測定不能となったため中央部載荷点でのたわみ D2 の値も併記する。また、ウェブ接合部での回転挙動を考察するため、ウェブ接合部における回転角を図 2.3.13 に示す。ウェブ接合部の回転角は、図 2.2.2~2.2.4(a) に示す D5 と D6 の位置で測定した鉛直変位の差を両者の測定位置間隔(275mm)で除して求めた。

純鉄骨梁の SB では、加熱開始から 10 分頃まで上下フランジ温度差による熱たわみが急増し、その後、20 分頃まではたわみが停滞した。図 2.3.13 より、27 分頃までウェブ接合部の回転角も停滞している。20 分時には梁中央部の下フランジが 700℃以上となっており、正曲げ剛性が大きく低下しているにも拘わらずたわみが停滞しているのは、ウェブ接合部において回転抵抗が発揮されたためと考えられる。図 2.3.12 に示すように、27 分頃からたわみ速度が急増しはじめた。この時間には接合部で滑り音が聞こえており、図 2.3.13 に示すウェブ接合部の回転角からも、接合部の回転が増大していることがわかる。30 分頃にはボルト支圧状態への移行によるたわみ速度の低下がみられたが、以降、たわみが増加し続け、36 分に限界たわみに達した。その後、41 分にたわみ速度が急増したため、梁が終局状態に至ったと判断し、載荷加熱を終了した。

デッキ合成スラブによる合成梁の CB-CS では、加熱開始から 10 分頃までの熱たわみ挙動は SB と同様であったが、その後たわみが停滞することなく増大し続けた。また 10 分以降もウェブ接合部での回転角も増大した。これは、加熱開始 10 分未満で溶接金網が破断してウェブ接合部の回転抵抗が低下したためと考えられる。溶接金網が破断した場合でも、SB と同様にボルト部分のみでの回転抵抗は有すると考えられるが、合成梁の場合は上下フランジの温度差だけでなく、下フランジとスラブ上端の温度差によっても熱たわみを生じる。これらの要因により、10 分以降もウェブ接合部での回転および中央たわみが停滞することなく増大したと考えられる。一方、その後は SB のように滑り音を伴って接合部の回転が急増する現象はみられず、図 2.3.11 に示すように徐々にたわみが増大し、42 分に限界たわみに達した。その後、52 分にたわみ速度が急増したため、梁が終局状態に至ったと判断し、載荷加熱を終了した。温度上昇の小さいコンクリートスラブは鉄骨小梁に比べ強度低下が小さく、無被覆小梁が大きく強度低下した場合でも中立軸がスラブ内に上昇するため、純鉄骨梁に比べて合成梁の曲げ剛性および曲げ耐力の低下は緩やかとなる。しかし、CB-CS では梁端部の溶接金網が破断したため、ウェブ接合部での回転抵抗および曲げ耐力の向上は見込めなかった。このことが、CB-CS の崩壊時間が SB より約 10 分長くなる程度に留まった理由と考えられる。

RC スラブによる合成梁の CB-RC では、図 2.3.11 より、加熱初期の上下フランジ温度差による熱たわみが他の試験体よりも大きかった。これは、CB-RC では RC スラブの吸熱効

果により，他の試験体と比べて上フランジが低温であったためである。また，CB-CS と異なり，10 分以降，ウェブ接合部における回転角の停滞がみられた。これは梁端部のスラブ筋がウェブ接合部での回転抵抗に寄与したためと考えられる。その後，鉄骨小梁とボルトの温度上昇に伴う剛性低下により，徐々にたわみが増大した。65 分に限界たわみに達し， 2.3.12 に示すように 90 分時までたわみ速度が急増することなく荷重を支持し続けた。CB-RC ではスラブとの合成効果による正曲げ剛性および正曲げ耐力の向上に加え，梁端部のスラブ筋がウェブ接合部の回転抵抗に寄与したことが，純鉄骨梁の SB よりもたわみが大きく抑制され，崩壊時間が 2 倍以上となった理由と考えられる。

単純支持条件下の梁が ISO 限界たわみに到達した場合の梁端回転角の弾性理論値は約 0.15rad である。 2.3.13 に示すように，ウェブ接合部の回転角はいずれの試験体も 0.15rad を超えており，梁が曲げ崩壊機構に至るまでウェブ接合部のボルトおよび添板が破断することなく高温時において十分に回転できる能力を示した。

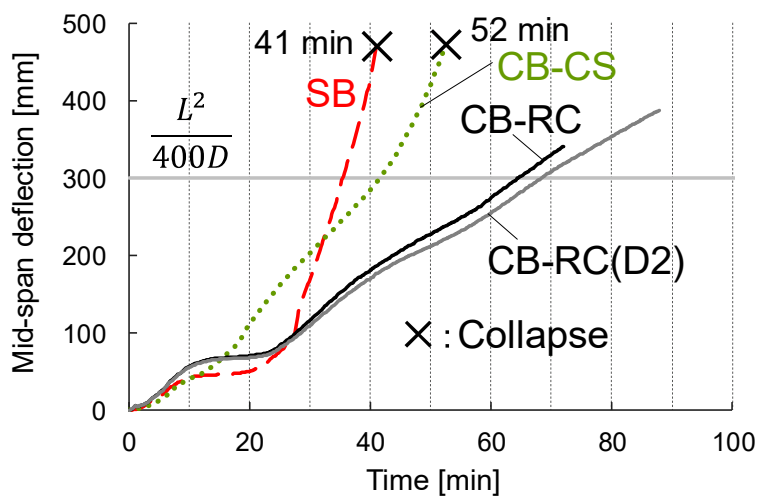


図 2.3.11 スパン中央たわみ

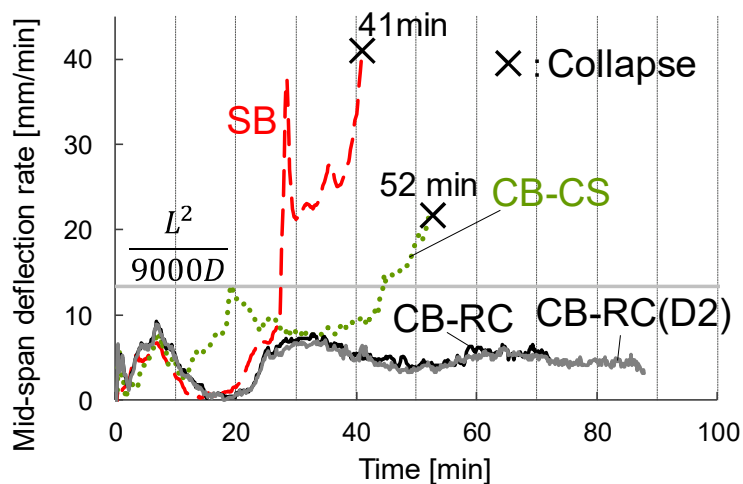


図 2.3.12 スパン中央たわみ速度

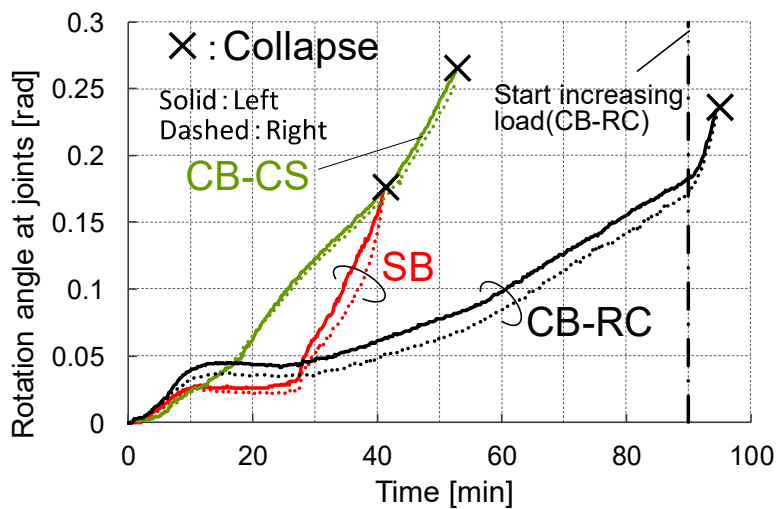


図 2.3.13 梁端ウェブ接合部の回転角

2.3.6 小梁の熱膨張変形

梁の伸び出し量と小梁の平均温度上昇の関係を図 2.3.14 に示す。小梁の伸び出し量は図 2.2.2~2.2.4(a) に示す小梁両端部の Dh1 と Dh2 における水平方向相対変位の平均値より求め、小梁平均温度はスパン中央部における下フランジ、ウェブ、上フランジの温度の平均値を用いた。図中には、小梁の温度上昇による自由伸びの概算値($12 \times 10^{-6}L\Delta T$ [mm]), ここで ΔT : 小梁の平均温度上昇[K] を参考として示す。いずれの試験体も昇温に伴い伸び出していくが、700K 以上の温度上昇時にはたわみ込みに伴う引き込み現象により縮み方向の変位に転じている。これは安田らの単純支持下での不完全合成梁の荷重加熱実験^{2.6)}と同様の結果である。純鉄骨梁の SB およびデッキ合成スラブによる不完全合成梁の CB-CS の伸び出し量は、自由伸びの量とほぼ一致している。このことから、デッキ合成スラブが鉄骨梁の伸び出しを拘束する効果は小さいといえる。このことは、西垣ら^{2.14)}、安田ら^{2.6)}のデッキ合成スラブによる合成梁の荷重加熱実験と同様の結果である。一方、RC スラブによる完全合成梁の CB-RC の伸び出し量の傾きは他の試験体より小さく、温度上昇 600K 時点(加熱開始から約 20 分時)の伸び出し量で比較すると、自由伸びの量より 2 割ほど小さい。3 章で後述の単純支持下の等厚 RC スラブによる完全合成梁の実験では、伸び出し実験値と自由伸び量がほぼ一致していたことから、加熱初期に CB-RC の無被覆小梁の伸び出しが抑制された理由は、梁全域で負曲げモーメントが卓越していたためと考えられる。後述の図 2.5.9 および図 2.5.10 に示す作用曲げモーメント推移および分布より、スラブ筋が梁端部の回転抵抗に寄与した CB-RC では、SB と CB-CS と異なり 18 分位まで梁全域で負曲げの状態であったと想定される。鉄骨小梁の剛性が温度上昇によって低下すると、スラブ筋の効果で負曲げ区間においても断面内の中立軸がスラブ方向へ移動し、鉄骨小梁断面の大半が圧縮となる。このことが伸び出し抑制に寄与したと考えられる。

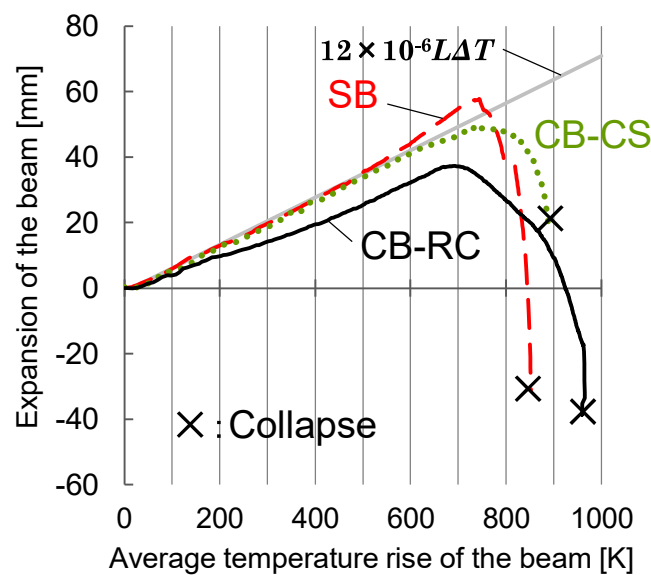


図 2.3.14 小梁の伸び出し量

2.3.7 片持ち梁端部の載荷荷重の推移

載荷加熱時における梁中央部の載荷荷重（中央載荷荷重） cP と片持ち梁端部の載荷荷重（端部載荷荷重） eP の推移を図 2.3.15 に示す。

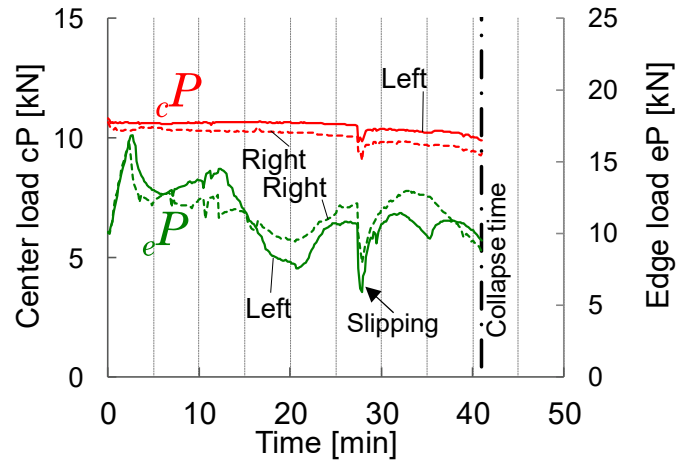
図 2.3.15(a)～(c)より、左側の中央載荷荷重は概ね所定の一定荷重を保っている。一方、右側の中央載荷荷重は、左側よりやや低めに推移しており、最大で制御荷重の 14%の誤差となっている。これは載荷装置の制約上、左側の中央載荷に用いたシリンダは荷重による制御としているのに対し、右側シリンダは左側シリンダと同一の油圧による制御としているためである。また図 2.3.15(a)より、SB では崩壊に近づいたわみ速度が速くなるにつれて中央載荷荷重が低くなっている。これはシリンダのストローク速度が追い付いていないためである。ただし、本研究では終局耐力の把握を目的としており、荷重計測値から求めた作用モーメントと曲げ耐力の比較により考察を行うため、これらは特に問題とならない。

小梁端部の回転を拘束するための端部載荷荷重 eP は、梁端部の回転抵抗を反映するものである。そのため、梁端部の負曲げ耐力低下および無被覆小梁の高温化による梁中央部の正曲げ剛性低下に伴うモーメント再配分の影響を受ける。図 2.3.15(a)～(c)より、いずれの試験体も加熱初期に eP が上昇している。これは、熱たわみによる小梁端部の回転変位をゼロに保つために、梁端部の負曲げモーメントを増加させたことに対応する。崩壊時、 eP は加熱前の値より小さくなった。これは、高温化でウェブ接合部の負曲げ耐力が低下し、そこで曲げモーメントを十分伝達できなくなったためである。

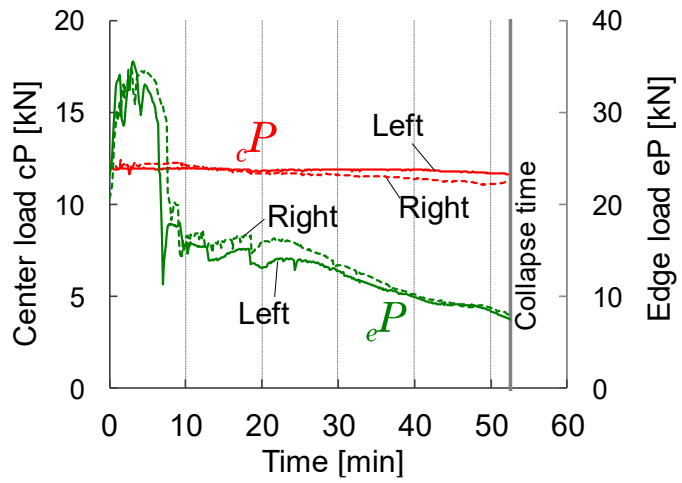
図 2.3.15(a)より、SB では、接合部が滑り始めた 27 分頃に eP が一時的に低下している。このときたわみが急激に増大したため、中央載荷荷重 cP も一時的に低下した。その後 eP と cP は再び増加し、崩壊時まで cP は制御荷重を概ね維持した。接合部が滑った後に eP が増加した理由は、高力ボルトとボルト孔の接触および小梁下フランジと大梁ガセットプレートの接触によって、接合部の回転抵抗が一時的に増加したためと考えられる。

図 2.3.15(b)より、CB-CS では、加熱開始 7 分頃に eP が急激に低下し、その後 eP が増加することはなかった。このタイミングで梁端部の溶接金網が破断したものと考えられる。40 分時の eP は SB と等しく 10kN 位であり、崩壊時はデッキ合成スラブがウェブ接合部での回転抵抗に寄与しなかったことが分かる。一方、CB-CS では合成効果でたわみ速度の急増が抑制され、中央載荷荷重 cP は崩壊時まで所定の荷重で制御できた。

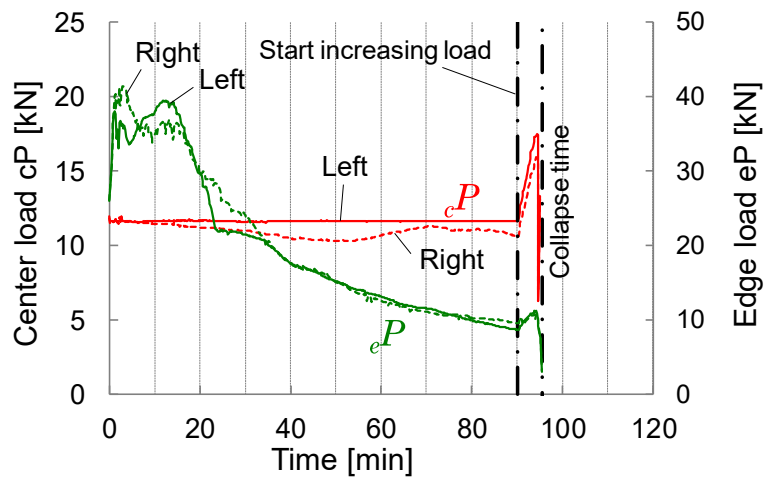
図 2.3.15(c)より、CB-RC では、15 分から 30 分にかけて eP が徐々に低下した。これは梁端部における負曲げ耐力の低下によるものと考えられる。その後、90 分時においても、 cP が低下することなく、荷重支持能力を保持し続けた。 eP は、40 分時点で SB の 1.7 倍程度の値を示し、90 分時でも 10kN 程度の値を示した。これより、崩壊時まで RC スラブがウェブ接合部での回転抵抗に寄与したことが分かる。前述の通り、CB-RC では崩壊に至る前にたわみ測定が不可となりたわみ速度による崩壊時間の考察が出来なくなったため、90 分から cP を漸増させて終局耐力の確認を行った。 cP を約 18kN まで増加させた際に荷重を保持出来なくなったため、梁が終局状態に至ったと判断して実験を終了した。



(a) SB



(b) CB-CS



(c) CB-RC

図 2.3.15 載荷荷重測定結果

2.4 火災時曲げ耐力の評価モデル

2.4.1 火災時曲げ崩壊過程

ウェブ接合を有する小梁が大梁位置で梁端回転拘束される場合、図 2.4.1 に示すように、火災時には熱たわみを抑制するための付加曲げモーメント(以下、熱応力)が端部に生じ、ウェブ接合部の負曲げモーメント JM が増加する。その後、全曲げモーメント M_0' (スパン中央の曲げモーメント cM とウェブ接合部の曲げモーメント JM の和)が一定に保たれた状態で、正曲げ区間と負曲げ区間の曲げ剛性のバランスに応じてモーメント分布が推移し、全曲げ耐力(スパン中央の正曲げ耐力 M_u^+ と端部の負曲げ耐力 M_u^- の和)が M_0' まで低下すると 3 ヒンジ状態が形成され曲げ崩壊に至る^{2.7,2.15}。

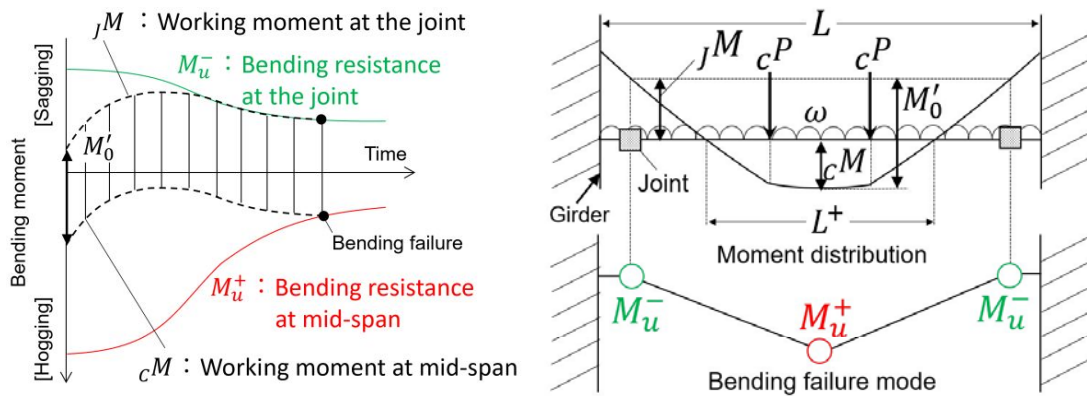


図 2.4.1 梁端ウェブ接合を有する梁の火災時曲げ崩壊過程

2.4.2 合成梁の正曲げ耐力

純鉄骨梁の SB では、横座屈止めを設置していたため、横座屈は生じていなかった。そこで SB の正曲げ耐力は純鉄骨梁断面の強軸まわりの全塑性モーメントにより評価する。不完全合成梁の CB-CS と完全合成梁の CB-RC の正曲げ耐力は、正曲げ区間に配された頭付きスタッドの全水平せん断耐力 Σq により合成効果を考慮して合成率に応じた合成梁断面内の応力度分布を仮定する安田らのモデル^{2.6,2.7}を用いる。安田らは、不完全合成梁の場合にスラブに生じる圧縮応力度について 2 パターンのモデルを検討している。一方は、圧縮力がスラブの全厚に生じると仮定し、その圧縮合力が Σq となるようスラブに生じる圧縮応力度を定める方法(評価モデル 1)である。もう一方は、スラブに生じる圧縮応力度をコンクリートの圧縮強度に 0.85 を乗じた値とし、その圧縮合力が Σq となるように圧縮力が生じるスラブ厚さを求める方法(評価モデル 2)である。評価モデル 2 は Eurocode4^{2.16}に示されるモデルと同様である。評価モデル 2 の方が応力中心間距離が大きくなるため、曲げ耐力がより

大きく計算されることとなるが、安田らの実験においては評価モデル 2 の方が実験とよい一致を示した^{2.6)}。そこで本研究では、評価モデル 2 を用いて合成梁の正曲げ耐力を計算し、実験と比較を行う。合成梁の正曲げ耐力の評価モデルの詳細を以下に述べる。

合成梁の火災時正曲げ耐力を評価するには、まず正曲げ区間に配された頭付きスタッドの全水平せん断耐力を用いて、正曲げを受ける合成梁の合成率 n_p/n_f を求める必要がある。 n_p/n_f は式(2.4.1)より求められる。

$$n_p/n_f = \frac{\Sigma q}{\min(sP_y, cP_u)} \quad (2.4.1)$$

式(2.4.1)中の sP_y は式(2.4.2)より求められる。

$$\begin{aligned} sP_y &= u_f P_y + w P_y + l_f P_y & : & \text{鉄骨梁全断面の軸方向耐力} & (2.4.2) \\ u_f P_y &= s\sigma_y(\theta_{uf}) \cdot u_f a & : & \text{上フランジの軸方向耐力} \\ w P_y &= s\sigma_y(\theta_w) \cdot w a & : & \text{ウェブの軸方向耐力} \\ l_f P_y &= s\sigma_y(\theta_{lf}) \cdot l_f a & : & \text{下フランジの軸方向耐力} \end{aligned}$$

ここで、

$$\begin{aligned} \theta_{uf}, \theta_w, \theta_{lf} & : \text{上フランジ, ウェブ, 下フランジの温度} [^\circ\text{C}] \\ s\sigma_y(\theta_{uf}), s\sigma_y(\theta_w), s\sigma_y(\theta_{lf}) & : \text{上フランジ, ウェブ, 下フランジの高温有効降伏強度} [\text{N}/\text{mm}^2] \\ u_f a, w a, l_f a & : \text{上フランジ, ウェブ, 下フランジの断面積} [\text{mm}^2] \end{aligned}$$

式(2.4.1)中の cP_u は式(2.4.3)より求められる。

$$cP_u = 0.85F_c(\theta_c) \cdot b_e \cdot t_c \quad : \quad \text{スラブの軸方向耐力} \quad (2.4.3)$$

ここで、

$$\begin{aligned} \theta_c & : \text{スラブの平均温度} [^\circ\text{C}] (\text{スラブ筋温度とスラブ上面温度の平均値とする}) \\ b_e & : \text{スラブの有効幅}^{2.10} (886\text{mm}) \\ t_c & : \text{スラブ高さ} (\text{CB-CS} : 80\text{mm}, \text{CB-RC} : 120\text{mm}) \end{aligned}$$

式(2.4.1)中の Σq は式(2.4.4)より求められる。

$$\Sigma q = \frac{L^+}{L} \cdot n_{sc} \cdot q \quad : \quad \begin{array}{l} \text{スパン中央から反曲点位置の間に配された} \\ \text{頭付きスタッドの全水平せん断耐力} \end{array} \quad (2.4.4)$$

$$q = \min(q_c, q_s) \quad : \quad \text{頭付きスタッド 1 本あたりの水平せん断耐力}$$

$$q_c = 0.5 \alpha \cdot s_c a \sqrt{F_c(\theta_{sc}) \cdot E_{c,AT}} \quad : \quad \text{コンクリートの局部破壊}$$

$$q_s = \alpha \cdot s_c a \cdot s_c \sigma_u(\theta_{sc}) \quad : \quad \text{スタッド破断}$$

ただし,

$\alpha = 1$: 等厚 RC スラブの場合

$\alpha = \frac{0.85}{\sqrt{n_d}} \frac{b_d}{H_d} \left(\frac{scL}{H_d} - 1 \right)$: デッキ合成スラブの場合

ここで,

L^+	: 正曲げ区間長[mm]
L	: 支持スパン(6,000mm)
n_{sc}	: 支点からスパン中央の間に配された頭付きスタッド本数 (CB-CS : 9.5 本, CB-RC : 14.5 本)
$sc a$: 頭付きスタッドの軸部断面積(201mm ²)
θ_{sc}	: 頭付きスタッド根本温度[°C]
$F_c(\theta_{sc})$: 頭付きスタッド根本温度 θ_{sc} 時のコンクリート圧縮強度[N/mm ²]
$E_{c,AT}$: コンクリートの常温ヤング係数 ^{2.10} (22,318N/mm ²)
$sc\sigma_u(\theta_{sc})$: 頭付きスタッド根本温度 θ_{sc} 時の頭付きスタッド引張強さ[N/mm ²]
n_d	: デッキ谷部 1 か所あたりの頭付きスタッド本数(1 本)
b_d	: デッキプレートの溝の平均幅(CB-CS : 150mm)
H_d	: デッキプレートの全せい(CB-CS : 50mm)
scL	: 頭付きスタッドの長さ(80mm)

正曲げ区間長 L^+ は、スパン中央と梁端に塑性ヒンジが形成されて曲げ崩壊に至った際に想定される曲げモーメント分布より求めることが可能である。2点集中荷重を受ける場合と等分布荷重を受ける場合を例にとり、 L^+ の計算方法を示す。

2点集中荷重を受ける場合の3ヒンジ曲げ崩壊時の曲げモーメント分布を図2.4.2に示す。スパン中央に塑性ヒンジ位置には正曲げ耐力 M_u^+ 、梁端の塑性ヒンジ位置には負曲げ耐力 M_u^- に相当する曲げモーメントが生じる。このとき、 $|M_u^+| : |M_u^-| = l : L_E - l$ の幾何学的比例関係より l が求まり、最終的に正曲げ区間長 L^+ は式(2.4.5)となる。

$$L^+ = L_C + \frac{2|M_u^+|}{|M_u^+| + |M_u^-|} L_E \quad (2.4.5)$$

等分布荷重を受ける場合の3ヒンジ曲げ崩壊時の曲げモーメント分布を図2.4.3に示す。このとき、曲げモーメント分布は式(2.4.6)となり、反曲点位置での境界条件($x = \pm L^+/2$ のとき $M = 0$)より、正曲げ区間長 L^+ は式(2.4.7)で求められる。

$$M = -\frac{|M_u^+| + |M_u^-|}{L_J^2} x^2 + |M_u^+| \quad (2.4.6)$$

$$L^+ = 2 \sqrt{\frac{|M_u^+|}{|M_u^+| + |M_u^-|}} L_J \quad (2.4.7)$$

火災時においては、部材の昇温に伴い曲げ耐力が変化するため、各時間ステップにおいて L^+ を求める必要がある。ただし、各時間における曲げ耐力は L^+ が既知でないと求めることができない。そこで、初期は常温設計時の合成率から曲げ耐力を算出し、以降は1つ前の時間ステップにおける曲げ耐力から L^+ を求めることとする。本実験では試験体の自重による等分布荷重と油圧ジャッキによる2点集中荷重の複合荷重を受けるが、後述の図 2.5.2, 図 2.5.5, 図 2.5.10 に示すように実験時の曲げモーメント分布は概ね直線的であったため、本研究では式(2.4.5)に示す2点集中荷重の場合の計算式を用いて L^+ を計算する。

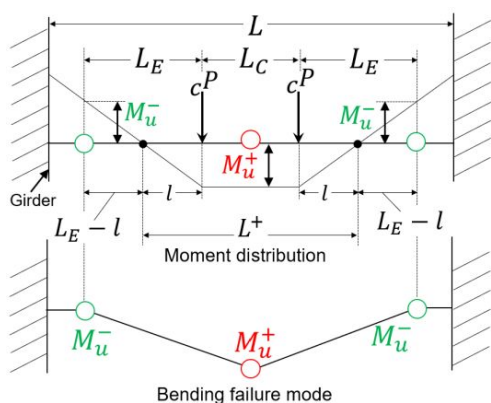


図 2.4.2 正曲げ区間長の計算モデル
(2点集中荷重を受ける場合)

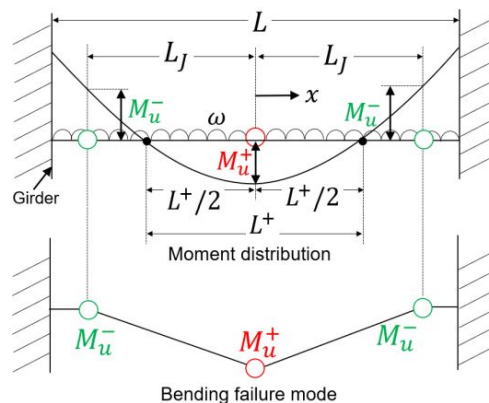


図 2.4.3 正曲げ区間長の計算モデル
(等分布荷重を受ける場合)

正曲げを受ける合成梁の終局時における断面内応力度分布の模式図を図 2.4.4 に示す。合成率が0の場合には純鉄骨梁単体、合成率が1未満の場合には不完全合成梁、合成率が1以上の場合には完全合成梁としての応力度分布を仮定する。完全合成梁の塑性中立軸は、 $sP_y \leq cP_u$ の場合にはスラブ内に位置し、 $sP_y > cP_u$ の場合には鉄骨梁内に位置する。不完全合成梁の塑性中立軸は、スラブ内に位置することはなく、必ず鉄骨梁内に位置する。このとき、スラブに生じる応力度はコンクリートの圧縮強度に0.85を乗じた値となるが、完全合成梁の場合と異なり、その圧縮合力が Σq となるように圧縮応力が生じるスラブ厚さを求める。これらの断面内応力度分布を仮定し、 $\Sigma N = 0$ が成立する塑性中立軸位置を求めて各部位に生じる力を確定し、任意軸まわりのモーメントを求めることで、合成梁の火災時正曲げ耐力を求めることができる。コンクリートの高温強度には常温時の圧縮強度と水結合材比から求められる高温圧縮強度式^{2.13)}を用いる。鉄骨小梁および頭付きスタッドの高温強度は、2.2.2節の表 2.2.4 に示す有効降伏応力および引張強度をそれぞれ用いる。

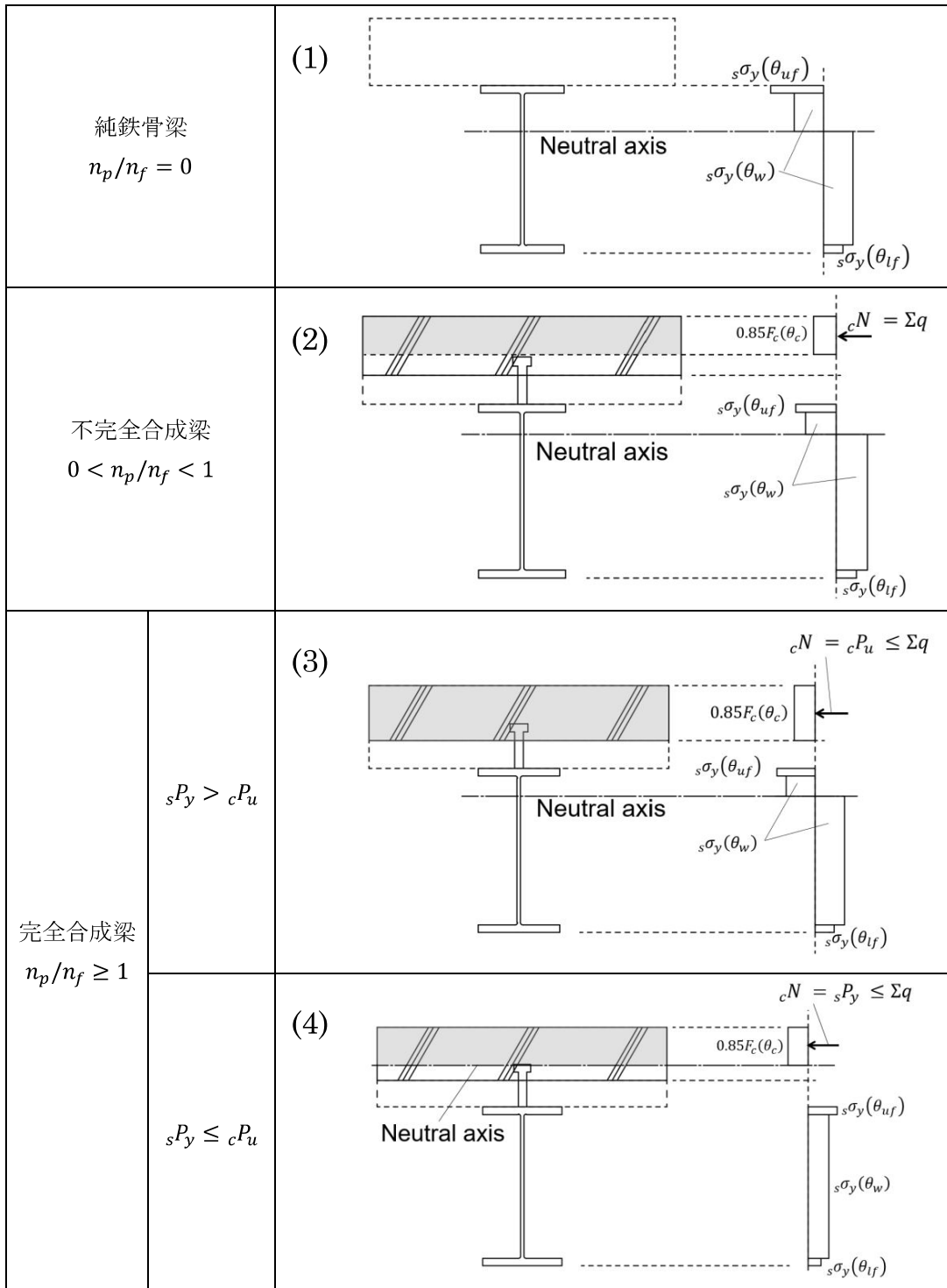


図 2.4.4 正曲げを受ける合成梁断面の応力度分布模式図

火災時における合成梁の断面内には温度分布勾配があるため、終局時に応力分布は均一とはならない。本研究では、合成梁をスラブ・上フランジ・ウェブ・下フランジに分割し、各部位の温度に応じた材料強度を用いて火災時曲げ耐力を求める。以下では、図 2.4.5 の(1)～(4)の応力状態における合成梁の火災時正曲げ耐力の具体的な計算式を示す。

(1)純鉄骨梁の場合($n_p/n_f = 0$)

純鉄骨梁単体の火災時正曲げ耐力 ${}_B M_u^+$ の計算モデルの一例として、塑性中立軸がウェブ内に位置する場合の応力度分布を図 2.4.5 に示す。このとき、 ${}_B M_u^+$ は式(2.4.8)で求められる。

$${}_B M_u^+ = u_f N \cdot u_f t + c_w N \cdot c_w t + t_w N \cdot t_w t + l_f N \cdot l_f t \quad (2.4.8)$$

- $u_f N = -s\sigma_y(\theta_{uf}) \cdot u_f a$: 上フランジの圧縮合力
- $u_f t = t_f/2$: $u_f N$ の作用点から鉄骨梁上端までの距離
- $c_w N = -s\sigma_y(\theta_w) \cdot t_w(x_n - t_f)$: ウェブの圧縮合力
- $c_w t = t_f + (x_n - t_f)/2$: $c_w N$ の作用点から鉄骨梁上端までの距離
- $t_w N = s\sigma_y(\theta_w) \cdot t_w(H - x_n - t_f)$: ウェブの引張合力
- $t_w t = x_n + (H - x_n - t_f)/2$: $t_w N$ の作用点から鉄骨梁上端までの距離
- $l_f N = s\sigma_y(\theta_{lf}) \cdot l_f a$: 下フランジの引張合力
- $l_f t = H - t_f/2$: $l_f N$ の作用点から鉄骨梁上端までの距離

上式中の中立軸位置 x_n は、 $\Sigma N = 0$ より式(2.4.9)で求められる。

$$x_n = \frac{l_f N + s\sigma_y(\theta_w) \cdot t_w \cdot H + u_f N}{2s\sigma_y(\theta_w) \cdot t_w} \quad (2.4.9)$$

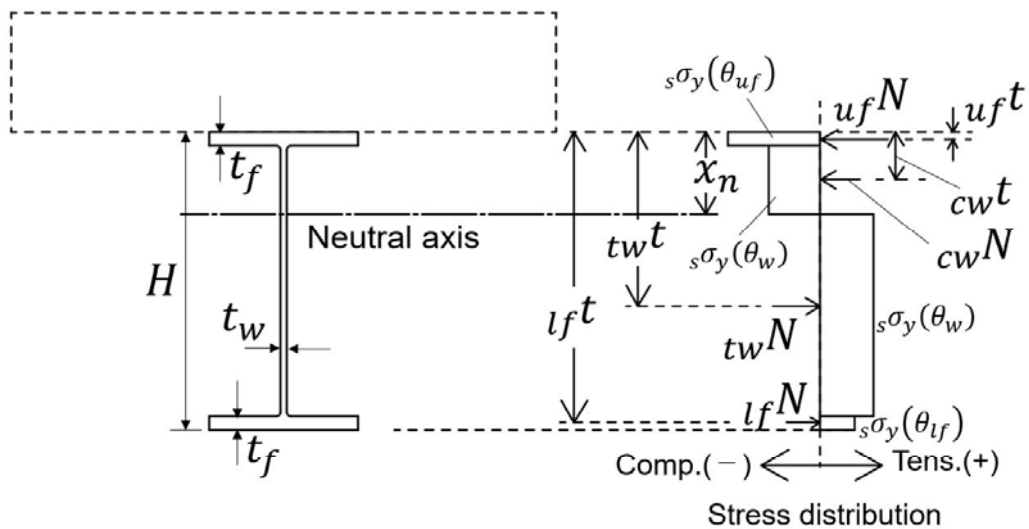


図 2.4.5 純鉄骨梁の火災時正曲げ耐力評価モデル

(2)不完全合成梁の場合($0 < n_p/n_f < 1$)

不完全合成梁の火災時正曲げ耐力 ${}_B M_u^+$ の計算モデルの一例として、塑性中立軸がウェブ内に位置する場合の応力度分布を図2.4.6に示す。このとき、 ${}_B M_u^+$ は式(2.4.10)で求められる。

$${}_B M_u^+ = cN \cdot ct + {}_{uf}N \cdot {}_{uft} + {}_{cw}N \cdot {}_{cwt} + {}_{tw}N \cdot {}_{twt} + {}_{lf}N \cdot {}_{lft} \quad (2.4.10)$$

$cN = -\Sigma q$: スラブの圧縮合力

$ct = \frac{\Sigma q}{2 \cdot 0.85F_c(\theta_c)b_e}$: cN の作用点からスラブ上端までの距離

${}_{uf}N = -s\sigma_y(\theta_{uf}) \cdot {}_{uf}a$: 上フランジの圧縮合力

${}_{uft} = t_c + t_d + t_f/2$: ${}_{uf}N$ の作用点からスラブ上端までの距離

${}_{cw}N = -s\sigma_y(\theta_w) \cdot t_w(x_n - t_c - t_d - t_f)$: ウェブの圧縮合力

${}_{cwt} = x_n - (x_n - t_c - t_d - t_f)/2$: ${}_{cw}N$ の作用点からスラブ上端までの距離

${}_{tw}N = s\sigma_y(\theta_w) \cdot t_w(t_c + t_d + H - x_n - t_f)$: ウェブの引張合力

${}_{twt} = x_n + (t_c + t_d - H - x_n - t_f)/2$: ${}_{tw}N$ の作用点からスラブ上端までの距離

${}_{lf}N = s\sigma_y(\theta_{lf}) \cdot {}_{lf}a$: 下フランジの引張合力

${}_{lft} = t_c + t_d + H - t_f/2$: ${}_{lf}N$ の作用点からスラブ上端までの距離

上式中の中立軸位置 x_n は、 $\Sigma N = 0$ より式(2.4.11)で求められる。

$$x_n = \frac{{}_{lf}N + s\sigma_y(\theta_w) \cdot t_w(2t_c + 2t_d + H) + {}_{uf}N + cN}{2s\sigma_y(\theta_w) \cdot t_w} \quad (2.4.11)$$

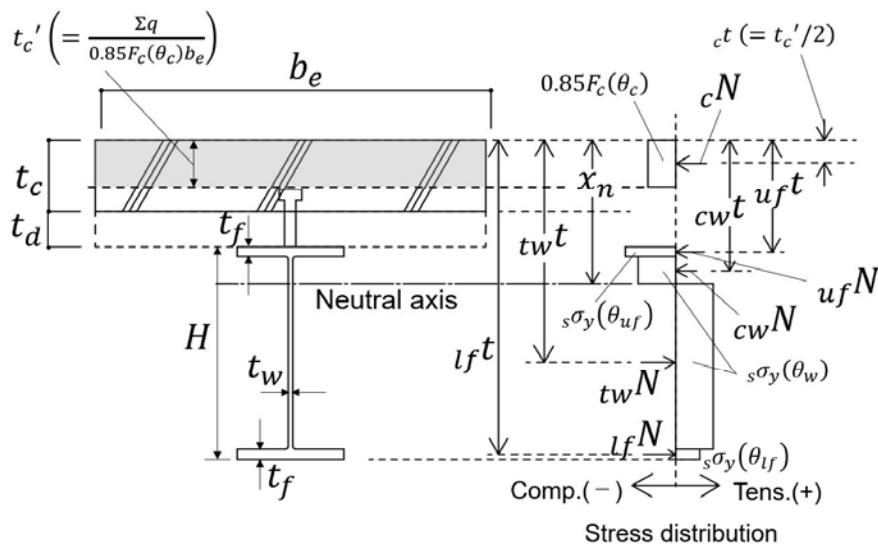


図 2.4.6 不完全合成梁の火災時正曲げ耐力評価モデル

(3)完全合成梁で塑性中立軸が鉄骨梁内に位置する場合($n_p/n_f \geq 1$ かつ $sP_y > cP_u$)

完全合成梁において塑性中立軸が鉄骨梁内に位置する場合の火災時正曲げ耐力 ${}_B M_u^+$ の計算モデルの一例として、塑性中立軸がウェブ内に位置する場合の応力度分布を図 2.4.7 に示す。このとき、 ${}_B M_u^+$ は式(2.4.12)で求められる。

$${}_B M_u^+ = cN \cdot ct + {}_{uf}N \cdot {}_{uft} + {}_{cw}N \cdot {}_{cwt} + {}_{tw}N \cdot {}_{twt} + {}_{lf}N \cdot {}_{lft} \quad (2.4.12)$$

- $cN = -0.85F_c(\theta_c) \cdot b_e \cdot t_c$: スラブの圧縮合力
- $ct = t_c/2$: cN の作用点からスラブ上端までの距離
- ${}_{uf}N = -s\sigma_y(\theta_{uf}) \cdot {}_{uf}a$: 上フランジの圧縮合力
- ${}_{uft} = t_c + t_d + t_f/2$: ${}_{uf}N$ の作用点からスラブ上端までの距離
- ${}_{cw}N = -s\sigma_y(\theta_w) \cdot t_w(x_n - t_c - t_d - t_f)$: ウェブの圧縮合力
- ${}_{cwt} = x_n - (x_n - t_c - t_d - t_f)/2$: ${}_{cw}N$ の作用点からスラブ上端までの距離
- ${}_{tw}N = s\sigma_y(\theta_w) \cdot t_w(t_c + t_d + H - x_n - t_f)$: ウェブの引張合力
- ${}_{twt} = x_n + (t_c + t_d + H - x_n - t_f)/2$: ${}_{tw}N$ の作用点からスラブ上端までの距離
- ${}_{lf}N = s\sigma_y(\theta_{lf}) \cdot {}_{lf}a$: 下フランジの引張合力
- ${}_{lft} = t_c + t_d + H - t_f/2$: ${}_{lf}N$ の作用点からスラブ上端までの距離

上式中の中立軸位置 x_n は、 $\Sigma N = 0$ より式(2.4.13)で求められる。

$$x_n = \frac{{}_{lf}N + s\sigma_y(\theta_w) \cdot t_w(2t_c + 2t_d + H) + {}_{uf}N + cN}{2s\sigma_y(\theta_w) \cdot t_w} \quad (2.4.13)$$

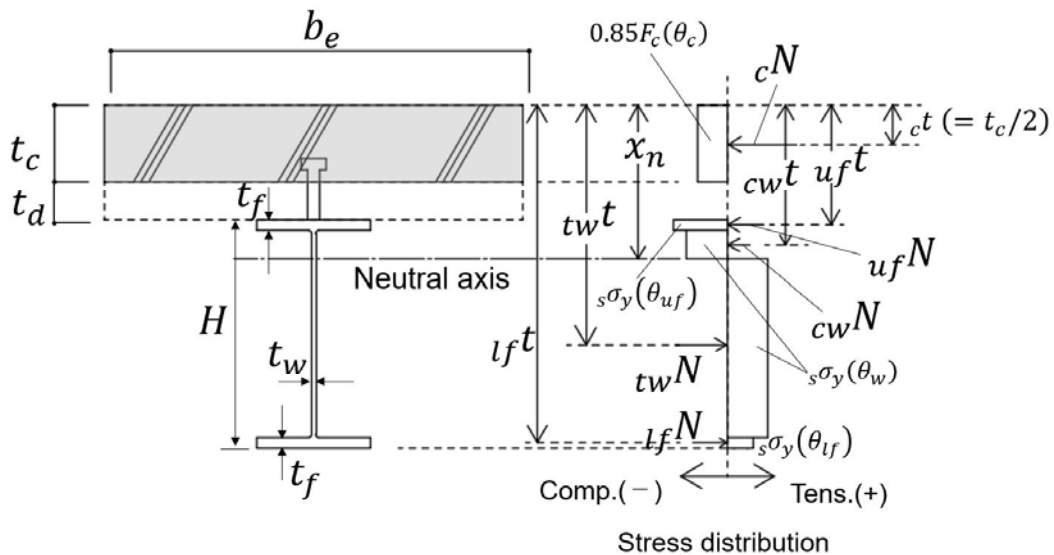


図 2.4.7 完全合成梁の火災時正曲げ耐力評価モデル
(塑性中立軸が鉄骨梁内に位置する場合)

(4)完全合成梁で塑性中立軸がスラブ内に位置する場合($n_p/n_f \geq 1$ かつ $sP_y \leq cP_u$)

完全合成梁において塑性中立軸がスラブ内に位置する場合の応力度分布を図 2.4.8 に示す。このとき、合成梁の火災時正曲げ耐力 ${}_B M_u^+$ は式(2.4.14)で求められる。

$${}_B M_u^+ = cN \cdot ct + u_f N \cdot u_f t + wN \cdot wt + l_f N \cdot l_f t \quad (2.4.14)$$

$$cN = -0.85F_c(\theta_c) \cdot b_e \cdot x_n \quad : \text{スラブの圧縮合力}$$

$$ct = x_n/2 \quad : cN \text{の作用点からスラブ上端までの距離}$$

$$u_f N = s\sigma_y(\theta_{u_f}) \cdot u_f a \quad : \text{上フランジの引張合力}$$

$$u_f t = t_c + t_d + t_f/2 \quad : u_f N \text{の作用点からスラブ上端までの距離}$$

$$wN = s\sigma_y(\theta_w) \cdot wa \quad : \text{ウェブの引張合力}$$

$$wt = t_c + t_d + H/2 \quad : wN \text{の作用点からスラブ上端までの距離}$$

$$l_f N = s\sigma_y(\theta_{l_f}) \cdot l_f a \quad : \text{下フランジの引張合力}$$

$$l_f t = t_c + t_d + H - t_f/2 \quad : l_f N \text{の作用点からスラブ上端までの距離}$$

上式中の中立軸位置 x_n は、 $\Sigma N = 0$ より式(2.4.15)で求められる。

$$x_n = \frac{l_f N + wN + u_f N}{0.85F_c(\theta_c) \cdot b_e} \quad (2.4.15)$$

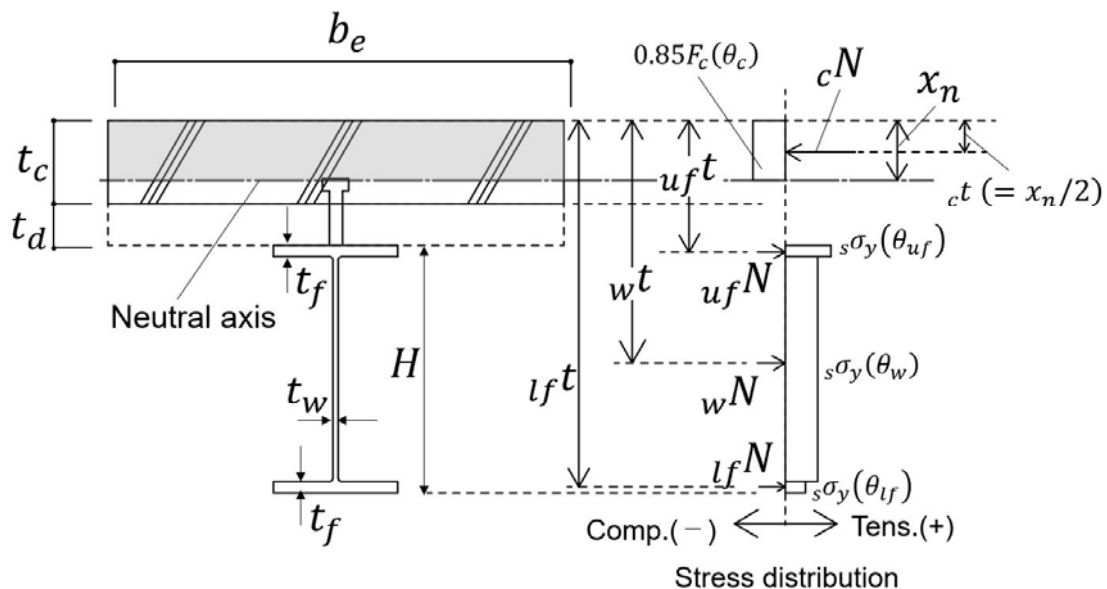


図 2.4.8 完全合成梁の火災時正曲げ耐力評価モデル
(塑性中立軸がスラブ内に位置する場合)

2.4.3 合成梁の負曲げ耐力

いずれの試験体も、ウェブ接合部から 150~250mm 内側(スパン中央側)の無被覆小梁の下フランジに局部座屈が生じており、その断面で塑性ヒンジが形成されていた可能性がある。そこで、梁端部の無被覆小梁断面の負曲げ耐力についても検討を行う。純鉄骨梁の SB および梁端部の溶接金網が初期に破断した CB-CS では純鉄骨梁断面の全塑性モーメントによる負曲げ耐力、RC スラブが梁端部の回転抵抗に寄与した CB-RC では負曲げを受ける合成梁断面の全塑性モーメントを用いた負曲げ耐力を用いる。Eurocode 4^{2.16)}では、スラブ筋が 1 段配筋された合成梁の火災時負曲げ耐力の評価モデルが示されているが、CB-RC のように 2 段配筋の場合の評価モデルは示されていない。ここでは、スラブ筋が 2 段配筋された場合の合成梁の火災時負曲げ耐力評価モデルを提案する。

合成梁の火災時負曲げ耐力を評価するには、まず負曲げ区間に配された頭付きスタッドの全水平せん断耐力を用いて、負曲げを受ける合成梁の合成率 n_p/n_f を求める必要がある。 n_p/n_f は式(2.4.16)より求められる。

$$n_p/n_f = \frac{\Sigma q}{\min({}_sP_y, {}_rP_y)} \quad (2.4.16)$$

式(2.4.16)中の ${}_sP_y$ は鉄骨梁全断面の軸方向耐力であり、2.4.2 節で前述した式(2.4.2)より求められる。式(2.4.16)中の ${}_rP_y$ は式(2.4.17)より求められる。

$${}_rP_y = {}_{ur}P_y + {}_{lr}P_y \quad : \quad \text{全スラブ筋の軸方向耐力} \quad (2.4.17)$$

$${}_{ur}P_y = r\sigma_y \cdot {}_{ur}a \quad : \quad \text{上端筋の軸方向耐力}$$

$${}_{lr}P_y = r\sigma_y \cdot {}_{lr}a \quad : \quad \text{下端筋の軸方向耐力}$$

ここで、

$$r\sigma_y \quad : \quad \text{常温時におけるスラブ筋の有効降伏強度}$$

$${}_{ur}a \quad : \quad \text{スラブ筋の有効幅 } b_e \text{ 内に配された上端筋の総断面積}$$

$${}_{lr}a \quad : \quad \text{スラブ筋の有効幅 } b_e \text{ 内に配された下端筋の総断面積}$$

CB-RC の崩壊時の上下鉄筋の温度は約 350°C 以下であり、スラブ筋の常温時からの強度低下はほとんどないと考えられる^{2.13)}ことから、本研究ではスラブ筋の有効降伏強度に 2.2.4 節の表 2.2.5 に示す常温時の 0.2% オフセット耐力を用いる。コンクリートは引張に全く寄与しないものとする。

式(2.4.16)中の Σq は式(2.4.18)より求められる。

$$\Sigma q = \frac{L - L^+}{L} \cdot n_{sc} \cdot q \quad : \quad \begin{array}{l} \text{反曲点から支点の間に配された頭付きスタ} \\ \text{ッドの全水平せん断耐力} \end{array} \quad (2.4.18)$$

式(2.4.18)中の記号は、2.4.2 節で前述した式(2.4.4)中の記号と同様である。

負曲げを受ける合成梁の終局時における断面内応力度分布の模式図を図 2.4.9 に示す。合成率が 0 の場合には純鉄骨梁単体，合成率が 1 未満の場合には不完全合成梁，合成率が 1 以上の場合には完全合成梁としての応力度分布を仮定する。完全合成梁の塑性中立軸は， $sP_y > t_rP_y + u_rP_y$ の場合には純鉄骨梁内に位置し，このとき上下鉄筋はともに降伏状態にあると仮定する。 $t_rP_y + u_rP_y \leq sP_y < u_rP_y$ の場合には，塑性中立軸が下端筋内に位置し，上端筋が降伏状態にあるのに対し，下端筋では $\Sigma N = 0$ が成立するような引張力が生じると仮定する。 $sP_y \geq u_rP_y$ の場合には，塑性中立軸が上端筋内に位置し，鉄骨梁全断面の軸方向耐力と釣り合う引張力が生じると仮定する。不完全合成梁の塑性中立軸は，スラブ内に位置することはなく，必ず鉄骨梁内に位置し，上下鉄筋に生じる引張力の合計値が Σq となる。ただし，スラブ筋に生じる応力は降伏強度を超えることはできないので， $\Sigma q > u_rP_y$ の場合には，上端筋に降伏状態にあり，下端筋には上下鉄筋に生じる引張力の合計値が Σq となるような引張力が生じると仮定する。 $\Sigma q \leq u_rP_y$ の場合には，上端筋のみに Σq に相当する引張力が生じると仮定する。

梁端部における合成梁の断面温度には，スパン中央部における無被覆小梁の温度測定値を準用した。なお，無被覆小梁の負曲げ耐力の評価位置は，無被覆区間で最も作用負曲げモーメントが大きくなるウェブ接合部の被覆端(梁中央側)とする。本来は評価位置での作用曲げモーメントと曲げ耐力を直接比較すべきであるが，図 2.5.1，図 2.5.4，図 2.5.9 に示す曲げモーメント実験値と曲げ耐力計算値との比較では，図の煩雑さを避けるため，接合部位置での作用曲げモーメント jM と比較を行う。そこで無被覆小梁の負曲げ耐力は，負曲げによる無被覆小梁の全塑性モーメントに，被覆端での作用曲げモーメントに対する jM の比を乗ずることで， jM に対応する値に換算する。

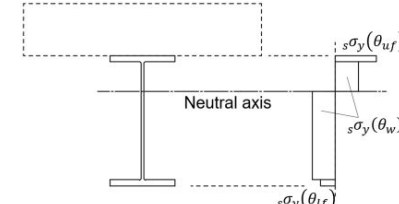
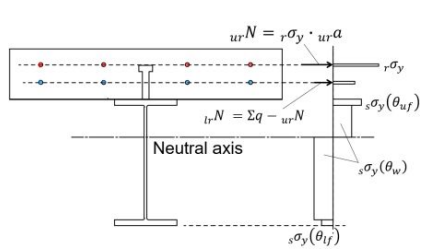
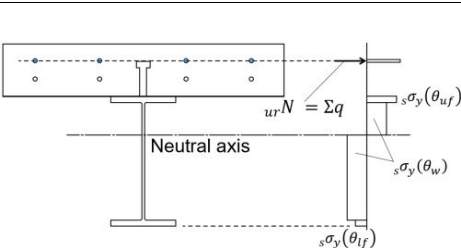
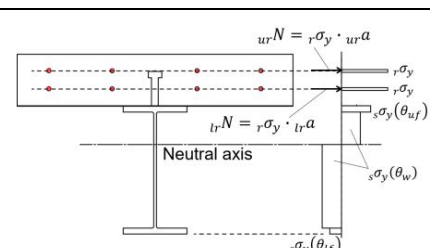
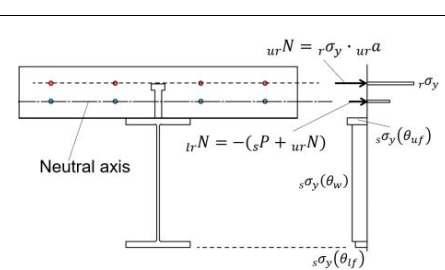
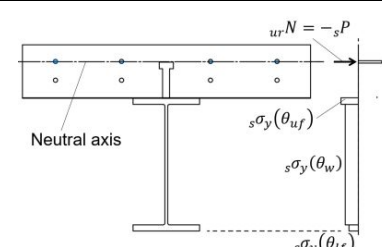
<p>純鉄骨梁</p> <p>$n_p/n_f = 0$</p>		(1) 
<p>不完全合成梁</p> <p>$0 < n_p/n_f < 1$</p>	<p>$\Sigma q > urP_y$</p>	(2) 
	<p>$\Sigma q \leq urP_y$</p>	(3) 
<p>完全合成梁</p> <p>$n_p/n_f \geq 1$</p>	<p>$sP_y > lrP_y + urP_y$</p>	(4) 
	<p>$lrP_y + urP_y \leq sP_y < urP_y$</p>	(5) 
	<p>$sP_y \geq urP_y$</p>	(6) 

図 2.4.9 負曲げを受ける合成梁断面の応力度分布模式図

以下では、図 2.4.9 の(1)~(6)の応力状態における合成梁の火災時負曲げ耐力の具体的な計算式を示す。

(1)純鉄骨梁の場合($n_p/n_f = 0$)

純鉄骨梁単体の火災時負曲げ耐力 ${}_B M_u^-$ の計算モデルの一例として、塑性中立軸がウェブ内に位置する場合の応力度分布を図 2.4.10 に示す。このとき、 ${}_B M_u^-$ は式(2.4.19)で求められる。

$${}_B M_u^- = u_f N \cdot u_f t + t_w N \cdot t_w t + c_w N \cdot c_w t + l_f N \cdot l_f t \quad (2.4.19)$$

- $u_f N = s\sigma_y(\theta_{uf}) \cdot u_f a$: 上フランジの引張合力
- $u_f t = t_f / 2$: $u_f N$ の作用点から鉄骨梁上端までの距離
- $t_w N = s\sigma_y(\theta_w) \cdot t_w (x_n - t_f)$: ウェブの引張合力
- $t_w t = t_f + (x_n - t_f) / 2$: $t_w N$ の作用点から鉄骨梁上端までの距離
- $c_w N = -s\sigma_y(\theta_w) \cdot t_w (H - x_n - t_f)$: ウェブの圧縮合力
- $c_w t = x_n + (H - x_n - t_f) / 2$: $c_w N$ の作用点から鉄骨梁上端までの距離
- $l_f N = -s\sigma_y(\theta_{lf}) \cdot l_f a$: 下フランジの圧縮合力
- $l_f t = H - t_f / 2$: $l_f N$ の作用点から鉄骨梁上端までの距離

上式中の中立軸位置 x_n は、 $\Sigma N = 0$ より式(2.4.20)で求められる。

$$x_n = \frac{-l_f N + s\sigma_y(\theta_w) \cdot t_w \cdot H - u_f N}{2s\sigma_y(\theta_w) \cdot t_w} \quad (2.4.20)$$

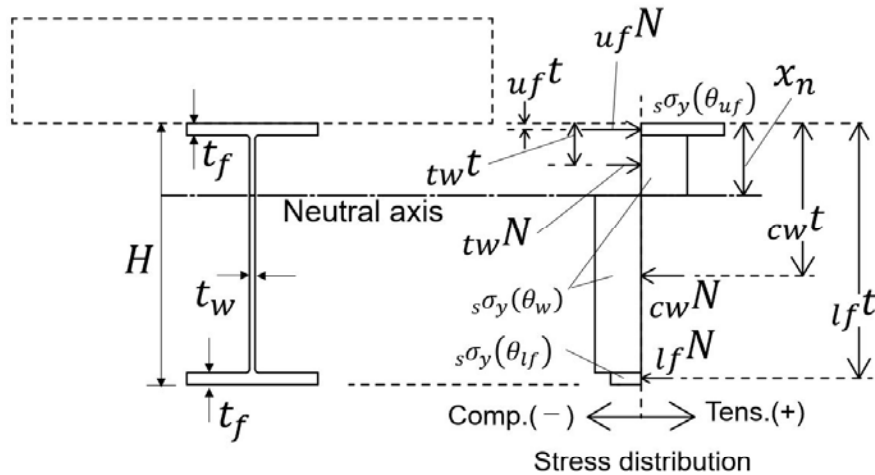


図 2.4.10 純鉄骨梁の火災時負曲げ耐力評価モデル

(2)不完全合成梁で上下鉄筋ともに引張力が生じる場合($0 < n_p/n_f < 1$ かつ $\Sigma q > urP_y$)

不完全合成梁の火災時負曲げ耐力 $B M_u^-$ の計算モデルの一例として、上下鉄筋ともに引張力が生じる場合($\Sigma q > urP_y$)の応力度分布を図 2.4.11 に示す。このとき、 $B M_u^-$ は式(2.4.21)で求められる。

$$B M_u^- = urN \cdot urt + lrN \cdot lrt + ufN \cdot uft + twN \cdot twt + cwN \cdot cwt + lfN \cdot lft \quad (2.4.21)$$

- $urN = r\sigma_y \cdot ura$: 上端筋の引張合力
- $lrN = \Sigma q - urN$: 下端筋の引張合力
- $ufN = s\sigma_y(\theta_{uf}) \cdot ufa$: 上フランジの引張合力
- $uft = t_c + t_f/2$: ufN の作用点からスラブ上端までの距離
- $twN = s\sigma_y(\theta_w) \cdot tw(x_n - t_c - t_f)$: ウェブの引張合力
- $twt = x_n - (x_n - t_c - t_f)/2$: twN の作用点からスラブ上端までの距離
- $cwN = -s\sigma_y(\theta_w) \cdot tw(t_c + H - x_n - t_f)$: ウェブの圧縮合力
- $cwt = x_n + (t_c + H - x_n - t_f)/2$: cwN の作用点からスラブ上端までの距離
- $lfN = -s\sigma_y(\theta_{lf}) \cdot lfa$: 下フランジの圧縮合力
- $lft = t_c + H - t_f/2$: lfN の作用点からスラブ上端までの距離

上式中の中立軸位置 x_n は、 $\Sigma N = 0$ より式(2.4.22)で求められる。

$$x_n = \frac{-lfN + s\sigma_y(\theta_w) \cdot tw(2t_c + H) - ufN - \Sigma q}{2s\sigma_y(\theta_w) \cdot tw} \quad (2.4.22)$$

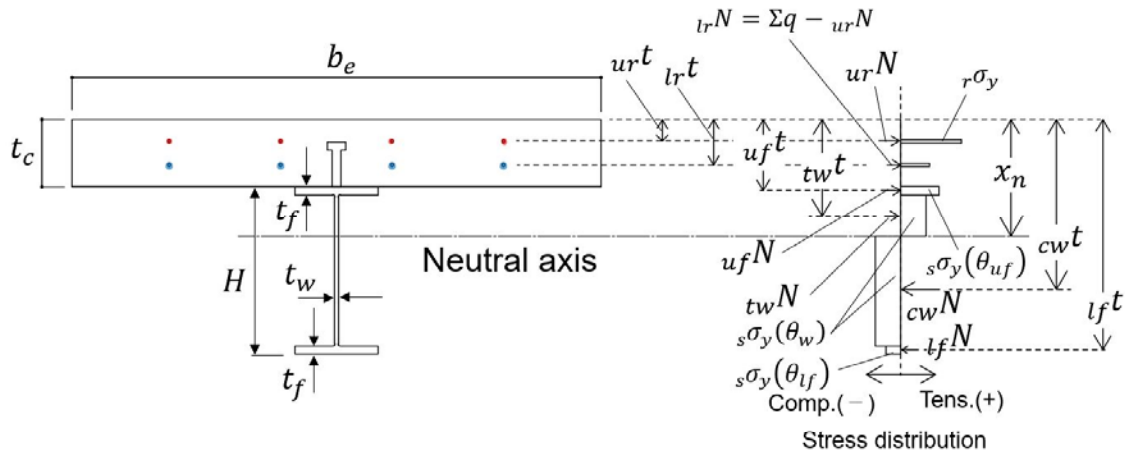


図 2.4.11 不完全合成梁の火災時負曲げ耐力評価モデル
(上下鉄筋ともに引張力が生じる場合)

(3)不完全合成梁で下端筋に引張力が生じない場合($0 < n_p/n_f < 1$ かつ $\Sigma q \leq urP_y$)

不完全合成梁の火災時負曲げ耐力 ${}_B M_u^-$ の計算モデルの一例として、下端筋に引張力が生じない場合($\Sigma q \leq urP_y$)の応力度分布を図 2.4.12 に示す。このとき、 ${}_B M_u^-$ は式(2.4.23)で求められる。

$${}_B M_u^- = urN \cdot urt + ufN \cdot uft + twN \cdot twt + cwN \cdot cwt + lfN \cdot lft \quad (2.4.23)$$

- $urN = \Sigma q$: 上端筋の引張合力
- $ufN = s\sigma_y(\theta_{uf}) \cdot ufa$: 上フランジの引張合力
- $uft = t_c + t_f/2$: ufN の作用点からスラブ上端までの距離
- $twN = s\sigma_y(\theta_w) \cdot tw(x_n - t_c - t_f)$: ウェブの引張合力
- $twt = x_n - (x_n - t_c - t_f)/2$: twN の作用点からスラブ上端までの距離
- $cwN = -s\sigma_y(\theta_w) \cdot tw(t_c + H - x_n - t_f)$: ウェブの圧縮合力
- $cwt = x_n + (t_c + H - x_n - t_f)/2$: cwN の作用点からスラブ上端までの距離
- $lfN = -s\sigma_y(\theta_{lf}) \cdot lfa$: 下フランジの圧縮合力
- $lft = t_c + H - t_f/2$: lfN の作用点からスラブ上端までの距離

上式中の中立軸位置 x_n は、 $\Sigma N = 0$ より式(2.4.24)で求められる。

$$x_n = \frac{-lfN + s\sigma_y(\theta_w) \cdot tw(2t_c + H) - ufN - \Sigma q}{2s\sigma_y(\theta_w) \cdot tw} \quad (2.4.24)$$

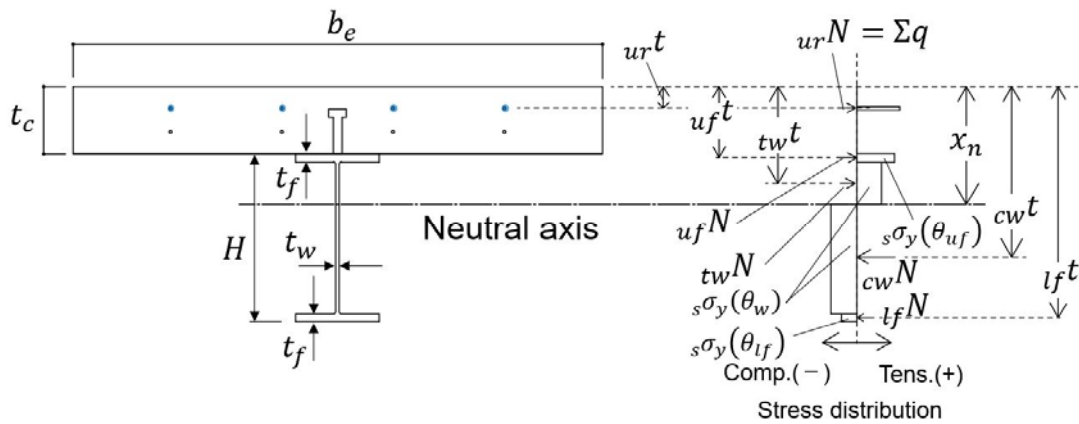


図 2.4.12 不完全合成梁の火災時負曲げ耐力評価モデル
(下端筋に引張力が生じない場合)

(4)完全合成梁で塑性中立軸が鉄骨梁内に位置する場合($n_p/n_f \geq 1$ かつ $sP_y > lrP_y + urP_y$)

完全合成梁の火災時負曲げ耐力 ${}_B M_u^-$ の計算モデルとして、塑性中立軸がウェブ内に位置する場合($sP_y > lrP_y + urP_y$)の応力度分布を図2.4.13に示す。このとき、 ${}_B M_u^-$ は式(2.4.25)で求められる。

$${}_B M_u^- = urN \cdot urt + lrN \cdot lrt + ufN \cdot uft + twN \cdot twt + cwN \cdot cwt + lfN \cdot lft \quad (2.4.25)$$

- $urN = r\sigma_y \cdot ura$: 上端筋の引張合力
- $lrN = r\sigma_y \cdot lra$: 下端筋の引張合力
- $ufN = s\sigma_y(\theta_{uf}) \cdot ufa$: 上フランジの引張合力
- $uft = t_c + t_f/2$: ufN の作用点からスラブ上端までの距離
- $twN = s\sigma_y(\theta_w) \cdot tw(x_n - t_c - t_f)$: ウェブの引張合力
- $twt = x_n - (x_n - t_c - t_f)/2$: twN の作用点からスラブ上端までの距離
- $cwN = -s\sigma_y(\theta_w) \cdot tw(t_c + H - x_n - t_f)$: ウェブの圧縮合力
- $cwt = x_n + (t_c + H - x_n - t_f)/2$: cwN の作用点からスラブ上端までの距離
- $lfN = -s\sigma_y(\theta_{lf}) \cdot lfa$: 下フランジの圧縮合力
- $lft = t_c + H - t_f/2$: lfN の作用点からスラブ上端までの距離

上式中の中立軸位置 x_n は、 $\Sigma N = 0$ より式(2.4.26)で求められる。

$$x_n = \frac{-lfN + s\sigma_y(\theta_w) \cdot tw(2t_c + H) - ufN - lrN - urN}{2s\sigma_y(\theta_w) \cdot tw} \quad (2.4.26)$$

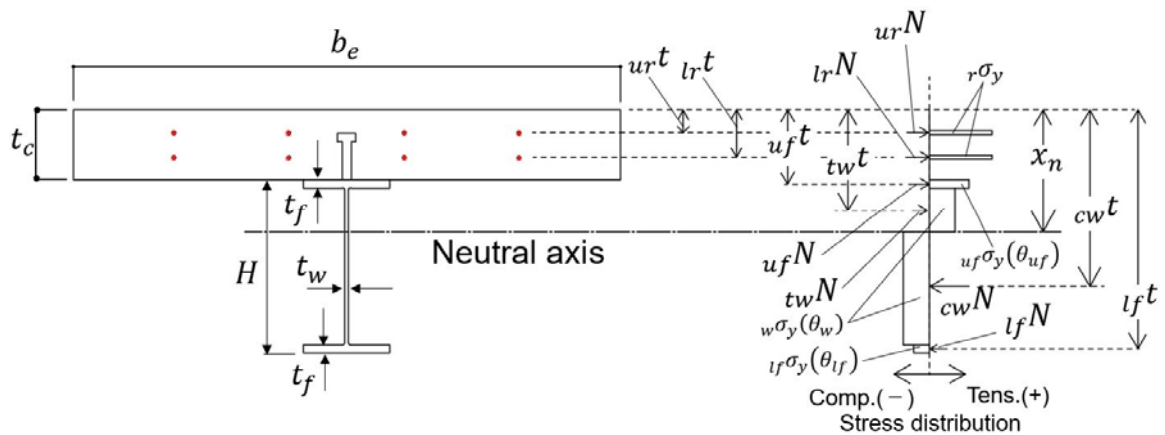


図 2.4.13 完全合成梁の火災時負曲げ耐力評価モデル
(塑性中立軸が鉄骨梁内に位置する場合)

(5)完全合成梁で塑性中立軸が下端筋内に位置する場合($n_p/n_f \geq 1$ かつ $urP_y < sP_y \leq lrP_y + urP_y$)
 完全合成梁の火災時負曲げ耐力 ${}_B M_u^-$ の計算モデルとして、塑性中立軸が下端筋内に位置する場合($urP_y < sP_y \leq lrP_y + urP_y$)の応力度分布を図 2.4.14 に示す。このとき、 ${}_B M_u^-$ は式(2.4.27)で求められる。

$${}_B M_u^- = urN \cdot urt + lrN \cdot lrt + ufN \cdot uft + wN \cdot wt + lfN \cdot lft \quad (2.4.27)$$

- $urN = r\sigma_y \cdot ura$: 上端筋の引張合力
- $lrN = -(urN + ufN + wN + lfN)$: 下端筋の引張合力
- $ufN = -s\sigma_y(\theta_{uf}) \cdot ufa$: 上フランジの圧縮合力
- $uft = t_c + t_f/2$: ufN の作用点からスラブ上端までの距離
- $wN = -s\sigma_y(\theta_w) \cdot wa$: ウェブの圧縮合力
- $wt = t_c + H/2$: wN の作用点からスラブ上端までの距離
- $lfN = -s\sigma_y(\theta_{lf}) \cdot lfa$: 下フランジの圧縮合力
- $lft = t_c + H - t_f/2$: lfN の作用点からスラブ上端までの距離

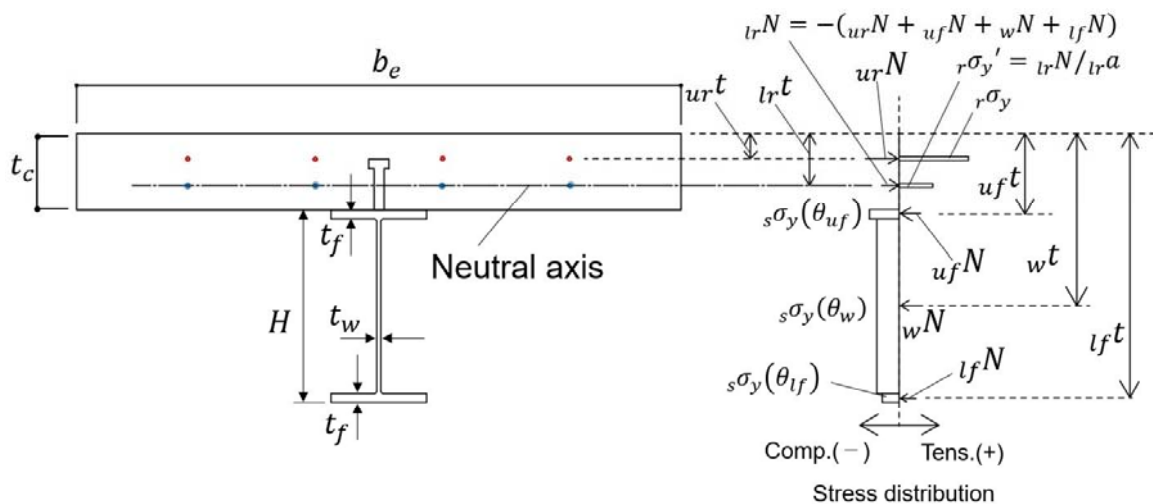


図 2.4.14 完全合成梁の火災時負曲げ耐力評価モデル
 (塑性中立軸が下端筋内に位置する場合)

(6)完全合成梁で塑性中立軸が上端筋内に位置する場合($n_p/n_f \geq 1$ かつ $sP_y \geq urP_y$)

完全合成梁の火災時負曲げ耐力 ${}_B M_u^-$ の計算モデルとして、塑性中立軸が上端筋内に位置する場合($sP_y \geq urP_y$)の応力度分布を図 2.4.15 に示す。このとき、 ${}_B M_u^-$ は式(2.4.28)で求められる。

$${}_B M_u^- = urN \cdot urt + ufN \cdot uft + wN \cdot wt + lfN \cdot lft \quad (2.4.28)$$

- $urN = -(ufN + wN + lfN)$: 上端筋の引張合力
- $ufN = -s\sigma_y(\theta_{uf}) \cdot ufa$: 上フランジの圧縮合力
- $uft = t_c + t_f/2$: ufN の作用点からスラブ上端までの距離
- $wN = -s\sigma_y(\theta_w) \cdot wa$: ウェブの圧縮合力
- $wt = t_c + H/2$: wN の作用点からスラブ上端までの距離
- $lfN = -s\sigma_y(\theta_{lf}) \cdot lfa$: 下フランジの圧縮合力
- $lft = t_c + H - t_f/2$: lfN の作用点からスラブ上端までの距離

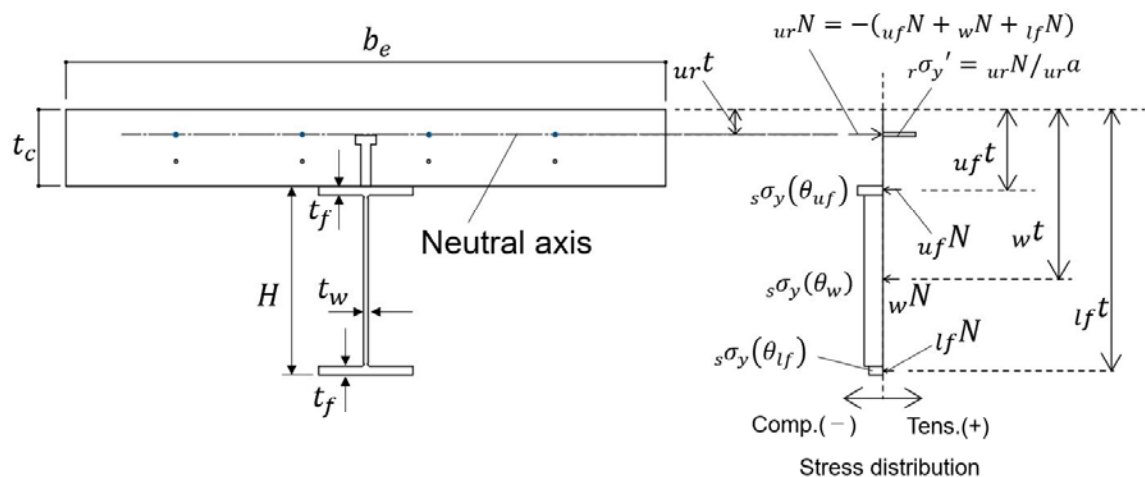


図 2.4.15 完全合成梁の火災時負曲げ耐力評価モデル
(塑性中立軸が上端筋内に位置する場合)

2.4.4 梁端ウェブ接合部の負曲げ耐力

(1) ボルト部のみを考慮したウェブ接合部の負曲げ耐力

純鉄骨梁の SB および梁端部の溶接金網が初期に破断したデッキ合成スラブ仕様の CB-CS では、ボルト部のみを考慮してウェブ接合部の負曲げ耐力を評価する。SB および CB-CS の負曲げ耐力時にウェブ接合部に生じる力の分布には、図 2.4.16 に示すように、上下ボルト部がともに最大耐力に達した状態を仮定する。ボルト部の最大耐力はウェブのはしめ破断耐力とボルトのせん断破断耐力の小さい方から決定されると考えられるが、本実験ではボルトのせん断変形に対してボルト孔の支圧変形は比較的小さかったため、ボルト部の最大耐力にはボルトのせん断破断耐力を用いる。ボルト部のみを考慮したウェブ接合部の火災時負曲げ耐力 ${}_jM_u^-$ は式(2.4.29)より求められる。

$${}_jM_u^- = -{}_{ub}N_u \cdot p \quad (= {}_{lb}N_u \cdot p) \quad (2.4.29)$$

$${}_{ub}N_u = -{}_{lb}N_u = 0.6 \cdot m \cdot n \cdot {}_{bs}a \cdot F_{bu}(\theta_b) \quad : \text{ボルト 1 段あたりのせん断破断耐力}$$

ここで、

- p : 上下ボルトの間隔(140mm)
- m : せん断面数(1 面)
- n : ボルト本数(1 本)
- ${}_{bs}a$: ボルト軸部断面積(314mm²)
- θ_b : 上下ボルト温度測定値の平均値[°C]
- $F_{bu}(\theta_b)$: θ_b 時のボルトの高温引張強さ[N/mm²]

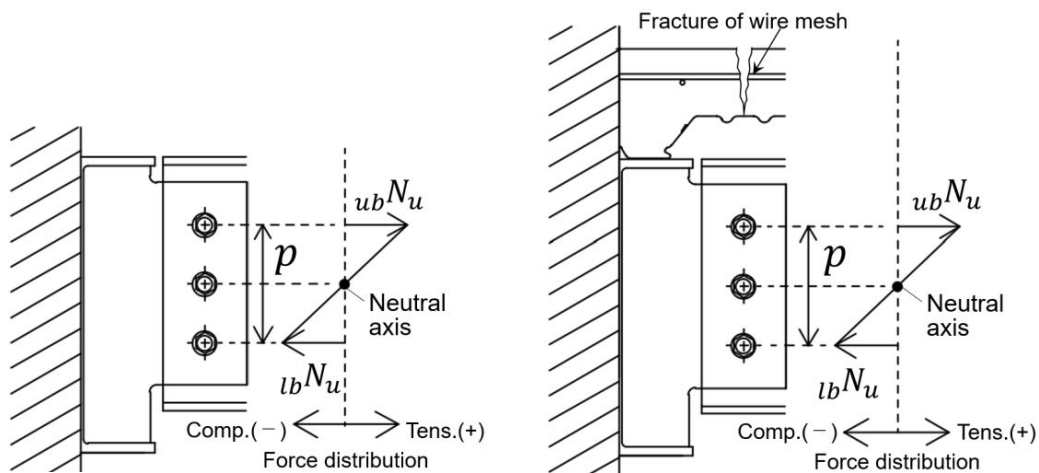


図 2.4.16 ボルト部のみを考慮したウェブ接合部の火災時負曲げ耐力評価モデル
(左 : SB, 右 : CB-CS)

(2)スラブ筋を考慮したウェブ接合部の負曲げ耐力

崩壊時までスラブ筋が梁端の回転抵抗に寄与した RC スラブ仕様の CB-RC では、ウェブ接合部の負曲げ耐力にスラブ筋の効果を加味する。スラブ筋を考慮したウェブ接合部の負曲げ耐力 ${}_JR M_u^-$ の評価モデルには、図 2.4.17 に示す負曲げ耐力時に生じる力の分布を用いる。鋼構造接合部設計指針 2.1)では、相当大きな回転変形が生じない限り、すべてのボルト部が最大耐力に達することはないという前提のもと、最外縁の高力ボルト部分が最大耐力に達した状態を、接合部の最大曲げ耐力に対応するものと仮定している。本研究でもその考え方を採用し、下段ボルト部が最大耐力 ${}_{lb} N_u$ に達し、かつ上端筋が降伏耐力 ${}_{ur} N_y$ に達した状態を最大曲げ耐力に対応するものとし、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る力の分布を仮定する。スラブ筋が 2 段配筋されている場合の上端筋と下端筋の関係についても、図 2.4.17 に示すように、ボルト部と同様な比例関係にある力の分布を仮定する。上記の力の分布を仮定し、 $\Sigma N = 0$ が成立するよう中立軸位置を定めて各部の力 N を確定させ、任意点まわりのモーメントを求めることにより、ウェブ接合部の負曲げ耐力を計算する。 ${}_JR M_u^-$ は式(2.4.30)より求められる。

$$\begin{aligned}
 {}_JR M_u^- &= {}_{ur} N_y \cdot {}_{ur} t + {}_{lr} N \cdot {}_{lr} t + {}_{ub} N \cdot {}_{ub} t + {}_{mb} N \cdot {}_{mb} t + {}_{lb} N_u \cdot {}_{lb} t & (2.4.30) \\
 {}_{ur} N_y &= {}_{ur} a \cdot r \sigma_y & : \text{上端筋の降伏耐力} \\
 {}_{lr} N &= {}_{ur} N_u (x_n - {}_{lr} t) / (x_n - {}_{ur} t) & : \text{下端筋に生じる力} \\
 {}_{ub} N &= {}_{lb} N_u (x_n - {}_{ub} t) / (x_n - {}_{lb} t) & : \text{上段ボルトに生じる力} \\
 {}_{mb} N &= {}_{lb} N_u (x_n - {}_{mb} t) / (x_n - {}_{lb} t) & : \text{中段ボルトに生じる力} \\
 {}_{lb} N_u &= -0.6 \cdot a_{bs} \cdot F_{bu}(\theta_b) & : \text{下段ボルトのせん断破断耐力}
 \end{aligned}$$

上式中の中立軸位置 x_n は、 $\Sigma N = 0$ より式(2.4.31)で求められる。

$$x_n = \frac{Y - \sqrt{Y^2 - 4XZ}}{2X} \quad (2.4.31)$$

ただし、

$$\begin{aligned}
 X &= 3 {}_{lb} N_u + 2 {}_{ur} N_y \\
 Y &= ({}_{lb} t + {}_{mb} t + {}_{ub} t + 3 {}_{ur} t) {}_{lb} N_u + (2 {}_{lb} t + {}_{lr} t + {}_{ur} t) {}_{ur} N_y \\
 Z &= ({}_{lb} t + {}_{mb} t + {}_{ub} t) {}_{ur} t \cdot {}_{lb} N_u + ({}_{lr} t + {}_{ur} t) {}_{lb} t \cdot {}_{ur} N_y
 \end{aligned}$$

CB-RC のウェブ接合部断面における上下鉄筋の温度は崩壊時においても 300°C以下であり、常温時からの強度低下は小さかったと考えられるため、上端筋の有効降伏強度には 2.2.4 節の表 2.2.5 に示す常温時の 0.2%オフセット耐力を用いる。

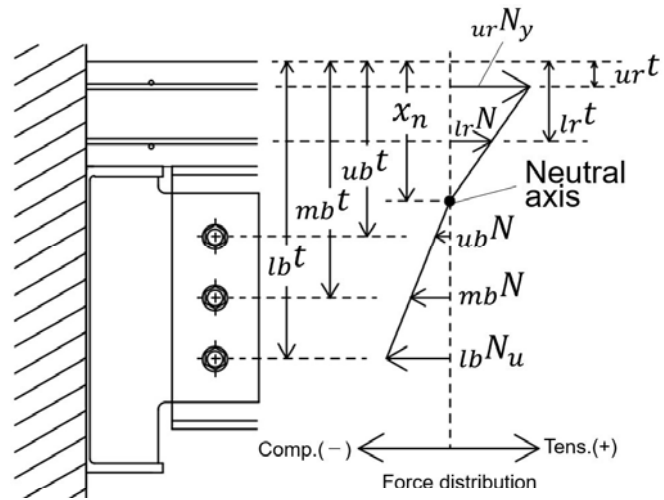


図 2.4.17 スラブ筋を考慮したウェブ接合部の火災時負曲げ耐力評価モデル(CB-RC)

(3)下フランジとガセットプレートの接触を考慮した接合部の負曲げ耐力

2.3.4 節で述べたとおり，ウェブ接合部は大きく回転し，小梁下フランジと大梁ガセットプレートの接触が生じた。この接触によりウェブ接合部の負曲げ耐力は増加すると考えられる。この影響を把握するため，SBの曲げ耐力の考察において，小梁下フランジと大梁ガセットプレートの接触を考慮したウェブ接合部の負曲げ耐力 $J_f M_u^-$ についても考察する。 $J_f M_u^-$ には図2.4.18に示す力の状態を仮定し，接触部が最大耐力 $l_f N_y$ に達し，かつ上段ボルト部が最大耐力 $ub N_u$ に達した状態を最大曲げ耐力に対応するものとし，下段と中段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る力の分布を仮定する。接触部の最大耐力 $l_f N_y$ は，接触部の断面積と小梁の高温降伏強度との積により求める。上記の力の分布を仮定し， $\Sigma N = 0$ が成立するよう中立軸位置を定めて各部の力 N を確定させ，任意点まわりのモーメントを求めることにより，ウェブ接合部の負曲げ耐力を計算する。 $J_f M_u^-$ は式(2.4.32)より求められる。

$$J_f M_u^- = ub N_u \cdot ub t + mb N \cdot mb t + lb N \cdot lb t + l_f N_y \cdot l_f t \quad (2.4.32)$$

$ub N_u = 0.6 \cdot b_s a \cdot F_{bu}(\theta_b)$: 上段ボルトのせん断破断耐力

$mb N = ub N_u (x_n - mb t) / (x_n - ub t)$: 中段ボルトに生じる力

$lb N = ub N_u (x_n - lb t) / (x_n - ub t)$: 下段ボルトに生じる力

$l_f N_y = -l_f a_{contact} \cdot s \sigma_y(\theta_{l_f, J})$: 下フランジとガセットプレートの接触による最大耐力

ここで，

$l_f a_{contact}$: 接触部の断面積(フランジ厚さ 9mm×ガセットプレート厚さ 9mm=81mm²)

$\theta_{l_f, J}$: ウェブ接合部断面の下フランジ温度[°C]

$s \sigma_y(\theta_{l_f, J})$: $\theta_{l_f, J}$ 時の小梁の高温降伏強度[N/mm²]

式(2.4.32)中の中立軸位置 x_n は， $\Sigma N = 0$ より式(2.4.33)で求められる。

$$x_n = \frac{ub N_u (ub t + mb t + lb t) + l_f N_y \cdot ub t}{3 ub N_u + l_f N_y} \quad (2.4.33)$$

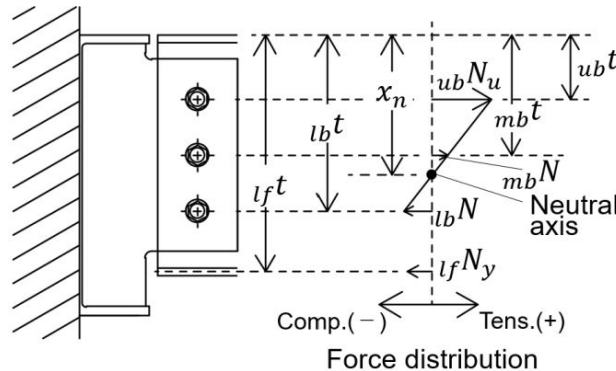


図 2.4.18 ボルト部のみを考慮したウェブ接合部の火災時負曲げ耐力評価モデル

2.5 耐力評価による計算値と実験値の比較

2.5.1 純鉄骨梁の場合

(1) 曲げ耐力の考察

純鉄骨梁 SB の曲げ耐力の計算結果を図 2.5.1 に、作用曲げモーメント分布を図 2.5.2 に示す。作用曲げモーメントは、試験体自重および梁中央の載荷荷重 cP と端部回転拘束のための片持ち梁端部の載荷荷重 eP の実験値を用いて算出した。加熱初期には熱応力により接合部に生じる負曲げモーメント jM が増加し、2.5 分時に最大 20 kNm 位まで増加した。その後、 jM は 10~20 kNm 位で推移し、27 分に接合部の回転に伴い一時的に jM が低下したが、ボルト支圧状態への移行による回転抵抗増加により jM が再び増加し、崩壊時(41 分)にはウェブ接合部の負曲げ耐力 jM_u^- と概ね一致した。スパン中央に生じる曲げモーメント cM は、35 分に正曲げ耐力 $B M_u^+$ と等しくなった。全曲げ耐力($B M_u^+$ と jM_u^- の和)と全曲げモーメント(左右の jM 平均値と cM の和)が等しくなった時間は 38 分であり、実験での崩壊時間(41 分)と概ね一致した。

単純支持による載荷加熱の場合には、無被覆小梁の正曲げ耐力 $B M_u^+$ が実験の荷重レベル(30.1kNm)を下回った 18 分頃に崩壊すると想定され、ウェブ接合部の回転抵抗により梁の曲げ耐力が大きく向上したと考えられる。20 分以降のウェブ接合部の負曲げ耐力 jM_u^- は純鉄骨梁断面の負曲げ耐力 $B M_u^-$ を上回っており、崩壊時において両者は概ね同等であった。このことから、ウェブ接合部のみ被覆した純鉄骨梁試験体の SB では、被覆の無い固定端の場合と同等の終局耐力を有する結果であったといえる。

(2) 負曲げ耐力比の考察

全曲げ耐力 $|B M_u^+| + |M_u^-|$ に対する負曲げ耐力 M_u^- の割合(以下、負曲げ耐力比)の推移を図 2.5.3 に示す。 $|M_u^-|$ は $|B M_u^-|$ と $|jM_u^-|$ のうちの最小値を採用した。常温時の負曲げ耐力比は 0.11 であったが、無被覆小梁の下フランジ温度が 500℃以上となった 10 分以降、正曲げ耐力 $B M_u^+$ が急激に低下したのに対し、接合部の負曲げ耐力 jM_u^- の低下は緩やかであったため、負曲げ耐力比が上昇し、30 分頃に最大で 0.55 となった。以降、ボルトのせん断耐力低下に伴い、負曲げ耐力比は低下し、崩壊時には 0.47 となった。このように、純鉄骨梁 SB では、常温時にはスパン中央の正曲げ耐力が支配的であったのに対し、火災時にはウェブ接合部の負曲げ耐力が全曲げ耐力の半分程度を占めた。常温時にピンと仮定して設計されるウェブ接合部であっても、火災時にはその回転抵抗により梁の耐火性能が大きく向上されることを示した。

図 2.5.1 に示すように、小梁下フランジと大梁ガセットプレートの接触を考慮したウェブ接合部の負曲げ耐力 $j_f M_u^-$ は jM_u^- と概ね同等であり、崩壊時では jM_u^- より 5%程度上回るに留まった。よって、この接触によるウェブ接合部の負曲げ耐力への影響は比較的小さいと考えられる。このことから、合成梁試験体の CB-CS と CB-RC のウェブ接合部の負曲げ耐力評価においては、この接触の効果を考慮しないこととする。

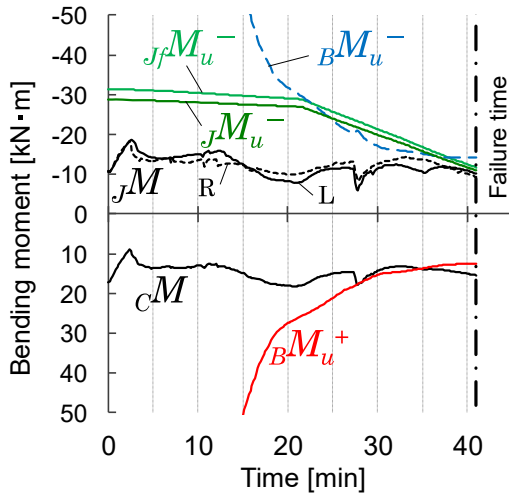


図 2.5.1 曲げ耐力計算結果 (SB)

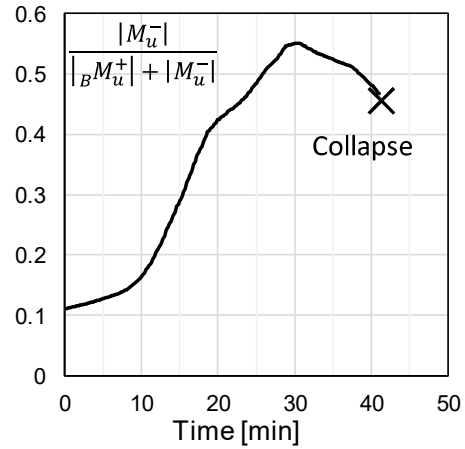


図 2.5.3 全曲げ耐力に対する負曲げ耐力の割合 (SB)

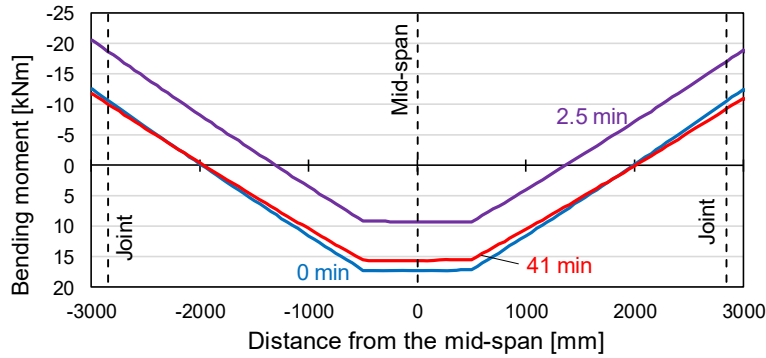


図 2.5.2 作用曲げモーメント分布 (SB)

2.5.2 デッキ合成スラブを用いた合成梁の場合

(1) 曲げ耐力の考察

デッキ合成スラブ仕様の合成梁 CB-CS の曲げ耐力の計算結果を図 2.5.4 に、作用曲げモーメント分布を図 2.5.5 に示す。 JM は、加熱初期に熱応力の発生により急増し、5 分頃に最大 40kNm 位まで増加したが、7 分時に急激に低下し、その後 SB と同様に 10~20kNm 位で推移した。これは加熱初期に溶接金網が破断してウェブ接合部の回転抵抗にボルト部しか寄与しなくなったためである。 JM は、25 分以降緩やかに低下し、崩壊時にはボルトのみを考慮したウェブ接合部の負曲げ耐力 JMu^- と概ね一致した。合成梁断面の正曲げ耐力 BMu^- は、23 分に実験の荷重レベル(43.7kNm)まで低下し、単純支持の場合はこの時間で崩壊に至ると想定される。 BMu^- は 50 分に CM と一致した。全曲げ耐力と全曲げモーメントが等しくなった時間は 52 分であり、実験での崩壊時間(52 分)と一致した。以上より、梁端部の溶接金網が早期に破断した CB-CS では、スラブ筋がウェブ接合部における負曲げ耐力に寄与しない結果となった。CB-CS のスラブ筋として使用した溶接金網は、2.2.4 節で前述の通り、

異形棒鋼に比べて塑性変形能力が極めて低かった。また、スラブ内での定着方式としては、異形棒鋼では鉄筋表面に加工されたリブにより鉄筋の全長で定着されるのに対し、溶接金網では主筋と直交に溶接されている横筋のひっかかりにより横筋の配置ピッチでコンクリートに定着される。そのため、異形棒鋼に比べて溶接金網では伸び変形が局所的に集中しやすい可能性が考えられる。これらが要因となって、梁端部の溶接金網が早期に破断したと考えられる。しかし、SBと同様にボルト部のみの回転抵抗は有するため、その効果により、単純支持の場合に想定される時間よりも2倍以上の崩壊時間となった。

(2)負曲げ耐力比の考察

CB-CSの負曲げ耐力比の推移を図2.5.6に示す。常温時の負曲げ耐力比は0.09であったが、正曲げ耐力 $B M_u^+$ の低下に伴って負曲げ耐力比が上昇し、20分頃に0.30程度となった。以降、崩壊時まで0.30前後で推移し、崩壊時には0.27となった。CB-CSでは、スパン中央の正曲げ耐力にスラブとの合成効果が寄与し、全曲げ耐力がSBよりも大きくなるため、負曲げ耐力比はSBよりも小さかった。しかしながら、崩壊時の負曲げ耐力比は常温時の3倍であり、火災時にはボルト部のみによるウェブ接合部の回転抵抗が無被覆合成梁の曲げ耐力を向上させる効果は大きいといえる。

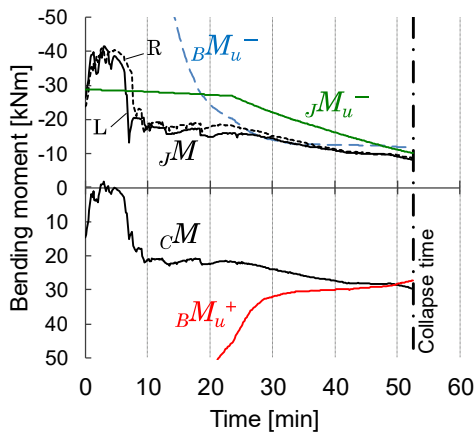


図 2.5.4 曲げ耐力計算結果 (CB-CS)

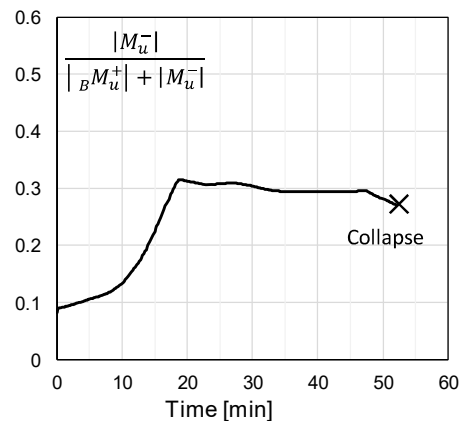


図 2.5.6 全曲げ耐力に対する負曲げ耐力の割合 (CB-CS)

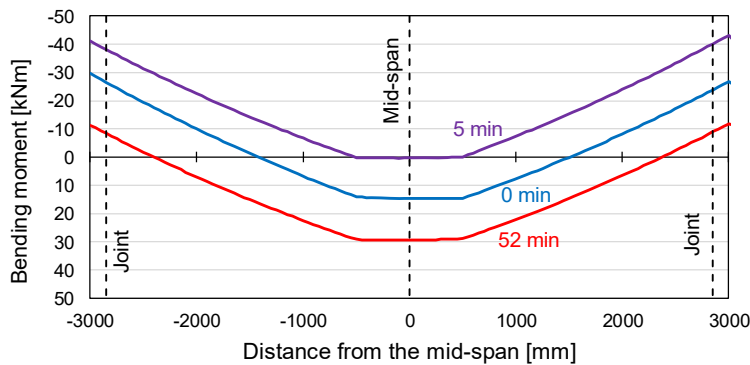


図 2.5.5 作用曲げモーメント分布 (CB-CS)

(3)合成率の考察

CB-CS の正曲げ区間における合成率 n_p/n_f と鉄骨小梁平均温度の関係を図 2.5.7 に、式(2.4.4)による頭付きスタッドの全水平せん断耐力と鉄骨小梁の軸方向耐力 ${}_sP_y$ の時間推移を図 2.5.8 に示す。図中の Σq_s と Σq_c は、それぞれ頭付きスタッドせん断破断とコンクリート局部破壊により決まる耐力を示す。なお、コンクリートスラブの軸方向耐力 ${}_cP_u$ は、崩壊時まで 2000kN 以上を有したため、図の見やすさを考慮して図 2.5.8 中には示していない。図 2.5.7 より初期の常温時における n_p/n_f は 0.42 である。この値は 2.2.1 節に示した常温設計時の値(0.67)と異なるが、これは、2.2.1 節の値は単純支持を想定して支点からスパン中央までに配されたスタッド本数を用いた計算値であるのに対し、本節での値は 2.4.2 節で示した方法により 3 ヒンジ機構時のモーメント分布を想定して正曲げ区間のみ配されたスタッド本数を用いて計算を行ったためである。加熱開始後、 ${}_sP_y$ の低下に伴って n_p/n_f が上昇し、鉄骨梁温度が約 600°C で n_p/n_f が 1.0 を上回り、約 800°C で最大 2.45 程度となった。以降、 ${}_sP_y$ の低下が緩やかとなるのに対し、頭付きスタッド根本温度の上昇に伴って Σq_s が低下したことにより、 n_p/n_f は低下した。しかしながら、崩壊時においても n_p/n_f が 1.0 を下回ることにはなかった。さらに温度上昇した場合には、 n_p/n_f が 1.0 を下回る可能性があるが、崩壊時の頭付きスタッドの根本温度は 687°C であり、同温度以降の頭付きスタッドの強度低下も緩やかとなるため、概ね $n_p/n_f=1.0$ 前後で停滞するものと考えられる。以上より、本実験の鉄骨断面において常温時に不完全合成梁として設計された場合でも、標準加熱を受ける無被覆小梁の平均温度が 600°C 以上となる高温域では、完全合成梁としての火災時正曲げ耐力を有することを示した。

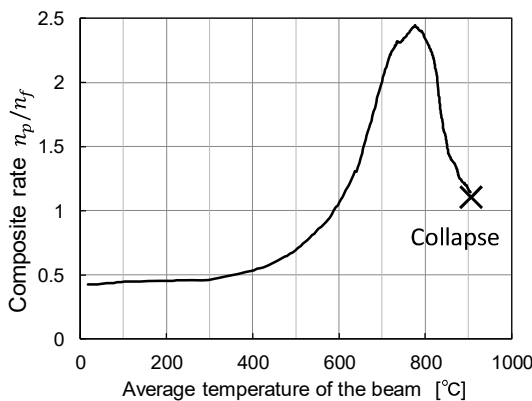


図 2.5.7 正曲げ区間における合成率の推移 (CB-CS)

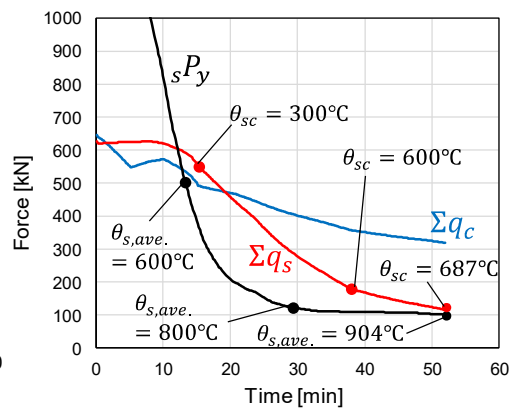


図 2.5.8 頭付きスタッドの全水平せん断耐力と鉄骨小梁の軸方向耐力 (CB-CS)

2.5.3 RC スラブを用いた合成梁の場合

(1) 曲げ耐力の考察

RC スラブ仕様の合成梁 CB-RC の曲げ耐力計算結果を図 2.5.9 に、作用曲げモーメント分布を図 2.5.10 に示す。加熱初期には熱応力の発生により jM が増加し、17 分頃までスラブ筋を考慮したウェブ接合部の負曲げ耐力 $J_R M_u^-$ に沿って 40~50kNm 位で推移した。17 分以降、 jM は無被覆部分の合成梁の負曲げ耐力 $B M_u^-$ の低下に沿って低下し、30 分以降は $B M_u^-$ より低い値で緩やかに低下し続けた。90 分に全曲げ耐力 ($B M_u^+$ と $J_R M_u^-$ の絶対値の和) と全曲げモーメント (左右の jM 平均値と cM の絶対値の和) は概ね一致したが、実験では 90 分まで荷重支持能力を損失することはなかった。90 分以降は終局耐力確認のため荷重支持能力を損失するまで作用曲げモーメントを漸増させた。93 分に cM と jM が低下し、荷重を保持できなくなった。93 分には jM と $J_R M_u^-$ が一致し、この頃に梁端部の上端筋 1 本が破断し、曲げ崩壊に至ったと考えられる。 $B M_u^+$ は、32 分に実験の荷重レベル(45.0kNm)まで低下し、単純支持の場合はこの時間で崩壊に至ると想定される。CB-RC では、崩壊時までスラブ筋がウェブ接合部の負曲げ耐力に寄与したことで、単純支持の場合に想定される時間より約 3 倍以上、崩壊時間が長くなる結果となった。

(2) 負曲げ耐力比の考察

CB-RC の負曲げ耐力比の推移を図 2.5.11 に示す。常温時の負曲げ耐力比は 0.12 であったが、正曲げ耐力 $B M_u^+$ の低下に伴って負曲げ耐力比が上昇し、55 分時に最大 0.44 となった。以降、 $J_R M_u^-$ の低下に伴い、負曲げ耐力比が低下し、崩壊時には 0.30 となった。CB-RC では、60 分時において負曲げ耐力比が 4 割以上を占める結果となり、梁端の回転抵抗にスラブ筋が寄与した場合には、ウェブ接合部の負曲げ耐力が無被覆合成梁の耐火性能を大きく向上させることを示した。

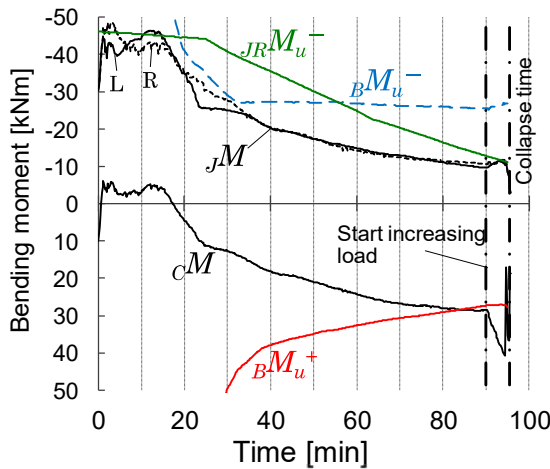


図 2.5.9 曲げ耐力計算結果 (CB-RC)

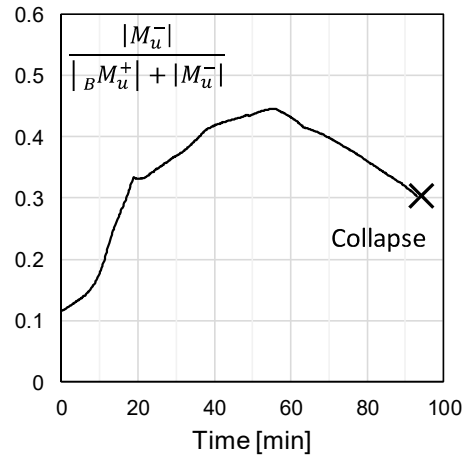


図 2.5.11 全曲げ耐力に対する負曲げ耐力の割合 (CB-RC)

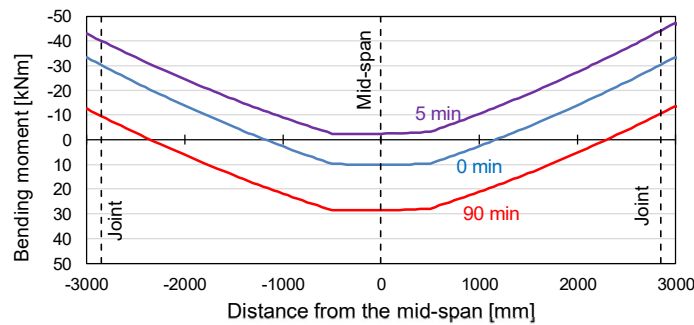


図 2.5.10 作用曲げモーメント分布 (CB-RC)

(3) ウェブ接合部の負曲げ耐力に及ぼすスラブ筋要素の影響

図 2.5.12 に示すウェブ接合部の負曲げ耐力時に生じる力の分布の推移から、ウェブ接合部の構成要素(スラブ筋、ボルト部)が負曲げ耐力 $J_R M_u^-$ に及ぼす影響を検討する。また、式 (2.5.1), (2.5.2) により求められる負曲げ耐力時の圧縮合力 ΣC (=引張合力 ΣT) および合力間距離 j とボルト平均温度 θ_b の関係を図 2.5.13 に示す。 j は一般に用いられる応力中心間距離に相当するものである。図中には $J_R M_u^-$ の値も併記する。

$$\Sigma C = \Sigma T = \frac{|l_b N_u| + |m_b N| + |u_b N| + |l_r N| + |u_r N_y|}{2} \quad (2.5.1)$$

$$j = \frac{|J_R M_u^-|}{\Sigma C} \quad (2.5.2)$$

常温時には中段ボルトのやや上側に塑性中立軸が位置し、ボルト温度 300°C までの間、ボルト強度の緩やかな低下に伴い、 ΣC が徐々に低下する(領域①)。この領域①では、塑性中立軸位置はほとんど変化せず、 j もほとんど変化していない。ボルトの強度低下勾配が大きくなる 300°C 以降の領域②では、塑性中立軸が徐々に上段ボルト側に移動し、 j は緩やかに上

昇する。しかし、それ以上に ΣC が大きく低下するため、負曲げ耐力 $J_R M_u^-$ は低下する。ボルト温度 570°C 以降の領域③では、ボルト部の反力が上下鉄筋の反力を下回るため、塑性中立軸が上段ボルトと下端筋の間まで上昇し、すべてのボルト部が圧縮側となる。60分時には、ボルトが 600°C 付近まで達し、強度は常温時の1/4程度まで低下する。一方、領域③まではスラブ筋の効果により合力間距離 j が常温時よりも大きな値で保たれるため、ウェブ接合部の負曲げ耐力 $J_R M_u^-$ の低下は常温時の1/2程度に留まった。

ボルト温度が約 700°C 以上になると、ボルト部のみでは圧縮に対する反力がとれず、塑性中立軸が上下鉄筋の間に上昇し、下端筋も圧縮側となる(領域④)。この領域④では、 ΣC が上端筋の降伏耐力で一定となり、塑性中立軸が上下鉄筋の中間位置に移動するに伴い j が低下し、最終的にはRCスラブのみの負曲げ耐力に近づいていく。実験での崩壊時には、耐力分布が領域④の状態となっており、上端筋に大きな引張変形が生じることで、上端筋が破断に至ったと考えられる。

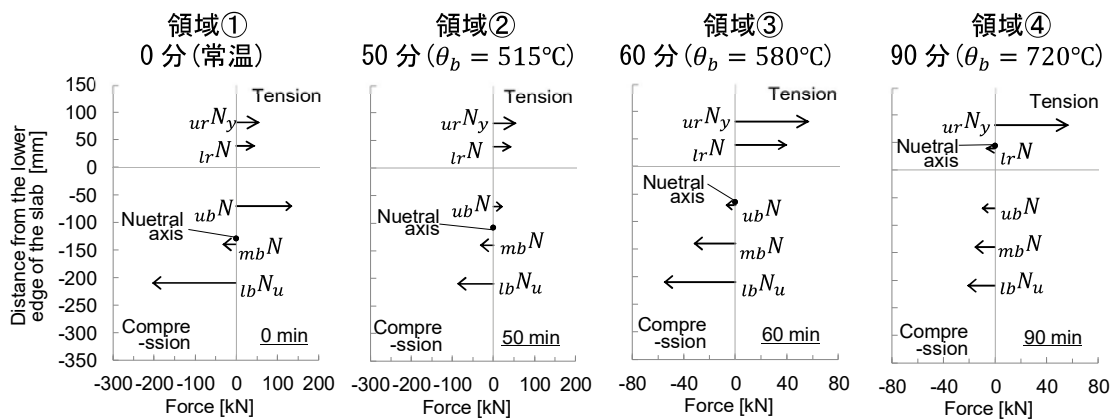


図 2.5.12 ウェブ接合部の負曲げ耐力時の力の分布 (CB-RC)

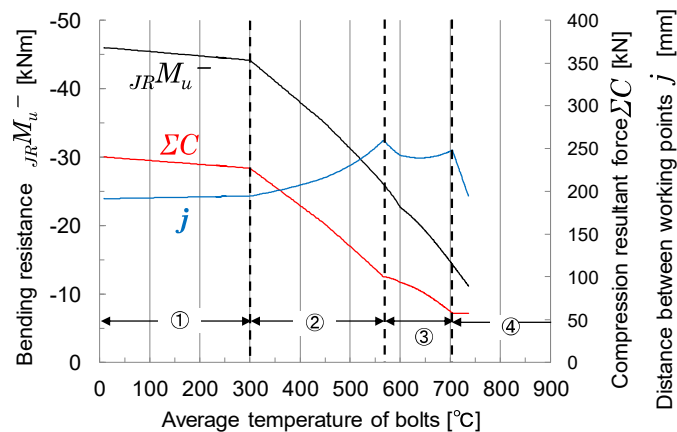


図 2.5.13 圧縮合力 (= 引張合力) および合力間距離の時間推移 (CB-RC)

(4)合成率の考察

CB-RCの正曲げ区間における合成率 n_p/n_f と鉄骨小梁平均温度の関係を図 2.5.14 に、頭付きスタッドの全水平せん断耐力と鉄骨小梁の軸方向耐力 ${}_sP_y$ の時間推移を図 2.5.15 に示す。初期の常温時における n_p/n_f は 0.57 である。この値は 2.2.1 節に示した常温設計時の値 (1.00) と異なるが、これは、2.2.1 節の値は単純支持を想定して支点からスパン中央までに配されたスタッド本数を用いた計算値であるのに対し、本節での値は 2.4.2 節で示した方法により 3 ヒンジ機構時のモーメント分布を想定して正曲げ区間のみに配されたスタッド本数を用いて計算を行ったためである。加熱開始後、 ${}_sP_y$ の低下に伴って n_p/n_f が上昇し、12 分時(鉄骨梁温度は約 500°C)に n_p/n_f が 1.0 を上回り、約 750°C で最大 2.05 となった。800°C 以降、 ${}_sP_y$ の低下が緩やかとなるのに対し、頭付きスタッド根本温度の上昇に伴って Σq_s が低下したことにより n_p/n_f は低下し、900°C で一時的に 1.0 を下回った。しかしその後、頭付きスタッドの強度低下も緩やかとなり、 Σq_s と ${}_sP_y$ が同程度で推移し、崩壊時には n_p/n_f が 1.0 を上回った。

各部の強度に公称値を用いて常温時の合成率を 1.0 以上となるよう合成梁を設計した場合には、実強度ベースでは鉄骨小梁温度 500°C 以下の温度域において不完全合成梁となった。しかしながら、長期許容曲げモーメントが作用する場合であっても、500°C 以下の温度域では崩壊しないと考えられる。また、鉄骨小梁温度が 900°C 付近においても一時的に合成率が 1.0 を下回ったが、その場合でも概ね 1.0 に近い値であった。以上より、常温時に公称値を用いて合成率を 1.0 以上となるよう合成梁を設計した場合、火災時においても完全合成梁としての全塑性モーメントを用いて正曲げ耐力を評価できると考えられる。

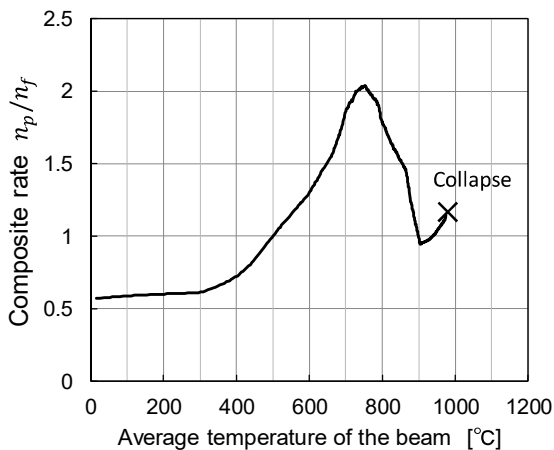


図 2.5.14 正曲げ区間における合成率の推移 (CB-RC)

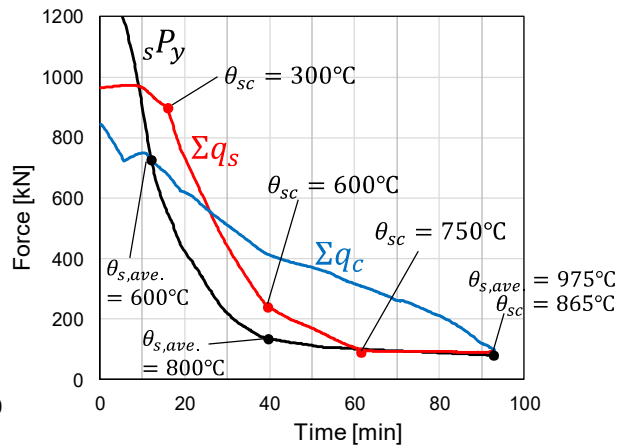


図 2.5.15 頭付きスタッドの全水平せん断耐力と鉄骨小梁の軸方向耐力 (CB-RC)

(5)梁端ウェブにおけるせん断耐力の考察

梁端付近の無被覆部分におけるウェブにせん断座屈が確認された CB-RC のせん断降伏耐力 wQ_y の計算結果を図 2.5.16 に示す。 wQ_y は鋼構造耐火設計指針に基づき、式(2.5.3)より算出した。ウェブ温度 θ_w にはスパン中央のウェブ温度実験値を準用した。

$$wQ_y = w_a \cdot s \sigma_y(\theta_w) / \sqrt{3} \quad (2.5.3)$$

図 2.5.16 より、85 分に作用せん断力 wQ と wQ_y が一致し、この頃に梁端ウェブがせん断座屈したと考えられる。一方、せん断降伏後ただちに荷重支持能力を失わなかった理由としては、30 分以降のせん断耐力の低下が非常に緩慢であること、およびせん断座屈に伴う斜張力場^{2.17)}が形成されせん断耐力が増加したためと考えられる。

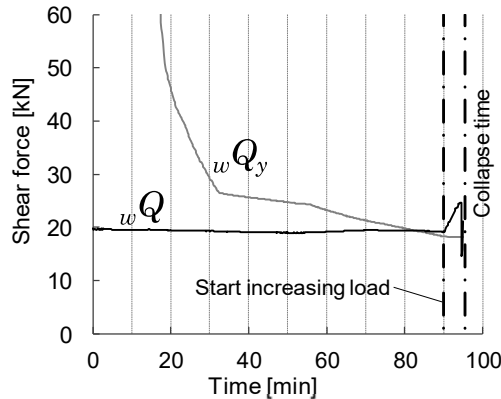


図 2.5.16 梁端ウェブのせん断耐力(CB-RC)

(6)梁端の下フランジとウェブの局部座屈による負曲げ耐力低下についての考察

下フランジとウェブの局部座屈が連成される場合に、梁端の無被覆小梁の負曲げ耐力が全塑性モーメントよりも大きく低下することが安田ら^{2.7)}により指摘されている。本実験に使用した小梁の下フランジは FA ランクに分類される幅厚比であり、下フランジの局部座屈後の急激な耐力低下がなかったため、SB と CB-CS では図 2.5.1 と図 2.5.4 に示すように、無被覆小梁の負曲げ耐力が全塑性モーメントによる計算値 $B M_u$ を大きく下回ることがなかったと考えられる。一方、CB-RC では、ウェブがせん断降伏耐力に達した 85 分以降に被覆境界近傍に変形が集中し、下フランジとウェブに大きな局部座屈が生じたと考えられ、せん断降伏以降の無被覆合成梁の負曲げ耐力は、図 2.5.9 に示す $B M_u$ より低下していた可能性がある。しかしながら、崩壊時の $J M$ はウェブ接合部の負曲げ耐力 $J R M_u$ とよく一致しており、無被覆合成梁の負曲げ耐力よりもウェブ接合部での負曲げ耐力に早期に達したことから、本実験では局部座屈による負曲げ耐力の低下が梁の崩壊時間に影響を及ぼさなかったと考えられる。ただし、梁が早期にせん断降伏耐力に到達する場合や下フランジの幅厚比が大きい場合には、無被覆小梁の負曲げ耐力の評価において局部座屈の影響を考慮する必要があると考えられる。この影響については今後の検討課題とする。

2.5.4 耐力評価のまとめ

2.5 節で検討した火災時耐力評価結果のまとめを表 2.5.1 に示す。崩壊時の無被覆小梁の下フランジ温度は、純鉄骨梁の SB では 863℃、デッキ合成スラブ仕様の合成梁 CB-CS では 926℃、RC スラブ仕様の合成梁 CB-RC においては 990℃であった。崩壊時における全曲げ耐力の計算値に対する作用全曲げモーメントの比は 1.01～1.34 であり、2.4 節に示した火災時曲げ耐力評価モデルにより、無被覆小梁温度が 800℃以上の高温域において、安全側かつ概ね精度よく崩壊時間を予測できた。実験での崩壊時間はいずれの試験体も単純支持の場合に想定される崩壊時間の 2 倍以上であり、ウェブ接合部の回転抵抗が梁の耐火性能を大きく向上させる結果となった。特にスラブ筋が梁端の回転抵抗に寄与した CB-RC では約 3 倍以上であり、スラブ筋によるウェブ接合部の負曲げ耐力が無被覆合成梁の耐火性能を大きく向上させた。

全曲げ耐力に対する負曲げ耐力の比(負曲げ耐力比)は、いずれの試験体も、常温時には 1 割程度であったが、崩壊時には 0.27～0.47 であり、ウェブ接合部の回転抵抗が梁の火災時全曲げ耐力に及ぼす影響は、火災時においてより大きくなる傾向を示した。これは、無被覆小梁の正曲げ耐力低下が著しかったのに対し、ウェブ接合部の負曲げ耐力低下は緩やかであったためである。以上より、実架構における小梁の火災時曲げ崩壊挙動を検討する上で、ウェブ接合部の回転抵抗を考慮することがより精確かつ合理的である。

本実験に使用した鉄骨断面では、常温時に不完全合成梁として設計された場合であっても、標準加熱を受ける無被覆小梁の温度が 600℃以上となる高温域において、合成率が 1.0 を超え、完全合成梁としての正曲げ耐力が発揮された。

冷却過程における小梁の収縮に伴う熱応力によりウェブ接合部が破断する危険性が指摘されているが、後述の 3 章の実験では、ISO 限界たわみ到達以降の冷却過程においても、ウェブ接合部が破断することはなかった。このことから、ISO 限界たわみに到達しないよう耐火設計しておけば、火災が終了するまでの間、ウェブ接合部が破断せず小梁が荷重支持能力を保持できる可能性がある。ISO 限界たわみは、単純支持梁が全長にわたり降伏モーメントに達した場合のたわみ理論値である。一般に、降伏モーメントは全塑性モーメントと一定の関係性を有する。梁端が回転拘束される場合には複曲率となるため、単純には比較できないが、全曲げ耐力に対する作用全曲げモーメントの比が、ISO 限界たわみに到達しないよう耐火設計する際の一つの指標になる可能性がある。表 2.5.1 より ISO 限界たわみ到達時の全曲げ耐力に対する作用全曲げモーメントの比は、0.73～0.92 であった。純鉄骨断面における降伏モーメントは全塑性モーメントの 2/3 なることを考慮すると、全曲げ耐力に対する作用全曲げモーメントの比を 2/3 程度に留めておくと安全側に設計できる可能性がある。ただし、本実験は 3 試験体の結果に限られるため、この点については、さらなる実験データや解析による検討が必要となる。

表 2.5.1 耐力評価結果のまとめ

試験体		SB	CB-CS	CB-RC	
限界たわみ到達時間(分)		36	42	65	
単純支持の場合に想定される崩壊時間(分)		18	23	32	
実験時の崩壊時間(分)		41	52	90 以上	
崩壊温度(°C)	スパン中央	スラブ平均	—	95	234
		頭付きスタッド根本	—	689	861
		上フランジ	826	870	949
		ウェブ	873	921	983
		下フランジ	864	926	990
	ウェブ接合部	スラブ筋	—	—(破断)	上端筋 119 下端筋 298
		上段ボルト	512	565	690
		下段ボルト	494	542	745
	全曲げ耐力に対する作用 全曲げモーメントの比	限界たわみ到達時	0.92	0.86	0.73
崩壊時		1.08	1.01	1.34	
全曲げ耐力に対する 負曲げ耐力の比	常温時	0.11	0.09	0.12	
	60分時	—	—	0.43	
	崩壊時	0.47	0.27	0.30	
合成率	常温設計時	0	0.66	1.00	
	崩壊時	0	1.14	1.15	

2.6 本章のまとめ

連続床形式で梁端ウェブ接合部のみ被覆された合成梁の荷重加熱実験を実施し、ウェブ接合部の負曲げ耐力を含む合成梁の火災時曲げ耐力を検討した。実験では、梁上のスラブ仕様(スラブなしの純鉄骨梁、溶接金網が一段配筋されたデッキ合成スラブ、異形棒鋼が二段配筋された RC スラブの 3 仕様)を実験変数とし、スラブの仕様がウェブ接合部の負曲げ耐力に及ぼす影響を考察した。得られた研究成果を以下に示す。

- (1) 長期許容曲げモーメントの 4 割を作用させた荷重加熱実験での崩壊時間は、純鉄骨梁は 41 分、デッキ合成スラブによる合成梁は 52 分、RC スラブによる合成梁は 90 分以上であった。この時間は単純支持の場合に想定される崩壊時間の 2 倍以上であった。
- (2) 梁端ウェブ接合部は、梁が曲げ崩壊機構に至るまで、ボルトおよび添板が破断することなく、高温時において十分に回転できる能力を示した。
- (3) 本実験のウェブ接合部仕様では、梁端接合部のみに 1 時間相当の耐火被覆を施した純鉄骨梁の崩壊時間は、固定端の無耐火被覆純鉄骨梁の場合に想定される崩壊時間と同等であった。
- (4) 本実験の鉄骨断面では、常温時に不完全合成梁として設計された場合であっても、無耐火被覆の鉄骨梁が 600°C を超える高温域において、完全合成梁断面としての全塑性モーメントにより火災時正曲げ耐力を精度よく評価できることを示した。
- (5) デッキ合成スラブによる合成梁では、梁端部の溶接金網が加熱初期の熱たわみに起因する付加曲げモーメントにより早期に破断したため、スラブ筋がウェブ接合部の火災時負曲げ耐力に寄与しなかった。ただし、純鉄骨梁と同様に、ボルト部分によるウェブ接合部の火災時負曲げ耐力は発揮された。
- (6) RC スラブ仕様では、崩壊時まで異形棒鋼が破断することなく、スラブ筋がウェブ接合部の負曲げ耐力に寄与した。式(2.4.30)によるスラブ筋を考慮したウェブ接合部の負曲げ耐力を含む合成梁の崩壊時の曲げ耐力計算値は、実験での作用曲げモーメントと概ね一致した。
- (7) 全曲げ耐力に対する負曲げ耐力の比は、いずれの試験体も常温時には 1 割程度であったが、崩壊時には 0.27~0.47 となり、ウェブ接合部の回転抵抗が梁の全曲げ耐力に及ぼす影響は、火災時においてより大きくなる傾向を示した。
- (8) 本実験の鉄骨断面では、梁端接合部に 1 時間相当の被覆を施せば、小梁が無被覆であっても 1 時間加熱時の接合部温度は 600°C 程度に留まることを実験で確認した。

第 2 章の参考文献

- 2.1) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，2012.3
- 2.2) 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, 2008
- 2.3) 中川弘文，鈴木弘之：鋼梁の崩壊温度に関する実験，日本建築学会構造系論文集，Vol.44B，pp.531-539，1998.3
- 2.4) 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
- 2.5) 古平章夫，藤中英夫，大橋宏和，西村俊彦：H 形鋼のウェブ部分にコンクリートを充填した合成梁の耐火性能，日本建築学会構造系論文集，第 563 号，pp.193-198，2003.1
- 2.6) 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
- 2.7) 安田聡，道越真太郎，田川泰久：火災時における端部の回転を拘束した合成梁の終局耐力に関する研究，日本建築学会構造系論文集 第 74 巻 第 643 号，pp.1691-1698，2009.9
- 2.8) 日本建築学会：鋼構造耐火設計指針，2017.6
- 2.9) 尾崎文宣，平島岳夫：高力ボルトを用いた柱梁せん断接合部の耐火性能，日本建築学会大会学術講演梗概集，A-2，pp.139-140，2007.7
- 2.10) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，2010.11
- 2.11) 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
- 2.12) 日本建築学会：高力ボルト接合設計施工ガイドブック，2016.5
- 2.13) 日本建築学会：構造材料の耐火性ガイドブック，2017.2
- 2.14) 西垣太郎，杉田和直，森本恭行：合成梁と鉄骨梁の載荷加熱実験，日本建築学会技術報告集，第 7 号，pp67-70，1999.2
- 2.15) 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
- 2.16) Eurocode 4 Design of composite steel and concrete structures, Part 1-2: General rules, Structural fire design, EN 1994-1-2, European Committee for Standardization, 2005
- 2.17) 日本建築学会：鋼構造座屈設計指針，2018.2

第3章 火災加熱時と放冷過程における 完全合成梁と梁端ウェブ接合部の挙動

3.1	はじめに.....	97
3.2	荷重加熱実験の概要	99
3.2.1	実験条件および日の字形試験体の詳細.....	99
3.2.2	荷重方法および常温時曲げ剛性.....	106
3.2.3	試験体被覆方法および加熱方法.....	108
3.2.4	使用材料およびその高温強度	111
3.3	実験結果および考察	114
3.3.1	荷重加熱実験結果の概要	114
3.3.2	無耐火被覆合成梁と接合部の断面内温度	114
3.3.3	加熱放冷後のスパン中央および梁端部の損傷状況	118
3.3.4	冷却時の引張力に対する接合部耐力の考察	126
3.3.5	たわみ挙動および軸方向変形	128
3.3.6	曲げ耐力およびせん断耐力の考察.....	139
3.4	本章のまとめ	143
	第3章の参考文献.....	144

3.1 はじめに

前章では梁端ウェブ接合された合成梁の火災時曲げ耐力の評価方法を提案したが、その載荷加熱実験は当該梁の材軸方向の伸縮を拘束しない条件下で実施された。一方、小梁のみを無耐火被覆とした鋼構造で火災が発生すると、先に温度上昇する小梁の熱膨張が比較的低温に保たれる耐火被覆された周辺部材から拘束力を受け、その小梁が曲げ崩壊機構に至る前に、座屈または接合部破断により荷重支持能力を損失する可能性がある。上フランジの面外変位が拘束される合成梁の場合は座屈の危険性は低減するが、実火災時により近い挙動を把握するには、当該梁の熱膨張変形をも考慮した境界条件下での載荷加熱実験による検討が必要である。

大梁同士をつなぐ梁継手と異なり、ボルト投入量が比較的小さい小梁端部ウェブでの高力ボルト摩擦接合部(以下、ウェブ接合部)では、小梁の熱膨張変形が周辺架構で拘束されることで生じる軸力変動と変形集中により、高力ボルトが脆性的にせん断破断する危険性が指摘されている^{3.1)}。耐火構造の梁には火災盛期のみならず火災減衰期においても荷重を支持し続けることが求められる。梁端ウェブ接合部の破断は、火災盛期の昇温時よりも、むしろ火災減衰期の冷却過程で生じやすいことが指摘されている。Cardington で実施された鋼構造建物の実大火災実験では、梁端ウェブ接合部のボルトのせん断破断が確認され、この破断は冷却過程における小梁の収縮に起因する引張力によって引き起こされたと考察されている^{3.2)}。冷却過程において梁端ウェブ接合部が破断した例は部分架構の実験^{3.3)}でも確認されている。

一方、Ding らは、梁端ウェブ接合部を含む部分架構の載荷加熱実験より、加熱終了時において梁が曲げ耐力に達していない場合には、冷却過程においても梁端ウェブ接合部が破断しなかったことから、火災時に曲げ崩壊しないように設計することで冷却過程での接合部破断を防止できる可能性があると考察した^{3.4)}。さらに、鉄骨梁が RC スラブとの合成梁として設計される場合には、冷却過程における梁端ウェブ接合の破断防止にスラブ内の鉄筋が寄与する可能性がある。Wellman らは、二方向スラブのメンブレン挙動に着目した梁端ウェブ接合を有する合成床システムの載荷加熱実験を実施し、ISO 限界たわみの約 1.5 倍のたわみに到達したあとの放冷過程においても、接合部は破断せず、ボルトと添板の大きな変形もみられないことを報告した^{3.5)}。Fisher らの解析的研究においても、合成梁が 1 スパンの場合には冷却時に接合部が破断したが、梁端で鉄筋が連続配置される 3 スパンの場合には冷却過程においても接合部が破断しない解析例が示された^{3.6)}。以上より、スラブ内鉄筋が梁端で連続配置された合成梁が火災昇温時に曲げ耐力に達さないように設計されていれば、ISO 限界たわみを超えるたわみが生じた場合でも、冷却過程において梁端ウェブ接合部が破断しない可能性が示された。しかしながら、一方向スラブを支える合成梁を対象とし、かつ実架構と同様に材軸方向変形が拘束される境界条件下で、冷却過程をも含めた火災時挙動を実験で確認した研究はない。

そこで本章では、梁端ウェブ接合部を有する完全合成梁を中央に配した日の字形試験体による荷重加熱実験を実施し、材軸方向拘束を受ける当該梁の ISO 限界たわみに到達するまでの火災時変形挙動と、その後の放冷過程における梁端ウェブ接合部の破断挙動または応力伝達能力を明らかにする。

3.2 載荷加熱実験の概要

3.2.1 実験条件および日の字形試験体の詳細

(1)実験条件

本実験における実験変数を表 3.2.1 に示す。図 3.2.1 に示すように小梁には、2 章の実験において崩壊時までスラブ筋が梁端の回転拘束に寄与した等厚 RC スラブによる完全合成梁を用いる。0UP は、図 3.2.2 に示す単純支持の合成梁(以下、単純梁)であり、無耐火被覆完全合成梁の基本的な火災時変形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。3P および 6UP は、図 3.2.3 に示すように、小梁に平行する大梁(以下、平行大梁)および直交する大梁(以下、直交大梁)で構成された大梁フレームと小梁から成る日の字形試験体である。小梁は梁端ウェブ部分で直交大梁のガセットプレートに高力ボルト摩擦接合(以下、ウェブ接合)されており、大梁フレームにより軸方向変形と梁端の回転が拘束される。3P および 6UP(以下、ウェブ接合梁と総称する)は、軸変形と梁端回転が拘束された無耐火被覆完全合成梁の火災加熱時および冷却過程における挙動を把握するための試験体である。3P と 6UP の違いは、ウェブ接合部の高力ボルト(以下、ボルト)の本数および耐火被覆の有無である。計画当初は、両者ともウェブ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、先に実施した 3P において接合部での損傷が小さかったため、6UP では接合部の耐火被覆も省くこととした。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、ウェブ接合部の耐火被覆に関する実験変数を途中で変更した。

表 3.2.1 実験変数

試験体	梁端境界条件	ボルト本数	耐火被覆		
			小梁	ウェブ接合部	大梁
0UP	単純支持	—	なし	—	—
3P	大梁と	3本×1列		あり	あり
6UP	ウェブ接合	3本×2列		なし	

2 章の等厚 RC スラブを用いた完全合成梁の実験では、長期許容曲げモーメントの 4 割を作用させた場合に、90 分以上の火災時耐力を有した。本実験では、それよりも若干荷重レベルの高い、長期許容曲げモーメントの 5 割を実験荷重に採用した。この値は設計基準強度による降伏モーメント(以下、降伏モーメント)の 1/3 に相当する荷重である。単純梁ではスパン中央に生じる正曲げモーメントが降伏モーメントの 1/3 となるように荷重を与え(図 3.2.2 参照)、ウェブ接合梁でも同じ荷重を与えた。ウェブ接合梁の曲げモーメント分布は図 3.2.3 参照。全試験体とも、ISO834 標準加熱温度曲線に従い加熱を行った。単純梁では、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、荷重支持能力が失われるまで加熱を継続した。ウェブ接合梁では、ISO 限界たわみに至った時点で

加熱を終了し、荷重を保持したまま放冷過程における挙動を確認した。

図 3.2.1 に示すように、合成梁の鉄骨梁には 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 1.2mm)を捨て型枠として使用した RC スラブ(厚さ 120mm, $F_c=24\text{N/mm}^2$)を用いた。2 章の RC スラブ仕様の合成梁(CB-RC)では、ウェブ接合部において曲げ崩壊させて負曲げ耐力を把握する目的で、D6 の異形棒鋼を用いることにより梁端のスラブ筋耐力を小さくした。一方、建築用として一般に用いられる異形棒鋼は D10 以上であるため、本章の実験では D10 の異形棒鋼 SD295A を 150mm ピッチで配筋した。スラブと鉄骨梁は頭付きスタッド(JIS B 1198, $\Phi 16$)により緊結した。完全合成梁とするために支点からスパン中央までに配置すべき頭付きスタッド本数 n_f は、各種合成構造設計指針^{3.7)}に基づき式(3.2.1)より求め、その結果、15 本となった。これよりスパン全長での所要本数は 30 本となる。本試験体での頭付きスタッド配置本数は、この値を上回るよう、スラブ筋の配筋に合わせて 150mm 間隔で計 36 本とした。合成梁の仕様は全試験体で共通である。

$$n_f = \frac{\min({}_sP_y, {}_cP_u)}{q} \quad (3.2.1)$$

$${}_sP_y = F \cdot {}_s a \quad : \text{鉄骨小梁の軸方向耐力}(1,099\text{kN})$$

$${}_cP_u = 0.85F_c \cdot t_c \cdot b_e \quad : \text{スラブの軸方向耐力}(2,152\text{kN})$$

$$b_e = 2 \left(0.5 - 0.3 \frac{W - B}{l} \right) (W - B) + B \quad : \text{スラブの有効幅}(879\text{mm})$$

$$q = 0.5 {}_{sc} a \sqrt{F_c \cdot E_c} \quad : \text{頭付きスタッド 1 本あたりのせん断耐力}(74\text{kN})$$

ここで、

$$F \quad : \text{SN400B 鋼材の基準強度}(235\text{N/mm}^2)$$

$${}_s a \quad : \text{鉄骨小梁の総断面積}(4,678\text{mm}^2)$$

$$F_c \quad : \text{コンクリートの設計基準強度}(24\text{N/mm}^2)$$

$$t_c \quad : \text{スラブ厚さ}(120\text{mm})$$

$$W \quad : \text{スラブ幅}(950\text{mm})$$

$$B \quad : \text{鉄骨小梁の幅}(150\text{mm})$$

$${}_{sc} a \quad : \text{頭付きスタッドの軸部断面積}(201\text{mm}^2)$$

$$E_c \quad : \text{コンクリートの常温ヤング率}(22,318\text{N/mm}^2)$$

コンクリート打設前にフラットデッキプレート端部に 300mm 間隔でビスを打ち込み、加熱中にデッキがコンクリートから剥離して垂れ下がらないよう固定した。

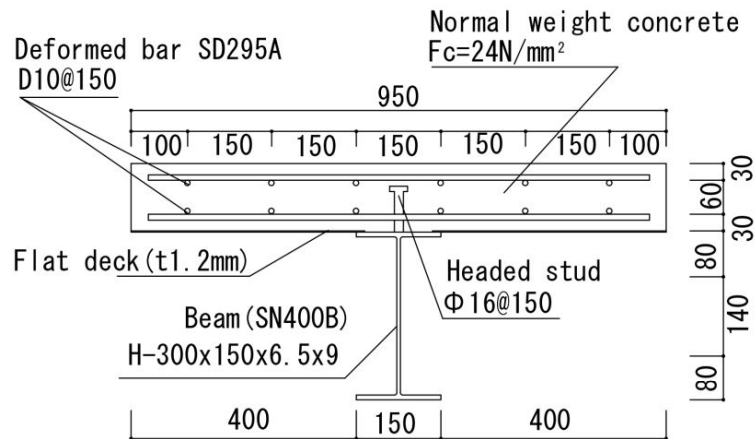


図 3.2.1 合成梁の断面(寸法単位 : mm)

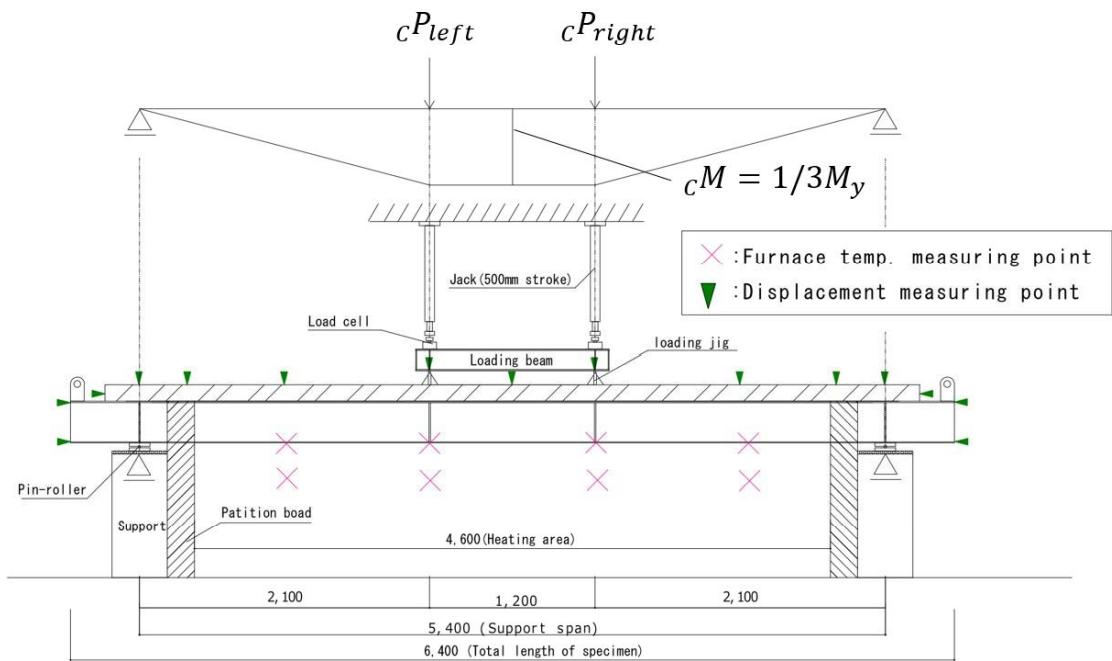
(2) 日の字形試験体の詳細

図 3.2.3 に日の字形試験体を示す。本実験は日本建築総合試験所(床・はり炉)にて実施された。日の字形試験体の寸法は、その加熱炉の形状に合わせて決定した。平行大梁と直交大梁には H-350×175×7×11 の SS400 材を用い、図 3.2.4 に示すようにそれらの端部を剛接合とするため、ガセットプレートを用いて上下フランジ同士を高力ボルト摩擦接合した。試験体の転倒を防止するため、図 3.2.3(c) および図 3.2.4(a), (c) に示すように、大梁フレームの角部 4 点にて、炉のフレームに溶接した H 鋼と大梁フレームとを鋼板プレートを介してボルト固定した。ただし、図 3.2.4(a) に示すように鋼板プレートのボルト孔を長手方向に広く空け、材軸方向に変形できるようにした。

3P および 6UP のウェブ接合部付近の詳細を図 3.2.5 に示す。ウェブ接合部は、直交大梁に溶接されたスチフナプレートと小梁端部のウェブ面に、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。3P のウェブ接合部仕様は、2 章の実験と同様であり、高力ボルト配置本数は 1 列×3 本とした。6UP では 2 列×3 本の高力ボルト配置とした。RC スラブの端部は、直交大梁の上フランジ上面に溶接した頭付きスタッド(JIS B 1198, Φ16@150)にて接合した。

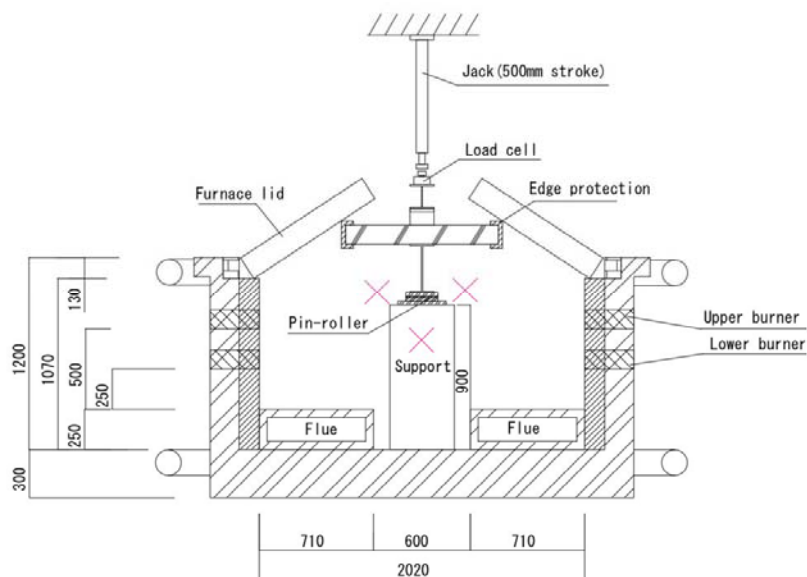
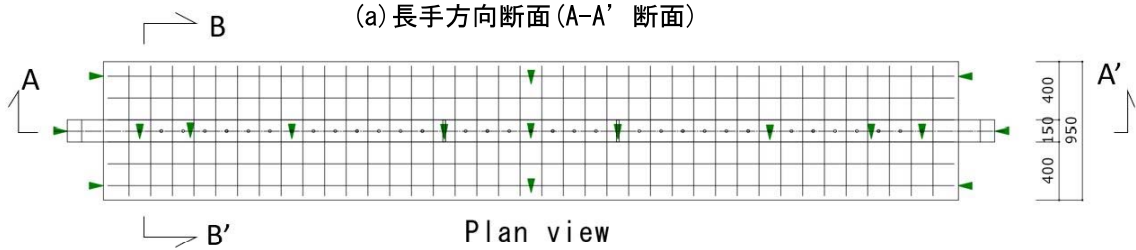
(3) 変位測定位置

図 3.2.2 および図 3.2.3 の (a), (b) に示す位置に変位計を設置し、合成梁の鉛直方向変位と、梁端部の水平方向変位を測定した。小梁上の鉛直方向変位は、小梁に溶接した測定治具に巻取り式紐変位計を設置し、それ以外の箇所鉛直方向変位は、床スラブ上に鉛直変位に追従する槍状治具を立て、それに巻取り式紐変位計を設置して測定した。梁端部の水平方向変位は、図 3.2.6 に示す試験体端部で棒変位計を試験体に接触させ測定した。後述の中央たわみは、スパン中央の鉛直変位から支点の鉛直変位の平均値を差し引いた値とした。



longitudinal section

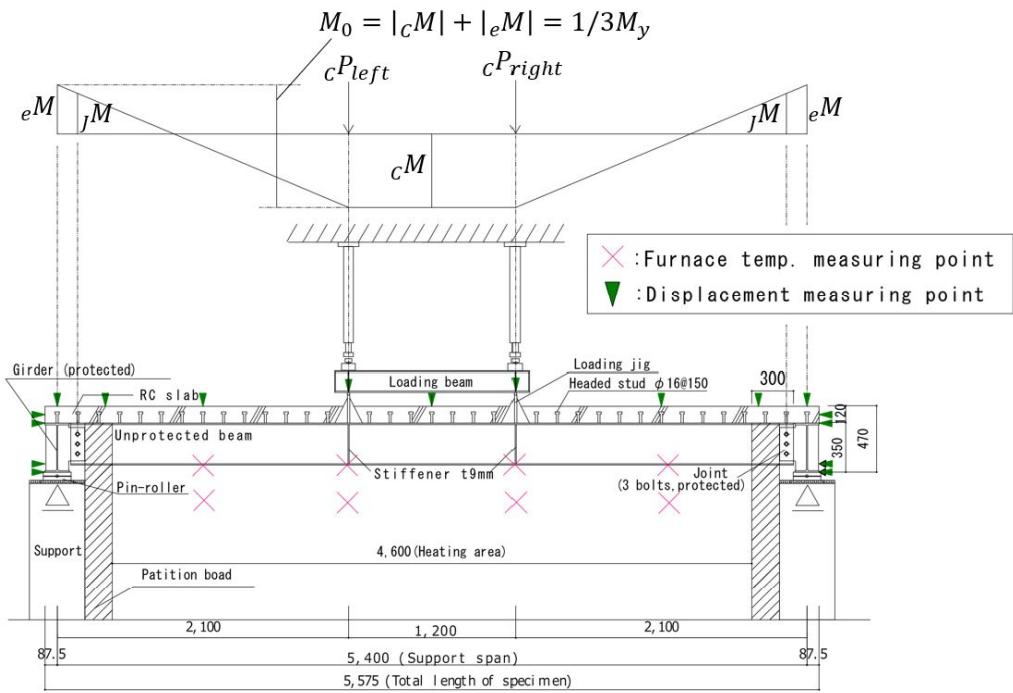
(a) 長手方向断面(A-A' 断面)



Transverse section

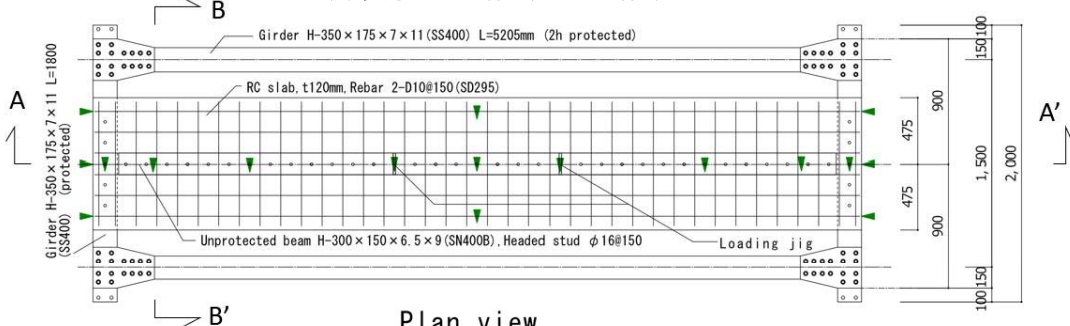
(c) 短手方向断面(B-B' 断面)

図 3.2.2 単純支持試験体の形状および載荷装置 (寸法単位 : mm)



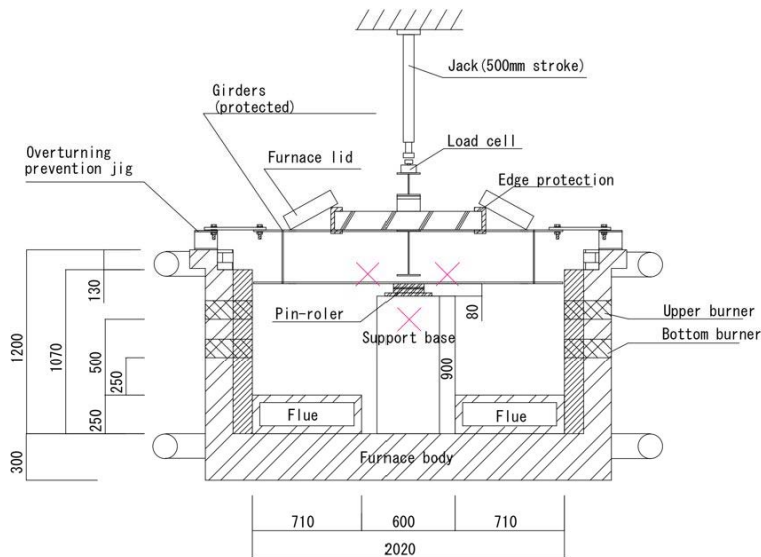
Longitudinal section

(a) 長手方向断面 (A-A' 断面)



Plan view

(b) 平面図



Transverse section

(c) 短手方向断面 (B-B' 断面)

図 3.2.3 日の字形試験体の形状および荷装置 (寸法単位 : mm)

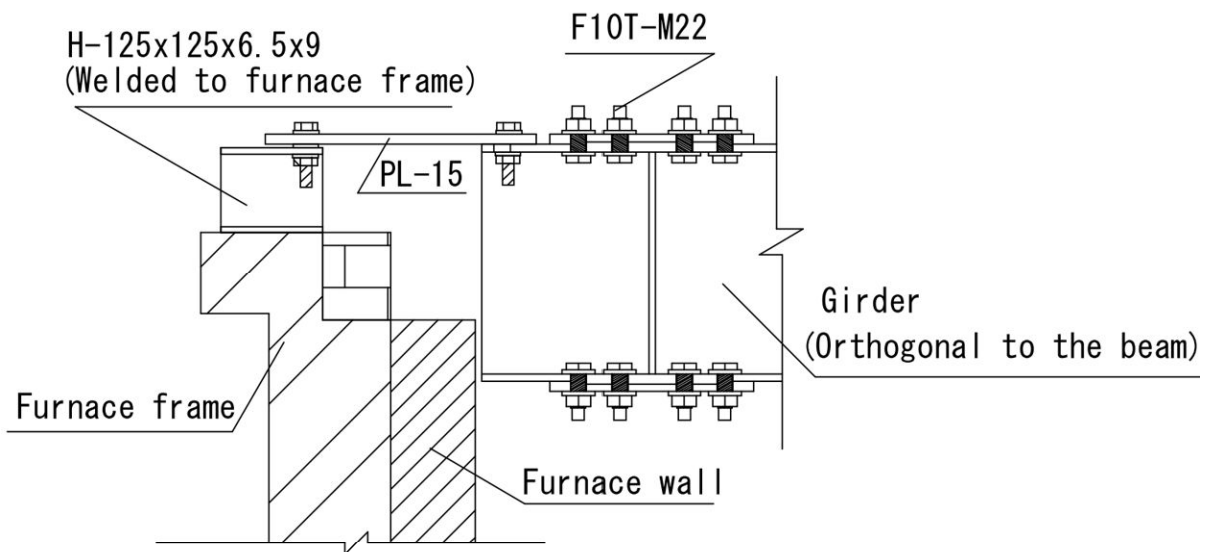
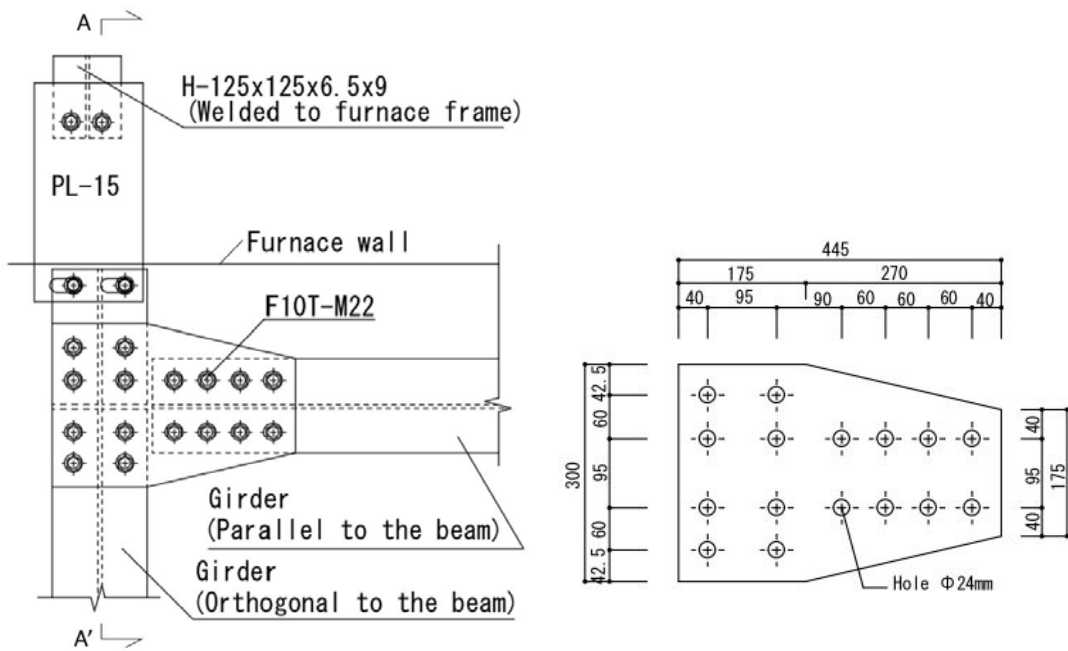
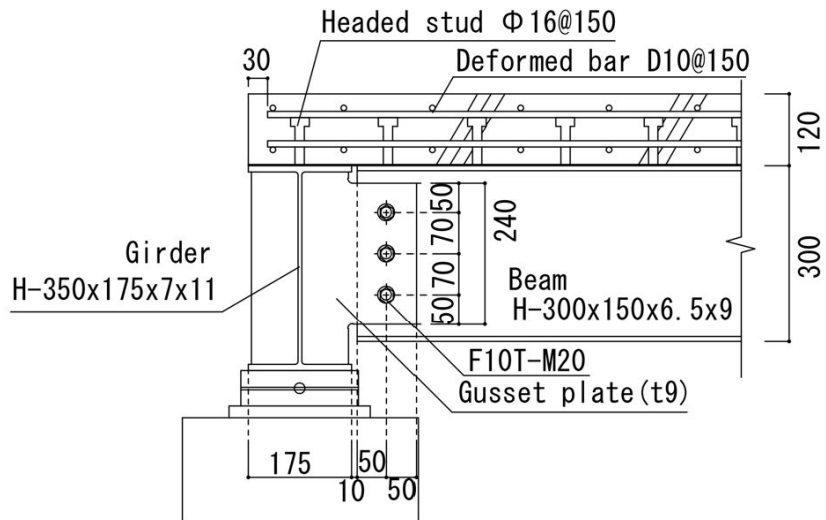
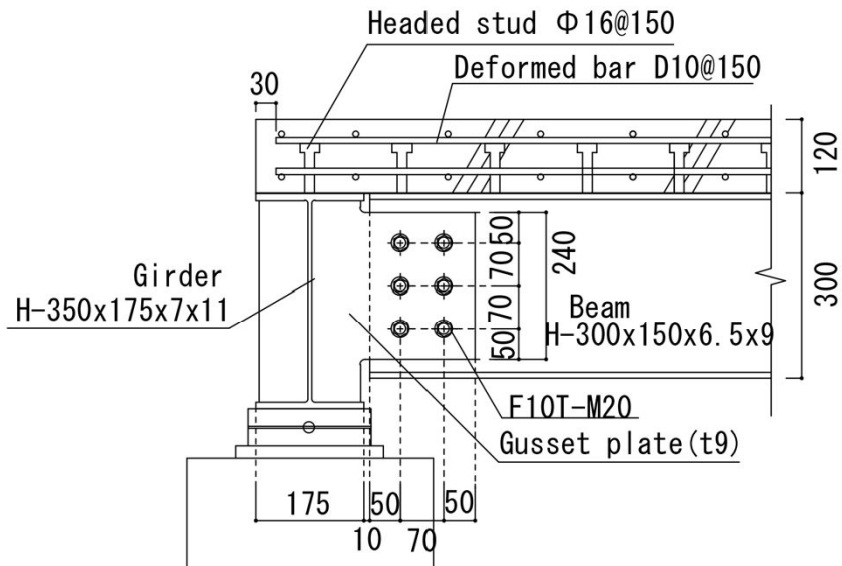


図 3.2.4 直交大梁と平行大梁の接合部(寸法単位 : mm)

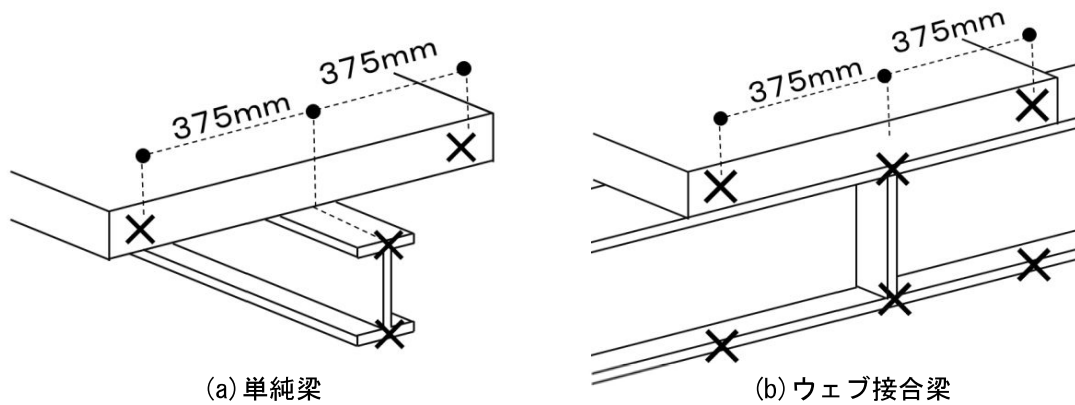


(a) 3P



(b) 6UP

図 3.2.5 ウェブ接合部付近の詳細(寸法単位 : mm)



(a) 単純梁

(b) ウェブ接合梁

図 3.2.6 水平方向変位の測定位置

3.2.2 荷重方法および常温時曲げ剛性

(1)荷重方法

試験体は、図 3.2.2(a) および図 3.2.3(a) に示すように、支持スパンが 5400mm となるよう支持台上のピンローラー治具上に設置した。ウェブ接合梁では直交大梁部で試験体を支持した。試験体への荷重は、スパン中央から両側 600mm の位置で小梁に溶接した荷重治具を介して、ジャッキと荷重梁を用いて 2 点荷重による一定荷重とした。ピン治具には、はりの中央たわみ 370mm 相当のたわみ角まで回転可能な球座を用いた。

1 点あたりの荷重荷重 P は、作用曲げモーメント(単純支持梁では cM ，ウェブ接合梁では M_0) が合成梁の降伏モーメントとなる荷重 P_y の 1/3 を採用した。合成梁の降伏モーメントは、図 3.2.7 および表 3.2.2 に示す試験体緒元を用いて、各種合成構造設計指針^{3.7)}に基づき求める。

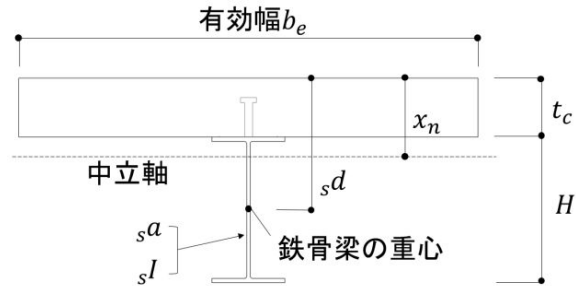


図 3.2.7 降伏モーメント算定のための合成梁寸法

表 3.2.2 試験体緒元

F	: 小梁鋼材 SN400B の基準強度(235N/mm ²)
F_c	: コンクリートの設計基準強度(24N/mm ²)
s_a	: 鉄骨梁の総断面積(4,678mm ²)
s_l	: 鉄骨梁の断面二次モーメント(7.21×10 ⁷ mm ⁴)
H	: 鉄骨梁のせい(300mm)
s_d	: スラブ上端から鉄骨梁の重心までの距離(270mm)
b_e	: スラブの有効幅(879mm)
t_c	: スラブ厚さ(120mm)
n	: 鋼材とコンクリートのヤング係数比(15)

まず、式(3.2.2)の判定値 J より、中立軸位置を判定する。

$$J = p_t - \frac{(t_c/s_d)^2}{2n(1 - t_c/s_d)} \quad (3.2.2)$$

$$p_t = s_a/(b_e \cdot s_d) = 0.01971$$

$$\frac{(t_c/s_d)^2}{2n(1 - t_c/s_d)} = 0.01185$$

上式より $J > 0$ となるので、中立軸はスラブ外に位置する。このとき、中立軸位置 x_n は式(3.2.3)より求められる。

$$x_n = \frac{(t_c/sd)^2 + 2n \cdot p_t}{2(t_c/sd + n \cdot p_t)} = 144\text{mm} \quad (3.2.3)$$

得られた x_n を用いて、合成梁の断面二次モーメント cI_n は式(3.2.4)より求められる。

$$cI_n = \frac{b_e \cdot t_c}{n} \left\{ \frac{t_c^2}{12} + \left(x_n - \frac{t_c}{2} \right)^2 \right\} + sI + s a (s d - x_n)^2 = 2.04 \times 10^8 \text{mm}^4 \quad (3.2.4)$$

スラブ上端および鉄骨梁下端までの断面係数 cZ_c および sZ_t は、それぞれ式(3.2.5)および式(3.2.6)より求められる。

$$cZ_c = \frac{n \cdot cI_n}{x_n} = 2.13 \times 10^7 \text{mm}^3 \quad (3.2.5)$$

$$sZ_t = \frac{cI_n}{(t_c + H) - x_n} = 7.40 \times 10^5 \text{mm}^3 \quad (3.2.6)$$

以上より、合成梁の降伏モーメント M_y は式(3.2.7)より求められる。

$$M_y = \min(cM_c, sM_t) \quad (3.2.7)$$

$$cM_c = 0.85F_c \cdot cZ_c = 435\text{kNm} \quad : \text{コンクリートスラブ上端が圧壊する曲げモーメント}$$

$$sM_t = F \cdot sZ_t = 174\text{kNm} \quad : \text{鉄骨梁下端が降伏する曲げモーメント}$$

上式より、合成梁の降伏モーメント M_y は 174kNm となる。得られた M_y より、降伏時の 1 点あたりの載荷荷重 cP_y は式(3.2.8)より求められる。

$$cP_y = \frac{M_y - wL^2/8}{(L - L_l)/2} = 76.8\text{kN} \quad (3.2.8)$$

ここで、

L : 支持スパン(5,400mm)

L_l : 載荷点間距離(1,200mm)

w : 試験体自重(3.52kN/m)

以上より、本実験での 1 点あたりの載荷荷重 cP は、 cP_y の 1/3 である 25.6kN となる。常温載荷時から実験終了時までの載荷荷重制御結果を図 3.2.8 に示す。実験終了時まで、目標荷重で制御できた。

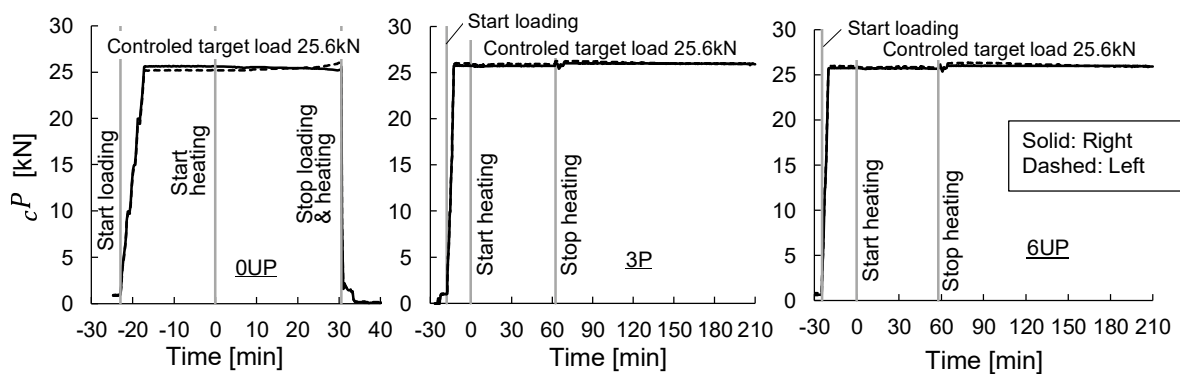


図 3.2.8 載荷荷重制御結果(左から OUP, 3P, 6UP)

(2) 常温時の曲げ剛性

常温載荷時(加熱前)の荷重-中央たわみ関係を図 3.2.9 に示す。載荷の範囲は降伏荷重の 1/3 である。図中には参考として、単純支持および固定端の場合の弾性理論による中央たわみを併せて示す。

図 3.2.9 より、ウェブ接合梁では単純梁と比べて若干傾きが大きいですが、いずれも単純支持の理論値の傾きに近かった。2章の同結果・図 2.2.8 に比べると、本実験では単純支持条件により近い挙動を示した。2章の実験では、支点のたわみ角がゼロとなるよう片持梁端部の荷重を制御されたのに対し、本実験では大梁フレームのねじれが生じたために梁端部の回転拘束が低下したためと考えられる。ボルト本数の差もあまり見られない。

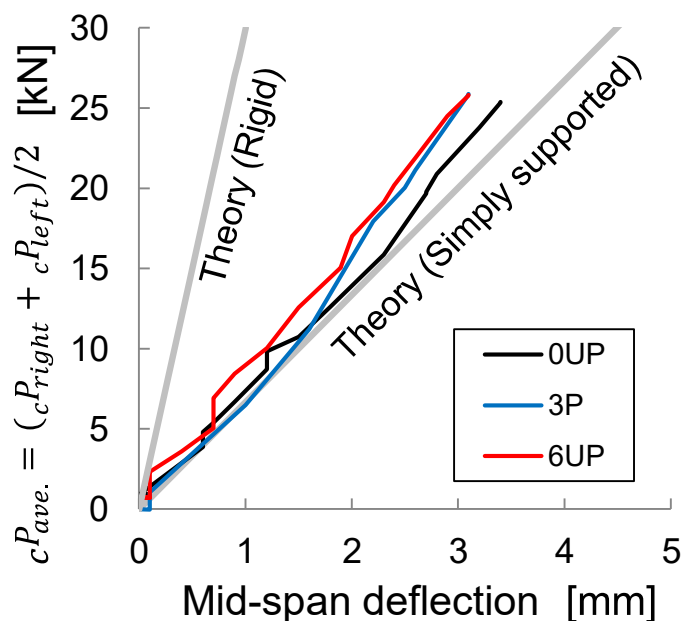


図 3.2.9 常温時の曲げ剛性

3.2.3 試験体被覆方法および加熱方法

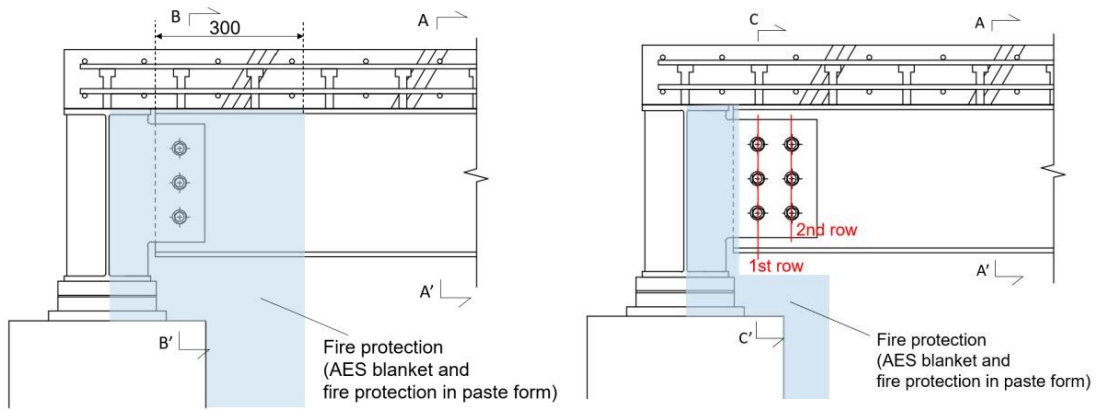
ウェブ接合梁の梁端部の被覆状況を図 3.2.10 に示す。ボルト投入量を 3 本とした 3P では、図 3.2.10(a), (d) に示すように、小梁端部から内側 300mm の位置に AES ブランケットおよびペースト状耐火材で作成した間仕切壁を設け、ウェブ接合部が加熱されないよう被覆した。直交大梁は断面の半分が炉外に出ている状況である。ボルト投入量を 6 本とした 6UP では、図 3.2.10(b), (e), (f) に示すように、ウェブ接合部を無耐火被覆として直接火炎に曝されるようにした。平行大梁の耐火被覆には AES ブランケットを使用し、図 3.2.10(c) ~ (e) に示すように、ウェブ部に厚さ 50mm を充填し、外周に厚さ 25mm を 2 枚重ねで巻き付けた。また、RC スラブの幅方向端部の側面が直接加熱されないよう、厚さ 25mm の AES ブランケットをコの字形に張り付けた。図 3.2.10(c) ~ (e) に示すように、

RC スラブー平行大梁間および平行大梁ー炉壁間から、熱が外部に漏れないよう、それらの隙間を厚さ 25mm の AES ブランケットで塞いだ。単純梁の 0UP では、図 3.2.2(c)に示すように、RC スラブと炉壁の間に炉蓋を架け渡して、炉を閉鎖した。

合成梁スパン中央断面の温度測定位置を図 3.2.11(a)に示す。鉄骨小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することで、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。頭付きスタッドへの熱電対は、熱接点をスタッド表面にかしめて固定した。スラブ筋位置での熱電対は、番線を用いてスラブ筋に熱接点を固定した。

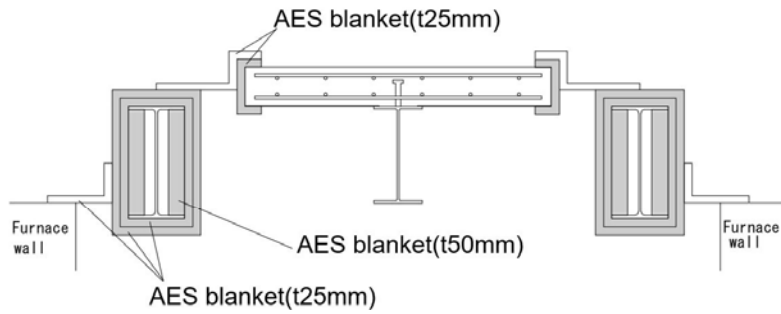
ウェブ接合部断面の温度測定値を図 3.2.11(b)に示す。ボルトの温度測定には、セラミック被覆 K 熱電対($\Phi 0.65\text{mm}$)を用い、熱接点部をボルト頭にかしめて固定した。ボルトが 2 列配置の 6UP では、図 3.2.10(b)に示す 1 列目(梁端側)と 2 列目(スパン中央側)それぞれのボルト温度を測定した。6UP のボルト温度測定用の熱電対は直接加熱されるため、図 3.2.11(c)に示すようにペースト状耐火材を用いて熱電対を保護した。

試験体への加熱は ISO834 標準加熱温度曲線に準拠した。炉内温度の測定にはシース被覆 K 熱電対($\Phi 3.0\text{mm}$)を用い、図 3.2.2 および図 3.2.3 に示す 4 断面において小梁の下部と両側面の計 12 箇所を測定を行った。炉内温度制御結果を図 3.2.12 に示す。炉内温度はいずれの試験体も ISO834 標準加熱温度曲線に概ね一致した。

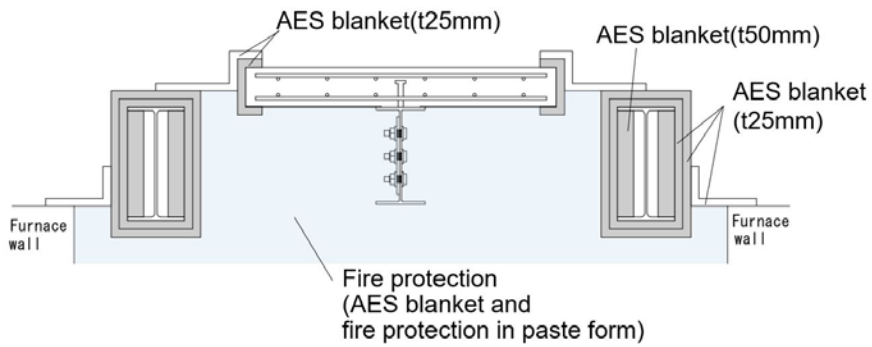


(a) 長手方向断面 (3P)

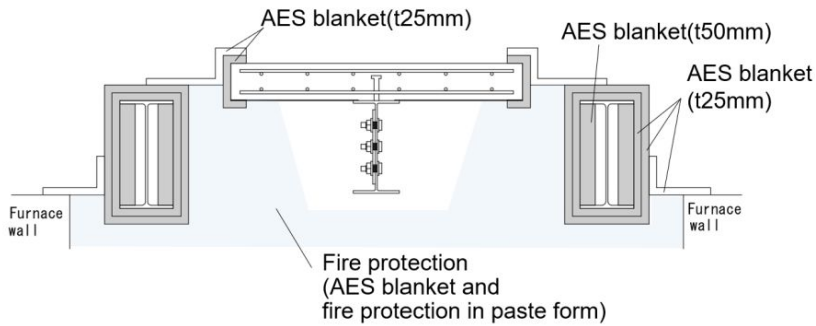
(b) 長手方向断面 (6UP)



(c) 短手方向断面 (A-A' 断面)



(d) 短手方向断面 (B-B' 断面) (3P)

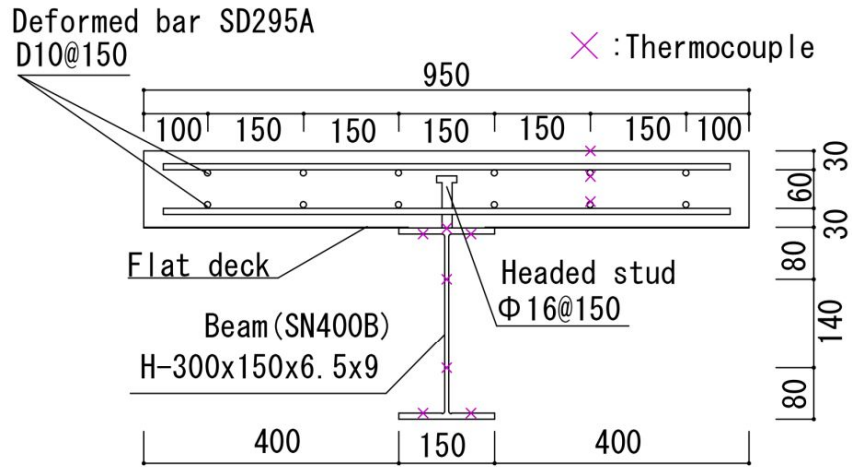


(e) 短手方向断面 (C-C' 断面) (6UP)

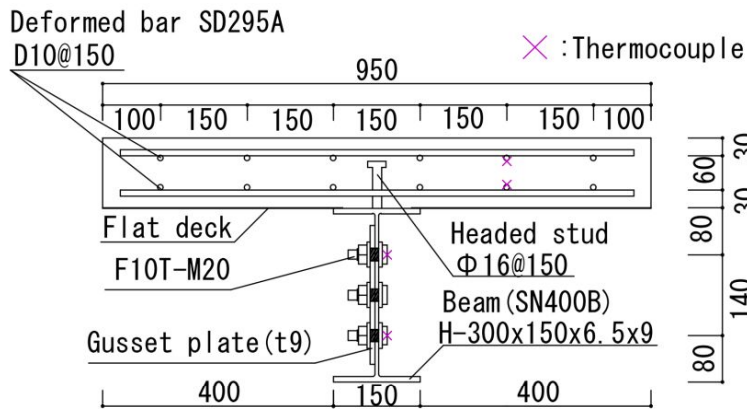


(f) ウェブ接合部付近の被覆状況 (6UP)

図 3.2.10 ウェブ接合部の被覆状況



(a) スパン中央断面



(b) ウェブ接合部断面



(c) 熱電対の被覆

図 3. 2. 11 試験体の温度測定位置 (寸法単位 : mm)

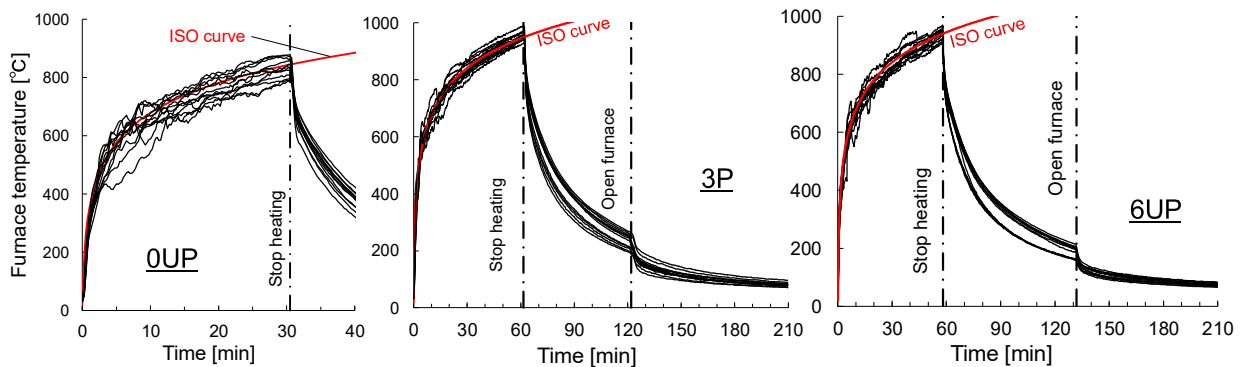


図 3. 2. 12 炉内温度制御結果 (左から OUP, 3P, 6UP)

3.2.4 使用材料およびその高温強度

小梁(SN400B)、高力ボルト(F10T)および異形棒鋼(SD295A)の高温素材引張試験の結果一覧を表 3.2.3 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、ひずみ 5%まで 0.3%/min のひずみ速度制御、ひずみ 5%以上で 2.25mm/min のク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°C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°Cまでの高温引張試験を行った。小梁と異形棒鋼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 3.2.13(a)に、高力ボルトの引張強さを図 3.2.13(b)に、鉄筋のひずみ 1%時応力を図 3.2.13(c)に示す。参考として、図 3.2.13(a), (b)には鋼構造耐火設計指針での高温強度設計値を、図 3.2.13(a)には構造材料の耐火性ガイドブック^{3.8)}(以下、ガイドブック)に示されている平均値を記載した。図 3.2.13(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°C以上における基準強度に対する残存率は、700°C : 0.21, 800°C : 0.12, 900°C : 0.10, 1000°C : 0.07 であった。本実験の荷重レベルは降伏モーメントの 1/3 であるため、単純支持による鉄骨梁の耐火試験を行うと、600~700°Cで荷重支持能力を損失すると考えられる。ガイドブックに記載されている平均値と比較すると、300°C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 3.2.13(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°Cまでは公称下限値を上回ったが、300°C以降の低下が著しかった。図 3.2.13(c)より、鉄筋のひずみ 1%時応力は、200°Cで最大となり、400°Cまでは公称降伏強度の下限値を上回り、500°C以降の低下が著しかった。

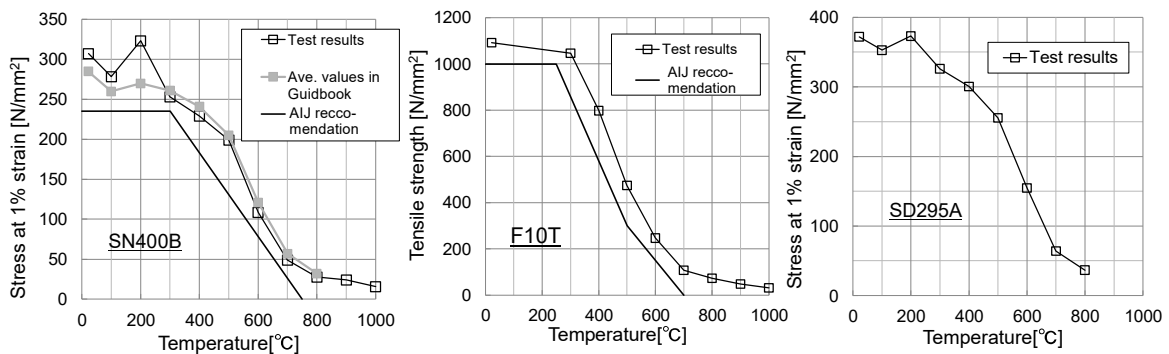
RC スラブに使用したコンクリート(呼び方:普通-27-15-20-N)の調合を表 3.2.4 に、常温時の圧縮強度を表 3.2.5 に示す。2章の試験体は2か月程度のコンクリート養生期間であったのに対し、本章の試験体では、火災時における爆裂の主要因となるコンクリート中の含水を十分に下げるために6か月以上の養生期間を確保したことから、爆裂防止のためのPP短繊維は混入しなかった。コンクリートの含水は、試験体と同一条件で養生した小型供試体から抜き取ったコンクリートコアを用いて実測し、その結果は2.89%であった。

表 3.2.3 鋼材の高温引張試験結果一覧

Temperature[°C]		[N/mm ²]										
		AT*	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000
Beam SN400B	Yield stress	307	278	323	253	229	199	109	49	28	24	16
	tensile stress	456	435	581	548	438	312	169	75	45	49	32
High strength bolt F10T-M20	Yield stress	1054	—	—	924	782	374	146	52	42	29	18
	tensile stress	1092	—	—	1047	799	475	247	108	73	49	32
Rebar SD295A-D10	Yield stress	372	353	373	326	300	256	155	64	37	—	—
	tensile stress	543	539	691	654	526	378	212	91	62	—	—

Test standard : JIS G 0567 , Test specimen : II-6 shape *AT: Ambient temperature

※yield stress shows the effective yield stress at 1% strain.



(a) 小梁の有効降伏強度

(b) 高力ボルトの引張強さ

(c) 異形棒鋼の有効降伏強度

図 3.2.13 鋼材の高温強度

表 3.2.4 コンクリートの調合

F_c [N/mm ²]	W/C[%]	Unit mass[kg/m ³]					
		W	C	S1	G1	G2	Ad
24	53	183	346	857	352	528	2.768

Cement C : Ordinary Portland cement(3.15g/cm³)

Fine aggregate S1 : Crushed sand 60%, Lime crushed sand 30%, Sea sand 10%(Surface dry 2.63g/cm³)

Coarse aggregate G1(Φ5~15mm), G2(Φ10~20mm) : Crushed stone from Najio (Surface dry 2.62g/cm³)

Admixture Ad : AE water reducing agent, Standard form, Class I

表 3.2.5 コンクリートの常温圧縮強度

Curing	Age	Compressive strength
Standard water	7 days	29.8 N/mm ²
Standard water	28 days	36.0 N/mm ²
Site sealed	28 days	39.0 N/mm ²
Site sealed	202 days	48.8 N/mm ²

Average of 3 bodies(Φ100mm×200mm)

3.3 実験結果および考察

3.3.1 載荷加熱実験結果の概要

実験結果一覧を表 3.3.1 に示す。単純梁の 0UP 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、ウェブ接合梁の 3P および 6UP の実験での ISO 限界たわみ到達時間は単純梁の倍以上となった。ウェブ接合梁では、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、単純梁より耐火性能が大きく向上する結果となった。

表 3.3.1 実験結果一覧

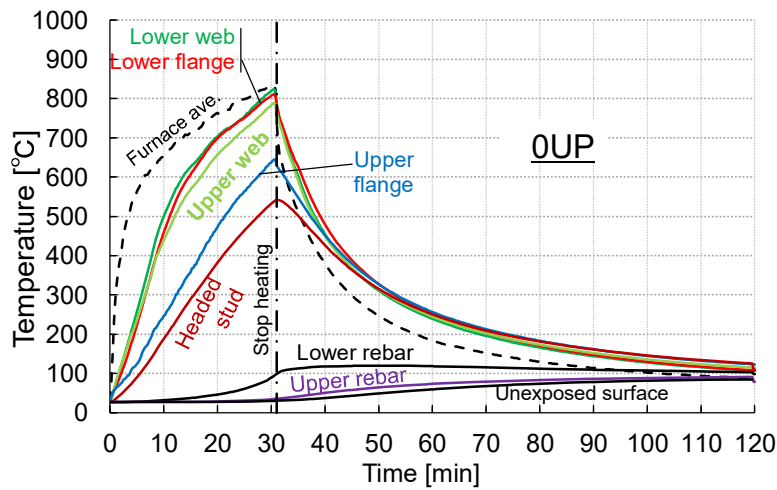
試験体	ISO 限界たわみ到達時間	加熱終了時間	崩壊モード
0UP	24 分	30.5 分	曲げ崩壊
3P	61 分	62 分	せん断崩壊
6UP	57.5 分	59 分	

3.3.2 無耐火被覆合成梁と接合部の断面内温度

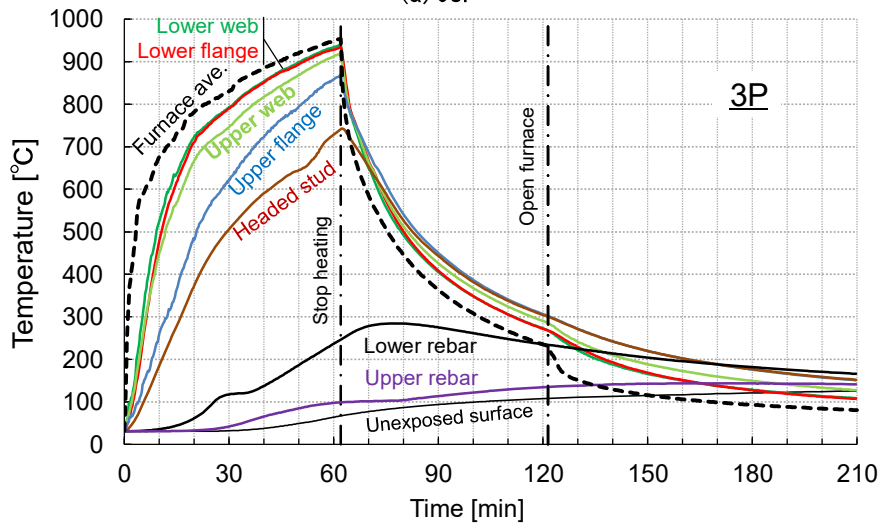
スパン中央の無耐火被覆合成梁の断面温度の測定結果を図 3.3.1(a)～(c)に示す。上フランジおよび下フランジの温度は、図 3.2.11(a)に示す左右の測定点における平均値を示す。スパン中央の断面内温度はいずれの試験体も概ね同様であった。加熱初期から無被覆鉄骨梁の下フランジとウェブ下部の温度が急上昇し、単純梁 0UP の載荷加熱終了 30.5 分時には 800°C に達した。ウェブ接合梁 3P および 6UP において、30 分以降の下フランジ温度は、炉内温度と 50°C 以下の差で推移し、約 60 分時に 900°C に達した。図 3.2.13(a)より、ウェブ接合梁の加熱終了時点で、小梁鋼材の強度は常温時の 1/10 程度まで低下していたと考えられる。加熱終了後は速やかに温度が低下した。スラブ内の下端筋温度は、約 60 分時に 240°C 程度であり、加熱終了後も緩やかに温度上昇したが、加熱～放冷時にわたり下端筋は 300°C 以下に留まっており、スラブ筋の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°C 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。

3P および 6UP のウェブ接合部断面の温度測定結果を図 3.3.2 に示す。図 3.3.2(a)より、ウェブ接合部を被覆した 3P では、加熱～放冷時を通して、高力ボルト温度は 140°C 以下、スラブ筋温度は 100°C 以下であり、ウェブ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。ボルト温度が 70°C 付近で停滞しているのは、ウェブ接合部の耐火被覆に用いたペースト状耐火材の含水の影響と考えられる。3P のボルト温度上昇が 2 章の実験よりも非

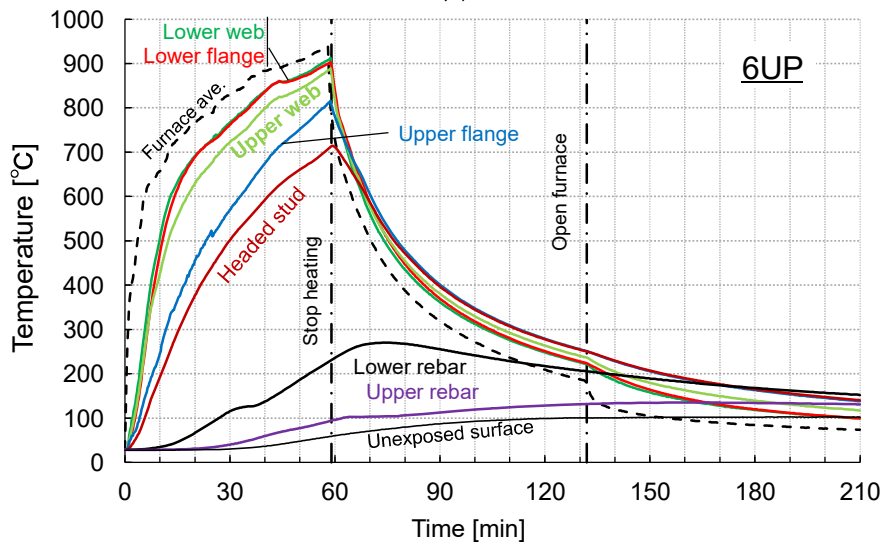
常に低く抑えられたのは、ペースト状耐火材の含水に影響に加え、耐火被覆量を増加させて小梁端部から 300mm の範囲まで被覆されていたためである。図 3.3.2(b) よりウェブ接合部を被覆していない 6UP では、高力ボルト温度は加熱終了 59 分時には、2 列目(中央側)で約 640°C、1 列目(端部側)では約 530°C に至った。図 3.2.13(b) より、6UP の加熱終了時には、高力ボルトの引張強度が常温時の 2~3 割程度まで低下していたと考えられる。30 分以降の 1 列目と 2 列目の温度差は約 100°C であった。加熱終了後、ボルト温度は速やかに低下した。一方、スラブ内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°C 以下であり、鉄筋の強度低下は小さかったと考えられる。2 章の RC スラブ仕様の合成梁 CB-RC では、梁端のみ 1 時間耐火相当の被覆を施し、1 時間時点でのボルト温度は約 600°C であった。本実験の 6UP では接合部を無耐火被覆としたにも関わらず、ボルト温度は 2 章の CB-RC と大差がなかった。これは、直交大梁の半分が炉外に出ており大梁ガセットプレート温度が小さかったこと、および、図 3.2.10(f) に示すように間仕切壁を切り欠くことで接合部を無耐火被覆としたため接合部付近が窪みとなっており、バーナーから接合部をみた形態係数が小さかったこと、接合部周辺の炉内温度が低くなっていたことが原因と考えられる。以上の点において、本章のウェブ接合梁実験での梁端付近の熱的境界条件は、実建物における条件と大きく異なっており、2 章の実験の方がより実際の状況に近い接合部温度の挙動であったと考えられる。



(a) OUP



(b) 3P



(c) 6UP

図 3.3.1 スパン中央における無耐火被覆合成梁の断面内温度測定結果

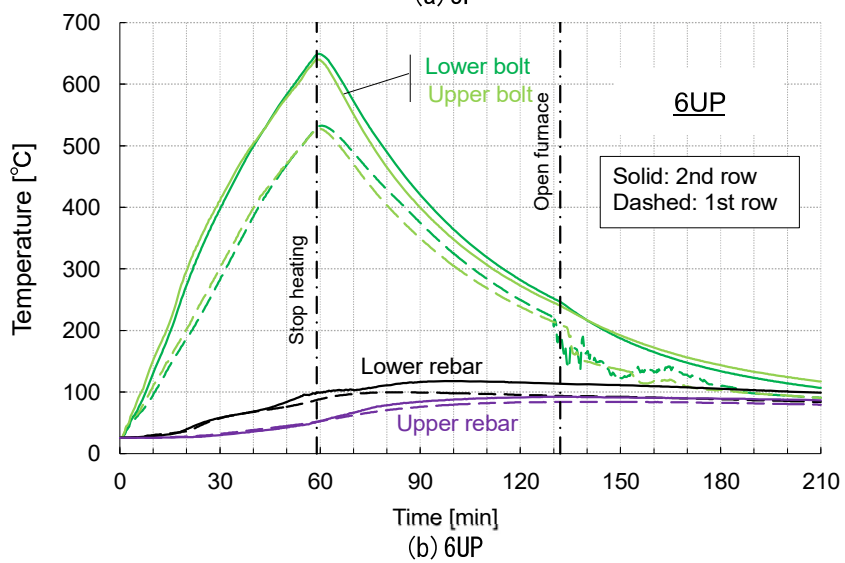
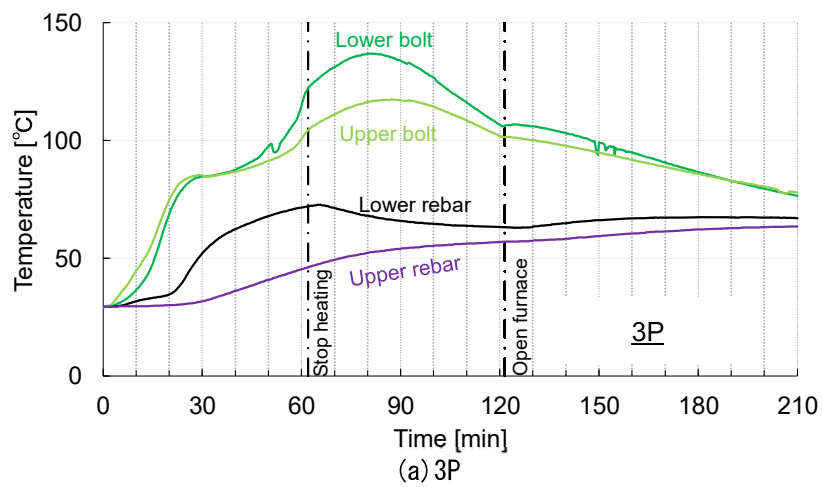


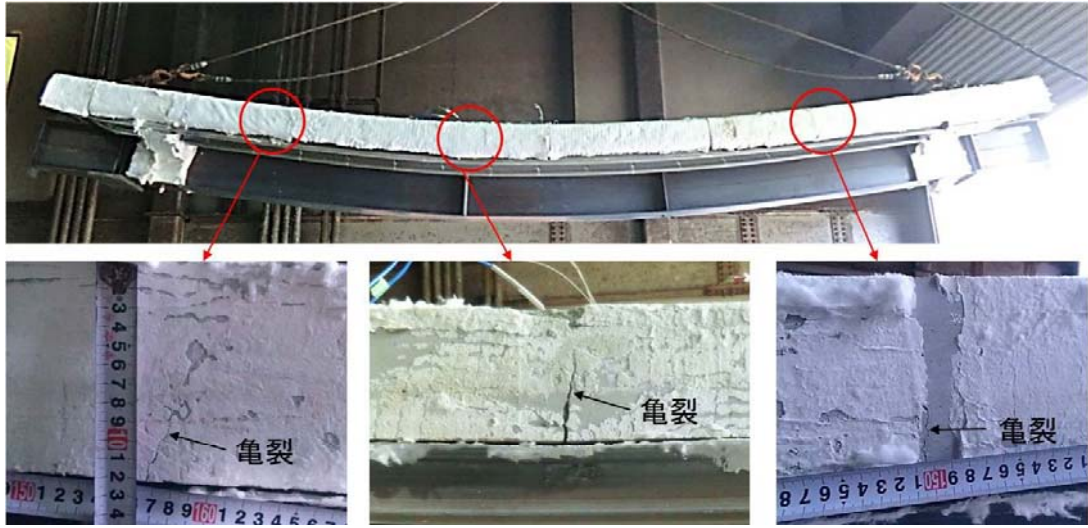
図 3.3.2 ウェブ接合部における断面内温度測定結果

3.3.3 加熱放冷後のスパン中央および梁端部の損傷状況

(1)単純梁 OUP

加熱放冷後の OUP の損傷状況を図 3.3.3 に示す。図 3.3.3(a)に示すように、単純梁の OUP では、ほぼスパン全長にわたってスラブの側面に下端からの曲げひび割れが生じており、正曲げによる大きなたわみ変形を示した。図 3.3.3(b)に示すように、左側荷点において、スラブ上端のコンクリートの圧壊が確認された。これは加熱中 30 分時に確認されたものである。このことから OUP は、30 分位に荷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、図 3.3.3(a)に示すように梁端ウェブのせん断座屈や下フランジの局部座屈はみられなかった。また、図 3.3.3(c)に示すように梁端付近のスラブ上面には亀裂等の損傷は確認されなかった。これは、OUP が単純支持条件で支持されていたため、梁端に負曲げモーメントが生じないためである。図 3.3.3(d)に示すように曲げ崩壊に至っても上下フランジおよびウェブの面外方向の変形は確認されなかった。

以上より、単純支持された合成梁試験体 OUP では、スパン全長に正曲げモーメントが作用しており、荷点位置の断面において正曲げ耐力に達し、曲げ崩壊したと考えられる。さらに、梁が曲げ崩壊に至っても横座屈は発生せず、小梁を無耐火被覆とした合成梁においてもスラブによる小梁の横座屈抑制の効果が確認できた。



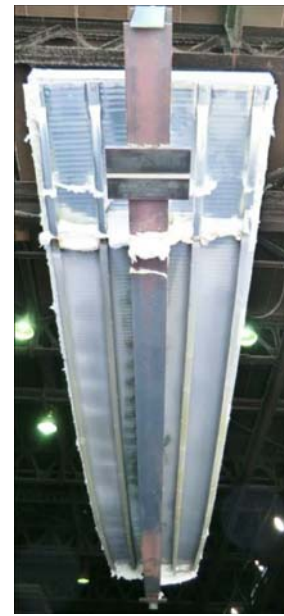
(a) たわみ状況およびスラブ側面の亀裂



(b) 左側載荷点におけるスラブ上端の圧壊(左: 実験後, 右: 加熱開始後 30 分時)



(c) 梁端付近のスラブの損傷状況(実験終了直後)



(d) 小梁の面外変形状況

図 3.3.3 試験体の損傷状況 (OUP)

(2) ウェブ接合梁 3P

加熱放冷後の 3P の損傷状況を図 3.3.4~3.3.6 に示す。図 3.3.4(a) のたわみ状況に示すように、単純梁と異なり、梁端の回転拘束が発揮され、複曲率のたわみ変形がみられた。スパン中央から両側に約 1700mm の区間で正曲げによるスラブ下端からの亀裂が生じていたが、スラブ上端のコンクリート圧壊は確認されなかった。このことから、スパン中央の正曲げ耐力にはまだ余力があったと考えられる。梁端から約 800mm の区間で負曲げによるスラブ上端からの亀裂が生じた。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。梁端におけるスラブ上面の亀裂は加熱開始後 35 分位に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。図 3.3.4(b) に示すように、長手方向端部のスラブ側面において 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端部の回転拘束効果が発揮されたことを示している。

ウェブ接合部の損傷状況を図 3.3.5(a), (b) に示す。ウェブ接合部の回転変形は非常に小さかった。ただし、ウェブ接合部の添え板と小梁ウェブが若干ずれており、小梁がスパン中央側に引き込まれている様子がわかる。これは小梁の冷却収縮により材軸方向の引張力が生じたためである。一方、载荷加熱時および载荷放冷時において、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、ウェブ接合部の損傷を防止したと考えられる。一方で、図 3.3.5(c) に示すように梁端から 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。図 3.3.6 に示すように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なかった。また、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。

以上より、高力ボルト 3 本が 1 列配置されたウェブ接合部に耐火被覆を施した 3P では、ウェブ接合部における梁端回転拘束の効果により単純梁に比べて曲げ耐力が向上し、ISO 限界たわみに至っても曲げ崩壊に至らなかった。一方、梁端ウェブのせん断座屈が確認されたことから、せん断崩壊が先行してたわみが増大したと考えられる。ただし、ウェブ接合部には破断および顕著な損傷はなく、ISO 限界たわみ到達後の放冷過程においても直交大梁への応力伝達能力を保持し続けた。



(a) たわみ状況およびスラブの亀裂状況



(b) 長手方向端部のスラブ側面の亀裂状況(上：右側，下：左側)

図 3.3.4 試験体の損傷状況(ウェブ接合梁 3P)



(a) 接合部の変形状況

(b) 下段ボルトとボルト孔の変形状況



(c) 小梁端部の下フランジ局部座屈とウェブせん断座屈

図 3.3.5 ウェブ接合部付近の損傷状況(ウェブ接合梁 3P)

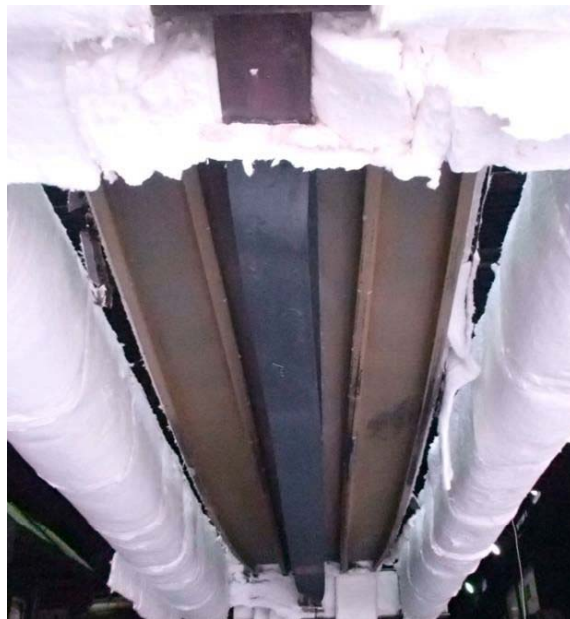


図 3.3.6 小梁の面外変形状況(ウェブ接合梁 3P)

(3)ウェブ接合梁 6UP

加熱放冷後の 6UP の損傷状況を図 3.3.7~3.3.10 に示す。図 3.3.7(a) のたわみ状況に示すように、3P と同様に梁端の回転拘束が発揮され、複曲率のたわみ変形がみられた。スパン中央から両側に約 1700mm の区間で正曲げによるスラブ下端からの亀裂が生じていたが、スラブ上端のコンクリート圧壊は確認されなかった。このことから、スパン中央の正曲げ耐力にはまだ余力があったと考えられる。梁端から約 700mm の区間で負曲げによるスラブ上端からの亀裂が生じた。6UP のスラブ上端からの亀裂が発生していた区間は、3P に比べ、より梁端に近い区間であった。これは 6UP ではウェブ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て反曲点がより梁端側に位置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、図 3.3.7(b) に示すように長手方向端部のスラブ側面の高さ 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い、梁端付近のコンクリートスラブに強い引張力が生じ、鉄筋による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。ウェブ接合部を耐火被覆した 3P では同様のひび割れは生じなかったのに対し、接合部の無被覆とした 6UP ではボルト部分の耐力が低下して、冷却収縮時の引張力がスラブ筋に集中したためと考えられる。スラブ端部のコンクリートに付着割裂が生じたものの、その後の放冷過程においても梁は実験荷重を保持し続けた。

ウェブ接合部の損傷状況を図 3.3.8(a), (b) に示す。ウェブ接合部の回転変形は非常に小さかった。3P と同様に、ウェブ接合部の添え板と小梁ウェブが若干ずれており、小梁の冷却収縮により材軸方向の引張力が生じたことがわかる。一方、载荷加熱時および载荷放冷時において、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。一方で、図 3.3.8(c) に示すように梁端から 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。

図 3.3.9 に直交大梁上の頭付きスタッドの変形状況を示す。頭付きスタッドがスパン中央方向に倒れるような変形が生じており、これは、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端部の回転拘束効果が発揮されたことを示している。

図 3.3.10 に示すように局部座屈区間の下フランジが面外に変形していたが、梁全体の横座屈は発生しなかった。また、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。

以上より、高力ボルト 3 本が 2 列配置されたウェブ接合部を無被覆とした 6UP においても、3P と同様に、梁端回転拘束の効果により単純梁に比べて曲げ耐力が向上し、ISO 限界たわみに至っても曲げ崩壊に至らなかった。一方、梁端ウェブのせん断座屈が確認されたことから、せん断崩壊が先行してたわみが増大したと考えられる。ただし、ウェブ接合部には破断および顕著な損傷はなく、ISO 限界たわみ到達後の放冷過程においても直交大梁への応力伝達能力を保持し続けた。加熱終了直後には、小梁の冷却収縮による引張力により、スラブ端部のコンクリートに付着割裂が生じた。したがって、2 章の実験のように梁端部でスラブ筋が連続配置される場合と異なり、スラブ端部が直交大梁上で頭付きスタッド

により定着される場合のスラブ筋耐力の評価においては、直交大梁上のコンクリートの損傷を考慮する必要がある。



(a) たわみ状況およびスラブの亀裂状況



(b) 長手方向端部のスラブ側面の亀裂状況(上: 右側, 下: 左側)

図 3. 3. 7 試験体の損傷状況(ウェブ接合梁 6UP)



(a) 接合部の変形状況



(b) ボルト孔の変形状況



(c) 小梁端部の下フランジ局部座屈とウェブせん断座屈

図 3.3.8 ウェブ接合部付近の損傷状況(ウェブ接合梁 6UP)



図 3.3.9 直交大梁上の頭付きスタッドの変形
(ウェブ接合梁 6UP)



図 3.3.10 小梁の面外変形状況
(ウェブ接合梁 6UP)

3.3.4 冷却時の引張力に対する接合部耐力の考察

前節で述べた通り，ウェブ接合梁の 3P および 6UP では，ISO 限界たわみ到達までの加熱およびその後の放冷過程における軸力変動の影響下でも，ウェブ接合部の破断および大きな損傷は生じず，直交大梁への応力伝達能力を損失することはなかった。本節では，小梁の熱膨張・冷却収縮が直交大梁により拘束されることで生じる軸力と，ウェブ接合部の軸方向耐力を比較し，接合部が破断しなかった要因について考察する。

小梁の軸方向伸縮が直交大梁により拘束されることで生じる最大の軸力は，図 3.3.11 に示すように，直交大梁の中央部と両端部の曲げモーメントが弱軸まわりの全塑性モーメント ${}_G M_p$ に達した場合のせん断力の合計値と等しくなる。なお，実験において直交大梁端部は固定端とはなっていないと考えられるが，ここでは最大の軸力が生じる場合を想定するため，直交大梁の両端部を固定端と仮定した。このときに生じる最大軸力 N は式(3.3.1)より求められ，その結果は 164kN となった。

$$N = 2{}_G M_p / l \quad (3.3.1)$$

$${}_G M_p = {}_G \sigma_y \{ t_f \cdot B^2 / 2 + (H - 2t_f) t_w^2 / 4 \} \quad : \text{大梁の弱軸まわりの全塑性モーメント (61.7kNm)}$$

ここで，

- l : 直交大梁のスパンの半分(750mm)
- ${}_G \sigma_y$: ミルシートによる大梁鋼材の降伏点(358N/mm²)
- H : 大梁のせい(350mm)
- B : 大梁の幅(175mm)
- t_w : 大梁のウェブ厚さ(7mm)
- t_f : 大梁のフランジ厚さ(11mm)

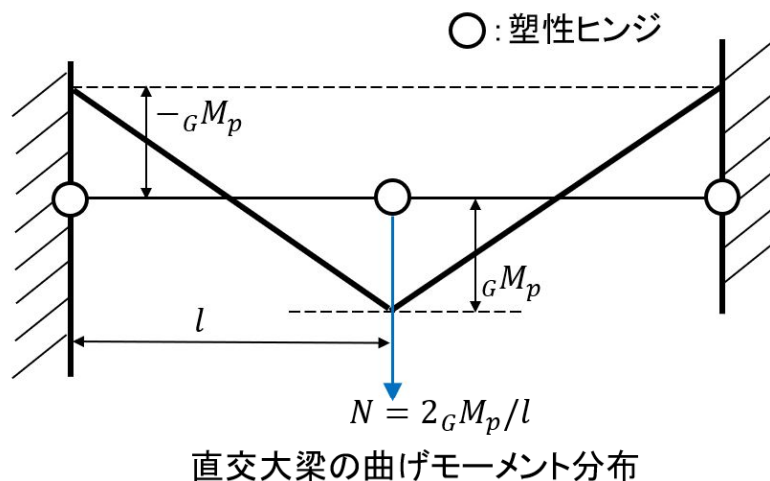


図 3.3.11 小梁の軸方向伸縮により生じる直交大梁の曲げモーメント分布

ボルト 1 本あたりのせん断耐力 ${}_bN_u$ は式(3.3.2)より求める。

$${}_bN_u = 0.6 \cdot {}_{bs}a \cdot F_{bu}(\theta_b) \quad (3.3.2)$$

ここで、

${}_{bs}a$: ボルト軸部断面積(314mm²)

θ_b : ボルト温度測定値の平均値[°C]

$F_{bu}(\theta_b)$: θ_b 時のボルトの高温引張強さ[N/mm²]

接合部に耐火被覆を施した 3P の加熱終了時のボルト温度は最高でも約 140°Cであり、ボルトの強度低下はほとんどなかったと考えられる。そこで、 $F_{bu}(\theta_b)$ に常温時の引張強さを用いると、3P におけるボルト 1 本あたりのせん断耐力は 206kN となり、ボルト 3 本分の合計値は 618kN となる。この値は小梁の軸変形拘束により生じる軸力として想定される最大値 164kN を上回っており、接合部の材軸方向の耐力に余力があったため加熱中および放冷過程においてウェブ接合部が破断しなかったと考えられる。

接合部を無被覆とした 6UP では、ボルト平均温度の最高値は 587°Cであり、ボルトの引張強さは常温時の約 1/4 まで低下していたと考えられる。3.2.4 節の図 3. 2. 13 に示すボルトの高温引張強さを用いると、6UP におけるボルト 1 本あたりのせん断耐力は 52kN まで低下していたと考えられる。ボルト 6 本分のせん断耐力の合計値は 312kN であり、想定される最大の軸力 164kN を上回ったため、加熱中および放冷過程においてウェブ接合部が破断しなかったと考えられる。

本実験の直交大梁のスパンは 1500mm であり実建物におけるスパンよりも非常に短かったため、小梁の軸方向伸縮に対する拘束力が大きく、実際の状況よりも大きな軸力が生じたと考えられる。それでも、本実験においては ISO 限界たわみ到達までの加熱およびその後の放冷過程においてウェブ接合部が破断することはなかった。ただし、直交大梁を挟んで小梁が連続配置される内側架構の場合には、隣接する架構により軸方向変形の拘束力が大きくなるため、より大きな軸力が発生し、ウェブ接合部が破断する危険性がある。その場合の接合部破断の挙動については、軸方向変形拘束をさらに高めた追加実験や周辺架構を含む熱応力解析による追加検討が必要であり、今後の検討課題とする。

3.3.5 たわみ挙動および軸方向変形

(1)たわみ挙動

スパン中央たわみの時間推移を図 3.3.12 に、スパン中央たわみ速度の時間推移を図 3.3.13 に示す。図中には、式(3.3.3)による限界たわみ D と、式(3.3.4)による限界たわみ速度 dD/dt を併せて記載する。

$$D = L^2/(400d) \quad [\text{mm}] \quad (3.3.3)^{3.9)}$$

$$dD/dt = L^2/(9000d) \quad [\text{mm/min}] \quad (3.3.4)^{3.9)}$$

ここで、 d : 鋼梁のせい (300 mm), L : 支持スパン(5400 mm)

また、大梁のねじり角 θ_G 、ウェブ接合部の回転角 θ_J を、図 3.3.14 のように定義し、実験で測定された鉛直変位 $D1$ 、 $D2$ および軸方向変位 $Dh1$ 、 $Dh2$ (後述の図 3.3.20 参照)から求めた。ここで、図 3.3.14 に示すように大梁のねじり角 θ_G は軸方向変位 $Dh2$ と $Dh1$ の差をそれらの測定位置間隔 250mm で除して求めた。 θ_G の時間推移を図 3.3.15 に示す。本実験では、直交大梁の半分は炉外に出しており、炉内側には 50mm の AES ブランケットを用いて十分に耐火被覆を施していたため、直交大梁の温度上昇は小さく、剛性低下はほとんどなかったと考えられる。したがって、大梁のねじり角 θ_G の増大は、梁端負曲げモーメントの増大を反映すると考えられる。ウェブ接合部の回転角 θ_J は、図 3.3.14 に示すように、鉛直変位 $D2$ と $D1$ の差をそれらの測定位置間隔 350mm で除して求まる θ_0 から、大梁のねじり角 θ_G を差し引くことで求めた。 θ_J の時間推移を図 3.3.16 に示す。なお、単純支持梁の OUP において、 θ_G と θ_0 は概ね等しくなると考えられるが、後述の図 3.3.20 に示すように、軸方向変位 $Dh1$ が途中で欠測したため、鉛直変位 $D2$ と $D1$ から求められる θ_0 を支点におけるたわみ角として、図 3.3.15 に併せて示す。

さらに、スパン方向の鉛直変位分布を図 3.3.17 に示す。縦軸は図 3.2.2 と図 3.2.3 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。

単純梁 OUP

単純支持の完全合成梁 OUP では、図 3.3.15 に示す支点のたわみ角および図 3.3.17(a) に示す鉛直変位分布より、たわみの増加に伴って支点のたわみ角 θ_0 も増加しており、両端ピンの挙動を示した。鉛直変位は概ね左右対称の分布を示した。

図 3.3.12 より、加熱初期には断面内温度差による熱膨張差の増加に伴い、熱たわみが急増した。上下フランジ温度差が減少し、鉄骨梁温度が 600℃以上となった 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。このことは、図 3.3.17(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。10 分以降、徐々にたわみ速度が増加して 20 分時に限界たわみ速度規定値を超え、24 分時に ISO 限界たわ

みに達した。ISO 限界たわみ到達以降、図 3.2.13 に示すたわみ速度が急増したが、その後も荷重を支持しながらたわみがさらに増加した。ISO 限界たわみの約 1.5 倍のたわみが生じた 30 分時に載荷点付近におけるスラブ上端の圧壊が確認され、30.5 分時に荷重を支持できなくなったため載荷加熱を終了した。図 3.3.17(a) より、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る。以上より、加熱終了時点における合成梁の正曲げ耐力が得られた。

崩壊時の下フランジは 800°C に到達しており、下フランジ鋼材の降伏強度は基準強度の 1 割程度まで低下していたと考えられる。実験荷重は基準強度に基づく降伏モーメントの 1/3 であるため、表 3.2.3 に示す鋼材の高温強度より、純鉄骨梁の場合は 600~700°C の間で崩壊すると考えられる。一方、本実験における単純支持の完全合成梁 OUP では、単純支持の純鉄骨梁に想定される場合よりも崩壊温度が 100°C 以上高かった。これは、加熱終了時においても 100°C 以下で強度低下の小さかったコンクリートスラブとの合成効果により、鋼材強度の低下に伴って中立軸位置がスラブ内に上昇することで、スパン中央の正曲げ耐力の低下が純鉄骨梁に比べて緩やかであったためと考えられる。

以上より、両端ピンのたわみ挙動を示した単純梁 OUP では、ISO 限界たわみの約 1.5 倍のたわみが生じた 30.5 分時に、梁中央部に大きな曲率が生じて、曲げ崩壊により荷重支持能力を損失した。

ウェブ接合梁 3P

高力ボルト 3 本が 1 列配置されたウェブ接合部に耐火被覆を施した 3P では、図 3.3.15 に示す大梁のねじり角および図 3.3.17(b) に示す鉛直変位分布より、単純梁 OUP とは異なり、梁端の回転拘束がみられ、端部に負曲げモーメントが生じることによる複曲率の鉛直変位分布を示した。

図 3.3.12 より、加熱開始後 10 分頃までは単純梁の OUP と同様のたわみ推移であったが、その後、図 3.3.13 に示すたわみ速度が減少し、梁端回転拘束の効果により OUP よりたわみが大きく抑制された。図 3.3.16 に示すようにウェブ接合部の回転角 θ_j は、30 分頃まで増加した。これは、加熱初期の熱たわみによる梁端の回転を拘束するための付加曲げモーメント、および正曲げ剛性低下に伴う曲げモーメントの再配分により梁端の負曲げモーメントが増加したためと考えられる。このことは、図 3.3.15 に示す直交大梁のねじり角 θ_G が 30 分頃まで増加していることからわかる。

下フランジ温度が約 800°C に到達した 30 分以降、徐々にたわみが増加し、61 分時に ISO 限界たわみに達した。加熱終了時の下フランジは約 930°C に達しており、下フランジ鋼材の降伏強度は常温時の 1/10 以下となっていたと考えられる。図 3.3.17(b) に示す鉛直変位分布より、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、ボルト温度が 150°C 以下でほとんど強度低下しなかった 3P では、ウェブ接合部の回転抵抗はほとんど低下しなかったと考えられる。このことは、図 3.3.16 に示すウェブ接合部の回転角が 30 分以降ほと

んど変化していないことからわかる。一方、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の緩やかな増加は、正曲げ剛性の低下と梁端ウェブのせん断座屈によるせん断変形の増大によると考えられる。このことから、ウェブ接合梁 3P では、無耐火被覆合成梁の正曲げ剛性の低下に加えて、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。

加熱終了直後、図 3.3.12 に示すようにウェブ接合梁 3P および 6UP ではたわみが一時的に急増する現象がみられた。これは、ウェブ接合部における高力ボルトと添板が、小梁の昇温膨張時の支圧状態から冷却収縮時の支圧状態に転じる際に、ボルト孔径とボルト軸径のクリアランス分の移動が生じる間に支圧されない状況が発生するため、一時的にウェブ接合部における回転抵抗が低下したことが要因と考えられる。一方、引張方向での支圧状態に移行したあとはウェブ接合部の回転抵抗が回復し、70 分以降、緩やかにたわみが減少したと考えられる。加熱終了直後にたわみの急増があったものの、その後の放冷過程においても、荷重を保持し続けた。放冷過程では、鉄骨梁の温度低下による剛性の回復および断面内温度差が小さくなることによる熱たわみの減少により、たわみが徐々に低下したと考えられる。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軸力変動に起因するボルト破断等、接合部での大きな損傷は生じなかった。

以上より、ボルト 3 本で耐火被覆されたウェブ接合部を有する 3P では、梁端の回転拘束効果によりたわみが抑制され、ISO たわみ到達時間は単純梁 OUP の 2 倍以上となった。3P では、曲げ崩壊はしなかったが、梁中央部の正曲げ剛性低下および梁端ウェブのせん断座屈によるせん断変形が増大し、ISO 限界たわみに達した。一方、ISO 限界たわみに達するまでの加熱およびその後の放冷過程における軸力変動の影響下でも、ウェブ接合部の回転抵抗低下およびボルト破断等の損傷はなく、直交大梁への応力伝達能力を保持し続けた。

ウェブ接合梁 6UP

高力ボルト 3 本が 2 列配置されたウェブ接合部を無被覆とした 6UP では、図 3.3.15 に示す大梁のねじり角および図 3.3.17(c)に示す鉛直変位分布より、3P と同様に梁端の回転拘束がみられ、梁端に負曲げモーメントが生じることによる複曲率の鉛直変位分布を示した。

図 3.3.12 より、3P と 6UP のたわみの時間推移を比較すると、50 分頃までは 3P のたわみが僅かに大きかった。図 3.3.15 に示す大梁のねじり角は両者とも概ね同様であるが、図 3.3.16 に示すように、ボルト 3 本の 3P ではウェブ接合部の回転角が 0.01rad 程度生じていたのに対し、ボルト 6 本の 6UP では 50 分頃までほとんどウェブ接合部が回転しておらず、6UP の接合部の回転抵抗がより大きかったためと考えられる。3P と同様に、6UP では梁端ウェブのせん断座屈が発生していた区間の鉛直変位が、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の緩やかな増加は、正曲げ剛性の低下と梁端

ウェブのせん断座屈によるせん断変形の増大によると考えられる。6UP のボルト平均温度が 500℃を超え、ボルト強度が常温時の 1/2 以下となったと考えられる 50 分以降は、図 3.3.16 に示す接合部の回転角が増大し、6UP のたわみが 3P を上回った。6UP は 57.5 分時に ISO 限界たわみに達した。以上から、ボルト 2 列配置で接合部が無被覆の 6UP よりも、ボルト 1 列配置で接合部を耐火被覆した 3P の方が僅かに高い耐火性能を示した。

6UP では、前述の図 3.3.7(b)に示した通り、放冷過程の小梁の冷却収縮に伴う引張力により、梁端部のスラブ側面に鉄筋の付着割裂が生じた。一方、図 3.3.16 に示すウェブ接合部の回転角は連続的に推移しており、この付着割裂が接合部の回転抵抗低下に直結することはないと考えられる。

以上より、ボルト 3 本が 2 列配置されたウェブ接合部を無被覆とした 6UP では、3P と同様、梁端の回転拘束効果によりたわみが抑制され、ISO たわみ到達時間は単純梁 0UP の 2 倍以上となった。加熱初期においては、3P よりも接合部耐力の大きい 6UP の方がたわみが抑制されたが、ボルト平均温度が 500℃を超えた 50 分以降は、6UP のたわみが増大し、3P よりも早期に ISO 限界たわみに達した。また、3P と同様に、曲げ崩壊はしなかったが、梁端ウェブのせん断座屈によるせん断変形が増大した。一方、ISO 限界たわみに達するまでの加熱およびその後の放冷過程における軸力変動の影響下でも、ウェブ接合部のボルト破断等の損傷はなく、直交大梁への応力伝達能力を保持し続けた。

梁端境界条件の違いによるたわみ挙動の比較

材軸方向伸縮を自由として支点のたわみ角が零となるよう制御された 2 章の RC スラブ仕様の合成梁 CB-RC、材軸方向伸縮および梁端回転を大梁フレームにより拘束した 3P および単純支持合成梁 0UP の鉛直変位分布の比較を図 3.3.18 に示す。2 章の CB-RC は本章の実験と支持スパンおよび ISO 限界たわみが異なるため、縦軸の鉛直変位は ISO 限界たわみ D で除し、横軸のスパン中央からの距離は支持スパンの 1/2 で除した無次元値により、比較を行う。また、0UP の支点におけるたわみ角 θ_0 、3P の大梁のねじり角 θ_G およびウェブ接合部の回転角 θ_j 、CB-RC のウェブ接合部の回転角 θ_j の比較を図 3.3.19 に示す。

断面内温度差による熱たわみが増大する加熱初期 10 分時では、単純支持された 0UP、大梁フレームで拘束された 3P、材軸方向伸縮を自由とした CB-RC の順にたわみが大きくなった。図 3.3.18 の梁端部の回転状況より、この差は梁端の回転拘束により生じる梁端負曲げモーメントの差によるものと考えられ、支点におけるたわみ角が零となるよう制御された CB-RC において最も熱たわみが抑制された。図 3.3.19 より、10 分時までの 3P の大梁ねじり角 θ_G は CB-RC のウェブ接合部の回転角 θ_j よりも小さく抑えられているが、3P のたわみは CB-RC よりも 0UP に近かった。これは、大梁のねじりにより梁端に生じた負曲げモーメントが CB-RC よりも小さかったこと、および、3P では小梁の熱膨張が拘束されて生じる圧縮力によりたわみが増加した可能性が考えられる。

ISO 限界たわみ到達時の鉛直変位分布は、単純梁 0UP が単曲率であるのに対し、CB-RC

と 3P では複曲率である。スパン中央部における CB-RC と 3P の曲率は概ね一致しており、中央部に作用していた正曲げモーメントは同程度であったと考えられる。また、反曲点は CB-RC、3P とともに ± 0.8 付近に位置しており、ISO 限界たわみ到達時には、両者とも概ね同様の曲げモーメント分布であったと考えられる。一方、梁端部の回転角を比較すると、支点のたわみ角が零に制御された CB-RC ではウェブ接合部の回転が大きかったのに対し、3P ではウェブ接合部の回転よりも大梁のねじりによる回転が卓越している。このことは、大梁のねじり剛性が十分でないと、ウェブ接合部の負曲げ耐力に相当する負曲げモーメントを梁端部で負担できない可能性を示している。本実験の直交大梁のスパンは 1500mm であり実建物におけるスパンよりも非常に短かったため、実際の状況よりも大梁のねじり剛性は大きかったと考えられる。また、小梁が直交大梁を挟んで連続的に配置される内側架構の場合には直交大梁位置で小梁端部の回転が拘束されるが、小梁が 1 スパンの場合もしくは外側架構の小梁の挙動を検討するには大梁のねじりを適切に考慮する必要がある。

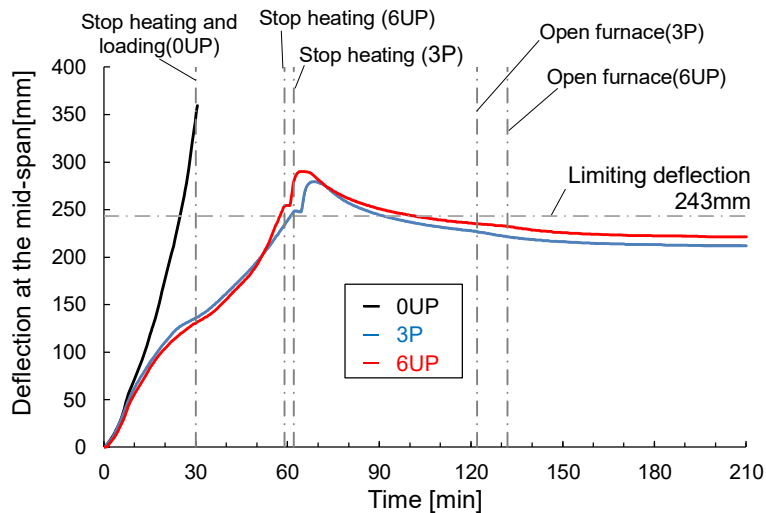


図 3.3.12 スパン中央たわみの時間推移

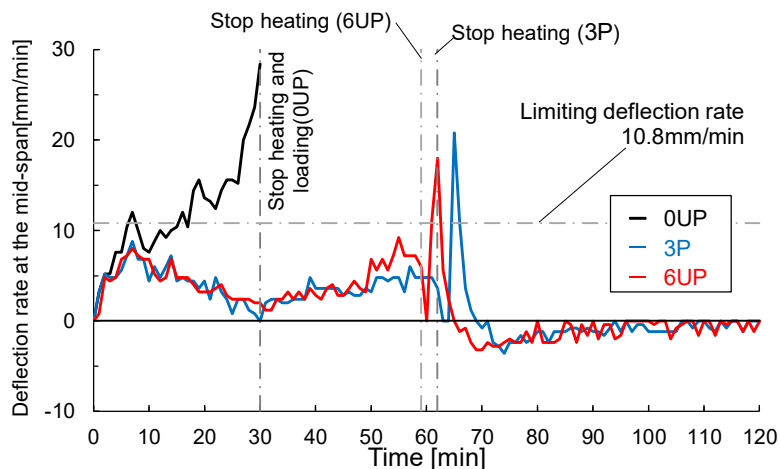


図 3.3.13 スパン中央たわみ速度の時間推移

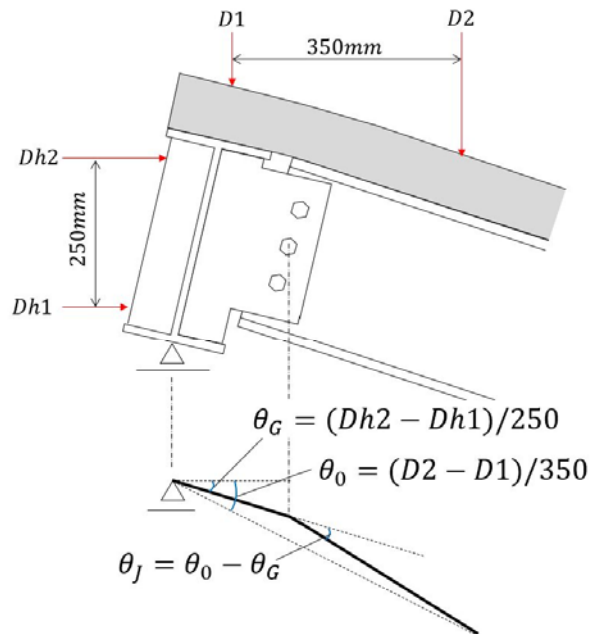


図 3.3.14 直交大梁のねじり角 θ_G とウェブ接合部の回転角 θ_J の定義

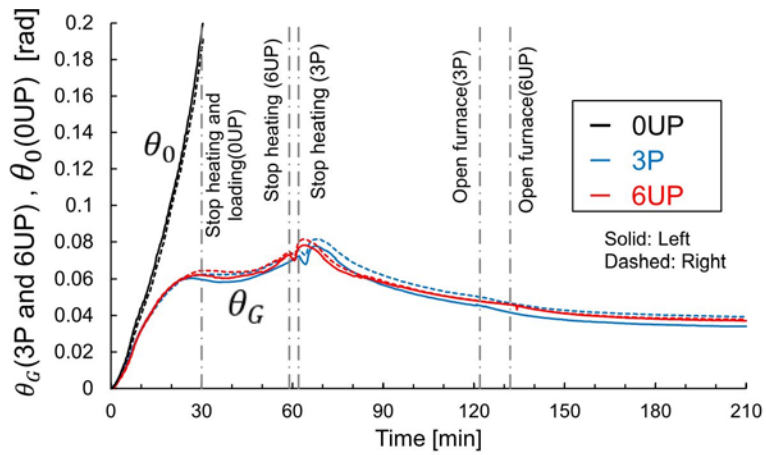


図 3.3.15 直交大梁のねじり角 θ_G (3Pおよび6UP)と支点のたわみ角 θ_0 (OUP)の時間推移

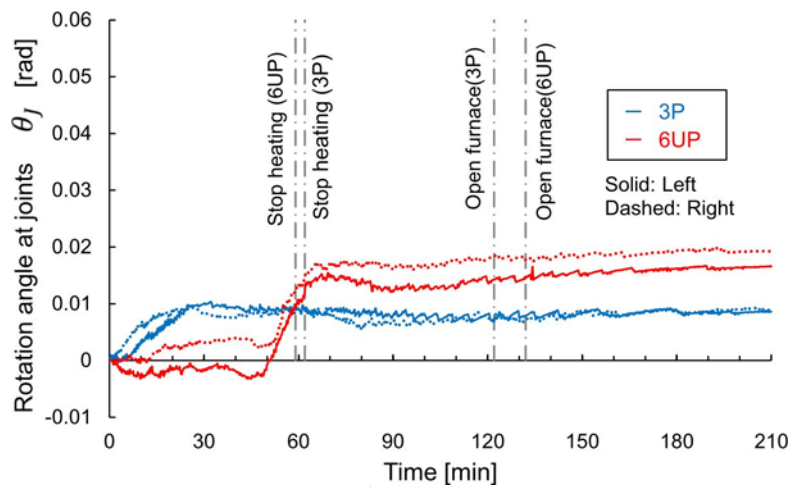
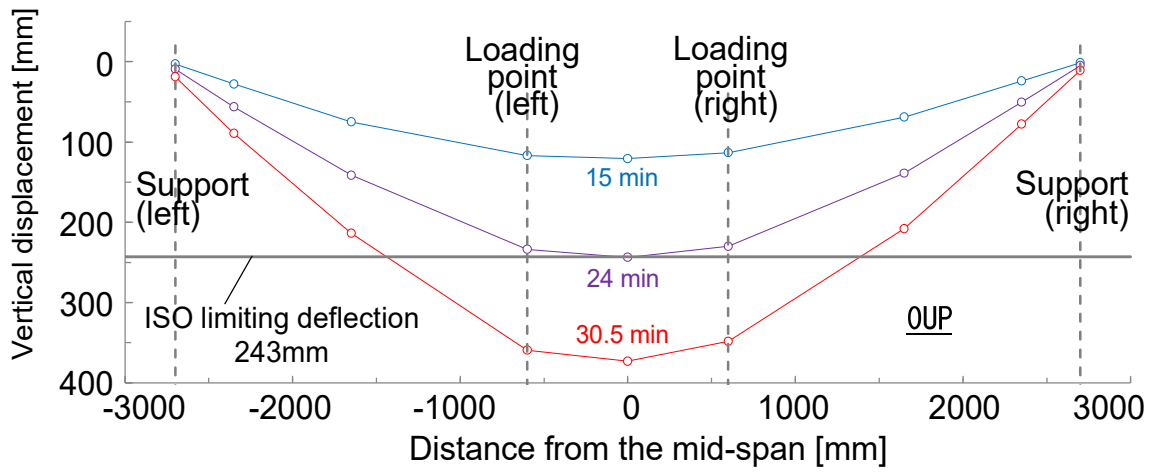
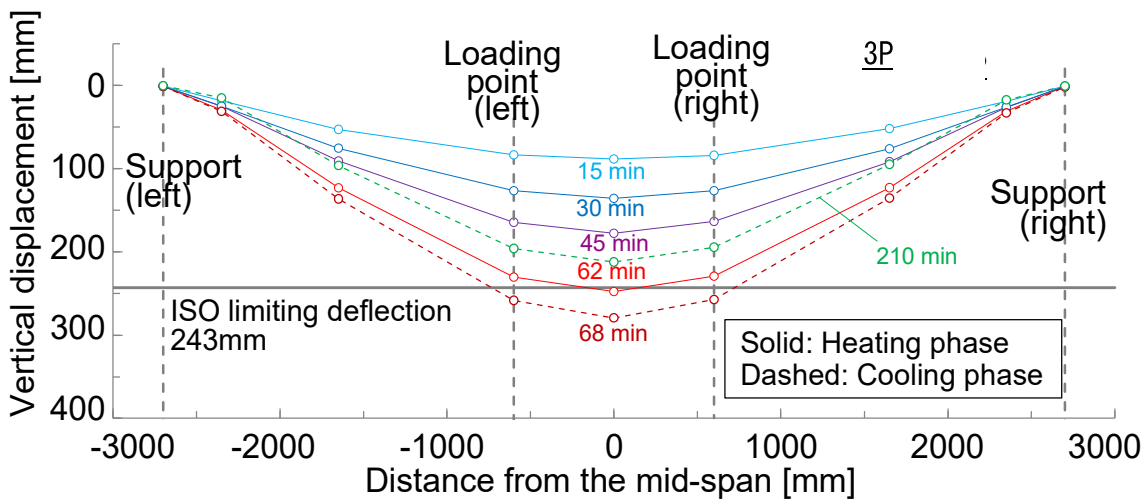


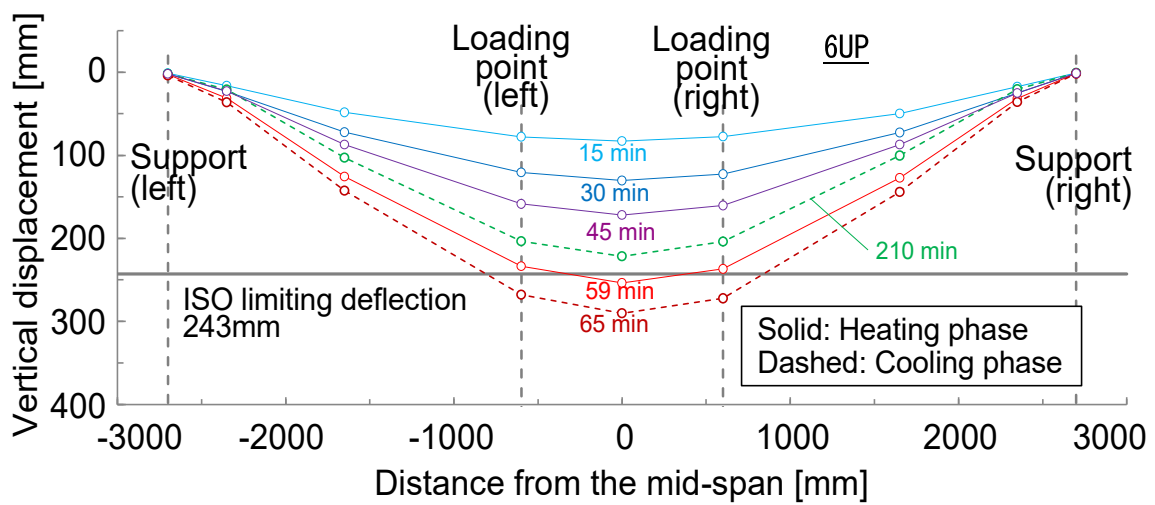
図 3.3.16 ウェブ接合部の回転角 θ_J の時間推移



(a) OUP



(b) 3P



(c) 6UP

図 3.3.17 鉛直変位分布の推移

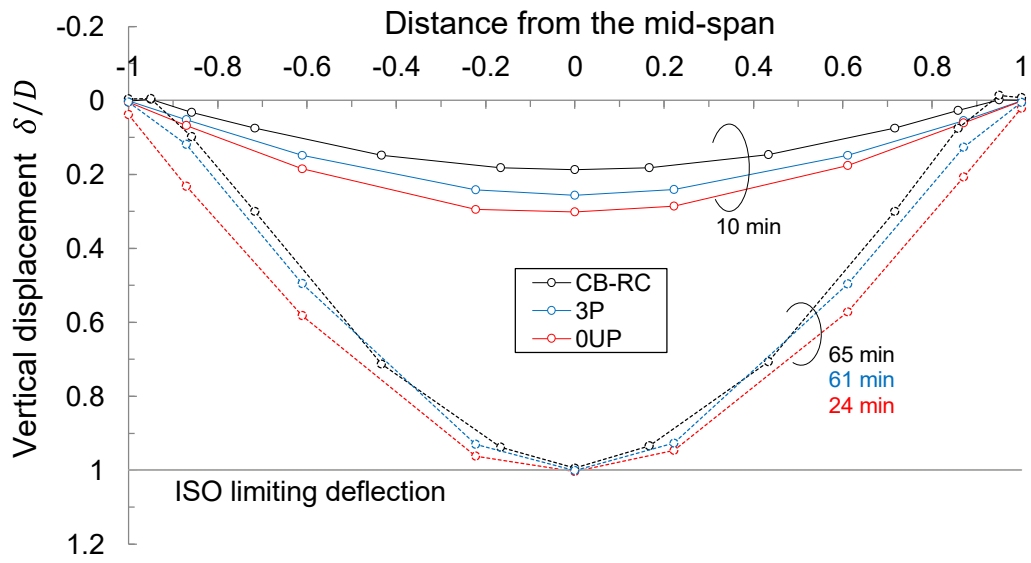


図 3.3.18 鉛直変位分布の比較

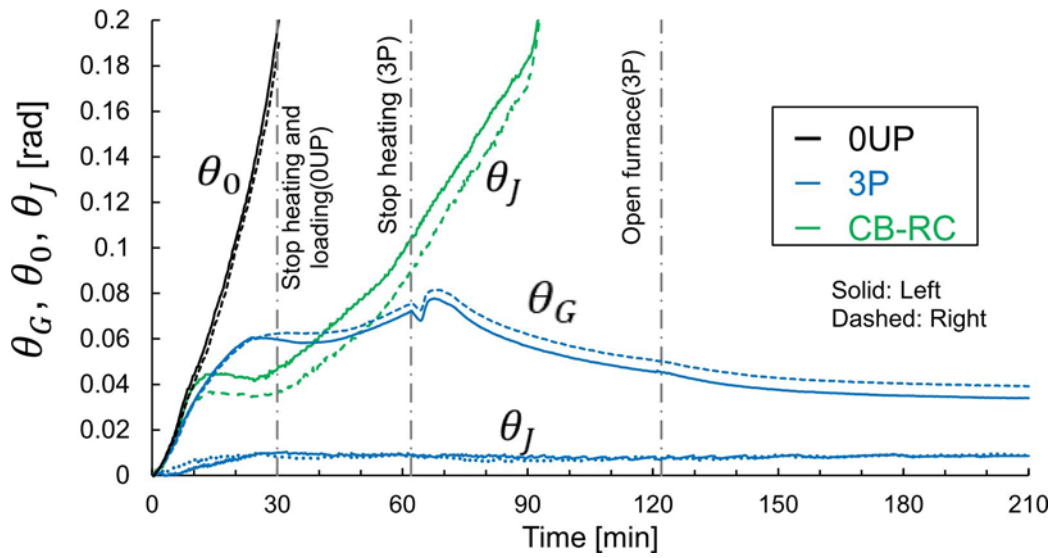


図 3.3.19 θ_G , θ_0 , θ_J の比較

(2)軸方向変形

軸方向変形測定結果を図 3.3.20 に、梁端伸び出し量と小梁平均温度上昇の関係を図 3.3.21 に示す。梁端伸び出し量は $Dh1$ の左右の合計および $Dh2$ の左右の合計の平均値を支持スパンで除して求め、横軸にはスパン中央における鉄骨小梁の平均温度を用いた。図 3.3.21 には、軸方向伸縮の有無による伸び出し量の違いを比較するため、軸方向伸縮を自由とした 2 章のウェブ接合梁 CB-RC の結果を併記する。また、軸拘束が無い場合の小梁の自由伸びの概算値 ($12 \times 10^{-6} \Delta T$ [mm]、ここで ΔT : 鋼梁の上昇温度) を参考として示す。なお、0UP の測定点 $Dh1$ は変位計が外れたため、22 分以降は欠測した。

単純梁 0UP

図 3.3.20 (a) より、単純梁の 0UP では、加熱初期において、小梁下部 ($Dh1$) と小梁上部 ($Dh2$) が伸び方向、コンクリートスラブ ($Dh3$) は終始、縮み方向の変形を示した。左側の小梁上部 ($Dh2$) では 25 分時に縮みに転じており、たわみ込みに伴う引き込み現象が生じたと考えられる。図 3.3.21 の梁端伸び出し量ではその挙動は確認できないが、これは $Dh1$ の欠測により 22 分までの結果しか記載していないためである。図 3.3.21 より、0UP の梁端伸び出し量は、軸方向拘束が無い場合の自由伸びの概算値と同等であった。この挙動は不完全合成梁を用いた安田らの実験結果^{3.10}と同様であり、完全合成梁であってもコンクリートスラブが小梁の伸び出しを拘束する効果は小さいといえる。

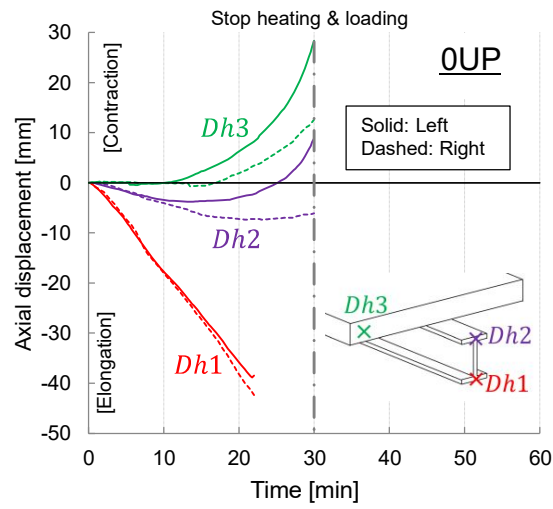
ウェブ接合梁 3P および 6UP

図 3.3.20 (b), (c) より、ウェブ接合梁の 3P と 6UP の軸方向変形は概ね同様の傾向を示し、ウェブ接合部のボルト本数および耐火被覆有無による大きな違いはみられなかった。加熱中は全ての測定点で伸び方向の変形であった。これは、梁端回転拘束効果により、0UP に比べて梁端のたわみ角が小さかったためである。加熱開始から 20 分頃まではすべての測定点で伸び変形を示したが、20 分以降、伸び出しが停滞した。これは、20 分時に鉄骨小梁が 700°C 以上となり剛性が大きく低下したと考えられ、軸変形が拘束されることで生じる圧縮力により、伸び出しが抑制されたためと考えられる。加熱終了直後には、前述した一時的なウェブ接合部の回転抵抗の低下による大梁のねじりに伴って、材軸方向の急変形がみられた。その急変形が収まったあとは、徐々に収縮していき、小梁温度が 100°C 付近まで低下した 210 分時には、下部の測定位置 $Dh1$ で 10~15mm の伸び出し変形が残留した。

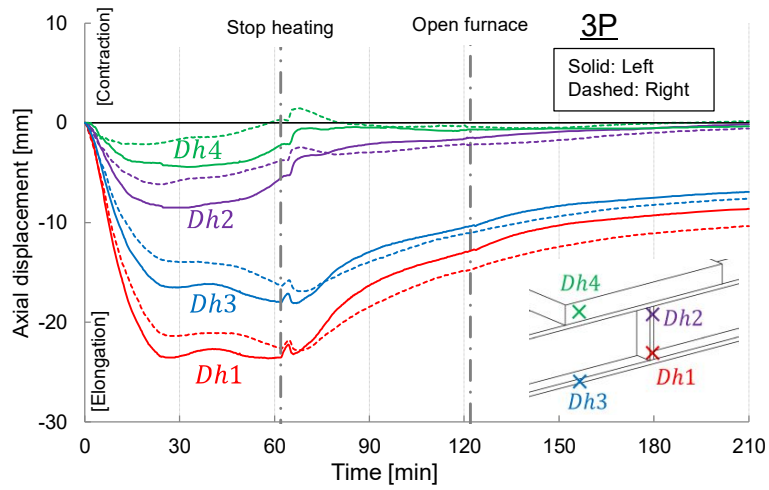
図 3.3.21 より、700°C までの温度域において 3P および 6UP の梁端伸び出し量は自由伸びの概算値よりも 2~4 割小さく、2 章の軸方向伸縮を拘束しない条件下でのウェブ接合梁 CB-RC と同程度であった。このことから、700°C までの温度域においては、大梁フレームの軸変形拘束による圧縮力が小梁の伸び出しに影響しない程度に、小梁の剛性が残っていたと考えられる。自由伸びの概算値よりも梁端の伸び出しが抑制された要因は、2 章で考察した通り、スパン全長において負曲げモーメントを受ける区間の割合が高く、鉄骨断面が圧縮側となる区間が多かったためと考えられる。700°C 以降、3P および 6UP の材軸の伸び出しは縮み方向に転じた。これは、700°C 以上に達し剛性低下した小梁が軸変形拘束による

圧縮力により収縮したことが考えられる。700℃以降における CB-RC の縮み方向の変形は 3P と 6UP よりも大きくなった。CB-RC では梁端の無被覆合成梁の下フランジに負曲げによる大きな局部座屈が確認されており、小梁の圧縮変形がより大きかったためと考えられる。炭素鋼は 800℃前後で相変態(結晶構造の変化)を起こし、その変態に伴う収縮により熱膨張率が大きく低下する^{3.8)}。一方、図 3.3.21 より、小梁温度 800℃前後における軸伸縮量の不連続な挙動はみられず、相変態時の熱膨張率の急激な変化は全体の変形挙動に大きな影響を及ぼさなかった。相変態が生じる高温域での鋼材の弾性係数と強度は常温時の 1 割以下まで低下しており、その時点では小梁が直交する大梁を押し出す力が小さかったため、相変態時の収縮が梁全体の軸変形挙動および拘束軸力に大きな影響を及ぼさなかったと考えられる。

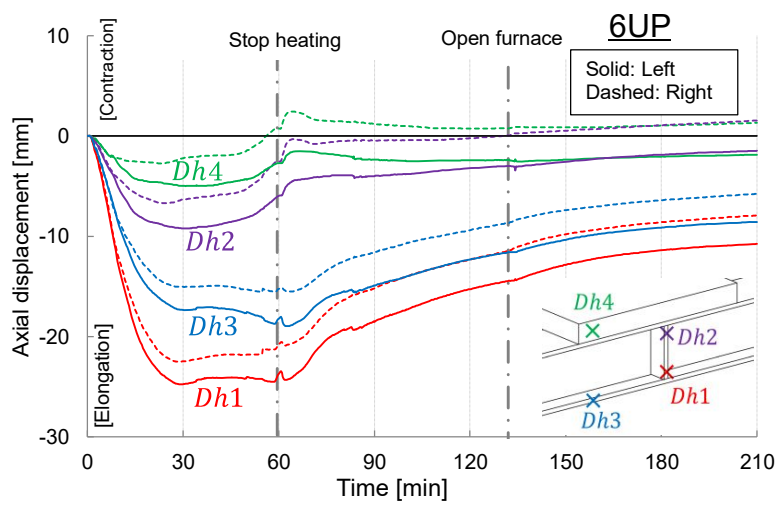
冷却過程における収縮の傾きは、昇温時の傾きよりも小さかった。これは、冷却収縮時には軸伸縮拘束による軸力が引張側に転じて小梁の収縮が抑えられた可能性がある。もしくは、昇温膨張時の小梁の伸び出しにコンクリートスラブは寄与しなかったものの、冷却収縮時においてはコンクリートスラブが圧縮側となり小梁の収縮を抑制した可能性がある。ただし、2 章と本章のウェブ接合梁実験では、梁端境界条件、荷重レベル、試験体仕様等、多くの点で実験条件が異なるため、本比較からはこの原因を明確にはできない。冷却過程における収縮抑制の原因を明らかにするには、数値解析等による詳細な検討が必要であり、今後の検討課題とする。



(a) 単純梁 (OUP)



(b) ウェブ接合梁 (3P)



(c) ウェブ接合梁 (6UP)

図 3.3.20 軸方向変形量測定結果

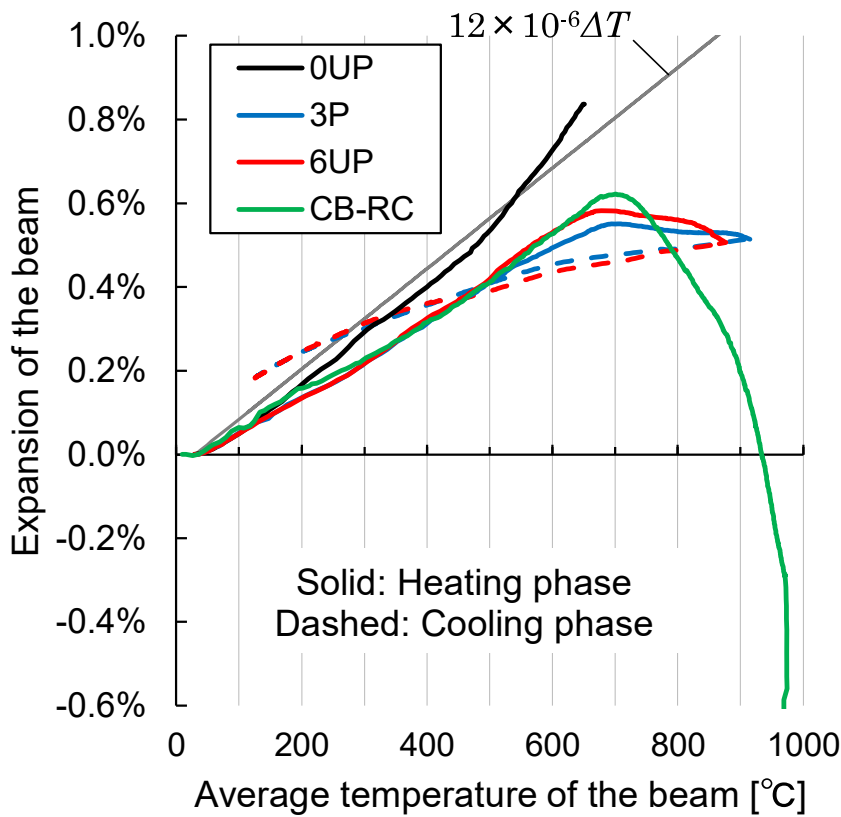


図 3.3.21 材端の伸び出し

3.3.6 曲げ耐力およびせん断耐力の考察

単純梁の 0UP では 24 分で ISO 限界たわみに達し、30 分時に梁中央部のスラブ上端に圧壊が生じて曲げ崩壊した。ウェブ接合梁の 3P および 6UP の ISO 限界たわみ到達時間は単純梁の倍以上である 61 分および 57.5 分となった。ウェブ接合梁では、曲げ崩壊しなかったが、梁端ウェブでのせん断座屈が確認された。一方、加熱中から放冷過程にわたって荷重支持能力を損失することはなかった。本節では、2 章の 2.4 節に示したウェブ接合を有する合成梁の火災時曲げ耐力の評価モデルを用い、本実験における火災時耐力について考察を行う。

(1) 単純梁 0UP

まず、梁中央部で正曲げ崩壊した単純梁 0UP の正曲げ耐力について考察する。0UP の火災時正曲げ耐力 $B M_u^+$ の計算結果を図 3.3.22 に示す。両端ピンとなる単純梁 0UP では、スパン中央に生じる曲げモーメント $c M$ と正曲げ耐力 $B M_u^+$ 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。30 分時におけるスパン中央の下フラン

ジとウェブは800℃以上であった。単純支持された無耐火被覆完全合成梁の場合でも、800℃以上の高温域において、2章に示した評価モデルを用いて合成梁の火災時曲げ耐力を精度よく評価できた。

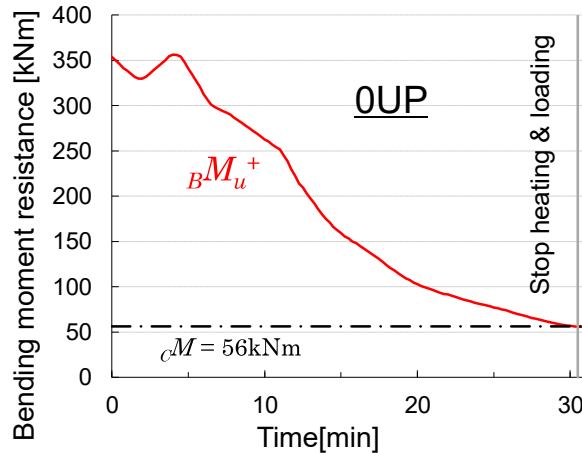


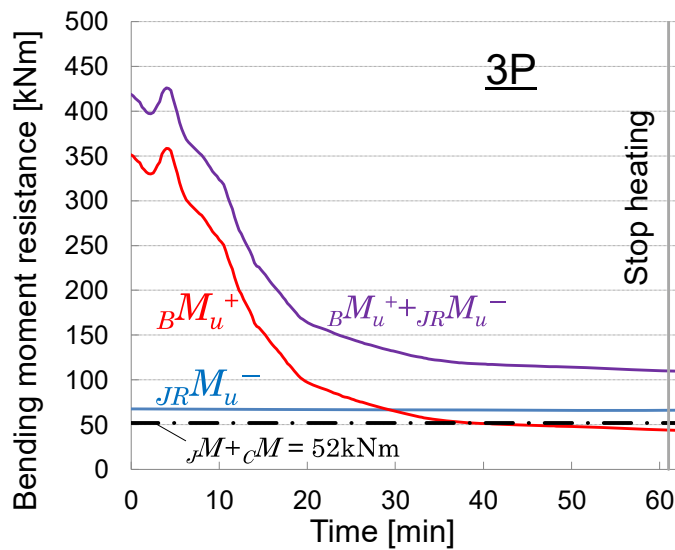
図 3.3.22 曲げ耐力計算結果(単純梁 0UP)

(2)ウェブ接合梁 3P および 6UP

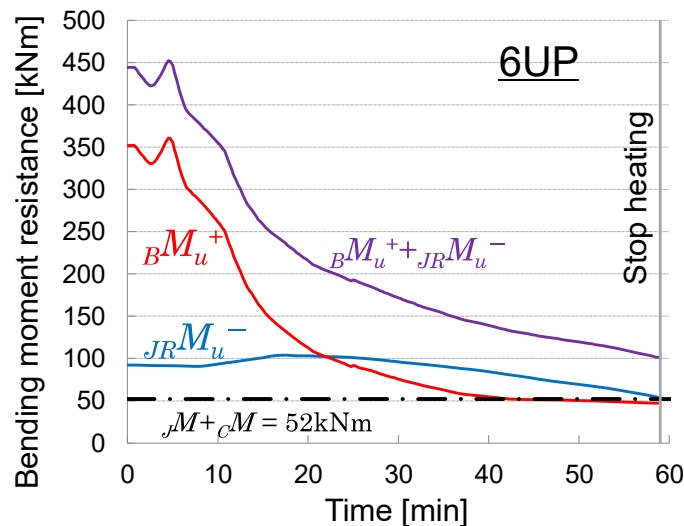
ウェブ接合梁 3P および 6UP では、スパン中央部でのスラブ上端の圧壊はなく、ウェブ接合部での損傷はほとんどなかったことから、曲げ耐力に余力が残っていた可能性が高い。2章に示したウェブ接合の回転抵抗を考慮した合成梁の曲げ耐力評価モデルに基づき、曲げ耐力計算値と作用荷重の比較を行い、曲げ崩壊に至らなかった要因を考察する。直交大梁上の頭付きスタッドでスラブ端部の回転が拘束されたことで、スラブ筋がウェブ接合部の回転抵抗に寄与したと考えられる。そこで 3P および 6UP のウェブ接合部の負曲げ耐力計算には、2章の式(2.4.30)によるスラブ筋およびボルト要素を考慮した負曲げ耐力評価モデルを用いる。一定の荷重下では、梁端に生じる負曲げモーメント JM とスパン中央に生じる正曲げモーメント cM の和(以下、作用曲げモーメント)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 JRM_u^- とスパン中央の正曲げ耐力 BM_u^+ の和(以下、全曲げ耐力)が作用曲げモーメント $JM + cM$ 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。

3P および 6UP の曲げ耐力計算結果を図 3.3.23 に示す。3P、6UP とともに加熱終了時の全曲げ耐力 $BM_u^+ + JRM_u^-$ は作用曲げモーメントの約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。加熱初期には、無被覆小梁の温度上昇に伴って正曲げ耐力 BM_u^+ は低下し、20分頃には常温時の1/3程度、加熱終了時には常温時の1/7程度まで低下した。一方、図 3.3.23(a)より、接合部に耐火被覆を施した3Pでは、ウェブ接合部の負曲げ耐力 JRM_u^- はほとんど低下しなかった。図 3.3.23(b)より、接合部を無被覆とした6UP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 JRM_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。 BM_u^+ と JRM_u^- の比率は、常温時に

は3Pで $B M_u^+ : J_R M_u^- = 84 : 16$ 、6UPで $B M_u^+ : J_R M_u^- = 79 : 21$ であったが、加熱終了時には3Pで $B M_u^+ : J_R M_u^- = 40 : 60$ 、6UPで $B M_u^+ : J_R M_u^- = 46 : 54$ となった。このように、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 $B M_u^+$ が支配的であったのに対し、火災時にはウェブ接合部の負曲げ耐力 $J_R M_u^-$ の割合の方が大きくなった。これは火災加熱時の無耐火被覆合成梁の $B M_u^+$ の低下が著しいのに対し、接合部が無被覆であっても $J_R M_u^-$ の低下は比較的緩慢であったためである。



(a) 3P



(b) 6UP

図 3.3.23 曲げ耐力計算結果(ウェブ接合梁)

ウェブ接合梁 3P および 6UP では、梁端ウェブのせん断座屈がみられた。3P および 6UP の梁端ウェブのせん断降伏耐力 wQ_y の計算結果を図 3.3.24 に示す。 wQ_y は鋼構造耐火設計指針に基づき、式(3.3.5)より算出した。ウェブ温度 θ_w にはスパン中央のウェブ温度実験値を準用した。

$$wQ_y = w a \cdot s \sigma_y(\theta_w) / \sqrt{3} \quad (3.3.5)$$

ここで、 $w a$: ウェブ断面積(1,833mm²), $s \sigma_y(\theta_w)$: 小梁鋼材の高温降伏強度[N/mm²]

せん断降伏耐力 wQ_y が作用せん断力 wQ に等しくなった時間は、3P で 31 分時、6UP で 35 分時である。これは図 3.3.13 に示す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、せん断降伏した直後に荷重支持能力を損失することはなかった。せん断降伏以降も荷重を保持し続けた理由としては、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^{3.11)}が形成されてせん断耐力が増加したためと考えられる。

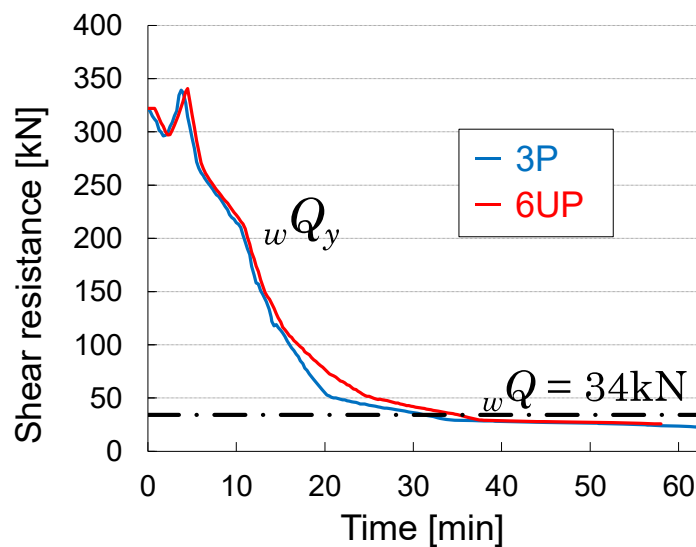


図 3.3.24 梁端ウェブのせん断耐力計算結果(ウェブ接合梁 3P および 6UP)

3.4 本章のまとめ

本研究では、直交大梁に梁端ウェブ接合された RC スラブ仕様の無耐火被覆完全合成梁(以下、ウェブ接合梁)の火災加熱時および放冷過程における挙動を実験により検討した。この実験では、ウェブ接合部の仕様(ボルト 3 本で接合部への耐火被覆あり、ボルト 6 本で接合部への耐火被覆なし)の 2 仕様を実験変数とし、さらに単純支持条件による完全合成梁(以下、単純梁)の荷重加熱実験も行った。本研究で得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 常温荷重時のウェブ接合梁の荷重-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ウェブ接合部での回転拘束効果が発揮され、単純梁よりもたわみが大きく抑制された。
- (2) ウェブ接合梁では、梁端部のスラブ筋がウェブ接合部の回転抵抗に寄与した。これより、コンクリートスラブが連続床形式でなくても、頭付きスタッドにより直交大梁上にスラブが定着されており、大梁のねじり剛性が十分であれば、スラブの梁端回転拘束効果が発揮されることを示した。
- (3) 長期許容曲げモーメントの 5 割を作用させた荷重条件下において、ISO 限界たわみ到達時間は、単純梁では 24 分、ウェブ接合梁では 61 分と 57.5 分であった。ウェブ接合梁では、ISO 限界たわみに達した後の放冷過程においても荷重支持能力を保持し続けた。
- (4) ウェブ接合梁では、曲げ崩壊はみられなかったが、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。梁端ウェブの降伏せん断耐力に基づく崩壊時間は ISO 限界たわみ到達時間より早かったが、その到達時間まで荷重支持能力を損失することはなかった。
- (5) 加熱終了直後、小梁の昇温膨張から冷却収縮に転じる際に、ウェブ接合部の高力ボルトとボルト孔のクリアランス分の移動に起因する回転抵抗の低下により、たわみが一時的に急増したが、その後の放冷過程においても荷重支持能力を損失することはなかった。
- (6) ISO 限界たわみに達した後の放冷過程において、小梁の冷却収縮が拘束されることでウェブ接合部に引張力が生じたが、ウェブ接合部でのボルト破断・はしめけ破断・ボルト孔の顕著な支圧変形はみられなかった。

第3章の参考文献

- 3.1) 日本建築学会：鋼構造耐火設計指針，2017.6
- 3.2) British Steel plc, Swinden Technology Centre: The behaviour of multi-storey steel framed buildings in fire, A European joint research programme, 1999
- 3.3) Selden KL, Fischer EC, Varma AH. Experimental investigation of composite beams with shear connections subjected to fire loading. *J Struct Eng* 142(2), 2016
- 3.4) J. Ding, Y.C. Wang: Experimental study of structural fire behaviour of steel beam to concrete filled tubular column assemblies with different types of joints, *Engineering Structures* 29, pp.3485-3502, 2007
- 3.5) Emily I. Wellman, Amit H. Varma, Rustin Fike, Venkatesh Kodur: Experimental Evaluation of Thin Composite Floor Assemblies under Fire Loading, *Journal of Structural Engineering* 137(9), pp.1002-1016, 2011
- 3.6) Erica C. Fischer, P.E., Amit H. Varma, Fire resilience of composite beams with simple connections: Parametric studies and design, *Journal of Constructional Steel Research* 128, pp.119-135, 2017
- 3.7) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，2010.11
- 3.8) 日本建築学会：構造材料の耐火性ガイドブック，2017.2
- 3.9) ISO834, Fire-resistance tests -Elements of building construction- Part 1:General requirements, 1999.9
- 3.10) 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
- 3.11) 日本建築学会:鋼構造座屈設計指針，2009.11

第4章 無耐火被覆合成梁と被覆された梁端接合部の温度分布

4.1	はじめに.....	146
4.2	解析対象実験の概要	148
4.2.1	熱的挙動の観点からみた実験変数.....	148
4.2.2	梁端接合部の被覆方法および温度測定位置	148
4.2.3	スパン中央における無耐火被覆合成梁の温度測定位置	149
4.2.4	加熱方法	151
4.3	三次元差分法による伝熱解析モデル.....	152
4.3.1	熱伝導モデル.....	152
4.3.2	無耐火被覆部分における火炎からの熱伝達モデル	153
4.3.3	スラブ上面における常温空気への熱伝達モデル	154
4.3.4	耐火被覆部分の伝熱モデル.....	154
4.3.5	デッキプレートとコンクリートの間の伝熱モデル	157
4.3.6	鋼材とコンクリートの熱物性値.....	158
4.4	無耐火被覆合成梁のスパン中央の断面内温度分布	160
4.4.1	格子分割モデルと熱収支式.....	160
4.4.2	解析結果と実験結果の比較.....	166
4.4.3	梁せい方向の一次元熱伝導モデルによる簡易計算	174
4.5	耐火被覆された梁端接合部の温度分布	176
4.5.1	格子分割モデルと熱収支式.....	176
4.5.2	解析結果と実験結果の比較.....	179
4.5.3	材軸方向の一次元熱伝導モデルによる簡易計算	182
4.6	本章のまとめ	184
	第4章の記号一覧.....	185
	第4章の参考文献.....	187

4.1 はじめに

2章では、梁端ウェブ接合部のみ耐火被覆(以下、被覆)された合成梁の載荷加熱実験に基づき、スパン中央とウェブ接合部における断面内温度分布の測定値および使用材料の高温強度を用いて、当該梁の火災時曲げ耐力を精度よく評価できる耐力計算式を提案した。ここで、無被覆合成梁のスパン中央および被覆されたウェブ接合部の温度分布を簡易に精度よく予測できれば、被覆施工範囲を梁端部のみに抑えて小梁を無被覆とする耐火設計の可能性がさらに高まると考えられる。

無被覆鉄骨梁の温度予測手法として、鈴木ら^{4.1)}は熱平衡式の近似的な解析解を導いており、鋼構造耐火設計指針^{4.2)}およびEurocode 4^{4.3)}では差分法による数値解析手法が示されている。これらの手法は、鉄骨の全断面を単一の集中質点とみなし、鋼材断面積に対する加熱周長の比(断面形状係数)を用いて、任意断面形状の平均鋼材温度を計算できる簡易的な手法である。しかし2章の実験において、標準加熱を受ける無被覆の純鉄骨梁では上フランジと下フランジで100℃以上の温度差が生じ、上フランジと等厚RCスラブの接触による熱移動が生じる合成梁ではその差がさらに大きくなり、最大250℃程度の温度差が生じた。よって、鉄骨梁の被覆を省略する場合には、スラブとの接触条件を考慮し、各要素(上下フランジ、ウェブ)の温度の違いをより正確に見積もることが望ましい。これらを考慮して、有限差分法^{4.4)}や有限要素法^{4.5)}を用いて等厚RCスラブによる合成梁を対象とした断面内温度分布を予測する手法が検討されている。しかし、上フランジとスラブの接触を考慮したデッキ合成スラブによる合成梁の伝熱性状を簡易な手法で検討した例は少ない。また、鉄骨梁とスラブの合成効果を評価する上で重要となる頭付きスタッドの温度に着目した研究は見あたらない。

火災時における梁端ウェブ接合部の負曲げ耐力の低下は、ボルト部分の温度が支配的となる。ボルトおよび添え板が加わる接合部の熱容量は梁母材のみの部分よりも大きくなるため、温度の抑制に有利となる。Eurocode 3^{4.6)}では、一般部の鉄骨断面温度に低減係数を乗じて接合部の温度を計算する方法、もしくは、接合部での局所的な断面形状係数を用いて計算する方法により、接合部の熱容量増加の効果が計算に反映される。梁端接合部のみに被覆を施した場合には被覆境界付近の温度差が大きくなり材軸方向の熱移動が生じるため、その熱的挙動は複雑となる。Dai^{4.7)}らは梁端部の被覆範囲を変数とした柱-梁接合部の加熱実験を実施し、梁の全長を被覆した場合と同等の効果が得られる被覆範囲を検討した。若松ら^{4.8)}は局所加熱を受ける無被覆鉄骨梁の加熱実験に基づき、材軸方向の熱移動を考慮した差分法による伝熱解析手法を提案した。一方、材軸方向で被覆方法や断面寸法が異なる場合の伝熱解析手法は未だ確立されていない。熱容量の増加や材軸方向の熱移動を考慮してボルト部分の温度を精度よく予測できれば、より合理的に梁端部の被覆仕様を決定することが可能となる。

本章では、2章における梁端接合部のみ被覆された合成梁の載荷加熱実験を対象として、上フランジとスラブの接触条件、梁の材軸方向の熱伝導およびウェブ接合部における熱容量の増加の3点を考慮した三次元差分法による伝熱解析モデルを示し、実験結果との比較から解析モデルの妥当性を検討する。さらに各要素の温度に対する影響要因を明らかにするため、解析に基づき各要素での入熱量について考察する。そして、影響の小さい伝熱成分を省略した一次元差分法による解析精度について検討する。一次元差分法まで簡略化できれば、一般的な表計算ソフト等を用いて簡易的に計算が可能となる。

4.2 解析対象実験の概要

4.2.1 熱的挙動の観点からみた実験変数

対象実験の構造的挙動に関する実験条件および結果については 2 章で詳述したが、本章で提案する伝熱解析手法の検討に必要な情報を与えるため、ここでは改めて熱的挙動に関わる部分を中心とした実験条件について述べる。実験変数および加熱時間を表 4.2.1 に、試験体の形状、温度測定位置および加熱炉への設置状況を図 4.2.1 に示す。本実験では、主として構造的挙動の観点から、ウェブ接合部の回転抵抗に影響する要因としてスラブ仕様を実験変数に設定したが、伝熱挙動の観点からみると、これらスラブ仕様の違いは上フランジ上面の熱的境界条件の違いとなる。試験体の SB は、熱伝導率が比較的小さな ALC(100mm 厚)をスラブに用いることで、上フランジ上面が完全断熱に近い条件とした無被覆小梁の伝熱挙動を把握するための試験体である。CB-RC は、スラブに等厚 RC スラブ(120mm 厚)を用い、上フランジ上面からコンクリートへの吸熱効果が期待される無被覆合成梁の伝熱挙動を把握するための試験体である。RC スラブのコンクリート型枠として、フラットデッキプレート(1.0mm 厚)を用いた。CB-CS は、スラブにデッキ合成スラブ(最厚部 130mm, 最薄部 80mm)を用いた合成梁である。図 4.2.1 (a)の右に示すように、デッキプレート(1.0mm 厚, 山高さ 50mm, 山谷間隔 150mm)は溝方向を小梁に対して直交させて配置し、梁上で連続的に架け渡した。このことにより、デッキ山部では上フランジ上面も直接火炎に曝され、デッキ谷部では上フランジ上面からコンクリートへの熱移動が生じる。CB-CS は、スパン方向によって上フランジ上面の熱的境界が異なる無被覆合成梁の伝熱挙動を把握するための試験体である。

表 4.2.1 熱的挙動に関する実験変数および加熱時間

試験体	床スラブ, スラブ厚さ	加熱時間
SB	ALC スラブ, 100mm	41 分
CB-RC	フラットデッキ型枠を用いた等厚 RC スラブ, 120mm	95 分
CB-CS	デッキ合成スラブ, 最薄部 80mm 最厚部 130mm	52 分

4.2.2 梁端接合部の被覆方法および温度測定位置

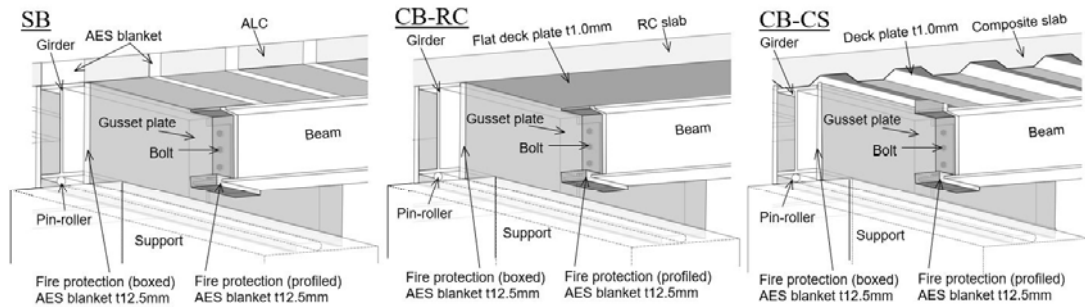
本実験では梁に 1 時間の耐火性能が求められる場合を想定し、小梁が無被覆であっても、直交大梁および小梁端部のウェブ接合部には 1 時間耐火相当の AES ブランケット(厚さ 12.5mm, 分類温度 1300℃, 密度 128kg/m³)を用いて耐火被覆を施した。大梁への被覆は、図 4.2.1 (a)に示すように、鋼材断面積に対する加熱周長の比が小さく被覆効率が高くなる

箱張りとした。大梁の端部小口面は、図 4.2.1(b)に示すように厚さ 50mm の AES ブランケットを用いて塞いだ。接合部においても大梁同様に箱張りとする、材軸方向の小口面からの熱流入を抑えるために小口面を塞ぐ必要があり、被覆施工が煩雑となるため、接合部への被覆は、図 4.2.1(b)に示すように溶接ピンを用いて鉄骨形状に沿って直張り固定とした。図 4.2.1(a), (c)に示すように接合部の被覆はボルト位置からスパン中央側に 80mm(ガセットプレート端部からは 30mm)までの範囲とした。

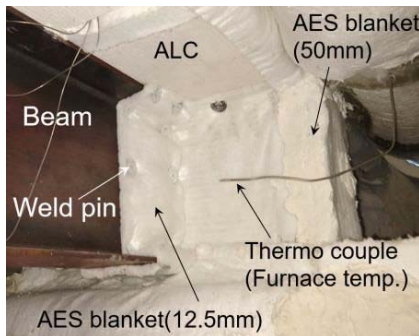
ウェブ接合部の温度は、ウェブ接合部の負曲げ耐力に影響する部位として、図 4.2.1(c), (e)に示すように、上下のボルトおよびボルト列の断面における鉄筋の温度を測定した。被覆された接合部では、高温の無被覆小梁からの入熱のみならず、ガセットプレートを介した低温大梁への熱移動が生じる。したがって、材軸方向の熱移動を考慮した伝熱解析を行うには、ガセットプレートの温度を把握する必要がある。そこで、図 4.2.1(c)に示す大梁ガセットプレート位置で温度を測定した。本伝熱解析においては、この測定値を大梁ガセットプレート温度(第一種境界条件)として与える。実務においては、大梁およびガセットプレートの温度も解析で求める必要があるが、本実験では、大梁の下フランジ部分で支持台上に設置されているため、下フランジ下面は直接火炎から加熱されず、さらにピンローラー治具を介して大梁下フランジと支持台間で熱移動が生じる条件となっている等、大梁における熱的境界条件が実建物における条件と大きく異なる。そのため、小梁端部側の熱的境界条件となる大梁ガセットプレート温度の解析手法については、本研究の対象外とし、今後の検討課題とする。

4.2.3 スパン中央における無耐火被覆合成梁の温度測定位置

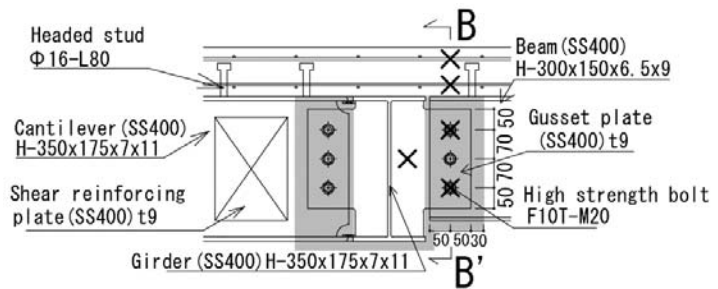
図 4.2.1(d)に示すように、スパン中央では、合成梁の正曲げ耐力に影響する部位として、上下フランジ、ウェブ、頭付きスタッド根本およびコンクリートスラブ内(スラブ下端、鉄筋、スラブ裏面)の温度を測定した。小梁から離れた位置のスラブはデッキプレートが直接火炎に曝されるため、小梁直上よりも温度が高くなると考えられる。耐力の算定にはより高温となる位置での温度を使用することを想定し、スラブ内温度は、小梁直上から離れた鉄筋位置で測定した。



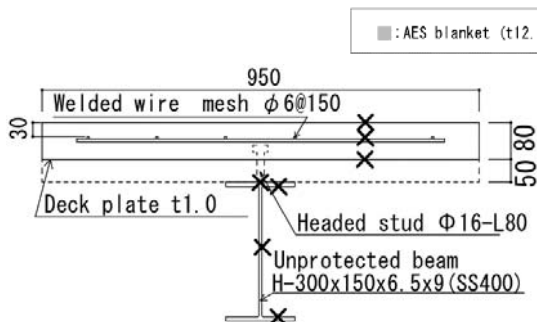
(a) 試験体の透視図



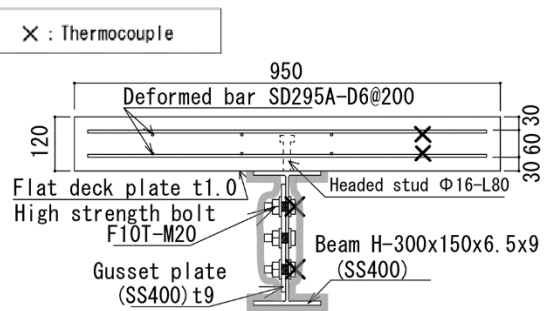
(b) 接合部の被覆状況 (SB)



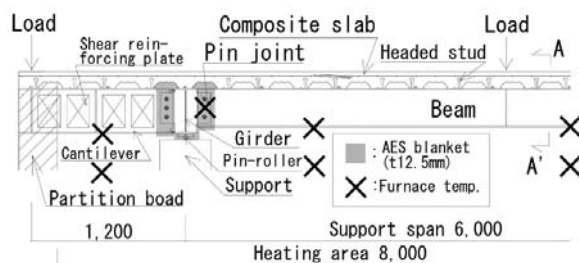
(c) 接合部付近の詳細 (CB-RC)



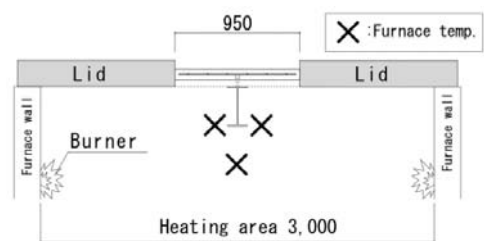
(d) スパン中央における無被覆小梁の断面内温度測定位置 (CB-CS)



(e) 被覆された梁端ウェブ接合部の断面内温度測定位置 (CB-RC)



(f) 加熱炉への試験体設置状況 (長手方向断面, スパン中央から左半分, CB-CS)



(g) 加熱炉への試験体設置状況 (短手方向断面, CB-CS)

図 4.2.1 試験体形状, 温度測定位置および加熱炉への設置状況 (寸法単位: mm)

4.2.4 加熱方法

試験体への加熱は ISO834 の標準加熱に準拠した。大梁を挟んで連続配置される両側の無被覆小梁からの 伝熱を模擬するため、片持梁も無被覆とし、図 4.2.1(f) に示すように片持梁部分も加熱範囲内に設定した。また、梁の両側面と下面の 3 面からのみ加熱されるよう、図 4.2.1(g) に示すように、断熱用炉蓋を用いて試験体の床板と加熱炉の間に生じる隙間を塞いだ。

炉内温度測定位置を図 4.2.1(f) , (g) に示す。小梁部分と片持梁部分(以下、一般部)において、長手方向に 5 断面、1 断面あたり梁の両側面と下面の 3 点の計 15 点の炉内温度を測定した。図 4.2.1(a) に示すように、接合部付近では支持台によって壁面バーナーから影となる部分が生じるため、接合部周辺の雰囲気温度は一般部よりも若干低くなるのが想定される。そこで図 4.2.1(b), (f) に示すように、接合部直前の炉内温度を追加で測定した。炉内温度測定値の平均値を図 4.2.2 に示す。実線は一般部、破線は接合部付近の炉内温度平均値を示す。一般部の炉内温度平均は ISO 加熱曲線と概ね一致したが、接合部付近の炉内温度平均値は ISO 加熱曲線よりも 1~2 割程度低めに推移した。そこで、被覆された梁端部の解析には接合部付近の平均炉内温度測定値を用い、それ以外の無被覆部分の解析には一般部の平均炉内温度測定値を用いることとする。

試験体への荷重を長期許容曲げモーメントの 4 割の荷重レベルとしたところ、試験体が崩壊に至るまでの加熱時間は、SB で 41 分、CB-RC で 95 分、CB-CS で 52 分となった。

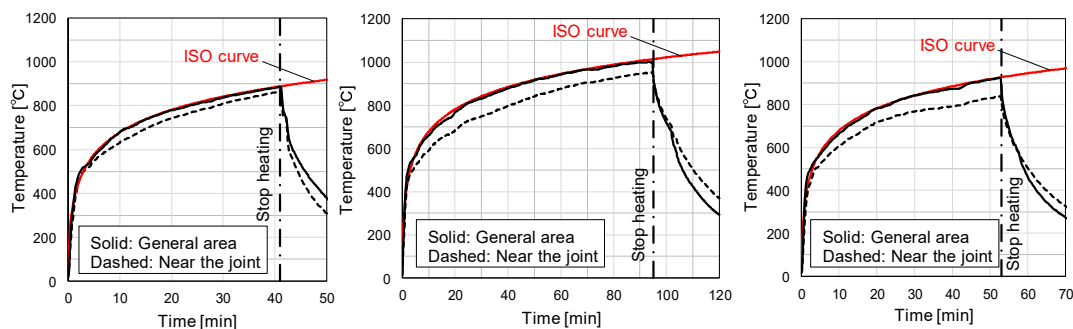


図 4.2.2 炉内平均温度(左から SB, CB-RC, CB-CS)

4.3 三次元差分法による伝熱解析モデル

本節では、差分法による伝熱解析モデルの一般表現を示す。解析対象の格子分割モデルおよび熱収支式については、4.4.1 および 4.5.1 で具体例を挙げて示す。

4.3.1 熱伝導モデル

熱伝導による差分格子間の伝熱に関する一般表現として、格子 m 、 n 間の熱伝導モデルを図4.3.1に示す。集中質点は格子の中央に位置するものとし、格子 m の集中質点を節点 m と呼ぶ。熱伝導により格子 n から格子 m へ流入する熱量 $\lambda Q_{m,n}$ [W]は式(4.3.1)で表される。

$$\lambda Q_{m,n} = \lambda A_{m,n} \cdot \lambda q_{m,n} \quad (4.3.1)$$

$$\lambda q_{m,n} = \lambda_{m,n} \frac{\theta_n - \theta_m}{d_{m,n}}$$

$$\lambda_{m,n} = \frac{(\lambda_m / \Delta d_{m,n})(\lambda_n / \Delta d_{n,m})d_{m,n}}{\lambda_m / \Delta d_{m,n} + \lambda_n / \Delta d_{n,m}}$$

ここで、 $\lambda A_{m,n}$ ：格子 m 、 n 間の境界断面積[m²]、 $\lambda q_{m,n}$ ：熱伝導により格子 n から格子 m に流入する熱流束[W/m²]、 $\lambda_{m,n}$ ：節点 m 、 n 間の層間熱伝導率^{4.2)} [W/(m K)]、 $d_{m,n}$ ：節点 m 、 n 間の距離[m]、 θ_m 、 θ_n ：格子 m 、 n の温度[°C]、 λ_m 、 λ_n ：格子 m 、 n の熱伝導率[W/(m K)]、 $\Delta d_{m,n}$ 、 $\Delta d_{n,m}$ ：節点 m 、 n から境界面までの距離[m]

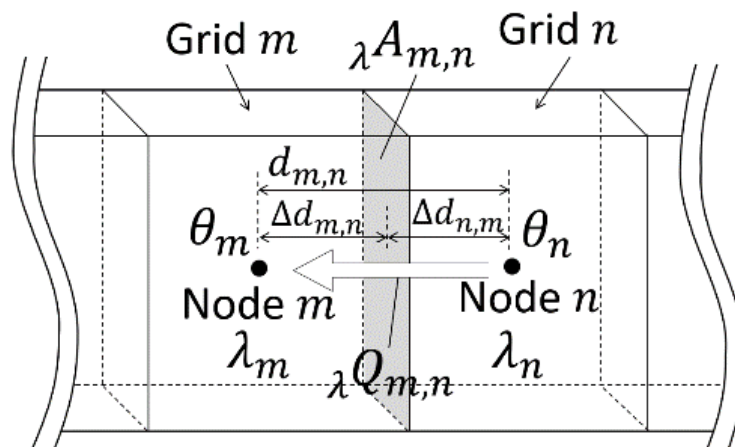


図 4.3.1 格子 m 、 n 間の熱伝導モデル

4.3.2 無耐火被覆部分における火炎からの熱伝達モデル

無被覆部分において火炎から格子 m へ流入する熱量 fQ_m [W]は式(4.3.2)で表される。

$$fQ_m = pA_m(rdq_m + cvq_m) \quad (4.3.2)$$

$$rdq_m = F_m \cdot \varepsilon_{eff} \cdot \sigma \{(\theta_f + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4\}$$

$$cvq_m = h_f(\theta_f - \theta_m)$$

ここで、 pA_m ：加熱表面積[m²]、 rdq_m ：放射熱伝達により火炎から格子 m へ流入する熱流束[W/m²]、 F_m ：火炎からみた平均形態係数^{4.2)}[-]、 ε_{eff} ：総合放射率^{4.3)}(火炎の放射率 1.0, 鋼材の放射率 0.9, コンクリートの放射率 0.7 から得られる)、 σ ：ステファンボルツマン定数(5.67×10^{-8} W/(m² K⁴))、 cvq_m ：対流熱伝達により火炎から格子 m へ流入する熱流束[W/m²]、 h_f ：加熱側の対流熱伝達率(23 W/(m² K))^{4.2)}、 θ_f ：炉内温度[°C]

本研究では、無被覆小梁を下フランジ、ウェブ、上フランジの 3 つの格子に分割して伝熱解析を行う。また、上フランジはスラブとの接触条件によって加熱周長が異なる。このときの各部位の平均形態係数は、鋼構造耐火設計指針^{4.2)}に基づき、式(4.3.3)～(4.3.5)で求められる無被覆小梁各部(図 4.3.2 の a 部～c 部)の形態係数 $F_a \sim F_c$ [-]を用いて、これらを部位別の加熱周長比で按分することで求められる。各部位の平均形態係数の算定式は後述の表 4.4.1, 表 4.4.2 中に示す。

$$F_a = 1.0 \quad (4.3.3)$$

$$F_b = (H_D - B')/H \quad (= 0.79) \quad (4.3.4)$$

$$F_c = (H + B' - H_D)/2B' \quad (= 0.44) \quad (4.3.5)$$

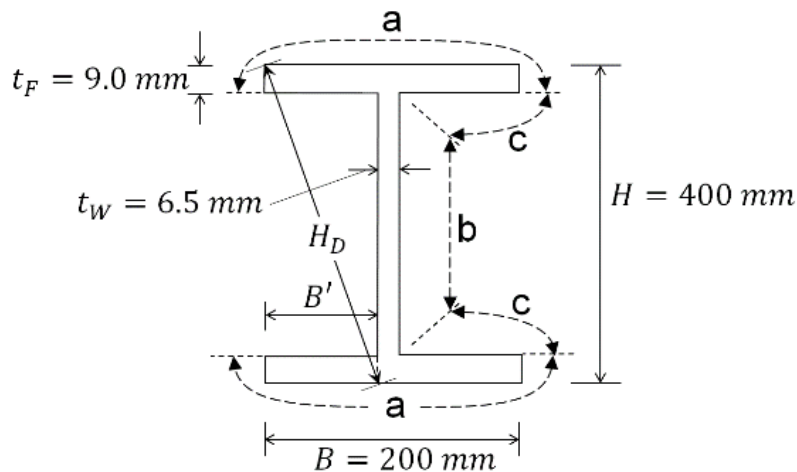


図 4.3.2 H 形断面鋼の各部の形態係数算出モデル

4.3.3 スラブ上面における常温空気への熱伝達モデル

コンクリートスラブ上面の非加熱面では、常温空気との間で伝熱が生じる。常温空気から格子 m へ流入する熱量 ${}_{AT}Q_m$ [W]は式(4.3.6)で表される。火災時は θ_m の値が θ_{AT} より大きくなるため、 ${}_{AT}Q_m$ は負、すなわちスラブ上面から空気へ熱が流出する。

$${}_{AT}Q_m = pA_m(rdq_m + cvq_m) \quad (4.3.6)$$

$$rdq_m = F_m \cdot \varepsilon_{eff} \cdot \sigma \{(\theta_{AT} + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4\}$$

$$cvq_m = h_{AT}(\theta_{AT} - \theta_m)$$

ここで、 F_m ：常温空気からみた平均形態係数(1.0)、 ε_{eff} ：総合放射率 (=コンクリートの放射率0.7)^{4.3)}、 h_{AT} ：非加熱面での対流熱伝達率(6.4 W/(m²K))^{4.9)}、 θ_{AT} ：非加熱側空気温度(20 °C一定)

4.3.4 耐火被覆部分の伝熱モデル

被覆部分における伝熱モデルとして、被覆材と鋼材をまとめて単一の集中質点に置き換え、被覆材の熱物性値(熱伝導率、比熱、密度)の影響を含んだ熱平衡式を解く方法が提案されている。原田^{4.10)}は、被覆材の熱物性値を一定として扱い、熱平衡式の近似解を導いている。Eurocode 4^{4.3)}では、被覆材の熱物性値を温度依存の関数として扱い、熱平衡式を差分法により数値的に解く方法が示されている。また鋼構造耐火設計指針^{4.2)}では、被覆材を厚さ方向に分割し、各層の温度も含めて次元差分法により鋼材温度を求める方法が示されている。これら解析手法は、比較的簡便であり、被覆材の各種熱物性を詳細に考慮できる点で優れている。一方、被覆材の高温時の熱物性値を取得することは容易でなく、現在、高温時の熱物性値が整備されている被覆材料は限られている。そこで本研究では、高温時の熱物性値が得られていない被覆材についても、小型試験体による加熱試験に基づいて比較的容易に熱物性値を取得でき、鋼材温度の解析に利用できる簡易伝熱モデルを提案する。

図4.3.3(a)に被覆材の簡易伝熱モデルを示す。ここでは、被覆材の表面温度 $\theta_{fp,surf}$ が加熱温度 θ_f と、被覆材の裏面側温度 $\theta_{fp,unexp}$ が鋼材温度 θ_m とそれぞれ等しく、被覆材内部の温度分布が瞬時に直線分布、すなわち定常状態になることを仮定する。このとき被覆材を介して火炎から格子 m へ流入する熱量 ${}_{fp}Q_m$ [W]は、火炎から鋼材表面までの熱コンダクタンス K [W/(m²K)]を用いて、式(4.3.7)で表される。

$${}_{fp}Q_m = {}_{fp}A_m K(\theta_f - \theta_m) \quad (4.3.7)$$

ここで、 ${}_{fp}A_m$ ：加熱表面積[m²] (Eurocode 4を参考に、被覆材内側の表面積を採用する) また、熱コンダクタンス K は、被覆材平均温度 $\theta_{fp,ave}$ (= $(\theta_f - \theta_m)/2$)に依存する関数として与える。

この簡易伝熱モデルを前提とすると、式(4.3.7)の ${}_{fp}Q_m$ 、 θ_f 、 θ_m が得られれば、熱コンダ

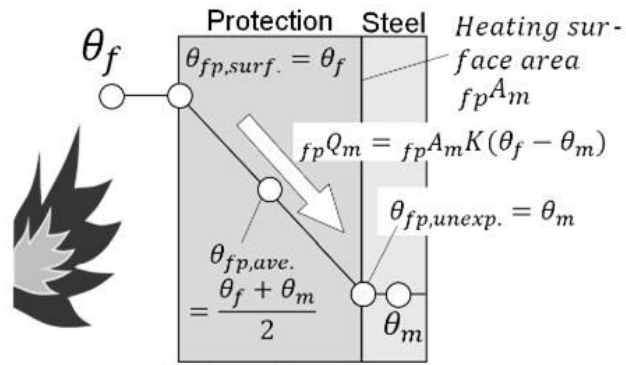
クタンズ K と $\theta_{fp,ave}$ の関係を求めることができる。本実験で用いた AES ブランケットの K は、**図 4.3.3 (b), (c)**に示すように、実大試験体と同様の AES ブランケット(12.5mm 厚)で被覆された小型試験体(200mm×200mm×9mm 厚さの鋼板)を用いて、被覆材側からの 1 面加熱試験を実施し、得られた鋼材温度と加熱温度から求められる。小型試験体は、加熱面以外の周囲を厚さ 50mm の AES ブランケットで十分に断熱されているため、鋼材温度上昇分はすべて AES ブランケット(12.5mm 厚)を介して流入した熱量によると考えられる。よって、各時間における熱コンダクタンス K は、小型試験体の熱収支式を K で整理した式(4.3.8)より求められる。

$$K = \frac{\rho_s c_s \Delta\theta_m / \Delta t}{1/t_s (\theta_f - \theta_m)} \quad (4.3.8)$$

ここで、 ρ_s : 鋼材密度[kg/m³], c_s : 鋼材比熱[J/(kgK)], t_s : 鋼材厚さ[m], $\Delta\theta_m / \Delta t$: 鋼材温度上昇速度[K/s]

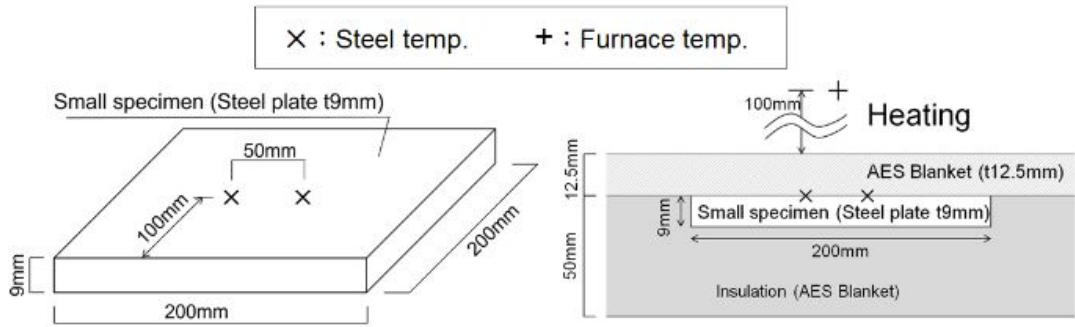
小型試験で得られた加熱温度と平均鋼材温度を**図 4.3.3 (d)**に、式(4.3.8)で求めた各時間における K を $\theta_{fp,ave}$ との関係に変換したものを**図 4.3.3 (e)**に示す。800°C以降の K の乱れは、4.3.6 節で後述する 700~800°Cで比熱が大きく上昇する鋼材比熱モデル^{4.3)}を用いたためである。解析での K には、実験値を近似する折線を使用する。

被覆材の内部温度に瞬時定常状態を仮定するこの伝熱モデルは、理論上の厳密さに欠ける近似手法である。一方、小型試験体の加熱試験から得られる鋼材温度と加熱温度の測定データのみから熱物性を求めることができ、被覆材の熱物性値として、熱伝導率、比熱、密度などをそれぞれ個別に考慮せず、熱コンダクタンスのみで取り扱えるという利点がある。含水材料や被覆厚が大きい場合には被覆材内部の温度分布は直線的とならないと考えられるが、この場合には含水や熱容量等の影響が含まれる値として K が算出され、温度計算値と実験値の整合性は保たれる。含水率や被覆材厚さが異なる場合には、含水率毎、被覆厚さ毎に熱コンダクタンスを取得する必要があるが、ここで提案した簡易伝熱モデルは AES ブランケット以外の被覆材料にも適用可能である。例えば、発泡性耐火塗料のように、加熱時に厚さと熱物性値が複雑に変化するような被覆材料にも適用可能である。



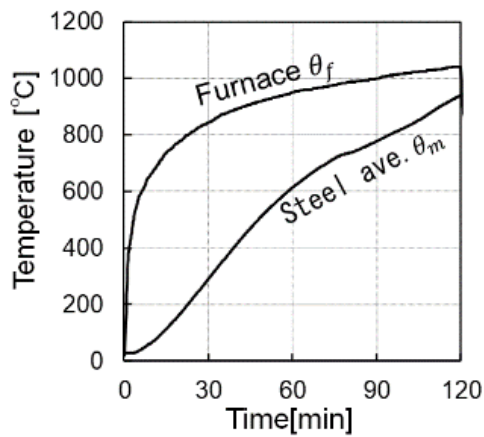
K : Thermal conductance
(K is a function of $\theta_{fp,ave}$)

(a) 被覆材の伝熱モデル

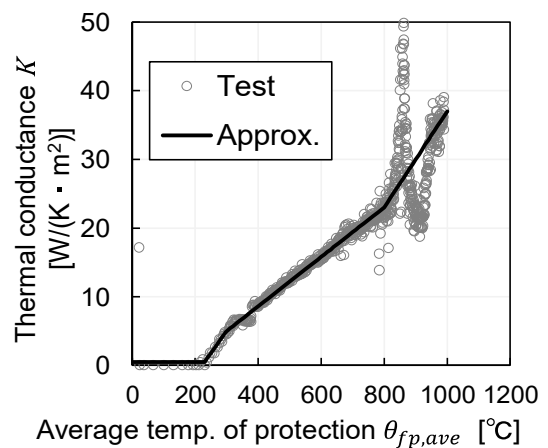


(b) 小型試験体および熱電対設置位置

(c) 小型試験体の被覆状況と炉内温度測定位置



(d) 小型試験体の加熱試験から得られた温度測定値



(e) AES ブランケットの熱コンダクタンスと被覆材平均温度の関係

図 4.3.3 被覆部分における簡易伝熱モデル

4.3.5 デッキプレートとコンクリートの間の伝熱モデル

デッキプレート(以下、デッキ)を使用したコンクリートスラブにおいて、デッキ下面から火災加熱を受けると、熱変形によりデッキがコンクリートから剥離して空気層が形成され、断熱効果を発揮することが報告されている(例えば 4.11),4.12)。空気層が形成された場合のデッキからコンクリートへの熱移動は、デッキからの放射熱伝達および空気層の高温空気による対流熱伝達により生じる。空気層における対流熱伝達を厳密に考慮するには、空気層での熱収支を考えて空気層温度を求める必要があり、解析モデルが複雑となる。また、Shivam Sharma ら 4.13)は有限要素解析により、デッキが剥離することによる空気層形成がコンクリート温度に及ぼす影響を調べ、デッキからの放射成分が支配的であることを示した。そこで本研究では、デッキとコンクリートの間の伝熱モデルとして、図 4.3.4 に示すように、デッキからの放射熱伝達のみを考慮する。放射熱伝達によりデッキから格子 m へ流入する熱量 dQ_m [W]は式(4.3.9)で表される。

$$dQ_{m,n} = dpA_m F_m \epsilon_{eff} \sigma \{ (\theta_n + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4 \} \quad (4.3.9)$$

ここで、 dpA_m : 放射を受ける格子 m の表面積[m²]、 F_m : 形態係数(=1.0[-])、 ϵ_{eff} : 総合放射率 4.3) (鋼材とコンクリートの放射率の積= 0.9×0.7 = 0.63[-])

熱容量が比較的小さく、直接火災に曝されるデッキは、加熱開始後、温度が急上昇して早期にコンクリートから剥離すると考えられる。図 4.3.5 に実験後のデッキの剥離状況を示す。CB-RC(図 4.3.5(a), (b))ではスパン全長においてフラットデッキの剥離がみられた。CB-CS(図 4.3.5(c), (d))においてもスパン全長でデッキの剥離がみられたが、スパン中央付近のデッキ勘合部近傍(図 4.3.5(c)右)で一部、接触部が残っていた。ただし、接触部の割合は小さいこと、また接触部と剥離部に応じたモデル化は非常に煩雑となることから、CB-RCとCB-CSの解析において、デッキからコンクリートへの伝熱は初期から放射による伝熱のみとして計算を行う。

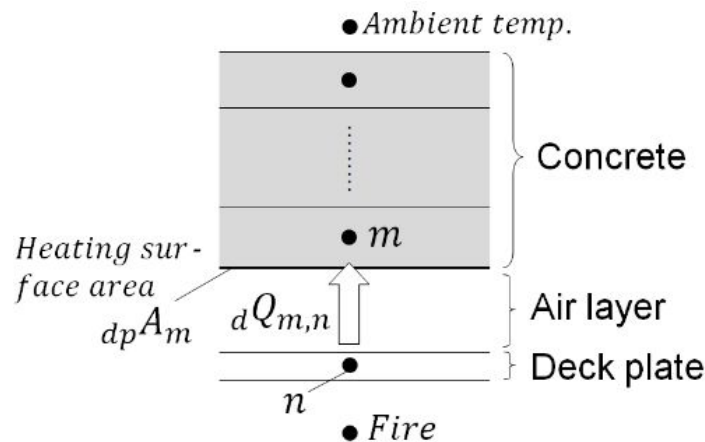


図 4.3.4 デッキプレートとコンクリートの間の伝熱モデル

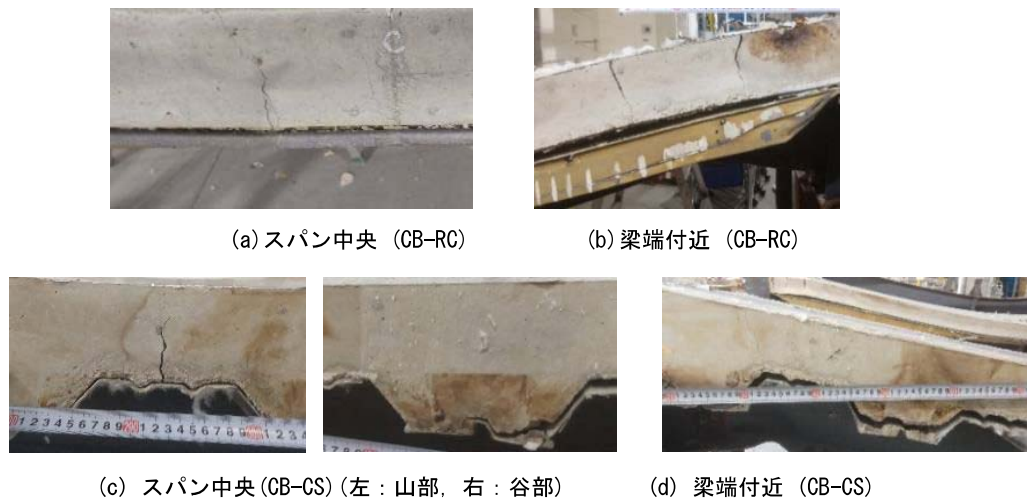


図 4.3.5 実験後のデッキプレートの剥離状況

4.3.6 鋼材とコンクリートの熱物性値

解析に用いる鋼材の比熱 c_s および熱伝導率 λ_s には、式(4.3.10)および式(4.3.11)による Eurocode 式を用いた。 c_s および λ_s と部材温度 θ_m の関係を図 4.3.6 および図 4.3.7 に示す。鋼材密度 ρ_s は温度に寄らず 7850 kg/m³とした。

20°C ≤ θ_m ≤ 600°Cのとき

$$c_s = 425 + 7.73 \times 10^{-1} \theta_m - 1.69 \times 10^{-3} \theta_m^2 + 2.22 \times 10^{-6} \theta_m^3 \quad [\text{J}/(\text{kgK})]$$

600°C < θ_m ≤ 735°Cのとき

$$c_s = 666 - 13002/(\theta_m - 738) \quad [\text{J}/(\text{kgK})] \quad (4.3.10)$$

735°C < θ_m ≤ 900°Cのとき

$$c_s = 545 + 17820/(\theta_m - 731) \quad [\text{J}/(\text{kgK})]$$

900°C < θ_m ≤ 1200°Cのとき

$$c_s = 650 \quad [\text{J}/(\text{kgK})]$$

20°C ≤ θ_m ≤ 800°Cのとき

$$\lambda_s = 54 - 3.33 \times 10^{-2} \theta_m \quad [\text{W}/(\text{mK})] \quad (4.3.11)$$

800°C < θ_m ≤ 1200°Cのとき

$$\lambda_s = 27.3 \quad [\text{W}/(\text{mK})]$$

コンクリートの比熱は Eurocode 4 に示される近似式を用いる。ただし、コンクリート中には水分が存在し、その蒸発潜熱によって 100°C付近で温度停滞が起きる。これを厳密に考慮するには、熱水分同時移動モデル^{4.11)}を用いて計算する必要があるが、実務上の負担が大

きい。よって、本解析では水分移動は考慮せずに水分の蒸発潜熱の影響を再現するため、解析上は鋼構造耐火設計指針に示される方法で 95°Cから 105°Cの範囲で蒸発潜熱に相当する比熱を割り増した式(4.3.12)による有効比熱 c_c を用いる。

$\theta_m < 95, 105 < \theta_m$ のとき

$$c_c = 890 + 56.2(\theta_m/100) - 3.4(\theta_m/100)^2 \quad [\text{J}/(\text{kg K})] \quad (4.3.12)$$

$95 \leq \theta_m \leq 105$ のとき

$$c_c = 890 + 56.2(\theta_m/100) - 3.4(\theta_m/100)^2 + Lw_0/(105 - 95) \quad [\text{J}/(\text{kg K})]$$

ここで、 L ：水の蒸発潜熱(2257 kJ/kg)^{4.14)}、 w_0 ：コンクリートの質量含水率[%]、コンクリートの質量含水率 w_0 は、試験体と同一条件で養生した小型供試体から抜き取ったコンクリートコアを用いて実測し、その結果は 3.50%であった。

コンクリートの熱伝導率 λ_c には Eurocode 4 に示される式(4.3.13)による普通コンクリートの上限の熱伝導率を用いた。

$$\lambda_c = 2 - 0.2451(\theta_m/100) + 0.0107(\theta_m/100)^2 \quad [\text{W}/(\text{m K})] \quad (4.3.13)$$

c_c および λ_c と部材温度 θ_m の関係を図 4.3.8 および図 4.3.9 に示す。コンクリート密度は温度に依らず 2300 kg/m³とした。なお解析上、スラブ内に配される鉄筋はモデル化せず、スラブ内の熱物性値はコンクリートのみの値を用いた。

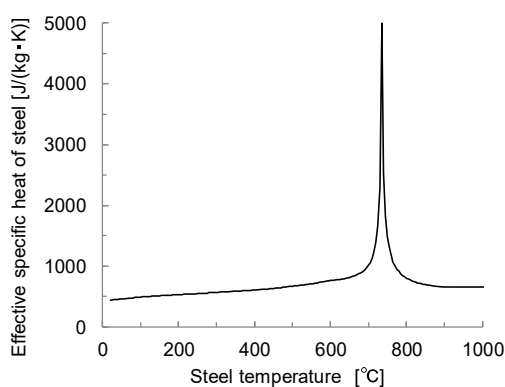


図 4.3.6 鋼材の有効比熱^{4.3)}

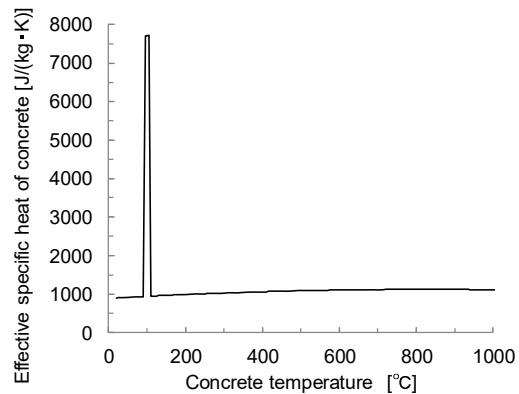


図 4.3.8 コンクリートの有効比熱^{4.3)}

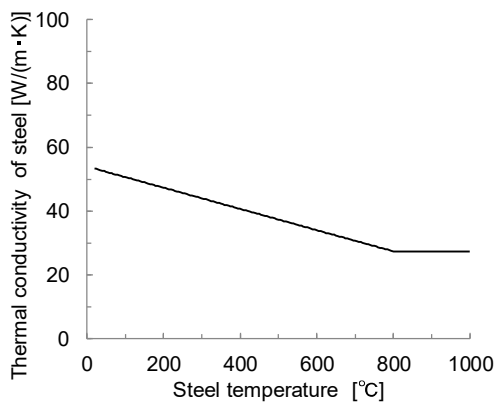


図 4.3.7 鋼材の熱伝導率^{4.3)}

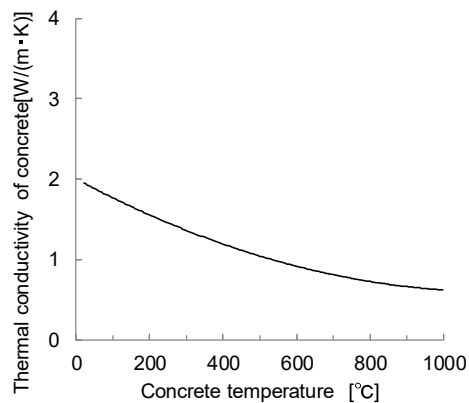


図 4.3.9 コンクリートの熱伝導率^{4.3)}

4.4 無耐火被覆合成梁のスパン中央の断面内温度分布

4.4.1 格子分割モデルと熱収支式

スパン中央における差分格子の分割モデルとして、ALC 仕様試験体 SB のモデルを図 4.4.1、図 4.4.2 に、等厚 RC スラブ仕様試験体 CB-RC のモデルを図 4.4.3 に、デッキ合成スラブ仕様試験体 CB-CS のモデルを図 4.4.4、図 4.4.5 に示す。いずれの試験体においても、小梁断面内の左右対称性を考慮し、断面の右半分のみをモデル化して中央位置を断熱境界に設定した。小梁は下フランジ、ウェブ、上フランジの 3 つに分割し、CB-RC と CB-CS のコンクリートスラブは高さ方向の分割厚さを $\Delta t_c = 5 \text{ mm}$ とした。SB および CB-RC では、小梁の材軸方向の断面構成が変わらず、スパン中央においては材軸方向の温度差は生じないため、材軸方向の熱伝導は無視できる。よって SB および CB-RC では、図 4.4.1~4.4.3 に示すように、スパン中央における熱伝導は梁せい方向とスラブの幅方向でのみ考慮する。一方、CB-CS ではデッキの山谷形状があるため、材軸方向においても温度差が生じて熱伝導による熱移動が生じる。よって CB-CS では、図 4.4.4 および図 4.4.5 の(a)に示すように、材軸方向での熱移動も考慮する。実際のデッキ形状には傾斜部があり、リブ幅寸法がスラブ内の温度に影響する^{4.15)}ことがわかっているが、本解析では単純化のため、試験体と同一の山谷ピッチ(150mm)とした矩形断面に簡略化した。また材軸方向の対称性を考慮し、図 4.4.4 および図 4.4.5 の(a)に示すように 150mm の範囲のみをモデル化し、その左右の両端部は断熱境界とした。

スパン中央における SB と CB-RC の代表的な格子での熱収支式を表 4.4.1 に、CB-CS の熱収支式を表 4.4.2 に示す(記号は章末の一覧表を参照)。温度計算は、ある時刻 t における各格子での熱収支式を解き、各格子の温度上昇速度 $\Delta\theta_m/\Delta t$ (m は格子番号) に時間刻み Δt (本解析では Eurocode 4^{4.3)} を参考に 5 秒とした) を乗ずることで上昇温度 $\Delta\theta_m$ を求め、次のステップ $t + \Delta t$ における各格子温度 $\theta_m + \Delta\theta_m$ が求められる。これを解析終了時間まで逐次繰り返し計算することで各時間の温度が求められる。以下では、スパン中央の代表的な格子における熱収支について説明する。

(1) 下フランジの熱収支

SB のスパン中央における下フランジの熱収支式を表 4.4.1 の(1)列に示す。下フランジの単位時間当たりの蓄熱量は、火炎からの流入熱量 fQ_{LF_i} とウェブからの熱伝導による流入熱量 $\lambda Q_{LF_i, W_i}$ の和で求められる。 $\lambda Q_{LF_i, W_i}$ および fQ_{LF_i} は式(4.3.1)の $\lambda Q_{m,n}$ および式(4.3.2)の fQ_m にそれぞれ対応し、 m に LF_i を、 n に W_i を代入することで各流入熱量が求められる。記号の対応は、他の格子においても同様である。CB-RC のスパン中央の下フランジの熱収支には、SB と同様の式を用いられるが、CB-CS では後述の表 4.4.2 の(5)列に示す上フランジと同様に、材軸方向で隣り合う下フランジからの熱伝導による流入熱量も熱収支式に含まれる。

(2) ウェブの熱収支

SB のスパン中央におけるウェブの熱収支式を表 4.4.1 の(2)列に示す。ウェブでは火炎からの流入熱量 fQ_{W_i} に加え、上下フランジからの熱伝導による流入熱量 $\lambda Q_{W_i, UF_i}$ 、 $\lambda Q_{W_i, LF_i}$ が生

じる。CB-RC のウェブは SB と同様の熱収支式となり、CB-CS では材軸方向に隣り合うウェブからの熱伝導も考慮される。

(3)上フランジの熱収支(SB)

SB のスパン中央における上フランジの熱収支式を表 4.4.1 の(3)列に示す。コンクリートに比べ熱伝導率が非常に小さい ALC を上面に設置した SB では、上フランジ上面を断熱境界として扱う。したがって、火炎からの流入熱量 fQ_{LF_i} の計算に用いる加熱表面積上フランジ上面を断熱境界として扱う。したがって、火炎からの流入熱量 fQ_{LF_i} の計算に用いる加熱表面積 pA_{LF_i} は、上フランジの小口面と下面の2面となり、平均形態係数 F_{LF_i} も同様の面を想定し計算される。熱伝導による流入熱量は、ウェブからのみ考慮する。

(4)上フランジの熱収支(CB-RC)

CB-RC のスパン中央における上フランジの熱収支式を表 4.4.1 の(4)列に示す。等厚 RC スラブによる合成梁である CB-RC の上フランジにおける SB との違いは、コンクリートスラブとの熱移動が生じることである。したがって、SB の上フランジの熱収支式には、コンクリートスラブの最下層格子 $CS1_i$ からの熱伝導による流入熱量 $\lambda Q_{UF_i,CS1_i}$ が含まれる。デッキ合成スラブ仕様の CB-CS のデッキ谷部の上フランジにおいても、スラブとの接触があるため、CB-RC と同様にスラブの最下層格子からの流入熱量を考慮する。

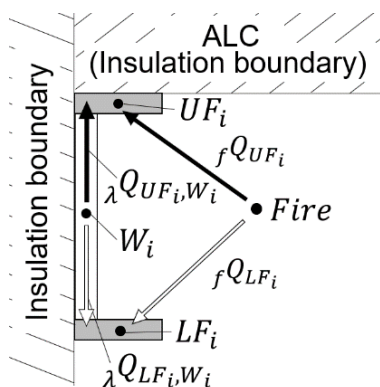


図 4.4.1 上下フランジの熱収支モデル(SB)

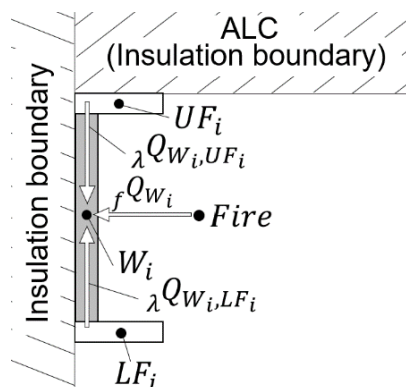


図 4.4.2 ウェブの熱収支モデル(SB)

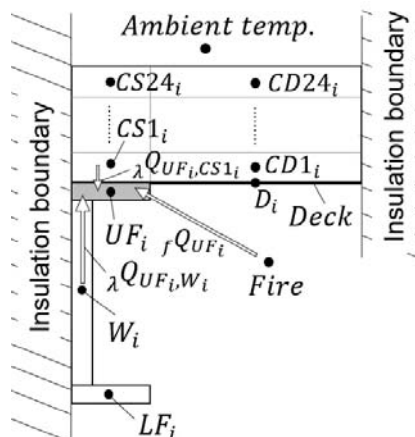


図 4.4.3 上フランジの熱収支モデル(CB-RC)

表 4.4.1 スパン中央の各格子における熱収支式 (SB と CB-RC)

対象	(1) 下フランジ		(2) ウェブ		(3) 上フランジ (SB)		(4) 上フランジ (CB-RC)	
	図番号	格子番号	図4.4.2	W_i	図4.4.1	UF_i	図4.4.3	UF_i
熱収支式	図4.4.1	LF_i	図4.4.2	W_i	図4.4.1	UF_i	図4.4.3	UF_i
	$c_{LF_i} \rho_s V_{LF_i} \frac{\Delta \theta_{LF_i}}{\Delta t}$ $= \lambda Q_{LF_i, W_i} + f Q_{LF_i}$		$c_{W_i} \rho_s V_{W_i} \frac{\Delta \theta_{W_i}}{\Delta t}$ $= \lambda Q_{W_i, UF_i} + \lambda Q_{W_i, LF_i} + f Q_{W_i}$		$c_{UF_i} \rho_s V_{UF_i} \frac{\Delta \theta_{UF_i}}{\Delta t}$ $= \lambda Q_{UF_i, W_i} + f Q_{UF_i}$		$c_{UF_i} \rho_s V_{UF_i} \frac{\Delta \theta_{UF_i}}{\Delta t}$ $= \lambda Q_{UF_i, W_i} + \lambda Q_{UF_i, CS1_i} + f Q_{UF_i}$	
格子体積 [m ³]	$V_{LF_i} = B t_F \Delta x_i / 2$		$V_{W_i} = t_W (H - 2 t_F) \Delta x_i / 2$		$V_{UF_i} = B t_F \Delta x_i / 2$		$V_{UF_i} = B t_F \Delta x_i / 2$	
加熱表面積 [m ²]	$p A_{LF_i} = (t_F + B') \Delta x_i$		$p A_{W_i} = (H - 2 t_F) \Delta x_i$		$p A_{UF_i} = (t_F + B') \Delta x_i$		$p A_{UF_i} = (t_F + B') \Delta x_i$	
平均形態係数 [-]	$F_{LF_i} = \frac{F_a (B/2 + t_F) + F_c B'}{B/2 + t_F + B'}$		$F_{W_i} = F_b$		$F_{UF_i} = \frac{F_a t_F + F_c B'}{t_F + B'}$		$F_{UF_i} = \frac{F_a t_F + F_c B'}{t_F + B'}$	
格子間の境界断面面積 [m ²]	$\lambda A_{LF_i, W_i} = t_W \Delta x_i / 2$		$\lambda A_{W_i, UF_i} = \lambda A_{W_i, LF_i} = t_W \Delta x_i / 2$		$\lambda A_{UF_i, W_i} = t_W \Delta x_i / 2$		$\lambda A_{UF_i, W_i} = t_W \Delta x_i / 2$ $\lambda A_{UF_i, CS1_i} = B \Delta x_i / 2$	

(5)スラブ非接触部における上フランジの熱収支(CB-CS)

CB-CS のスパン中央における上フランジ(スラブ非接触部)の熱収支式を表 4.4.2 の(5)列に示す。デッキ山部における上フランジでは、スラブとの接触がなく上フランジ上面も直接火炎に曝される。したがって、火炎からの流入熱量 fQ_{UF_i} の計算に用いる加熱表面積 pA_{UF_i} には、上フランジの小口面と下面に加え、上フランジ上面も含まれる。平均形態係数 F_{LF_i} も同様の面を想定して計算される。SB および CB-RC と異なり、スパン中央においても材軸方向の熱移動が生じる。CB-CS では、材軸方向に隣り合うスラブ接触部の上フランジ(図 4.4.4(a)参照)との熱伝導を考慮する。

(6)デッキプレートの熱収支(CB-CS)

デッキの熱収支式を表 4.4.2 の(6)列に示す。デッキでは、火炎からの流入熱量 $fQ_{D_{i+1}}$ とコンクリートスラブとの放射のやり取りによる流入熱量 $aQ_{D_{i+1},CD1_{i+1}}$ を考慮する。 $aQ_{D_{i+1},CD1_{i+1}}$ は、式(4.3.9)の $aQ_{m,n}$ に対応し、 m に D_{i+1} を、 n に $CD1_{i+1}$ を代入することで流入熱量が求められる。デッキの熱収支式は CB-RC も同様である。

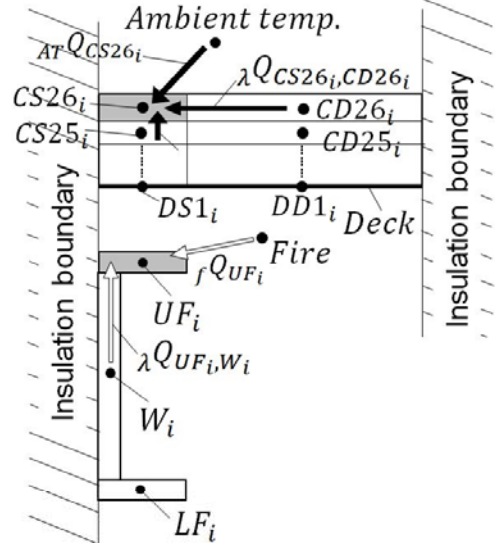
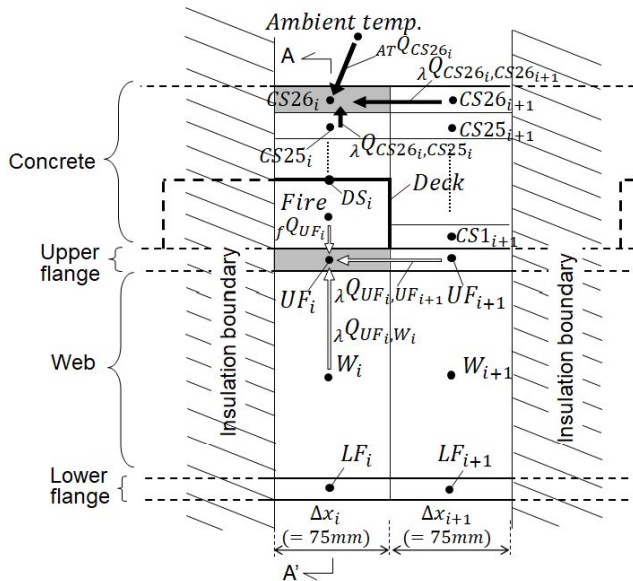
(7)上フランジと接触するスラブ下端の熱収支(CB-CS)

CB-CS の上フランジと接触しているスラブ下端の格子における熱収支式を表 4.4.2 の(7)列に示す。試験体 CB-CS では、デッキを小梁上で連続的に配置しているため、上フランジとコンクリートの間には実際にはデッキが存在する。しかし、デッキ厚さが 1mm で熱容量が小さく、この箇所ではコンクリートからデッキが剥離することによる空気層も形成されないため、解析上、この部分のデッキは無視する。格子 $CS1_{i+1}$ では、上フランジ UF_{i+1} 、上部のスラブ格子 $CS2_{i+1}$ および梁幅方向に隣り合うスラブ格子 $CD1_{i+1}$ からの熱伝導による入熱 $\lambda Q_{CS_{i+1},UF_{i+1}}$ 、 $\lambda Q_{CS_{i+1},CS2_{i+1}}$ および $\lambda Q_{CS_{i+1},CD1_{i+1}}$ が生じる。さらに、図 4.4.5(a)に示すように、材軸方向に隣り合うデッキ $DS1_{i+1}$ からの放射による流入熱量 $aQ_{CS_{i+1},DS1_{i+1}}$ も計算に含まれる。CB-RC の頭付きスタッド根本温度も同様にスラブ下端温度で評価するが、CB-RC では上フランジと上部のスラブ格子からの熱伝導のみを考慮した熱収支式となる。

鉄骨梁とスラブとの合成効果を評価するには、両者を結合する頭付きスタッドの根本温度を把握する必要がある。鋼材の熱拡散率はコンクリートよりもかなり大きく、頭付きスタッド内の高さ方向の温度分布は、頭付きスタッドがない箇所のスラブ内の高さ方向の温度分布とは異なると考えられる。一方、スラブ下端と頭付きスタッド根本の温度のみで考えると、両者の差異は比較的小さい可能性がある。また、頭付きスタッドの形状を含めたモデル化は煩雑であり、実務上の負担が大きい。そこで本解析においては、頭付きスタッドはモデル化せず、上フランジと接触しているコンクリートスラブ下端の格子温度を頭付きスタッド根本温度とみなせるかを実験値との比較により検討する。

(8)非加熱側空気に接するスラブ上端の熱収支(CB-CS)

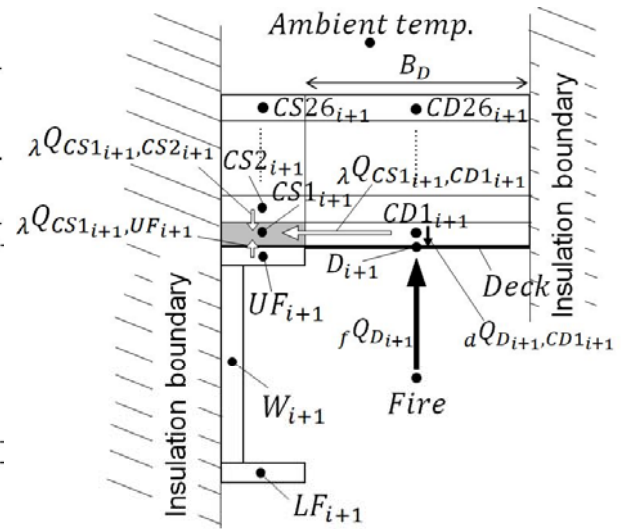
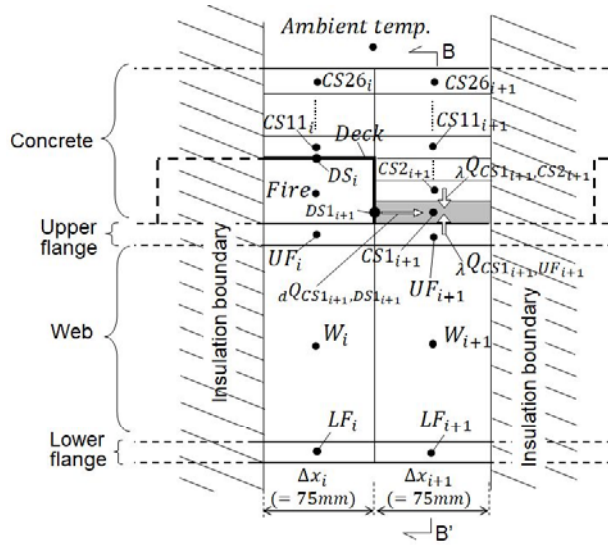
CB-CS の非加熱側空気に接するスラブ(デッキ山部)上端における熱収支式を表 4.4.2 の(8)列に示す。スラブ上端の格子 $CS26_i$ では、下部のスラブ格子 $CS25_i$ 、材軸方向に隣り合うスラブ格子 $CS26_{i+1}$ および梁幅方向に隣り合う $CD26_i$ から熱伝導による流入熱量 $\lambda Q_{CS26_i,CS25_i}$ 、 $\lambda Q_{CS26_i,CS26_{i+1}}$ および $\lambda Q_{CS26_i,CD26_i}$ が生じる。また、常温空気からの流入熱量 ATQ_{CS26_i} も生じる。 ATQ_{CS26_i} は、式(4.3.6)の ATQ_m に対応し、 m に $CS26_i$ を代入することで流入熱量が求められる。



(a) 材軸方向の格子分割

(b) A-A' 断面

図 4.4.4 上フランジとスラブ上面の熱収支モデル (CB-CS)



(a) 材軸方向の格子分割

(b) B-B' 断面

図 4.4.5 デッキプレートとスラブ下端の熱収支モデル (CB-CS)

表 4.4.2 スパン中央の各格子における熱収支式 (CB-CS)

対象	(5) 上フランジ		(6) デッキプレート	(7) スラブ下端 (上フランジとの接触あり)		(8) Upper edge of slab		
	図4.4.4	LF_i		図4.4.5	$CS1_{i+1}$	図4.4.4	$CS26_i$	
格子番号	図4.4.4	LF_i	図4.4.5	D_{i+1}	図4.4.5	$CS1_{i+1}$	図4.4.4	$CS26_i$
熱収支式	$c_{UF_i} \rho_s V_{UF_i} \frac{\Delta \theta_{UF_i}}{\Delta t} = \lambda Q_{UF_i, W_i} + \lambda Q_{UF_i, UF_{i+1}} + f Q_{UF_i}$		$c_{D_{i+1}} \rho_s V_{D_{i+1}} \frac{\Delta \theta_{D_{i+1}}}{\Delta t} = f Q_{D_{i+1}} + d Q_{D_{i+1}, CD_{i+1}}$		$c_{CS1_{i+1}} \rho_c V_{CS1_{i+1}} \frac{\Delta \theta_{CS1_{i+1}}}{\Delta t} = \lambda Q_{CS1_{i+1}, UF_{i+1}} + \lambda Q_{CS1_{i+1}, CD1_{i+1}} + \lambda Q_{CS1_{i+1}, CS2_{i+1}} + d Q_{CS1_{i+1}, DS1_{i+1}}$		$c_{CS26_i} \rho_c V_{CS26_i} \frac{\Delta \theta_{CS26_i}}{\Delta t} = \lambda Q_{CS26_i, CS25_i} + \lambda Q_{CS26_i, CD26_i} + \lambda Q_{CS26_i, CS26_{i+1}} + a_T Q_{CS26_i}$	
格子体積 [m ³]	$V_{UF_i} = B t_F \Delta x_i / 2$		$V_{D_{i+1}} = B_D t_D \Delta x_{i+1}$		$V_{CS1_{i+1}} = B \Delta t_c \Delta x_{i+1} / 2$		$V_{CS26_i} = B \Delta t_c \Delta x_i / 2$	
加熱表面積 [m ²]	$p^{A_{UF_i}} = (B/2 + t_F + B') \Delta x_i$		$p^{A_{D_{i+1}}} = a p^{A_{D_{i+1}}} = B_D \Delta x_{i+1}$		$a p^{A_{CS1_{i+1}}} = B \Delta t_c / 2$		$p^{A_{CS26_i}} = B \Delta x_i / 2$	
平均形態係数 [-]	$F_{UF_i} = \frac{F_a (B/2 + t_F) + F_c B'}{B/2 + t_F + B'}$		$F_{D_{i+1}} = 1.0$		$F_{CS1_{i+1}} = 1.0$		$F_{CS26_i} = 1.0$	
格子間の境界断面積 [m ²]	$\lambda^{A_{UF_i, W_i}} = t_W \Delta x_i / 2$ $\lambda^{A_{UF_i, UF_{i+1}}} = t_F B / 2$		/		$\lambda^{A_{CS1_{i+1}, UF_{i+1}}} = \lambda^{A_{CS1_{i+1}, CS2_{i+1}}} = B \Delta x_i / 2$ $\lambda^{A_{CS1_{i+1}, CD1_{i+1}}} = \Delta t_c \Delta x_{i+1}$		$\lambda^{A_{CS26_i, CD26_i}} = \Delta t_c \Delta x_i$ $\lambda^{A_{CS26_i, CS26_{i+1}}} = B \Delta t_c / 2$	

4.4.2 解析結果と実験結果の比較

スパン中央における無被覆小梁の解析結果として、断面内温度と時間の関係を図 4.4.6, 4.4.7, 4.4.10, 4.4.13, 4.4.14 に、CB-RC および CB-CS の梁せい方向の断面内温度分布を図 4.4.17 に示す。実線は解析値、破線は実験値を示す。解析精度を考察するための温度実験値と解析値の関係を図 4.4.8, 4.4.11, 4.4.15 に示す。温度実験値と解析値の関係は傾き 1 に近いほど解析精度が高いといえる。また、各伝熱成分が格子温度に及ぼす影響を考察するため、解析で求めた各格子における入熱量と時間の関係を図 4.4.9, 4.4.12, 4.4.16 に示す。入熱量は火炎からの熱流入、各格子間の熱伝導などの成分毎に分けて示す。値が正であれば格子に熱が流入し、負であれば格子から熱が流出することを意味する。図中には各入熱成分の合計値である総入熱量(Total)も併せて示す。

下フランジおよびウェブ

スパン中央における下フランジおよびウェブの解析結果の代表として、最も加熱時間が長かった CB-RC の結果を図 4.4.6 に示す。SB および CB-CS の結果は CB-RC と同等であり、解析値、実験値ともに CB-RC の結果との差は $\pm 40^{\circ}\text{C}$ 以下であった。図 4.4.8 より、下フランジとウェブの温度は、 600°C 以上の温度域(15 分以降)では+10%以内、 700°C 以上の温度域(20 分以降)では+5%以内の誤差範囲で実験値より高めに計算された。

図 4.4.9 (a), (b) に CB-RC および CB-CS のウェブでの入熱量の解析結果を示す。両試験体とも、ウェブにおける入熱量の大半は火炎からの入熱 fQ_{Wi} が占めている。両試験体とも $\lambda Q_{Wi,LFi}$ は非常に小さく、下フランジ-ウェブ間の熱移動はほとんど生じていない。CB-CS では、上フランジからの入熱 $\lambda Q_{Wi,UFi}$ は非常に小さく、上フランジ-ウェブ間の熱移動もほとんど生じていない。スラブとの接触により上フランジ温度が比較的低くなる CB-RC のウェブでは、上フランジとウェブの温度差が約 380°C となる 10 分時に、上フランジへの熱流出 $\lambda Q_{Wi,UFi}$ が最大 30W 程度生じている。ただし、CB-RC と CB-CS のウェブ温度の解析値の差は最大 20°C 程度であり、上フランジ-ウェブ間の熱移動がウェブ温度に与える影響は小さい。これは、上フランジとウェブに大きな温度差が生じても、両者間の熱伝導の経路となる境界断面積が小さく、火炎からの熱流入 fQ_{Wi} に比べて非常に小さい熱移動しか生じないためである。

上フランジ

スパン中央における上フランジ温度の解析結果として、各試験体の比較を図 4.4.7 に示す。CB-CS の上フランジ温度は、デッキの山部(スラブ非接触部)および谷部(スラブ接触部)の両方の結果を示す。上フランジ温度の実測値は、上フランジ上面も直接火炎に曝される CB-CS, 上フランジ上面が断熱境界となる SB, 上フランジからスラブへの熱移動が生じる CB-RC の順に高く、この傾向は解析でも再現されている。図 4.4.8 より、SB と CB-CS の上フランジ温度は、 500°C 以上の温度域(15 分以降)では+10%以内、 700°C 以上の温度域(25 分以降)では+5%以内の誤差範囲で計算できた。CB-RC の上フランジ温度は、 500°C 以上の

温度域(20分以降)では-10%以内、700℃以上の温度域(40分以降)では-5%以内の誤差範囲で計算できた。

図 4.4.9(c), (d)に CB-RC および CB-CS(スラブ非接触部)の上フランジでの入熱量の解析結果を示す。CB-RC の上フランジでは、火炎からの熱流入 fQ_{UF_i} と同程度のオーダーでスラブへの熱流出 $\lambda Q_{UF_i,CS1_i}$ が生じており、スラブへの熱移動による昇温抑制効果大きい。熱伝導によるウェブからの入熱 $\lambda Q_{UF_i,W_i}$ は、 fQ_{UF_i} および $\lambda Q_{UF_i,CS1_i}$ に比べると僅かであるが、総入熱量に対する割合は 10 分頃まで 3~6 割を占めている。よって、加熱初期における CB-RC の上フランジの温度上昇を精度よく予測するためには、ウェブ-上フランジ間の熱伝導の影響は無視できないと考えられる。図 4.4.9(d)より、CB-CS のデッキ山部(スラブ非接触部)の上フランジでは、スラブへの熱移動は生じないものの、材軸方向に隣り合うデッキ谷部(スラブ接触部)の上フランジへ比較的大きな熱流出 $\lambda Q_{UF_i,UF_{i+1}}$ が生じており、その熱流出が昇温抑制に寄与している。よって、デッキが鉄骨梁に対して直交方向に連続配置される無被覆合成梁の上フランジ温度を精確に計算するには、上フランジの材軸方向の熱伝導を考慮する必要がある。

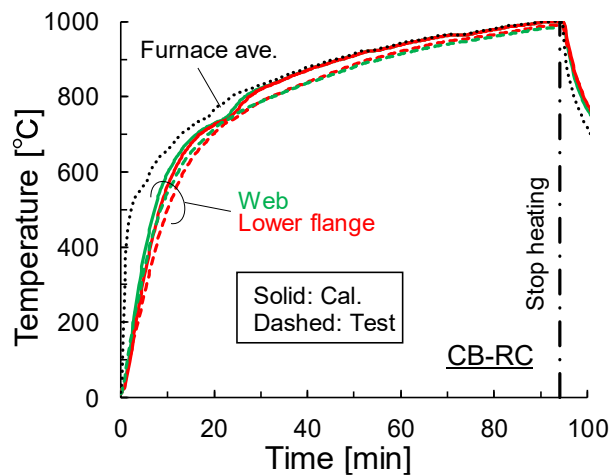


図 4.4.6 スパン中央におけるウェブと下フランジの温度解析結果(CB-RC)

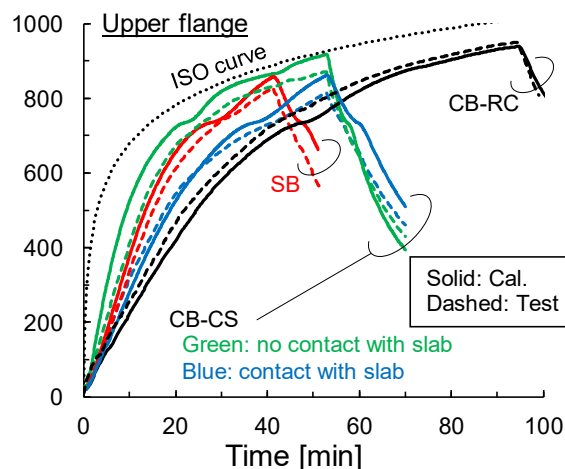
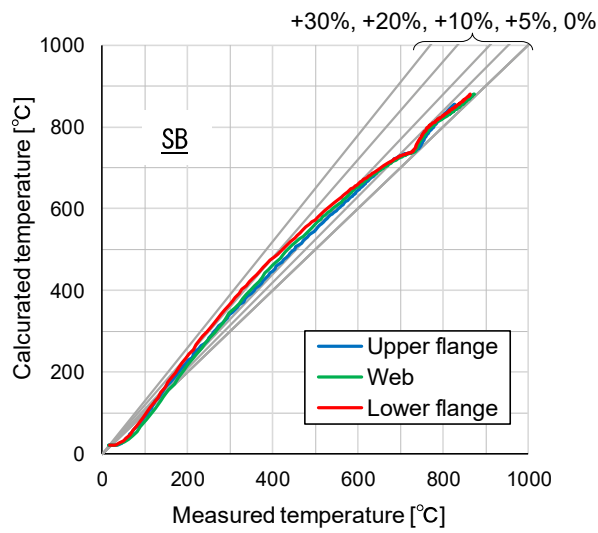
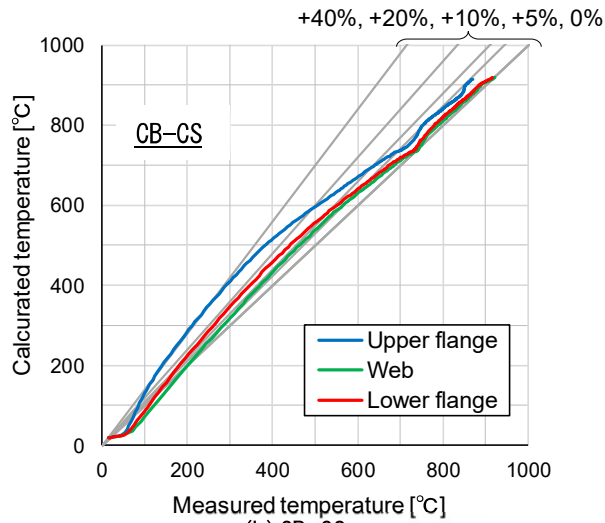


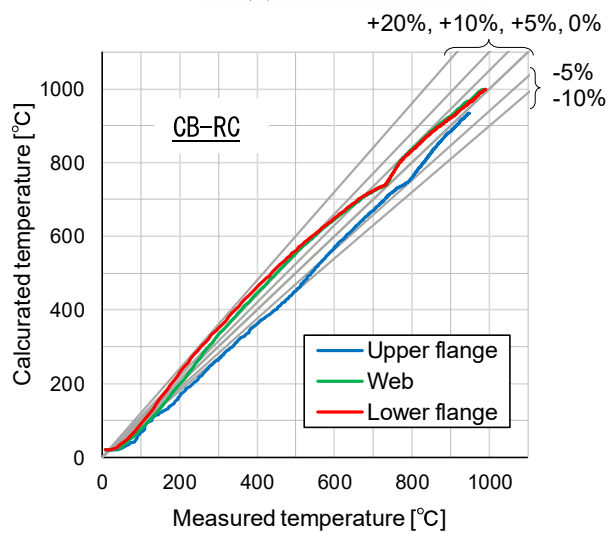
図 4.4.7 スパン中央における上フランジの温度解析結果の比較



(a) SB



(b) CB-CS



(c) CB-RC

図 4.4.8 スパン中央における無被覆小梁温度の解析精度(加熱終了時まで)

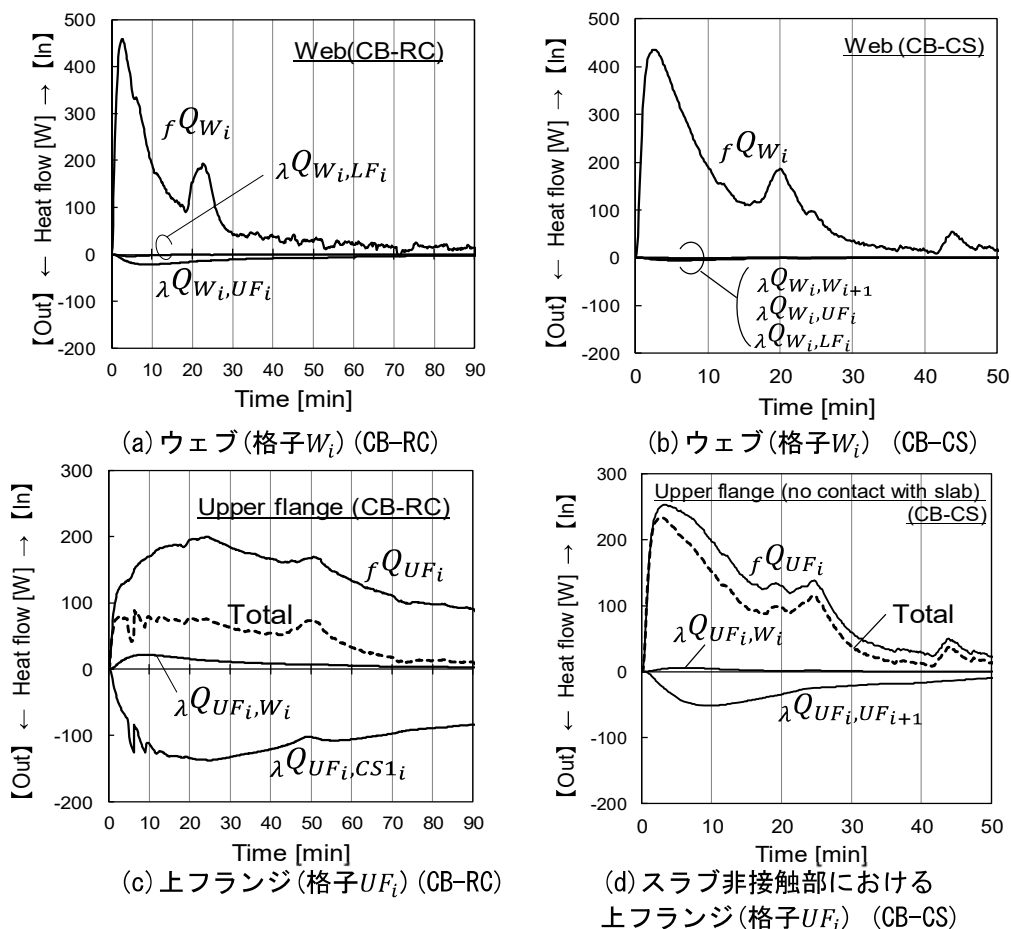


図 4.4.9 スパン中央における無被覆小梁の入熱量解析結果

頭付きスタッド

頭付きスタッド根本温度の実験値と、上フランジに接するスラブ下端温度の解析値の比較を図 4.4.10 に示す。CB-RC および CB-CS の解析値は、それぞれ図 4.4.3 中の格子 $CS1_i$ および図 4.4.5 中の格子 $CS1_{i+1}$ の計算結果である。図 4.4.11 より、CB-RC のスラブ下端温度の解析値は、頭付きスタッド根本温度実験値の $\pm 5\%$ 以内の誤差範囲で精度よく計算できた。よって、等厚 RC スラブを用いた無被覆合成梁では、5mm 厚さ毎にスラブを分割し、上フランジとスラブ間の熱伝導を考慮することで、スラブ下端温度を頭付きスタッド根本温度に置き換えて評価できると考えられる。

一方、CB-CS のスラブ下端温度の解析値は、20 分頃まで頭付きスタッド根本温度の実験値とよく一致しているが、以降は実験値との差が徐々に拡がり、50 分時には実験値より約 130°C 高くなった。図 4.4.11 より、 400°C 以下では $+5\%$ 以内の誤差であったが、 500°C 以降は $+10\% \sim +20\%$ の誤差となった。図 4.4.12 (b) の CB-CS のスラブ下端での入熱量の解析結果に示すように、20 分以降、デッキからの入熱 $\lambda Q_{CS1_{i+1},CD_{i+1}}$ が総入熱量に対して 3 割以上の割合を占めており、デッキから入熱がスラブ下端温度の解析結果に大きな影響を及ぼしている。このデッキからの入熱を過剰に計算していたことが、スラブ下端温度が実験値より

もかなり高く計算された一因と考えられる。つまり、実際にはデッキ山部での上フランジ上面とスラブの間の空間における火炎温度は図 4.2.2 に示す一般部における炉内温度よりも低く、また、実際のデッキには傾斜部があるため火炎からデッキ(格子 CD_{i+1})を見た形態係数も 1.0 より小さくなると考えられる。一方、解析ではデッキ(格子 CD_{i+1})の温度を計算する際にも、火炎温度には一般部における炉内平均温度を用い、火炎からの形態係数を 1.0 としたため、格子 CD_{i+1} の温度が高く計算され、その結果、デッキからスラブ下端への入熱 $\lambda Q_{CS_{i+1},CD_{i+1}}$ が過剰に計算されたと考えられる。ただし、本解析モデルによる CB-CS のスラブ下端温度の解析値は、実験での温度推移の傾向を概ね追跡できており、頭付きスタッド根本温度を安全側に評価できると考えられる。

図 4.4.12 に示す CB-RC および CB-CS のスラブ下端での入熱量の解析結果より、いずれの試験体も上フランジからの入熱 $\lambda Q_{CS_{1i},UF_i}$ 、 $\lambda Q_{CS_{1i+1},UF_{i+1}}$ が大きく、それが頭付きスタッドの温度を上昇させている主要因である。一方、幅方向に隣り合うスラブ格子からの入熱 $\lambda Q_{CS_{1i},CD_{1i}}$ および $\lambda Q_{CS_{1i+1},CD_{1i+1}}$ は非常に小さく、スラブ内における幅方向の熱移動はほとんど生じていない。

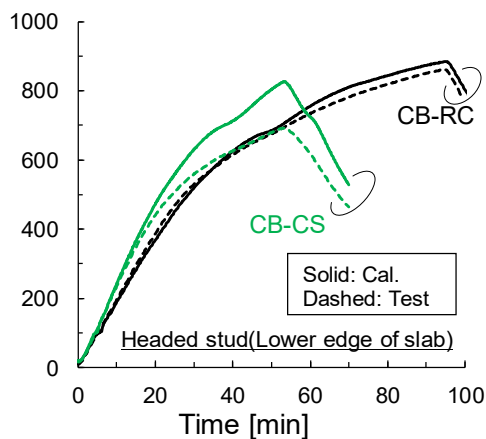


図 4.4.10 頭付きスタッド根本(スラブ下端)の温度解析結果

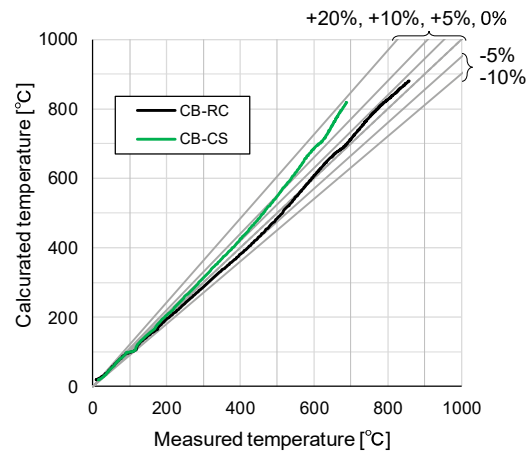
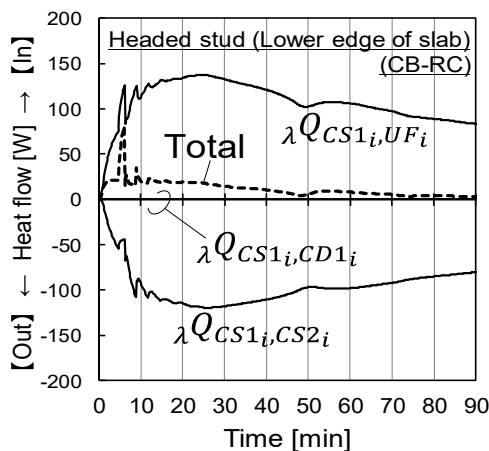
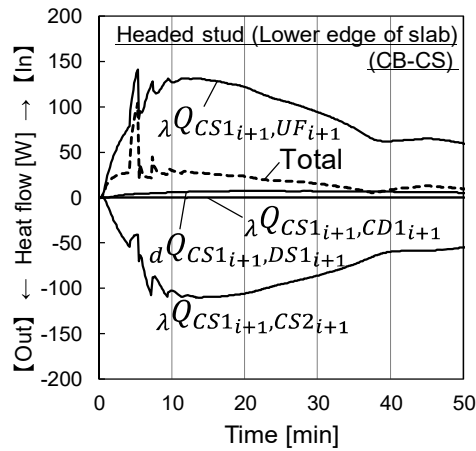


図 4.4.11 頭付きスタッド根本(スラブ下端)温度の解析精度(加熱終了時まで)



(a) 格子 CS_{1i} (CB-RC)



(b) 格子 CS_{1i+1} (CB-CS)

図 4.4.12 頭付きスタッド根本(スラブ下端)の入熱量解析結果

コンクリートスラブ内

CB-RC および CB-CS(デッキ山部)のコンクリートスラブ内温度の解析結果を図 4.4.13 および図 4.4.14 にそれぞれ示す。鉄筋温度の解析値は鉄筋が位置する高さのスラブ内格子温度を示しており、具体的には、CB-RC の下端筋および上端筋は図 4.4.3 の $CD8_i$ および $CD17_i$ に、CB-CS の溶接金網は図 4.4.4 の $CD20_i$ の格子温度にそれぞれ対応する。

図 4.4.13 より CB-RC のスラブ下端温度の解析値は、概ね実験値の温度上昇の傾向を追跡できているが、実験値との誤差は最大+150°C程度であった。デッキからコンクリートへの伝熱を放射成分のみとしても、フラットデッキを用いた等厚 RC スラブのスラブ下端温度はやや高めに計算された。図 4.4.14 より CB-CS のスラブ下端温度は、実験値では 10~20 分頃まで 100°C付近での温度停滞がみられ、その後、45 分頃に温度の急上昇がみられた。100°Cでの温度停滞はデッキとコンクリートの間に局所的に水分が溜まっていた可能性が考えられ、温度の急上昇は温度測定位置でのデッキがコンクリートから剥離したタイミングでの挙動と考えられる。デッキ合成スラブに使用されるデッキの断面形状は複雑であり、また、コンクリートとの一体化を高めるための細かなエンボス加工が施されているために、実験ではこうした複雑な温度挙動を示したと考えられる。一方、CB-RC で同様の温度挙動を示さなかったのは、フラットデッキが加熱初期から剥離し、また図 4.3.5 に示すように、CB-CS に比べて剥離の度合いが大きく、水分が溜まりにくかったことが要因として考えられる。CB-CS の解析では剥離のタイミングや 100°C付近での温度停滞は再現できていないが、45 分以降の実験値との誤差は+150°C以内であり、大局的な温度推移は追跡できたと考える。

図 4.4.13 より CB-RC のスラブ筋温度の解析値は、上下鉄筋ともに実験値の挙動を概ね精度よく追跡できた。図 4.4.15(a)より CB-RC の下端筋温度の解析誤差は、実験値に対する割合では-10%~+30%、実験値との差では-50°C~+65°Cであった。図 4.4.15(b)より CB-RC の上端筋温度の解析誤差は、実験値に対する割合では-30%以内、105°C以上の温度帯では-10%以内であった。実験値との差でみると-35°C以内の誤差であった。図 4.4.14 より CB-CS のデッキ山部における溶接金網温度の解析値は 30 分以降、実験値より高い値で推移し、図 4.4.15(b)より加熱終了時には最大+65°Cの誤差であった。これは、解析では溶接金網をモデル化しておらず、溶接金網内での材軸方向の熱伝導が考慮されていないことが一因と考えられる。つまり、実際には熱伝導率の高い溶接金網内での熱橋により、デッキ谷部におけるより低温の溶接金網へ熱流出が生じると考えられる。一方、解析ではコンクリートの熱物性値のみを用いてスラブをモデル化したため、図 4.4.16(b)に示すデッキ山部の溶接金網における入熱量の解析結果の通り、材軸方向の熱移動 $\lambda Q_{CS20_{i+1},CS20_i}$ がほとんど生じない計算となったために、実験値より高く計算されたと考えられる。ただし、溶接金網内での熱橋を考慮しない場合には、デッキ山部での溶接金網温度は安全側に計算され、また 300°C以下では鉄筋の強度低下はほとんどないため、コンクリートの熱物性値のみでスラブをモデル化しても、合成梁の正曲げ耐力評価の上では問題ないとする。耐火構造の

床に求められる遮熱性の判定値となるスラブ上面温度(Unexposed surface)の解析値は、図 4.4.13 および図 4.4.14 より、いずれの試験体も 100°C 付近で推移する実験値の挙動を再現できた。以上より、Eurocode 4 に示されるコンクリートの熱物性値を用い、含水率の影響を比熱に反映することで、合成梁の耐力評価および床スラブの遮熱性判定に用いるスラブ内温度を評価できると考えられる。

スラブ内での入熱量の解析結果の代表として、CB-RC の上端筋および CB-CS の溶接金網の位置での結果を図 4.4.16(a), (b) にそれぞれ示す。いずれの試験体も幅方向の熱移動(CB-RC では $\lambda Q_{CS17_i, CD17_i}$, CB-CS では $\lambda Q_{CS20_{i+1}, CD20_{i+1}}$)はほとんど生じていない。図 4.4.12 に示すスラブ下端と同様に、いずれの高さにおいても幅方向および材軸方向の熱伝導による熱移動は小さい結果であった。以上より、鉄筋をモデル化せずスラブ内温度を解析する場合には、スラブ内の高さ方向の熱伝導が支配的であり、幅方向および材軸方向の熱伝導の影響は無視できると考えられる。

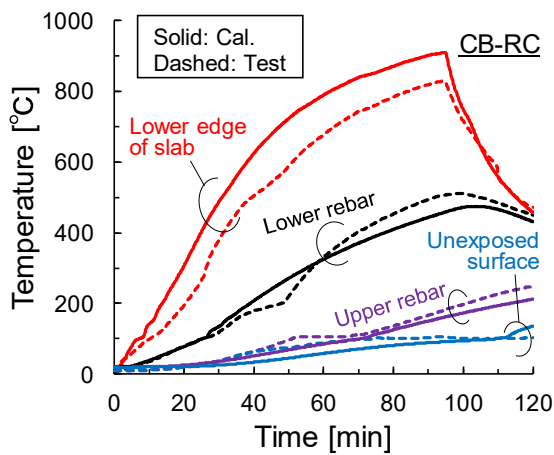


図 4.4.13 スラブ内の温度解析結果 (CB-RC)

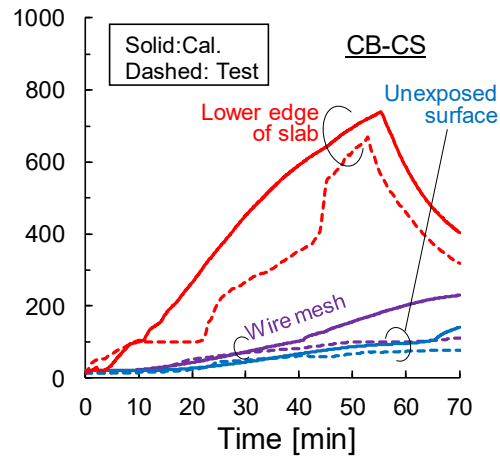
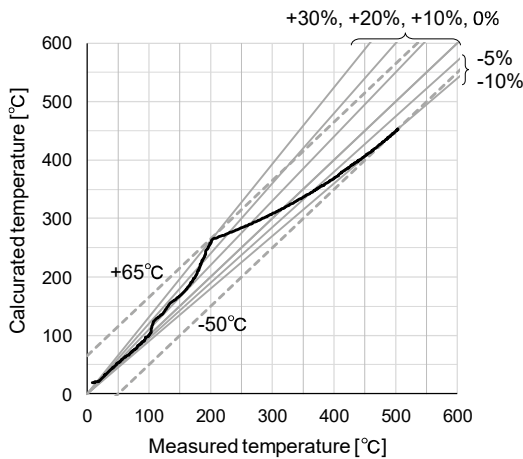
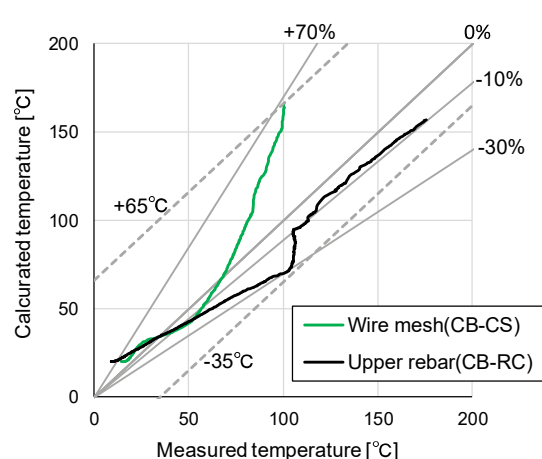


図 4.4.14 スラブ内の温度解析結果 (CB-CS)

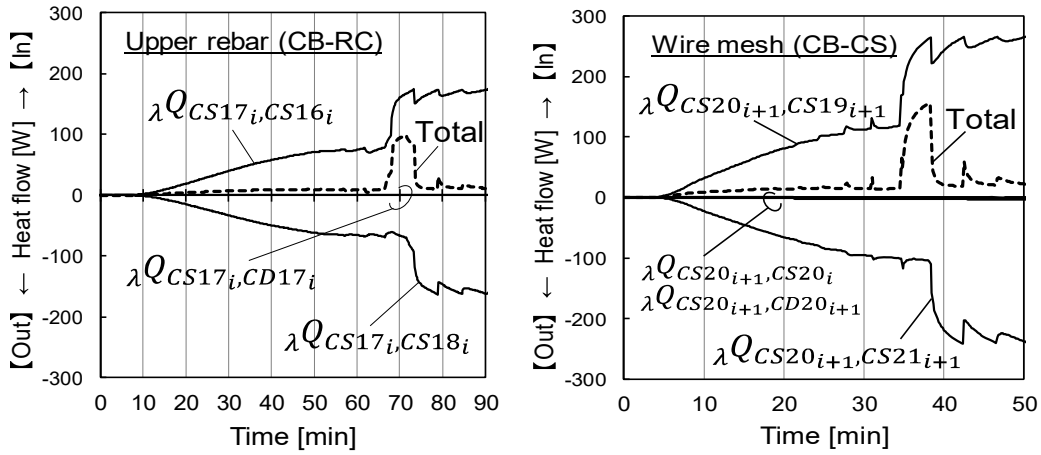


(a) 下端筋 (CB-RC)



(b) 上端筋 (CB-RC) と溶接金網 (CB-CS)

図 4.4.15 スラブ筋温度の解析精度 (加熱終了時まで)



(a) 上端筋位置 (格子CS17_i) (CB-RC) (b) 溶接金網位置 (格子CS20_{i+1}) (CB-CS)

図 4.4.16 スラブ内の入熱量解析結果

梁せい方向の断面内温度分布

CB-RC および CB-CS のスパン中央における無被覆合成梁の梁せい方向の断面内温度分布を図 4.4.17 に示す。CB-RC の解析結果は、各時刻における断面内温度分布の実験値とよく一致した。CB-CS の解析結果は、断面内全域にわたって実験値よりも高めではあるが、断面内温度分布を概ね再現できた。

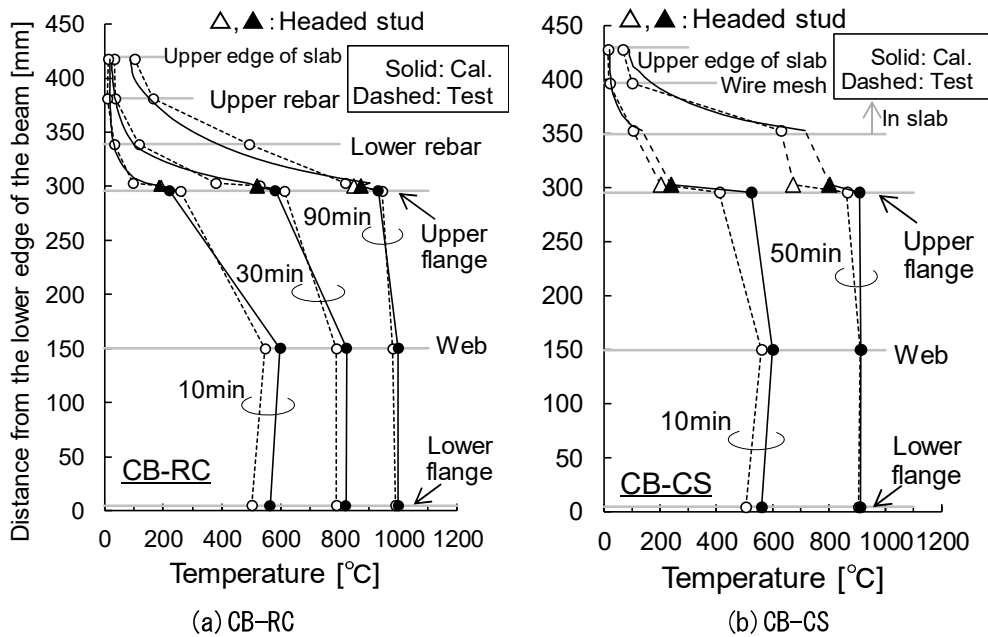


図 4.4.17 無被覆合成梁の断面内温度分布

4.4.3 梁せい方向の一次元熱伝導モデルによる簡易計算

前節において、等厚 RC スラブによる合成梁の CB-RC では梁せい方向と梁幅方向の熱伝導を考慮した二次元熱伝導モデルを、デッキ合成スラブによる合成梁の CB-CS では材軸方向の熱伝導を加えた三次元熱伝導モデルを用いて、スパン中央の断面内温度分布を概ね予測できることを示した。一方、二次元および三次元の熱伝導解析は、計算プログラムの作成が煩雑であり、実務上の負担が大きい。そこで本節では、前節での入熱量に関する考察を踏まえて、各部位の温度に対する影響が少ない熱伝導成分を省略し、一次元熱伝導モデルに簡略化した簡易計算手法を示す。一次元熱伝導解析であれば、一般的な表計算ソフトウェアでも比較的容易に計算可能となる。

CB-RC、CB-CS とともに、梁せい方向の熱伝導による熱移動が大きかったが、スラブ内の幅方向における熱移動はほとんど零であった。このことから、幅方向の熱伝導を省略しても解析結果に大きな違いが生じないことは自明である。よって、等厚 RC スラブ仕様の CB-RC では図 4.4.18 に示すように、鉄骨梁およびその直上のスラブ部分(左側)と、スラブのみ(右側)の 2 つに分離し、それらの境界面を断熱境界とすることで、梁せい方向のみの一次元熱伝導モデルに簡略化できる。ただし、この簡略化は鉄骨梁が無被覆の場合を想定しており、梁が被覆される場合など、デッキ下面から直接火炎に曝されるスラブ部分と梁直上のスラブ部分の温度差が大きくなる場合には、スラブ内での幅方向の熱伝導の影響を無視できない可能性がある。鉄骨梁が被覆される場合の適用性については、今後の検討課題とする。

デッキ合成スラブ仕様の CB-CS では、下フランジ、ウェブおよびスラブ内においては材軸方向の熱伝導の影響は小さかったものの、図 4.4.9(d) に示すように上フランジでは材軸方向の熱移動は比較的大きかった。ただし、デッキ山部(スラブ非接触部)の上フランジ温度の計算において、材軸方向の熱伝導を考慮しない場合には、温度が低く計算されることとなる。それに伴い、頭付きスタッドに対応するスラブ下端温度の計算結果も低めとなることが想定される。その程度を確認するため、梁せい方向の熱伝導のみを考慮した一次元熱伝導解析により頭付きスタッド(スラブ下端)温度を計算し、三次元の場合との比較検討を行う。ここでは、図 4.4.19 に示すようにスラブの幅方向および材軸方向の境界面を断熱境界とみなし、熱伝導は梁せい方向でのみ考慮する。ただし、図 4.4.19(a) に示すように、スラブの側面にデッキが存在するスラブ下端から 50mm までの高さでは、デッキからの放射による入熱は考慮することとする。計算結果を図 4.4.20 に示す。図 4.4.20 は、図 4.4.10 の CB-CS の結果に、一次元熱伝導モデルによる解析結果を併記したものである。一次元モデルの結果は、三次元モデルの結果より 20~50℃低い程度であり、また、25 分以降は実験結果を上回っている。したがって、デッキ谷部の頭付きスタッド(スラブ下端)温度の計算においても、梁せい方向の熱伝導のみを考慮した一次元熱伝導解析でも実務上、問題ないと考えられる。

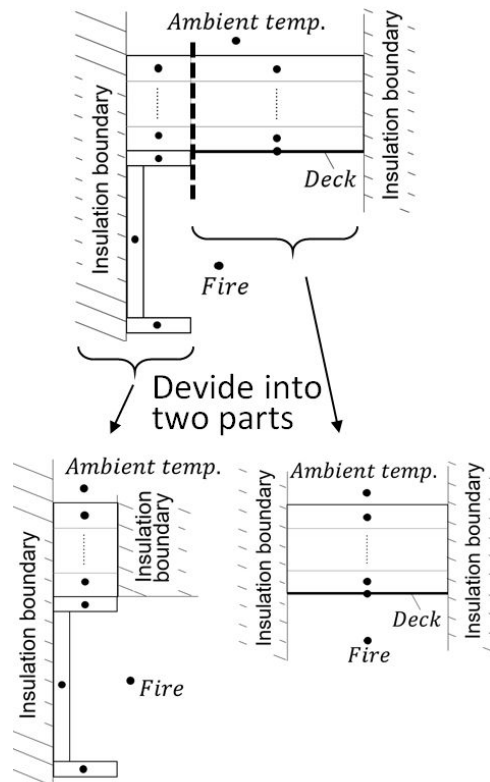
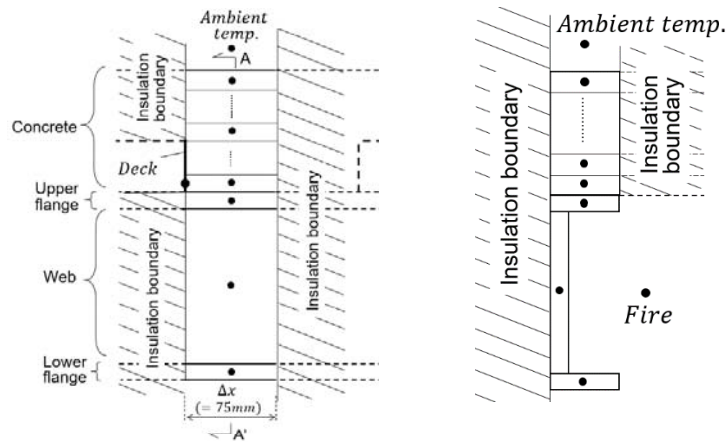


図 4. 4. 18 スパン中央における一次元熱伝導モデル (CB-RC)



(a) 材軸方向の格子分割 (b) A-A' 断面

図 4. 4. 19 スパン中央における一次元熱伝導モデル (CB-CS)

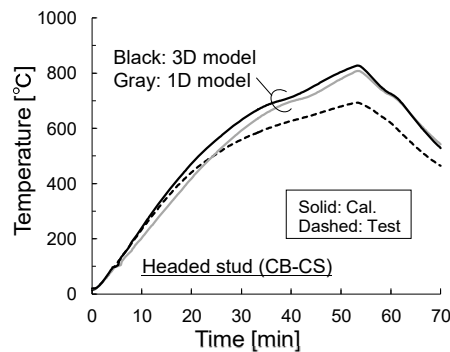


図 4. 4. 20 一次元モデルと三次元モデルの計算結果比較 (頭付きスタッド, CB-CS)

4.5 耐火被覆された梁端接合部の温度分布

4.5.1 格子分割モデルと熱収支式

梁端ウェブ接合部では、ガセットプレートとボルトの体積が加わり小梁母材に比べて熱容量が増加するため、火災時の温度は小梁よりも低くなる。それに加え、梁端部のみには被覆を施した条件では、被覆境界付近において材軸方向の温度分布が生じる。また、接合部における材軸方向の熱伝導の経路となる断面積は、ガセットプレート分の断面積が加わるため、小梁母材よりも大きくなる。これらの熱的性質から、梁端ウェブ接合部付近では、スパン中央側の無被覆小梁から梁端側の被覆された大梁の方向に熱移動が生じる。そこで梁端ウェブ接合部の温度計算では、スパン中央の解析モデルと異なり、これら熱的性質を含めて材軸方向の熱伝導を考慮する。スパン中央の格子分割モデルと同様に、梁端接合部においても、小梁は下フランジ、ウェブ、上フランジの3つに分割し、梁せい方向および材軸方向の熱伝導を考慮する。材軸方向の熱伝導を考慮する以外は、スラブ仕様による上フランジ上面の熱的境界条件の違いや、合成梁のCB-RCおよびCB-CSのスラブの格子分割の方法等は、4.4.1節に示したスパン中央のモデルと同様である。また、ウェブ接合部の仕様はいずれの試験体も同じである。よって、ここではCB-RCを代表として取り上げ、被覆された梁端接合部における伝熱解析モデルについて説明する。

CB-RCの梁端部における格子分割モデルを図4.5.1に示す。若松ら^{4.8)}は、局所加熱を受ける無被覆鉄骨梁を対象とした差分法による伝熱解析を行い、梁を材軸方向に150mm毎に分割して材軸方向の熱伝導を考慮することで、梁を微細に分割した有限要素解析と同等の精度で解析できることを示した。前述の通り、本報で対象とするウェブ接合部では、被覆条件や熱容量(体積)、熱伝導の経路となる断面積が材軸方向で異なり、伝熱性状がより複雑となるため、材軸方向の格子分割をさらに細かくする必要があると考えられる。そこで本解析では、図4.5.1(a)に示すように、材軸方向の差分格子をガセットプレート部分では20mm毎、ガセットプレートが無い部分では30mm毎に分割した。この分割幅の妥当性については、4.5.3節の1次元熱伝導解析により検討する。格子GPは大梁のガセットプレートを表しており、この温度には図4.2.1(c)に示す大梁ガセットプレート位置で測定した実測値(図4.5.2参照)を用いる。つまり本解析では大梁側の境界条件として、温度境界条件の正解値を与える。

材軸方向の代表的な位置におけるウェブ格子での熱収支式を表4.5.1に示す。いずれのウェブ格子においても、材軸方向に隣り合うウェブおよび上下フランジとの間で熱伝導による熱移動が生じる。また、無被覆部分では火炎からの入熱が、被覆部分では被覆材を介した火炎からの入熱が生じる。表4.5.1中の左下添字が f_p となっている入熱項は、被覆材を介した火炎からの入熱を表しており、式(4.3.7)の $f_p Q_m$ に対応している。

ウェブ部分の格子では、材軸方向の位置によって異なる熱容量(体積)および熱伝導の経路

となる格子間の境界断面積の違いをモデル化する必要がある。ガセットプレートが存在する位置(表 4.5.1 の(1)列および(3)列)における格子の体積は、小梁ウェブに加えてガセットプレート分の体積を追加した。ボルトが配された位置の格子 W_i (表 4.5.1 の(2)列)においては、小梁ウェブとガセットプレートに加え、ボルト 3 本分の体積を追加した。熱伝導の経路となる格子間の境界断面積としては、格子 W_{i+2} と格子 W_{i+3} の間では小梁ウェブのみ、格子 GP と格子 W_{i-2} の間ではガセットプレートのみ、格子 $W_{i-2} \sim W_{i+2}$ の間では小梁ウェブとガセットプレートの断面積の合算値とした。被覆部分における加熱表面積は、4.3.4 節で述べた通り、被覆材の内側(鉄骨側)の表面積を用いる。本実験で使用した巻付け型の被覆材内側の表面積は、ガセットプレートが存在する位置においても、ガセットプレートがない位置と大差はないと考えられるため、表 4.5.1 に示すように、この位置での加熱表面積はウェブのみの場合と同様の値を用いる。ボルトが位置する格子 W_i の加熱表面積 $f_p A_{W_i}$ は、実際には他の箇所比べて大きくなると考えられるが、本試験体での正確な値を特定することは困難である。入熱量が小さく計算されることになるが、本解析においては格子 W_i の加熱表面積もウェブのみの場合と同様の値で近似することとする。

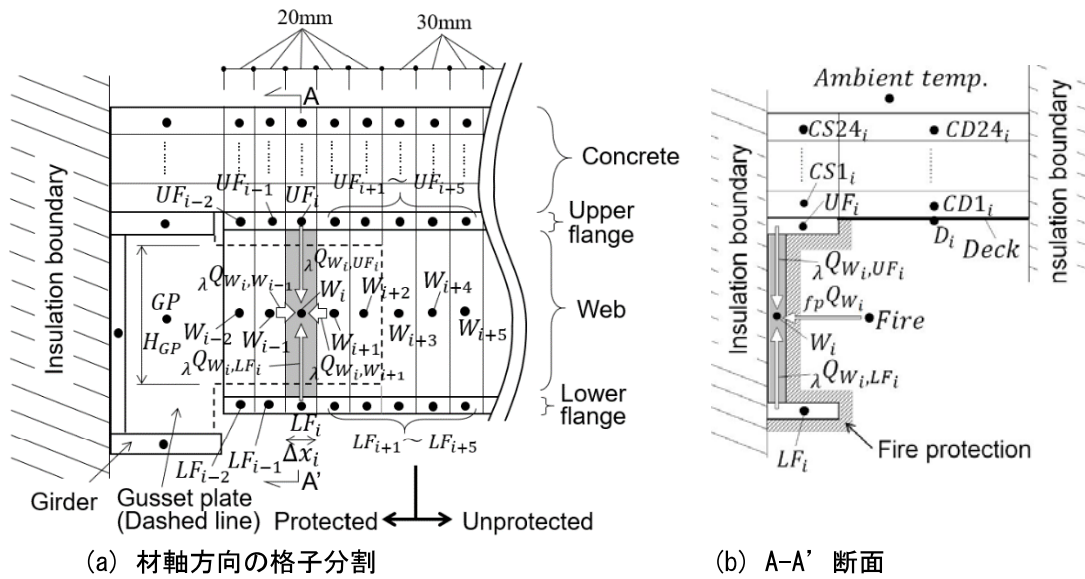


図 4.5.1 接合部付近の熱収支モデル (CB-RC)

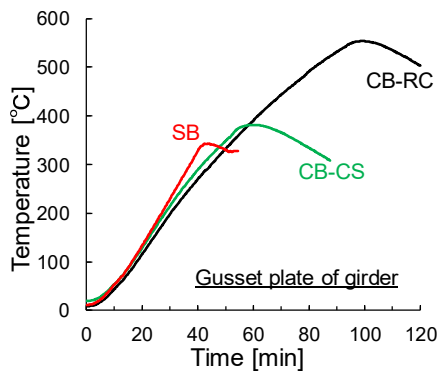


図 4.5.2 大梁ガセットプレートの温度測定値

表 4.5.1 梁端ウェブ接合部付近の各格子における熱収支式 (CB-RC)

対象	(1) 梁端ウェブ部 (被覆あり, ガセツプレートあり)	(2) ボルト列のウェブ部 (被覆あり)	(3) ウェブ部 (被覆あり, ガセツプレートあり)	(4) ウェブ部 (被覆なし, ガセツプレートなし)
格子番号	W_{i-2}	W_i	W_{i+2}	W_{i+4}
熱収支式	$c_{W_{i-2}} \rho_s V_{W_{i-2}} \frac{\Delta \theta_{W_{i-2}}}{\Delta t}$ $= \lambda Q_{W_{i-2}, GP} + \lambda Q_{W_{i-2}, W_{i-1}} + \lambda Q_{W_{i-2}, LF_{i-2}} + f_p Q_{W_{i-2}}$	$c_{W_i} \rho_s V_{W_i} \frac{\Delta \theta_{W_i}}{\Delta t}$ $= \lambda Q_{W_i, W_{i-1}} + \lambda Q_{W_i, W_{i+1}} + \lambda Q_{W_i, LF_i} + \lambda Q_{W_i, UF_i} + f_p Q_{W_i}$	$c_{W_{i+2}} \rho_s V_{W_{i+2}} \frac{\Delta \theta_{W_{i+2}}}{\Delta t}$ $= \lambda Q_{W_{i+2}, W_{i+1}} + \lambda Q_{W_{i+2}, W_{i+3}} + \lambda Q_{W_{i+2}, LF_{i+2}} + \lambda Q_{W_{i+2}, UF_{i+2}} + f_p Q_{W_{i+2}}$	$c_{W_{i+4}} \rho_s V_{W_{i+4}} \frac{\Delta \theta_{W_{i+4}}}{\Delta t}$ $= \lambda Q_{W_{i+4}, W_{i+3}} + \lambda Q_{W_{i+4}, W_{i+5}} + \lambda Q_{W_{i+4}, LF_{i+4}} + \lambda Q_{W_{i+4}, UF_{i+4}} + f_p Q_{W_{i+4}}$
格子体積 [m ³]	$V_{W_{i-2}} = (V_w + V_{gp})/2$ $V_w = t_w(H - 2t_f)\Delta x_{i-2}$ $V_{gp} = t_{gp}H_{gp}\Delta x_{i-2}$	$V_{W_i} = (V_w + V_{gp} + 3V_b)/2$ $V_w = t_w(H - 2t_f)\Delta x_i$ $V_{gp} = t_{gp}H_{gp}\Delta x_i$ $V_b: \text{ボルト1本の体積}$	$V_{W_{i+2}} = (V_w + V_{gp})/2$ $V_w = t_w(H - 2t_f)\Delta x_{i+2}$ $V_{gp} = t_{gp}H_{gp}\Delta x_{i+2}$	$V_{W_{i+4}} = t_w(H - 2t_f)\Delta x_{i+4}$
加熱表面積 [m ²]	$f_p A_{W_{i-2}} = (H - 2t_f)\Delta x_{i-2}$	$f_p A_{W_i} = (H - 2t_f)\Delta x_i$	$f_p A_{W_{i+2}} = (H - 2t_f)\Delta x_{i+2}$	$f_p A_{W_{i+4}} = (H - 2t_f)\Delta x_{i+4}$
平均形態係数 [-]				$F_{W_i} = F_b$
格子間の境界断面積 [m ²]	$\lambda A_{W_{i-2}, UF_{i-2}} = \lambda A_{W_{i-2}, LF_{i-2}} = t_w \Delta x_{i-2} / 2$ $\lambda A_{W_{i-2}, GP} = t_{gp} H_{gp} / 2$ $\lambda A_{W_{i-2}, W_{i-1}} = \frac{t_w(H - 2t_f) + t_{gp} H_{gp}}{2}$	$\lambda A_{W_i, UF_i} = \lambda A_{W_i, LF_i} = t_w \Delta x_i / 2$ $\lambda A_{W_i, W_{i+1}} = \frac{\lambda A_{W_i, W_{i-1}} + t_{gp} H_{gp}}{2}$	$\lambda A_{W_{i+2}, UF_{i+2}} = \lambda A_{W_{i+2}, LF_{i+2}} = t_w \Delta x_{i+2} / 2$ $\lambda A_{W_{i+2}, W_{i+1}} = \frac{t_w(H - 2t_f) + t_{gp} H_{gp}}{2}$ $\lambda A_{W_{i+2}, W_{i+3}} = t_w(H - 2t_f) / 2$	$\lambda A_{W_{i+4}, UF_{i+4}} = \lambda A_{W_{i+4}, LF_{i+4}} = t_w \Delta x_{i+4} / 2$ $\lambda A_{W_{i+4}, W_{i+3}} = A_{W_{i+4}, W_{i+5}} = t_w(H - 2t_f) / 2$

4.5.2 解析結果と実験結果の比較

ボルト列の断面内温度の解析結果と実験結果の比較を図 4.5.3 に、ボルト温度の解析精度(上下ボルト温度実験値の平均と解析値の関係)を図 4.5.4 に示す。また、代表的な格子における入熱量として全試験体の中で上フランジ温度が最も低くなり、梁せい方向の熱伝導の影響が最も大きくなると考えられる CB-RC の入熱量の解析結果を図 4.5.5 に示す。

図 4.5.3(a)～(c)より、ボルトが配されたウェブ格子温度(以下、単にボルト格子温度と称す)の解析値は、CB-RC の上段ボルトを除き、加熱終了時まで $\pm 30^{\circ}\text{C}$ 以内の誤差範囲でボルト温度の実験値を再現できた。CB-RC の上段ボルト実験値と解析値の誤差は最大 $+80^{\circ}\text{C}$ であった。図 4.5.4 より、上下ボルト温度の平均値に対する解析精度は $-5\%\sim+10\%$ であった。被覆材の熱コンダクタンスおよび接合部での熱容量増加を含む材軸方向の熱伝導を考慮した本伝熱解析モデルにより、梁端のみ被覆された場合のボルト温度を精度よく解析できた。

図 4.5.5(a)～(c)に示すように、被覆が施された格子では、被覆材を介した火炎からの入熱量よりも、スパン中央側の高温の無被覆ウェブからの熱伝導による入熱量の方が大きく、また、梁端部の大梁側への熱流出も同程度のオーダーで生じている。一方、図 4.5.5(a)～(d)に示すように、材軸方向のいずれの位置においても上下フランジからの熱伝導による熱移動は非常に小さかった。以上より、梁端のみ被覆された場合のウェブ接合部の温度挙動に対しては、被覆材を介した火炎からの入熱および材軸方向の熱伝導が支配的であり、梁せい方向の熱伝導の影響は無視できると考えられる。ウェブの材軸方向温度分布の一例として、最も加熱時間が長かった CB-RC の解析結果を図 4.5.6 に示す。被覆境界前後およびガセットプレートがある部分とない部分の切り替わり前後で、材軸方向の温度差が大きくなっており、被覆有無による火炎からの入熱の違いおよび材軸方向での熱容量の違いが材軸方向温度分布に及ぼす影響は大きい。被覆境界からスパン中央側の無被覆範囲においては、10分時に被覆境界から約 150mm 以内の範囲で材軸方向の温度差が生じており、その後、加熱時間が長くなるにつれ、温度差が生じる範囲は短くなっていく傾向がみられる。温度差が生じる部分では材軸方向の熱伝導が発生するため、本実験での接合部仕様においては、被覆境界からスパン中央側へ少なくとも 150mm(梁せいの半分)以上の範囲をモデル化する必要がある。ただし、この範囲は材軸方向の熱伝導の経路となる断面積によって変化し、断面積が小さい場合には材軸方向の熱伝導による熱移動が小さくなるため温度差が生じる範囲は短くなり、断面積が大きい場合には温度差が生じる範囲は長くなると考えられる。材軸方向で耐火被覆厚さが異なる H-298 \times 149 \times 5.5 \times 8 の鉄骨梁を用いた加熱実験^{4.16)}においては、上下フランジおよびウェブの平均温度でみると、材軸方向の温度差が顕著に現れた範囲は被覆厚さを変えた断面から 500mm 以内の範囲であった。したがって、鉄骨梁の断面積が大きくなる場合には、材軸方向にさらに長い区間のモデル化が必要であると考えられる。

CB-RC および CB-CS の接合部断面における鉄筋温度の解析結果を図 4.5.3(b), (c)に示す。CB-RC の解析値は、上端筋では概ね実験値と一致し、下端筋では実験値よりも最大で

約 120°C高い結果であった。CB-CS の溶接金網温度の解析値は、加熱終了時で実験値よりも約 60°C高い結果であった。CB-RC の下端筋温度の解析精度はよくないが、接合部の負曲げ耐力への影響がより大きい上端筋の温度は概ね精度よく解析できた。したがって、本解析モデルによる鉄筋温度の計算値を用いて、RC スラブを用いた合成梁の接合部耐力を安全側かつ十分な精度で評価できると考えられる。

ボルト温度の計算では、梁端部の境界条件となる大梁のガセットプレート温度を適切に評価することが重要となるが、本実験のセッティングでは、大梁における熱的境界条件が実建物における条件と大きく異なったため、解析でのガセットプレート温度には実験値を用いた。大梁のガセットプレート温度の計算手法については、今後の検討課題とする。

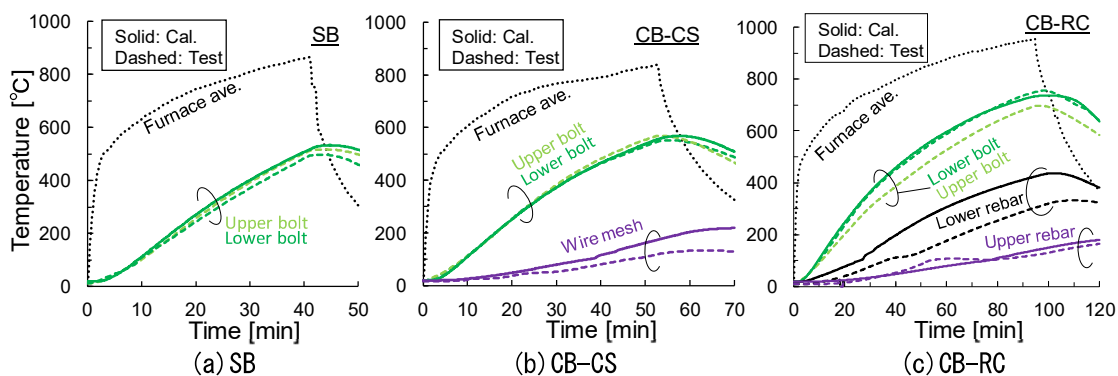


図 4.5.3 ウェブ接合部断面における温度解析結果

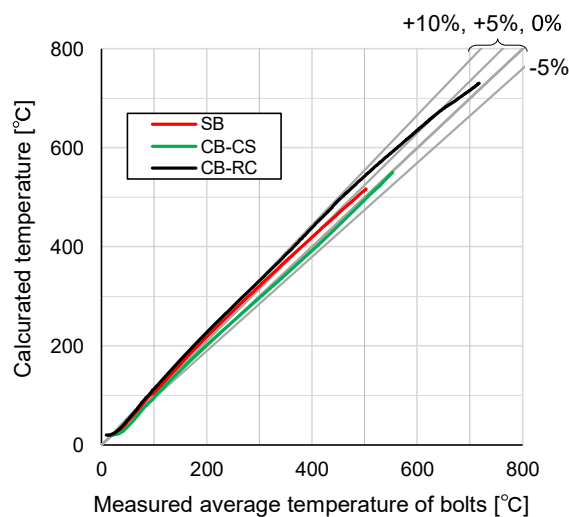


図 4.5.4 ボルト温度の解析精度 (加熱終了時まで)

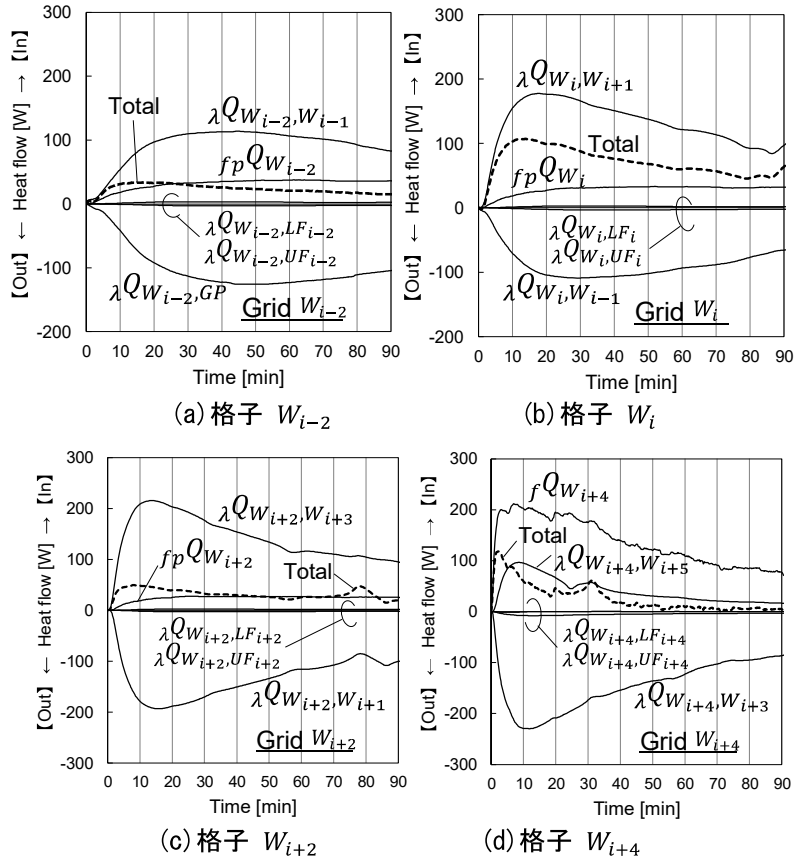


図 4.5.5 接合部付近の各格子における入熱量解析結果 (CB-RC)

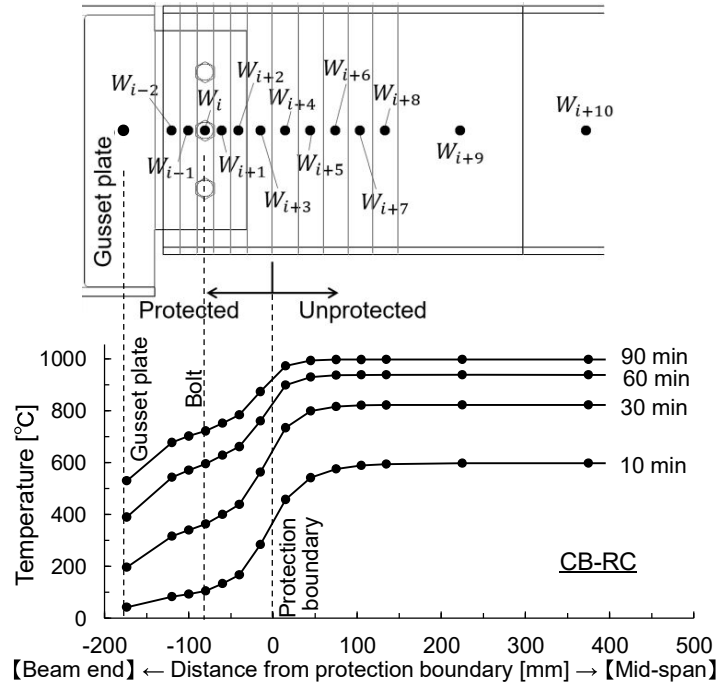


図 4.5.6 材軸方向の温度分布解析結果 (CB-RC)

4.5.3 材軸方向の一次元熱伝導モデルによる簡易計算

前節でのウェブ部分での入熱量の考察より，ウェブ接合部付近のウェブ温度に対しては，火炎からの入熱と材軸方向の熱伝導が支配的であり，上下フランジとウェブの間での梁せい方向の熱伝導の影響は非常に小さいことを示した。そこで，ボルト温度を求める際には，**図 4.5.7** に示すように，上下フランジとウェブの境界面を断熱境界とし，火炎からの入熱と材軸方向の熱伝導のみを考慮した一次元熱伝導モデルに簡略化できると考えられる。上下フランジ自体はモデル化しないが，無被覆部分のウェブにおける火炎からの放射入熱を求める際には，上下フランジの寸法に応じて式(4.3.4)より算出した形態係数を用いる。このときの材軸方向の各位置におけるウェブ格子での熱収支式は，**表 4.5.1** の熱収支式から上下フランジからの入熱項を省略した形となる。

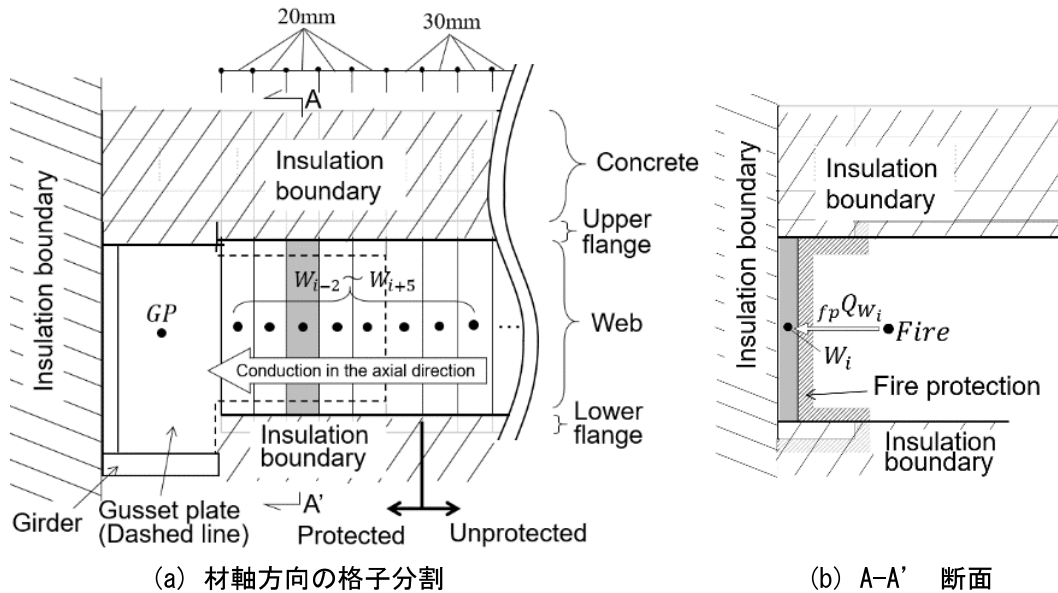


図 4.5.7 ウェブ接合部付近の一次元熱伝導モデル

一次元熱伝導モデルによる近似精度を確認するため，一次元モデルと三次元モデルによるボルト温度解析結果の比較を**図 4.5.8** に示す。図中の実験値は，上下ボルト温度の平均値を示している。また，CB-RC のウェブにおける材軸方向温度分布の比較を**図 4.5.9** に示す。一次元モデルの解析結果は，実験値および三次元モデルの解析結果とよく一致しており，本実験での接合部仕様においては，火炎からの入熱および材軸方向の熱伝導のみを考慮した一次元熱伝導モデルに簡略化しても問題ないといえる。

材軸方向における差分格子の分割幅の妥当性を検討するため，より細かい分割幅(10mm 毎)とした場合の一次元熱伝導モデルによる材軸方向温度分布を**図 4.5.9** に示す。なお，分

割幅 10mm では、時間刻みを 5 秒とした場合には解が発散したため、時間刻みを 1 秒に設定した。10 分時における分割幅 10mm の場合のスパン中央側の温度は若干低くなっているが、30 分以降では分割幅が大きい場合の温度分布とよく一致している。したがって、材軸方向の分割幅については、今回の分割幅(ガセットプレート部分では 20mm 毎, ガセットプレートが無い部分では 30mm 毎)程度に設定しておけば、十分な精度で材軸方向温度分布が得られると考えられる。

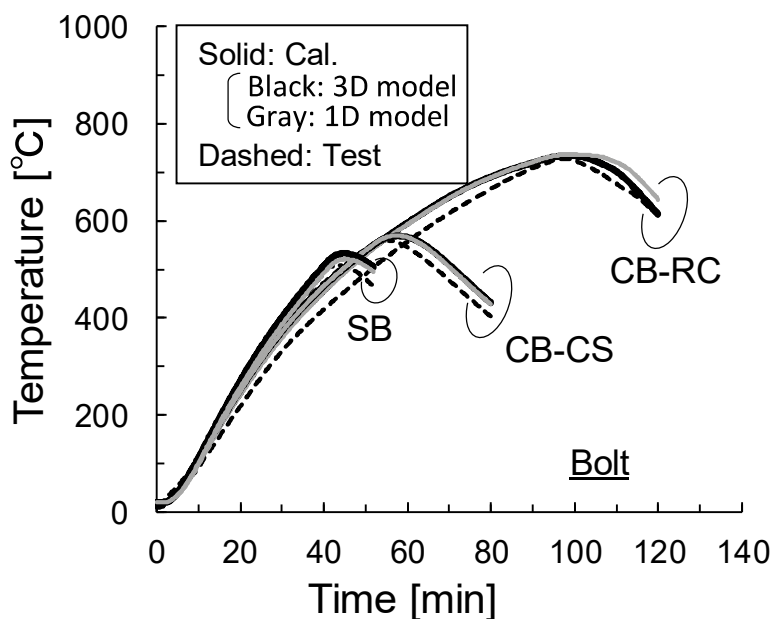


図 4.5.8 一次元モデルと三次元モデルによるボルト温度解析結果の比較

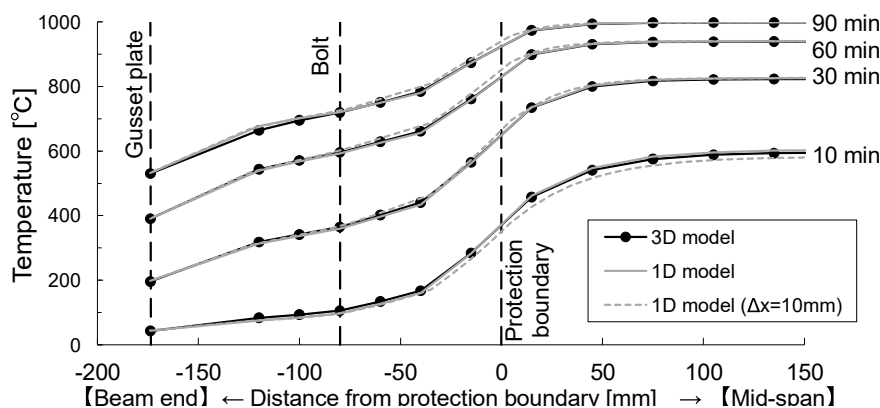


図 4.5.9 一次元モデルと三次元モデルによる
接合部付近の材軸方向温度分布の比較 (CB-RC)

4.6 本章のまとめ

本研究では梁端のみ被覆された合成梁のスパン中央および梁端ウェブ接合部における火災時温度分布に関して、三次元差分法を用いた伝熱解析モデルを示し、加熱実験結果との比較により解析の妥当性を検討した。得られた知見を以下に示す。

- (1) 鉄骨梁を上下フランジおよびウェブの 3 つの部位に分割し、スラブ仕様に応じた上フランジ上面の熱的境界条件を考慮することで、スパン中央における無被覆小梁の各部位の温度を、500℃以上の温度域(加熱開始後 20 分以降)において実験値の±10%以内、700℃以上の温度域(加熱開始後 40 分以降)では±5%以内の誤差範囲で計算できた。上下フランジおよびウェブを詳細に分割することなく、各部位をそれぞれ単一の集中質点として鉄骨断面を 3 分割にすることにより、鉄骨梁の断面内温度分布の実験値を概ね追跡できた。
- (2) コンクリートスラブを高さ方向に 5mm 毎に分割し、上フランジとスラブの間での熱伝導を考慮することで、上フランジに接するスラブ下端温度の解析値を用いて、頭付きスタッド根本温度を、等厚の RC スラブ仕様では±5%以内、デッキ合成スラブ仕様では+20%以内の誤差範囲で評価できた。
- (3) デッキプレートからコンクリートへの伝熱を放射成分のみとすることでデッキプレート剥離により生じる空気層の影響を考慮し、Eurocode 4 に示されるコンクリートの熱物性値を用い、コンクリート中の含水を考慮することで、スラブ上面温度が 100℃付近で推移する実験値の挙動を計算でも再現できた。
- (4) スラブ筋を無視してコンクリートの熱物性値のみでスラブをモデル化した場合でも、スラブ筋と同一高さのスラブ格子温度を用いて、加熱終了時までのスパン中央におけるスラブ筋温度を-50℃～+65℃以内の誤差範囲で評価できた。
- (5) スパン中央における無被覆合成梁の断面内温度に対して、梁の材軸方向および幅方向における熱伝導の影響は小さく、梁せい方向の熱伝導および火炎からの入熱の影響が支配的であることを示した。このことを考慮し、梁せい方向の一次元熱伝導モデルによる無被覆合成梁の断面内温度の簡易計算手法を提案し、その妥当性を示した。
- (6) 梁端ウェブ接合部においては、耐火被覆材の熱コンダクタンスを用いた簡易伝熱モデルを用い、接合部での熱容量増加および材軸方向の熱伝導を考慮することで、上下ボルト平均温度の実験値に対して-5%～+10%の誤差範囲で計算できた。
- (7) 被覆された梁端ウェブ接合部のボルト温度に対して、梁せい方向の上下フランジからの熱伝導の影響は小さく、梁の材軸方向の熱伝導および被覆材を介した火炎からの入熱の影響が支配的であることを示した。このことを考慮し、ウェブ部分のみをモデル化した材軸方向の一次元熱伝導モデルによるボルト温度の簡易計算手法を提案し、その妥当性を示した。

第4章の記号一覧

$a_p A_m$: デッキから放射を受ける任意格子 m の表面積[m ²]
$f_p A_m$: 被覆部分における任意格子 m の加熱表面積[m ²]
$p A_m$: 任意格子 m の加熱表面積[m ²]
$\lambda A_{m,n}$: 任意格子 m , n 間の境界断面積[m ²]
B	: 鉄骨梁の幅[m]
c_c	: コンクリートの比熱[J/(kg K)]
c_m	: 任意格子 m の比熱[J/(kg K)]
c_s	: 鋼材の比熱[J/(kg K)]
$d_{m,n}$: 任意節点 m , n 間の距離[m]
$\Delta d_{m,n}$: 任意節点 m , n から境界面までの距離[m]
F_m	: 火炎からみた平均形態係数[-]
H	: 鉄骨梁のせい[m]
h_{AT}	: 非加熱面での対流熱伝達率(6.4 W/(m ² K))
h_f	: 加熱側の対流熱伝達率(23 W/(m ² K))
K	: 火炎から鋼材表面までの熱コンダクタンス [W/(m ² K)]
L	: 水の蒸発潜熱(2257 kJ/kg)
$A_T Q_m$: 常温空気から任意格子 m へ流入する熱量[W]
$a Q_m$: 放射熱伝達によりデッキから任意格子 m へ流入する熱量[W]
$f Q_m$: 無被覆部分において火炎から任意格子 m へ流入する熱量[W]
$f_p Q_m$: 被覆材を介して火炎から任意格子 m へ流入する熱量[W]
$\lambda Q_{m,n}$: 熱伝導により任意格子 n から任意格子 m へ流入する熱量[W]
$cv q_m$: 対流熱伝達により火炎から任意格子 m へ流入する熱流束[W/m ²]
$rad q_m$: 放射熱伝達により火炎から任意格子 m へ流入する熱流束[W/m ²]
$\lambda q_{m,n}$: 熱伝導により任意格子 n から任意格子 m に流入する熱流束[W/m ²]
t_F	: フランジ厚さ[m]
t_{GP}	: ガセットプレート厚さ[m]
t_W	: ウェブ厚さ[m]
Δt	: 時間刻み[s]
Δt_c	: コンクリートスラブの高さ方向の分割厚さ[m]
V_m	: 任意格子 m の体積[m ³]
w_0	: コンクリートの質量含水率[%]
Δx_i	: i 番目の格子における材軸方向の分割幅[m]
ε_{eff}	: 総合放射率[-]
θ_{AT}	: 非加熱側空気温度[°C]

- θ_f : 火炎温度[°C]
- $\theta_{fp,ave.}$: 被覆材平均温度[°C]
- θ_m, θ_n : 任意格子 m, n の温度[°C]
- $\Delta\theta_m/\Delta t$: 任意格子 m の温度上昇速度[K/s]
- λ_m, λ_n : 任意格子 m, n の熱伝導率[W/(m K)]
- $\lambda_{m,n}$: 任意節点 m, n 間の層間熱伝導率[W/(m K)]
- ρ_c : コンクリートの密度[kg/m³]
- ρ_s : 鋼材の密度[kg/m³]
- σ : ステファンボルツマン定数(5.67×10^{-8} W/(m² K⁴))

第 4 章の参考文献

- 4.1) 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
- 4.2) 日本建築学会: 鋼構造耐火設計指針, 2017.6
- 4.3) Eurocode 4 Design of composite steel and concrete structures, Part 1-2: General rules, Structural fire design, EN 1994-1-2, European Committee for Standardization, 2005
- 4.4) J.I.Ghojel, M.B.Wong: Three-sided heating of I-beams in composite construction exposed to fire, Journal of Constructional Steel Research 61, pp.834-844, 2005
- 4.5) Tomaz Hozjan, Miran Saje, Stanislav Srpčic, Igor Planinc: Fire analysis of steel-concrete composite beam with interlayer slip, Computers and Structures 89, pp.189-200, 2011
- 4.6) Eurocode 3 Design of steel structures, Part 1-2: General rules, Structural fire design, EN 1993-1-2, European Committee for Standardization, 2005
- 4.7) X.H.Dai, Y.C.Wang, C.G.Bailey: Effects of partial fire protection on temperature developments in steel joints protected by intumescent coating, Fire Safety Journal 44, pp.376-386, 2009
- 4.8) 若松高志, 長谷見雄二: 局部火災加熱される建築部材の温度応答予測 - 差分法による梁部材の伝熱解析 -, 日本建築学会構造系論文集 第 502 号, pp.173-179, 1997.12
- 4.9) 朝倉書店: 建築環境工学Ⅱ - 熱・湿気・換気 -, 2002.2
- 4.10) 原田和典: 鋼材温度上昇の簡易算定式, 平成 12 年度日本火災学会研究発表会概要集, pp.360-363, 2000.5
- 4.11) 原田和典, 寺井俊夫, 正法院陽三, 藤川慧, 三田村茂雄, 吉田正友, 田坂茂樹: 火災時における合成スラブのコンクリート内部温度に関する研究(その 3 理論式による計算と実験値との比較), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.765-766, 1987.10
- 4.12) S.Lamont, A.S.Usmani, D.D.Drysdale: Heat transfer analysis of the composite slab in the Cardington frame fire tests, Fire Safety Journal 36, pp.815-839, 2001
- 4.13) Shivam Sharma, Varun Teja Vaddamani, Anil Agarwal: Insulation effect of the concrete slab-steel deck interface in fire conditions and its influence on the structural fire behavior of composite floor systems, Fire Safety Journal 105, pp.79-91, 2019
- 4.14) 日本機械学会: 伝熱工学資料, 改訂第 4 版, 1986
- 4.15) 原田和典, 寺井俊夫: デッキプレート合成スラブの断面形状と耐火時間の関係に関する

- る考察, 日本建築学会構造系論文集 第 476 号, pp.177-183, 1995.10
- 4.16) 齋藤真美, 岡崎智仁, 新谷祐介, 長岡勉: 材軸方向で耐火被覆厚さの異なる鉄骨梁の温度分布, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.325-326, 2018.9

第5章 結論

5.1 研究の成果	190
5.2 今後の課題	194

5.1 研究の成果

本研究では、直交大梁に梁端ウェブでボルト接合された無耐火被覆合成梁の荷重加熱実験を実施し、梁端ウェブ接合の回転抵抗を考慮した合成梁の耐火性能を明らかにした。この実験より、当該梁のスパン中央と梁端ウェブ接合部の断面内温度分布および火災時曲げ耐力を明らかにし、それらの計算手法を提案した。また、その放冷過程における挙動も明らかにした。以下に、各章で得られた知見をまとめ、研究成果を総括する。

第 1 章では、合成梁の火災時曲げ耐力、梁端ウェブ接合部の耐火性およびそれらの断面内温度予測手法に関する既往の研究を紹介し、本研究の目的を示した。梁端ウェブ接合部の回転抵抗を考慮して無耐火被覆合成梁の火災時曲げ耐力を評価するためには、以下の点で研究データが不足していることを述べた。

- (1) 既往の実験において合成梁の正曲げ耐力評価式の妥当性が確認されている温度域は、鉄骨梁温度 800°C以下に限られる。
- (2) 直交大梁に梁端ウェブ接合された無耐火被覆合成梁を対象として、単純塑性理論に基づく曲げ崩壊に着目した荷重加熱実験は実施されておらず、スラブ筋を考慮した梁端ウェブ接合部の回転抵抗を含む合成梁の火災時曲げ耐力は明らかでない。
- (3) 小梁の加熱膨張および冷却収縮が周辺架構に拘束されることで生じる熱応力によって、梁端ウェブ接合部が破断する危険性が解析により指摘されている。一方、実架構を模擬して火災加熱時および放冷過程における梁端ウェブ接合部の挙動を確認した実験は少ない。
- (4) 上フランジとコンクリートスラブの接触による熱移動を考慮して無耐火被覆合成梁の断面内温度分布を簡易的に予測する手法はない。また、梁端のみ耐火被覆された場合の材軸方向の熱移動およびボルト接合部の熱容量の増加を考慮して梁端ウェブ接合部の断面内温度分布を簡易的に予測する手法はない。

第 2 章では、連続床形式で梁端のみ被覆された合成梁の荷重加熱実験を実施し、曲げ崩壊に至るまでの梁端回転能力およびスラブ筋を考慮したウェブ接合部の回転抵抗を含む合成梁の火災時曲げ耐力について検討した。この実験では、梁上のスラブ仕様(スラブなしの純鉄骨梁、溶接金網が一段配筋されたデッキ合成スラブ、異形棒鋼が二段配筋された RC スラブの 3 仕様)を実験変数とし、スラブの仕様がウェブ接合部の負曲げ耐力に及ぼす影響を考察した。得られた研究成果を以下に示す。

- (1) 長期許容曲げモーメントの 4 割を作用させた荷重加熱実験での崩壊時間は、純鉄骨梁で 41 分、デッキ合成スラブによる合成梁で 52 分、RC スラブによる合成梁は 90 分以上であった。これらの時間は単純支持の場合に想定される崩壊時間の 2 倍以上であった。

- (2) 梁端ウェブ接合部は、当該梁が曲げ崩壊機構に至るまで、ボルトおよび添板が破断することなく、火災時において十分に回転できる能力を示した。
- (3) 常温時に不完全合成梁として設計された場合であっても、無耐火被覆の鉄骨梁が 800℃を超える高温域では、完全合成梁断面としての全塑性モーメントにより火災時正曲げ耐力を精度よく評価できることを示した。
- (4) デッキ合成スラブ仕様では、梁端部の溶接金網が加熱初期の熱たわみに起因する付加曲げモーメントにより早期に破断したため、スラブ筋がウェブ接合部の火災時負曲げ耐力に寄与しなかった。ただし、純鉄骨梁と同様に、ボルト部分によるウェブ接合部の火災時負曲げ耐力は発揮された。
- (5) RC スラブ仕様では、崩壊時まで異形棒鋼が破断することなく、スラブ筋がウェブ接合部の負曲げ耐力に寄与した。式(2.4.30)によるスラブ筋を考慮したウェブ接合部の負曲げ耐力を含む合成梁の崩壊時の曲げ耐力計算値は、実験での作用曲げモーメントと概ね一致した。
- (6) 全曲げ耐力に対する負曲げ耐力の比は、いずれの試験体も常温時には 1 割程度であったが、崩壊時には 0.27~0.47 となり、ウェブ接合部の回転抵抗が梁の全曲げ耐力に及ぼす影響は、火災時においてより大きくなる傾向を示した。
- (7) 本実験の鉄骨断面では、梁端接合部に 1 時間相当の被覆を施せば、小梁が無被覆であっても 1 時間加熱時のボルト温度は 600℃程度に留まることを実験で確認した。

第 3 章では、直交大梁に梁端ウェブ接合された RC スラブ仕様の無耐火被覆完全合成梁の火災加熱時および放冷過程における挙動を実験により検討した。この実験では、ウェブ接合部の仕様(ボルト 3 本で接合部への耐火被覆あり、ボルト 6 本で接合部への耐火被覆なしの 2 仕様)を実験変数とし、さらに単純支持条件による完全合成梁の载荷加熱実験も行った。得られた研究成果を以下に示す。

- (1) 長期許容曲げモーメントの 5 割を作用させた载荷条件下において、ISO 限界たわみ到達時間は、単純支持の場合は 24 分、梁端ウェブ接合を有する場合は 61 分と 57.5 分であった。梁端ウェブ接合を有する場合は、ISO 限界たわみに達した後の放冷過程においても荷重支持能力を保持し続けた。
- (2) 梁端ウェブ接合を有する場合、梁端部のスラブ筋がウェブ接合部の回転抵抗に寄与した。これより、コンクリートスラブが連続床形式でなくても、頭付きスタッドにより直交大梁上にスラブが定着されており、大梁のねじり剛性が十分であれば、スラブの梁端回転拘束効果が発揮されることを示した。
- (3) 梁端ウェブ接合を有する場合、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。この完全合成梁の降伏せん断耐力に基づく崩壊時間は ISO 限界たわみ到達時間より早かったが、その到達時間まで荷重支持能力を損失することはなかった。

- (4) 加熱終了直後、小梁の昇温膨張から冷却収縮に転じる際に、ウェブ接合部の高力ボルトとボルト孔のクリアランス分の移動に起因する回転抵抗の低下により、たわみが一時的に急増したが、その後の放冷過程においても荷重支持能力を損失することはなかった。
- (5) ISO 限界たわみに達した後の放冷過程において、ウェブ接合部に小梁の冷却収縮による大きな引張力が生じたが、ウェブ接合部でのボルト破断・はしめけ破断・ボルト孔の顕著な支圧変形はみられなかった。

第 4 章では、梁端ウェブ接合部のみ耐火被覆された合成梁を対象として、無耐火被覆の合成梁断面および梁端ウェブ接合部の温度分布について、差分法に基づく伝熱解析モデルを示し、実験値との比較から解析の妥当性を検討した。得られた研究成果を以下に示す。

- (1) 鉄骨梁を上下フランジおよびウェブの 3 つの部位に分割し、スラブ仕様に応じた上フランジ上面の熱的境界条件を考慮することで、スパン中央における無被覆小梁の各部位の温度を、500℃以上の温度域(加熱開始後 20 分以降)において実験値の±10%以内、700℃以上の温度域(加熱開始後 40 分以降)では±5%以内の誤差範囲で計算できた。
- (2) デッキプレートからコンクリートへの伝熱を放射成分のみとすることでデッキプレート剥離により生じる空気層の影響を考慮し、Eurocode 4 に示されるコンクリートの熱物性値を用い、コンクリート中の含水を考慮することで、スラブ上面温度が 100℃付近で推移する実験値の挙動を計算でも再現できた。
- (3) スパン中央における無被覆合成梁の断面内温度に対して、梁の材軸方向および幅方向における熱伝導の影響は小さく、梁せい方向の熱伝導および火炎からの入熱の影響が支配的であることを示した。このことを考慮し、梁せい方向の一次元熱伝導モデルによる無被覆合成梁の断面内温度の簡易計算手法を提案し、その妥当性を示した。
- (4) 梁端ウェブ接合部においては、耐火被覆材の熱コンダクタンスを用いた簡易伝熱モデル、接合部での熱容量増加および材軸方向の熱伝導を考慮することで、上下ボルト平均温度の実験値に対して-5%~+10%の誤差範囲で計算できた。
- (5) 被覆された梁端ウェブ接合部のボルト温度に対して、梁せい方向の上下フランジからの熱伝導の影響は小さく、梁の材軸方向の熱伝導および被覆材を介した火炎からの入熱の影響が支配的であることを示した。このことを考慮し、ウェブ部分のみをモデル化した材軸方向の一次元熱伝導モデルによるボルト温度の簡易計算手法を提案し、その妥当性を示した。

以上、本論文では、直交大梁に梁端ウェブでボルト接合された無耐火被覆合成梁の荷重加熱実験を実施し、梁端ウェブ接合の回転抵抗を考慮した無耐火被覆合成梁の火災時挙動を調べ、荷重レベルが比較的小さい場合には、小梁を無被覆とした場合でも 1 時間程度の耐火性能を有することを明らかにした。そして、実験結果に基づき、火災時における梁端ウェブ

ブ接合部の回転抵抗を含む無耐火被覆合成梁の曲げ耐力の評価手法および断面内温度分布の簡易計算手法を提案し、その妥当性を示した。本研究成果を活用することで、梁端ウェブ接合を有する合成梁の耐火性能を合理的に評価することが可能となり、小梁の耐火被覆削減・省略の実現可能性が高まったと考える。

5.2 今後の課題

以下に今後の課題を示す。

(1) 梁端ウェブ接合を有する合成梁の火災時耐力に関するデータ蓄積およびケーススタディ

本研究では、梁端ウェブ接合の回転抵抗を考慮した無耐火被覆合成梁の変形挙動および断面内温度分布について明らかにするとともに、火災時における構造安定性を評価するための曲げ耐力評価法を提案した。ただし、本実験における荷重レベル、火災性状および試験体仕様(断面寸法・スラブ筋仕様・ボルト本数・耐火被覆方法・支持スパン等)は限定的であり、崩壊性状、崩壊時間および曲げ耐力評価モデルの適用性について得られた知見は限られた範囲のものである。実験条件が異なる場合の評価モデルの信頼性の向上および崩壊性状等の違いを把握するため、さらなる実験データの蓄積が必要である。さらに、小梁を無耐火被覆とした鋼構造の実現には、論文で示した火災時耐力評価モデルによるケーススタディを行い、小梁の耐火被覆を省略できる具体例を示すことが有効であると考えられる。この点については引き続き取り組んでいきたい。

(2) 加熱初期の熱応力に起因する梁端スラブ筋の破断挙動

2章におけるデッキ合成スラブを用いた合成梁試験体では、加熱初期の熱たわみによる梁端の回転を拘束することで生じる付加曲げモーメント(熱応力)により、塑性変形能力の小さい溶接金網が早期に破断した。スラブ筋が破断すると、ウェブ接合部の負曲げ耐力を低下させるのみならず、梁端の回転変形を増大させることで防火区画を形成する床スラブに損傷を与え、要求される遮熱性および遮炎性が損なわれる危険性がある。梁端スラブ筋を早期に破断させないために、追加実験や熱応力解析により、加熱初期の熱応力に起因するスラブ筋の破断挙動および梁端の回転変形についての検討が必要である。

(3) 内側架構における熱膨張・冷却伸縮が拘束されることによるウェブ接合部の破断挙動

3章の実験では、1スパンの小梁が直交大梁により軸変形拘束される場合には、加熱昇温時および放冷収縮による軸力変動下でもウェブ接合部が破断しなかった。一方、直交大梁を挟んで小梁が連続配置される内側架構の場合には、隣接する架構により軸方向変形の拘束力が大きくなるため、より大きな軸力が発生し、ウェブ接合部が破断する危険性がある。その場合の接合部の破断挙動については、軸変形拘束をさらに高めた追加実験や周辺架構を含む熱応力解析による追加検討が必要である。

(4) 梁端部と周辺架構との取合いにおける温度予測手法および様々な接合部材への応用

4章で示したウェブ接合部の伝熱解析では、実験セッティングの制約上、直交大梁における熱的境界条件が実建物の状況と大きく異なったため、梁端部の熱境界となる大梁のガセットプレート温度には実験値を用いた。周囲の架構を含めた温度予測手法については、今後

の検討課題とする。周囲架構の温度を含めて精確に予測できれば、柱-梁に取り付くブレースの接合部など、様々な接合部材の温度予測に本解析モデルを応用できると考える。これらは今後の検討課題とする。

資料編

資料 1 試験体に用いた材料の証明書等	197
資料 2 試験体に用いた鋼材の高温素材引張試験データ	219

レディーミクストコンクリート配合計画書										No. 1	
株式会社 東亜理科 殿										平成 30 年 10 月 日	
大阪府池田市豊島南 1 丁目 1 2 番 9 号											
谷畑産業株式会社											
TEL 072-763-3071 FAX 072-763-3072											
配合計画者名 山竹 幸治											
工 事 名 称		接合部試験体									
所 在 地		大阪府池田市豊島南2丁目196番地									
納 入 予 定 時 期											
本 配 合 の 適 用 期 間		標準配合・通期									
コンクリートの打込み箇所		床2体									
配 合 の 設 計 条 件											
呼び方	コンクリートの種類による記号	呼び強度	スラブ又はスラブフロー c m	粗骨材の最大寸法 mm	セメントの種類による記号						
	普通	27	15	20	N						
指 定 事 項	セメントの種類	呼び方欄に記載		空気量		-		%			
	骨材の種類	使用材料欄に記載		軽量コンクリートの単位容積質量		-		kg/m ³			
	粗骨材の最大寸法	呼び方欄に記載		コンクリートの温度		最高・最低		℃			
	アルカリシカ反応抑制対策の方法	A		水セメント比の目標値の上限		-		%			
	骨材のアルカリシカ反応性による区分	使用材料欄に記載		単位水量の目標値の上限		-		kg/m ³			
	水の区分	使用材料欄に記載		単位セメント量の目標値の下限又は目標値の上限		-		kg/m ³			
	混和材料の種類及び使用量	使用材料及び配合表欄に記載		流動化後のスラブ増大量		-		cm			
	塩化物含有量	0.30kg/m ³ 以下		kg/m ³							
呼び強度を保證する材齢	-		日								
使 用 材 料											
セメント	生産者名	株式会社トクヤマ				密度 g/cm ³	3.16	Na ₂ Oeq %	0.54		
混和材①	製品名	-		種	-		密度	-		Na ₂ Oeq	-
混和材②		-		類	-		密度 g/cm ³	-		%	-
骨 材	No.	種 類	産地又は品名	アルカリシカ反応性による区分	粒の大きさの範囲	粗粒率又は実積率	密度 g/cm ³	絶対乾	表乾	微粒分量の範囲 %	
	①	混合砂	海砂50%石灰砕砂30%砕砂20%	A モルタル法	5以下	2.80	-	2.63	3.0±2.0		
	②	-	-	-	-	-	-	-	-		
	③	-	-	-	-	-	-	-	-		
粗 骨 材	①	碎石1505	兵庫県西宮市塩瀬町名塩	A モルタル法	15~5	-	-	2.62	0.5±0.5		
	②	碎石2010	兵庫県西宮市塩瀬町名塩	A モルタル法	20~10	58.0	-	2.62	0.5±0.5		
	③	-	-	-	-	-	-	-	-		
混和剤①	製品名	リグエースVF200H		種類	AE減水剤 標準形 (I種)		Na ₂ Oeq %	1.5			
混和剤②		-		-	-		-	-			
細骨材の塩化物量		① 0.003 %	水の区分	回収水 (上澄水) 地下水	目標スラッグ固形分率		-				
回収骨材の使用方法		細骨材	-		粗骨材	-					
配 合 表 (kg/m ³)											
セメント	混和材 ①	混和材 ②	水	細骨材 ①	細骨材 ②	細骨材 ③	粗骨材 ①	粗骨材 ②	粗骨材 ③	混和剤 ①	混和剤 ②
346	-	-	183	857	-	-	352	528	-	3.460	-
水セメント比		53 %		水結合材比		-		細骨材率		49.2 %	
備 考 骨材の質量配合割合、混和剤の使用量については、断りなしに変更する場合がある。											
[JISマーク品]											

資図 1.3 コンクリートの配合計画書 (第 2 章実験)

現場試験実施表

試験年月日	30年 10月 29日	時間	9 : 00	車番	700	号車担当	辰 2 (2MCS)
施工者	(株) 東亜理科			打設箇所	床 2体		
工事名	接合部 試験体						
呼び方	スランプ又はフロー (cm)		空気量 (%)	コンクリート温度 (°C)	外気温		
27-15-20N	9.5		2.9	21	14		
混和剤の種類	AE減水剤・高性能AE減水剤	塩分試験	(有)・無し	硬化物量 (kg/m³)	測定中	採取写真	有・無
材 齢	試 験 日	養 生	試験場所	破壊写真	備 考		
7	11月 5日	A	工場・外部	(有)・無	採取車指定	(有)・無	
28	11月 26日	A	工場・外部	(有)・無	供試体運搬	有・無	
	月 日		工場・外部	有・無			
	月 日		工場・外部	有・無			
	月 日		工場・外部	有・無			

《生コン製造販売》日本工業規格表示認証工場

谷畑産業 株式会社 〒563-0035 大阪府池田市豊島南1丁目12番9号
TEL:072-763-3071 FAX:072-763-3072

確認印


資図 1.4 生コンクリートの現場試験実施表 (第 2 章実験)

コンクリート圧縮強度試験成績報告書

No 1105-4212

平成 30年11月5日

株式会社 東亜理科 殿

大阪府池田市豊島南1丁目1番9号
 谷畑産業株式会社
 TEL 072-763-3071 FAX 072-763-3072



工事名	接合部試験体													
打ち込み箇所	床2体													
呼び方	コンクリートの種類 による記号	呼び強度	スランプ又は スランプフロー (cm)	粗骨材の最大寸法 (mm)	セメントの 種類による記号									
	普通	27	15	20	N									
指定事項														
上記の条件にて納入したコンクリートの強度試験結果は下記の通りであります。														
採取 月日	試験 月日	材齢 (日)	スランプ (cm)	空気量 (%)	質量 (kg)	荷重 (kN)	強度 N/mm ²	平均強度 N/mm ²	CT(°C) 養生方法	備考				
10/29	11/5	7	9.5	3.9		205	26.1	25.9	標準養生					
						203	25.8							
						203	25.8							
摘要 <table border="1" style="float: right; margin-top: 10px;"> <tr> <td>供試体寸法</td> <td>φ 10×20</td> </tr> <tr> <td>担当者</td> <td>山竹 幸治</td> </tr> </table>											供試体寸法	φ 10×20	担当者	山竹 幸治
供試体寸法	φ 10×20													
担当者	山竹 幸治													

資図 1.5 コンクリートの圧縮強度試験(7日齢)(第2章実験)

コンクリート圧縮強度試験成績報告書

No 1126-4212

平成 30年11月26日

株式会社 東亜理科 殿

大阪府池田市豊島南1丁目12番9号
 谷畑産業株式会社
 TEL 072-763-3071 FAX 072-763-3072



工事名	接合部試験体													
打ち込み箇所	床2体													
呼び方	コンクリートの種類 による記号	呼び強度	スランプ又は スランプフロー (cm)	粗骨材の最大寸法 (mm)	セメントの 種類による記号									
	普通	27	15	20	N									
指定事項														
上記の条件にて納入したコンクリートの強度試験結果は下記の通りであります。														
採取 月日	試験 月日	材齢 (日)	スランプ (cm)	空気量 (%)	質量 (kg)	荷重 (kN)	強度 N/mm ²	平均強度 N/mm ²	CT(°C) 養生方法	備考				
10/29	11/26	28	9.5	3.9		267	34.0	34.8	21.0 標準養生					
						275	35.0							
						277	35.3							
摘要														
<table border="1" style="display: inline-table; margin-right: 20px;"> <tr> <td>供試体寸法</td> <td>φ 10×20</td> </tr> </table> <table border="1" style="display: inline-table;"> <tr> <td>担当者</td> <td>山竹 幸治</td> </tr> </table>											供試体寸法	φ 10×20	担当者	山竹 幸治
供試体寸法	φ 10×20													
担当者	山竹 幸治													

資図 1.6 コンクリートの圧縮強度試験(28日齢)(第2章実験)

コンクリート・コアの
圧縮強度試験結果報告書

試験番号	000
受付	平成31年 1月 4日
報告	平成31年 1月 4日

一般財団法人 日本建築総合試験所
試験研究センター
センター長 工学博士 河野 昭彦

試験結果

試験年月日：平成31年 1月 4日

供試体 番号	平均 直径 (mm)	平均 高さ (mm)	質量 (g)	最大 荷重 ($\times 10^3$ N)	補正前の 圧縮強度 (N/mm^2)	高さ と 直径と の比	補正係数	補正後の 圧縮強度 (N/mm^2)	外 観	
									異常の 有無	内部に含ま れる鉄筋 (本数-径)
-----	74.5	118.7	1157	126	28.9	1.593	0.968	28.0	無	無
-----	74.3	119.4	1149	121	27.9	1.607	0.969	27.0	無	無
-----	74.4	117.2	1143	140	32.2	1.575	0.967	31.1	無	無
-----	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
-----	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
-----	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
備考	-----									
<ul style="list-style-type: none"> ・試験は、JIS A 1107「コンクリートからのコアの採取方法及び圧縮強度試験方法」に準じた。 ・補正後の圧縮強度は、供試体の高さ と直径との比に基づく補正係数を乗じて、直径の2倍の高さをもつ供試体の強度 に換算した値を示す。ただし、補正後の圧縮強度が$100\text{N}/\text{mm}^2$を上回る場合には、圧縮強度の補正は行わない。 ・試験結果には、試験機の精度による$\pm 1\%$以内の誤差を含む。 										
報告書発行責任者	材料部 中央試験室 室長 博士(工学) 荒井 正直							TEL 06-6834-0561		

資図 1.7 コンクリートの圧縮強度試験(68日齢・実験日付近)(第2章実験)

溶接金網検査成績表

〒

日本工業規格表示認証工場

規格 JIS G 3551

認証番号 JQ-0598155

大阪府東大阪市西長井園四丁目8番9号

株式会社 小杉多金網

〒577-0044 TEL (05) 6789-3661

品質管理責任者

検査印



種類の記号		線径・網目寸法・幅・長さ。ただし、デザイン金網は略号						数量	
WFP		6.0 × 150 × 150 , 2000 × 4000						2 枚	
製造年月日	2018年 9月 28日	材料	縦線 6.0 - 8 , 9						
検査年月日	2018年 9月 28日	ロットNo.	横線 6.0 - , 9						
項目	幅 mm	長さ mm	突出長さ		網目寸法		線の本数		
			横 mm	縦 mm	横 mm	縦 mm	横線	縦線	
基準値	2000	4000	右 25 左 25	前 50 後 50	150	150	27	14	
許容差	±5mm又は ±0.3%	±10mm又は ±0.3%	±10mm又は±7.5%		±10mm又は±7.5%				
試料	1	2000	4000	右前 25	前右 50	150	150	外観	良
	2	2000	4000	右後 25	前左 50	150	150	はく離	良
	3			左前 25	後右 50	150	150	結束	良
	4			左後 25	後左 50	150	150		
項目	線径 mm (縦線)		線径 mm (横線)		溶接点せん断強さ				
許容差	± 0.10		± 0.10		荷重 N		溶接強さ N/mm ²		
試料	1	5.96	5.99	10850		387			
	2	5.97	5.99	10950		390			
	3	5.98	5.98	11500		410			
	4	5.97	5.98	10150		362			
						平均値		387	
項目	線径 mm	荷重 N	引張強さN/mm ²	切断径 mm	絞り %	曲げ	伸び %	降伏点又は 0.2%耐力	
縦線	1	5.96	18150	651	3.55	64.5	良		
	2	5.96	17900	642	3.55	64.5			
	3	5.97	18050	645	3.56	64.4			
横線	1	5.99	18250	648	3.56	64.7	良		
	2	5.98	17800	634	3.55	64.8			
	3	5.98	17950	639	3.56	64.6			

検査番号 31809020

資図 1.11 溶接金網(WFP)のミルシート(第2章実験)

製品検査証明書

需要家名:

証明書番号: 1800019472

工事名称: 在庫

頁: 1/1

契約番号: 018010297

品名	高力六角ボルト										発行年月日: 平成30年03月13日						
	等級 (F10T)	数量	試験		ボルト		ナット		製品		セット		外観 形状 寸法	溶融亜鉛めっき JIS H 8641			
ねじの呼び × 長さ	耐力 N/mm ²		引張強さ N/mm ²	伸び %	絞り %	引張荷重 kN	硬さ HRC	硬さ HRC	硬さ kN	硬さ HRC	トルク係数値 平均値	トルク N・m		ねじ 精度	付着量 (g/m ²)	ボルト	ナット
MHNG166810	20X55	1,360	1046	1089	19	72	263	32	26	合格	41	0.128	***	合格	***	***	***
MHNG167550	20X65	1,200	1042	1085	19	71	261	32	28	合格	41	0.128	***	合格	***	***	***
MHNG167510	20X85	960	1042	1085	18	70	264	32	28	合格	41	0.126	***	合格	***	***	***
MHNG167490	20X95	960	1040	1083	18	70	265	32	28	合格	41	0.131	***	合格	***	***	***
	TOTAL	4,480	セット	4	ロット												

大阪府大阪市中央区淡路町四丁目2-5
株式会社 アイテック 大阪支店
支店長 照屋 寛之

注) 採取数: ボルト試験片(2)、ボルト製品(3)、ナット硬さ(3)、ナット保証荷重(2)、産金硬さ(3)、セット品(5)、めっき付着量(3)
注) セットロット番号の後ろに付加している非マークは、日鉄住金精圧品株式会社で製造並びに製品検査を実施し、日鉄住金ボルテック株式会社が製品検査証明書の発行を代行している製品です。
上記の製品は、検査の結果合格したことを証明します。

日本工業規格 認証取得工場
日鉄住金ボルテック株式会社
技術部長
〒559-0022 大阪市住之江区緑木1丁目4番16号
TEL: 06-6682-3261

製品検査証明書

需要家名:

証明書番号: 1500043932

工事名称: NO. 38-在庫分

頁: 1/1

契約番号: 015050052

品名	高力六角ボルト										発行年月日: 平成27年07月03日						
	等級 (F10T)	数量	試験		ボルト		ナット		製品		セット		外観 形状 寸法	溶融亜鉛めっき JIS H 8641			
ねじの呼び × 長さ	耐力 N/mm ²		引張強さ N/mm ²	伸び %	絞り %	引張荷重 kN	硬さ HRC	硬さ HRC	硬さ kN	硬さ HRC	トルク係数値 平均値	トルク N・m		ねじ 精度	付着量 (g/m ²)	ボルト	ナット
MHNG159550	20X110	400	1043	1086	19	67	264	35	29	合格	41	0.140	***	合格	***	***	***
MHNG159570	20X115	400	1042	1086	19	68	265	33	29	合格	41	0.133	***	合格	***	***	***
MHNG159580	20X120	400	1044	1087	19	68	263	32	29	合格	41	0.132	***	合格	***	***	***
	TOTAL	1,200	セット	3	ロット												

大阪府大阪市中央区淡路町四丁目2-5
株式会社 アイテック 大阪支店
支店長 照屋 寛之

注) 採取数: ボルト試験片(2)、ボルト製品(3)、ナット硬さ(3)、ナット保証荷重(2)、産金硬さ(3)、セット品(5)、めっき付着量(3)
注) セットロット番号の後ろに付加している非マークは、日鉄住金精圧品株式会社で製造並びに製品検査を実施し、日鉄住金ボルテック株式会社が製品検査証明書の発行を代行している製品です。
上記の製品は、検査の結果合格したことを証明します。

日本工業規格 認証取得工場
日鉄住金ボルテック株式会社
技術部長
〒559-0022 大阪市住之江区緑木1丁目4番16号
TEL: 06-6682-3261

資図 1.12 高力ボルト(F10T)のミルシート(第2章実験)

検査証明書
INSPECTION CERTIFICATE

日鉄住金スチール株式会社
NIPPON STEEL & SUMITOMO IRON & STEEL CORPORATION

〒640-8404 和歌山県和歌山市 1850 湊地
1850 Minato Wakayama Japan

日付: NOV. 24. 2015
 証明書番号: MKT03001 契約番号: _____
 品名: H形鋼
 規格: JIS G3136 SN400B
 注文者: 伊藤忠丸紅テクノスチール
 顧客: 山大王業

注文者照合番号 Reference No. _____
 顧客照合番号 Order or Ship No. _____
 物件名 Item _____

(Page No. 2)

顧客照合番号 Order / Inv. No.	寸法 Dimension	本数 Quantity	質量 Mass (kg)	鋼種番号 Steel No.	試験片 Test Piece	引張試験 Tensile Test				曲げ試験 Bend Test	衝撃試験 Impact Test	化学成分 Chemical composition (%)													
						引張強さ Tensile strength	降伏強さ Yield strength	伸び Elongation	断面収縮率 Reduction of area			C	Si	Mn	P	S	Cu	Cr	Ni	Mo	V	B	N	Ceq	Pcm
	300X150X6.5X9	12M	55 55	24.200 24.200	K51B050B091	363	465	78	31	18 (1.5)		C: 0.18	Si: 0.035	Mn: 0.60	P: 0.015	S: 0.005	Cu: 0.010	Cr: 0.008	Ni: 0.001	Mo: 0.001	V: 0.001	B: 0.001	N: 0.001	Ceq: 0.25	Pcm: 0.0036
TOTAL (TON)			145	73																					

大阪府大阪市中央区淡路町四丁目7-5
株式会社 アイテック 大阪支店
支店長 照屋 寛之

本証明書は引張のみ有効です
大阪府堺市西区箕野新町1丁目5番地
山大王業株式会社
営業次長 藤原 裕 喬

品質管理課長 水主 安男
Manager of Quality Control Section 1988.10.05-9-019

WE HEREBY CERTIFY THAT THE MATERIAL HEREIN DESCRIBED HAS BEEN MANUFACTURED IN ACCORDANCE WITH THE STANDARDS AND SPECIFICATION SPECIFIED BY YOU AND THAT IT SATISFIES THE REQUIREMENTS.

資図 1.13 小梁鋼材 (SN400B) のミルシート (第 3 章実験)

検査証明書
INSPECTION CERTIFICATE

日鉄住金スチール株式会社
NIPPON STEEL & SUMIKIN SHAPES CORPORATION HEAD WORKS

〒640-8404 和歌山県1850番地
1850 Minato Wakayama Japan

日付: JAN. 21. 2016
証明書番号: MKT03022 契約番号: _____
品名: H形鋼
規格: JIS G3101 SS400
注文者: 芝木産業 大阪
営業家: 山大興業

注文者照合番号 Reference No. _____
営業家照合番号 Order or Ship No. _____
物先 Destination or 施工主 Owner: 山大興業
物件名 Item: _____

(Page No. 4)

営業家照合番号 Order Item No.	寸法 Dimension	本数 Quantity	質量 Mass (kg) Theoretical	試験片 番号 Test Piece No.	引張試験 Tensile Test 引張力 Tensile Force N/mm ² mm ² mm ²	引張断面積 Tensile Test 断面積 Cross-sectional Area mm ² mm ² mm ²	引張伸び Elongation 伸び率 Elongation Ratio %	化学成分 Chemical composition (%)																
								C	Si	Mn	P	S	Cu	Cr	Ni	Mo	V	B	N	Ceq	Pcm			
350X175X7X11	13M	1	6.42	642K61106G126	334	456	31	100	1000	100	x10	50	50	MAX	MAX	MAX	MAX	MAX						
				10 6.42K61103A196	360	452	32												14	18	35	20	4	24
				23 14.76K6110321071	354	463	30												13	17	33	26	5	23
				6 3.85K6110331070	365	466	28												14	18	36	19	8	24
				40 25.69G															14	18	33	19	8	23
350X175X7X11	12M	2	1.18	1.18K6110391084	330	455	30	100	1000	100	x10	50	50	MAX	MAX	MAX	MAX							
				8 4.74K6110401083	327	444	31											14	19	33	23	9	23	
				10 5.93G														13	19	33	23	7	23	
350X175X7X11	10M	2	1.18	980K6110291077	377	482	30	100	1000	100	x10	50	50	MAX	MAX	MAX	MAX							
				8 3.95K6110301076	361	470	29											13	18	38	29	9	23	
				30 14.82K6110401082	342	454	30											15	18	32	19	5	24	
				10 4.94K6110411081	334	453	28											13	19	33	23	7	23	
				50 24.70G														13	18	33	15	8	23	
350X175X7X11	9M	1	1.18	445K6180990181	344	455	30	100	1000	100	x10	50	50	MAX	MAX	MAX	MAX							
				1 445K6181100189	356	464	33											13	17	32	24	8	24	
				1 445K6110291077	377	482	30											13	18	38	29	9	23	
				2 890K6110331070	365	466	28											14	18	33	19	8	23	
				1 445K6110351082	354	469	28											14	19	33	18	9	23	
				5 2.22K6110301091	337	453	29											15	19	33	12	8	24	
				17 7.56K6110381086	333	451	30											15	19	34	16	8	25	
				2 890	1087	335	454											31	14	19	33	23	9	
				80 35.60K6110391085	335	455	32											14	19	33	23	9	23	
				110 48.95G																				
				350X175X7X11	7M	35	12.11											110K6110631096	358	461	31	100	1000	100
23 7.95K6110641094	349	469	28					14	18	33	24	8												
87 30.10G	1095	350	464					29	14	18	35	23	8											

上記注文品は鋼材の規格または仕様に従って製造され、その検査事項を満足していることを証明します。
WE HEREBY CERTIFY THAT THE MATERIAL HEREIN DESCRIBED HAS BEEN MANUFACTURED IN ACCORDANCE WITH THE STANDARDS AND SPECIFICATION SPECIFIED BY YOU AND THAT IT SATISFIES THE REQUIREMENTS.

品質管理課長 水主 安男
Manager of Quality Control Section FIRM NO. 01-9-119

資図 1.14 直交大梁鋼材(SS400)のミルシート(第3章実験)

検査証明書
INSPECTION CERTIFICATE

日鉄住金スチール株式会社
NIPPON STEEL & SUMIKIN SHAPES CORPORATION HEAD WORKS

〒640-8404 和歌山県1850番地
1850 Minato Wakayama Japan

日付: JAN. 29. 2016
証明書番号: MKT03028 契約番号: _____
品名: H形鋼
規格: JIS G3101 SS400
注文者: 日鉄住金物産 本社
営業家: 山大興業

注文者照合番号 Reference No. _____
営業家照合番号 Order or Ship No. _____
物先 Destination or 施工主 Owner: 山大興業
物件名 Item: _____

(Page No. 2)

営業家照合番号 Order Item No.	寸法 Dimension	本数 Quantity	質量 Mass (kg) Theoretical	試験片 番号 Test Piece No.	引張試験 Tensile Test 引張力 Tensile Force N/mm ² mm ² mm ²	引張断面積 Tensile Test 断面積 Cross-sectional Area mm ² mm ² mm ²	引張伸び Elongation 伸び率 Elongation Ratio %	化学成分 Chemical composition (%)										
								C	Si	Mn	P	S	Cu	Cr	Ni	Mo	V	B
350X175X7X11	11M	20	10.86	10.86K6110631096	358	461	31	100	1000	100	x10	50	50	MAX	MAX	MAX	MAX	
				20 10.86G														14

上記注文品は鋼材の規格または仕様に従って製造され、その検査事項を満足していることを証明します。
WE HEREBY CERTIFY THAT THE MATERIAL HEREIN DESCRIBED HAS BEEN MANUFACTURED IN ACCORDANCE WITH THE STANDARDS AND SPECIFICATION SPECIFIED BY YOU AND THAT IT SATISFIES THE REQUIREMENTS.

品質管理課長 水主 安男
Manager of Quality Control Section FIRM NO. 01-9-119

資図 1.15 平行大梁鋼材(SS400)のミルシート(第3章実験)

レディーミクストコンクリート配合計画書										No.1	
										平成 28 年 3 月 日	
株式会社 東亜理科 殿										大阪府池田市豊島南1丁目12番9号 谷畑産業株式会社 TEL 072-763-3071 FAX 072-763-3072 配合計画者名 山竹 幸治	
工 事 名 称		耐火試験体制作工事									
所 在 地		池田市豊島南2-196									
納 入 予 定 時 期		平成28年3月9日									
本 配 合 の 適 用 期 間		標準配合									
コンクリートの打込み箇所											
配 合 の 設 計 条 件											
呼び方	コンクリートの種類による記号	呼び強度	スラブ又はスラブフォーム	粗骨材の最大寸法	セメントの種類による記号						
	普通	27	cm 15	mm 20	N						
指 定 事 項	セメントの種類	呼び方欄に記載		空気量		-		%			
	骨材の種類	使用材料欄に記載		軽量コンクリートの単位容積質量		-		kg/m ³			
	粗骨材の最大寸法	呼び方欄に記載		コンクリートの温度		最高・最低		℃			
	アルカリシリカ反応抑制対策の方法	A		水セメント比の目標値の上限		-		%			
	骨材のアルカリシリカ反応性による区分	使用材料欄に記載		単位水量の目標値の上限		-		kg/m ³			
	水の区分	使用材料欄に記載		単位セメント量の目標値の下限又は目標値の上限		-		kg/m ³			
	混和材料の種類及び使用量	使用材料及び配合表欄に記載		流動化後のスラブ増大量		-		cm			
塩化物含有量	0.30kg/m ³ 以下										
呼び強度を保証する材齢	-		日								
使 用 材 料											
セメント	生産者名	麻生セメント株式会社			密度 g/cm ³	3.15	Na ₂ Oeq %	0.63			
混和材①	製品名	-			密度 g/cm ³	-	Na ₂ Oeq %	-			
混和材②	製品名	-			密度 g/cm ³	-	Na ₂ Oeq %	-			
骨 材	No.	種 類	産地又は品名	アルカリシリカ反応性による区分		粒の大きさの範囲	粗粒率又は実積率	密度 g/cm ³	絶対乾燥	表 乾	微粒分量の範囲 %
				区分	試験方法						
細骨材	①	混合砂	砕砂60%石灰砕砂30%海砂10%	A	モルタル法	5以下	2.90	-	2.63	3.0±2.0	
細骨材	②	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
細骨材	③	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
粗骨材	①	砕石1505	兵庫県西宮市塩瀬町名塩	A	モルタル法	15~5	-	-	2.62	0.5±0.5	
	②	砕石2010	兵庫県西宮市塩瀬町名塩	A	モルタル法	20~10	58.0	-	2.62	0.5±0.5	
	③	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
混和剤①	製品名	リグエースVF200H			種類	AE減水剤 標準形I種			Na ₂ Oeq %	1.4	
混和剤②	製品名	-			種類	-			Na ₂ Oeq %	-	
細骨材の塩化物量		① 0.001 % ② ③	水の区分	地下水			目標スラッグ固形分率		-		
回収骨材の使用方法		細骨材	-			粗骨材	-				
配 合 表 (kg/m ³)											
セメント	混和材①	混和材②	水	細骨材①	細骨材②	細骨材③	粗骨材①	粗骨材②	粗骨材③	混和剤①	混和剤②
346	-	-	183	857	-	-	352	528	-	2.768	-
水セメント比		53 %		水結合材比		-		細骨材率		49.2 %	
備 考 骨材の質量配合割合、混和剤の使用量については、断りなしに変更する場合がある。 (7/3~9/11) に関しては遅延型を使用する。											
砕石1505 : 2010=40:60											
[JISマーク品]											

資図 1.16 コンクリートの配合計画書(第3章実験)

コンクリート圧縮強度
試験結果報告書

試験番号	B0157
受付日	平成28年 4月 6日
報告日	平成28年 4月 6日

[工事監理用以外の試験]

一般財団法人 日本建築総合試験所
試験研究センター
センター長 工学博士 井上 朗



試験依頼者	株式会社 東亜理科		
所在地	〒567-0057 大阪府茨木市豊川3丁目3-29		
工事監理者	_____	担当者	_____ TEL _____
建築確認	確認番号：第 _____ 号 (受付番号：第 _____ 号)		
工事名	耐火試験体製作工事		
工事施工者	_____	担当者	_____ TEL _____
試験の目的	1. 構造体コンクリート強度検査 2. 受入検査 3. 試験練り ④ (耐火試験用強度確認)		
強度管理材齢	_____ 日	設計基準強度	_____ 形状寸法 (cm)
打込年月日	平成28年 3月 9日	試験年月日	平成28年 4月 6日 材 齢 28 日
コンクリート製造会社	_____		
プレミクストコンクリート	普通 - 27-15-20-N	混和剤 (材) 等の種類	_____
区分	打 込 箇 所	養生符号*	数 量
I	_____	B	3 本
II	_____	_____	_____ 本
その他	_____		

(この枠内は、試験依頼者の記入したデータシートの転写による)

試験結果

試験年月日	平成28年 4月 6日		公称寸法	φ100×200 mm
強度 (N/mm ²)	供試体 番号	区分: I	区分: II	_____
	1	39.3	_____	_____
	2	37.4	_____	_____
	3	40.2	_____	_____
	平均値	39.0	_____	_____
備考	_____			
試験は、JIS A 1108「コンクリートの圧縮強度試験方法」に準じた。 試験結果には、供試体の直径及び試験機の誤差により±2%以内の誤差を含む。				
報告書発行責任者	材料部 中央試験室 室長	木村 芳幹	TEL 06(6834)0561	

資図 1.17 コンクリート圧縮強度試験報告書(28日)(第3章実験)

コンクリート圧縮強度 試験結果報告書

試験番号	D0162
受付	平成 28 年 9 月 26 日
報告	平成 28 年 9 月 27 日

[工事監理のための試験]
[工事監理用以外の試験]

(捺消線は、試験依頼者の指示による)

一般財団法人 日本建築総合試験センター
センター長 工学博士 井上



試験依頼者	株式会社 東亜理科		
所在地	〒567-0057 大阪府茨木市豊川3丁目3-29		
工事監理者	_____	担当者	_____ TEL _____
建築確認	確認番号：第 _____ 号 (受付番号：第 _____ 号)		
工事名	耐火試験体製作工事		
工事施工者	_____	担当者	_____ TEL _____
試験の目的	1. 構造体コンクリート強度検査 2. 受入検査 3. 試験練り ④ 耐火試験用強度確認		
強度管理材齢	_____ 日	設計基準強度	_____ 形状寸法 (cm) $\phi 10 \times 20$
打込年月日	平成 28 年 3 月 9 日	試験年月日	平成 28 年 9 月 27 日 材齢 202 日
コンクリート製造会社	_____		
レディミキストコンクリートの呼び	普通 - 27 - 15 - 20 - N	混和剤 (材) 等の種類	_____
区分	打込箇所	養生符号*	数量
I	_____	B	9 本
II	_____	_____	1 本
その他	_____	_____	_____

(この枠内は、試験依頼者の記入したデータシートの転写による)

試験結果

試験年月日	平成28年9月27日		公称寸法	$\phi 100 \times 200$ mm
供試体番号	圧縮強度 (N/mm ²)		備考	
	平均値			
1	48.5	48.8	乾燥時間：0h、供試体質量：3534.2g	
2	50.0		乾燥時間：0h、供試体質量：3500.4g	
3	47.9		乾燥時間：0h、供試体質量：3524.0g	
4	37.1	37.3	乾燥時間：4h、乾燥前質量：3534.5g、乾燥後質量：3494.3g	
5	38.5		乾燥時間：4h、乾燥前質量：3523.8g、乾燥後質量：3484.1g	
6	36.3		乾燥時間：4h、乾燥前質量：3524.7g、乾燥後質量：3484.2g	
7	38.5	38.9	乾燥時間：24h、乾燥前質量：3526.6g、乾燥後質量：3416.6g	
8	38.5		乾燥時間：24h、乾燥前質量：3515.5g、乾燥後質量：3402.8g	
9	39.7		乾燥時間：24h、乾燥前質量：3498.9g、乾燥後質量：3388.6g	
試験は、JIS A 1108 「コンクリートの圧縮強度試験方法」に準じた。				
試験結果には、供試体の直径及び試験機の誤差により±2%以内の誤差を含む。				
報告書発行責任者	材料部 中央試験室 室長 木村 秀幹		TEL 06 (6834) 0561	

0-22

資図 1.18 コンクリート圧縮強度試験報告書 (202 日・実験日付近) (第 3 章実験)

頭付きスタッド検査成績表 (STK-1)

No.16-15192

適用規格 JIS B 1198(2011) 頭付きスタッド

サイズ	16 × 80	作成年月日	2015年12月11日
ロット番号	F1405 - 5Z004	ロットの大きさ	26,000 本
		総重量	4,173 kg (参考値)

製品材料の化学成分

JFEスチール株式会社 発行の証明書より転記

規格値 (JIS B 1198)*1	C % ×100	Si % ×100	Mn % ×100	P % ×1000	S % ×1000	Al % ×1000
(アルミキルド鋼)	≤ 20	≤ 10	30~90	≤ 40	≤ 40	≥ 20
分析値	17	2	79	15	3	39

*1 JIS B 1198ではシリコンキルド鋼またはアルミキルド鋼、とりべ分析による。

規格値に適合

製品の機械的性質 (JIS B 1198 12.2.2項による1検査ロット n=3)

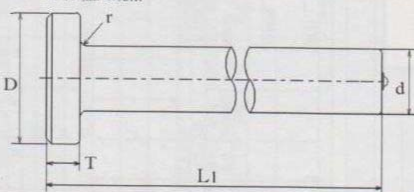
検査項目	降伏点または0.2%耐力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)	引張試験片
規格値 (JIS B 1198)	≥ 235	400~550	≥ 20	JIS Z 2241 14A号試験片 標点距離 = 5D D:平行部の径
測定値	1 399	464	33	
	2 399	466	38	
	3 387	466	39	

規格値に適合

製品外観、形状・寸法検査 (JIS B 1198 12.1.2項による1検査ロット n=6)

検査項目	軸径 d (mm)	頭部直径 D (mm)	頭部厚 T (mm)	全長*2 L1 (mm)	首下の丸み r (mm)	外観	
規格値 (JIS B 1198)	上限	16.3	29.3	9.0	84.5	3.5	—
	下限	15.7	28.7	7.5	83.5	1.5	—
社内規格	基準	15.9	28.9	8.5	84.0	2.5	—
測定値	1	15.89	28.81	8.66	84.12	○	○
	2	15.89	28.82	8.68	84.05	○	○
	3	15.90	28.83	8.67	84.03	○	○
	4	15.90	28.84	8.58	84.04	○	○
	5	15.90	28.82	8.69	84.09	○	○
	6	15.90	28.81	8.62	84.00	○	○
平均		15.90	28.82	8.65	84.06	—	—
範囲		0.01	0.03	0.11	0.12	—	—

*2 L1は社内規格

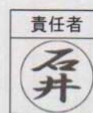
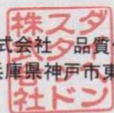


○:良、×:不良
ロットの合否
○合格

上記製品は検査の結果、規格に適合していることを証明いたします。



ダイヘンスタッド株式会社 品質保証課
本社: 〒658-0033 兵庫県神戸市東灘区向洋町西4-1



報票No.78027F

資図 1.19 頭付きスタッドのミルシート(第3章実験)

契約番号 1-6-02-888-002 出荷年月日 28-02-10

発行年月日 492009 28-02-10

鋼材検査証明書

規格 JIS G3112

TOUGH-CON (タフコン)

共栄製鋼株式会社
 枚方事業所 枚方工場
 〒072-0004 大阪府枚方市中央1-1-1
 TEL (072) 819-3339
 FAX (072) 819-3339

下記鋼材は規定の試験を行い、これに合格したことを証明致します。

品名	長さ	鋼番	員数	質量 kg	引張試験			曲げ試験 180° 1.5D	化学成分 (%)						
					降伏点 (N/mm ²) MIN. 295	引張強さ (N/mm ²) 440-	伸び (%) max 16		C ×100	Si ×100	Mn ×100	P ×1000	S ×1000	C+Mn ×100	
SD295A D10	4.000m	32085	1800		363	512	29	GOOD	19	14	64	33	42		
		小計	1800	40.32											
	5.500m	32084	1200		388	527	26	GOOD	21	15	88	35	42		
		小計	1200	38.96											
	6.000m	32085	3000		363	512	29	GOOD	19	14	64	33	42		
		小計	3000	109.80											
		中計	6000	178.08											
		合計	6000	178.08											

京都府枚方市中央1-1-1
 田中鉄筋工業株式会社
 TEL 0774-82-2341

資図 1.20 異形棒鋼 (SD295A) のミルシート (第 3 章実験)


製品検査証明書

御注文主
 工事名称 試験体
 品名: 日亜ハイテン (JIS B 1186)

証明書番号: 411602010020
 発行年月日: 2016年01月29日

ロット番号	等級 F10T ねじの呼び × 長さ	数量	ボルト						ナット		座金	セット		外形 形状・ 寸法 ねじ 精度	溶融亜鉛めっき 付着量 g/m ² JIS H 8641			
			試験片		製品		硬さ HRC	保証 荷重 kN	硬さ HRC	保証 荷重 kN		硬さ HRC	トルク 係数値 平均値		トルク N・m	ボルト	ナット	座金
			耐力 N/mm ²	引張 強さ N/mm ²	伸び %	絞り %												
99316A0250	M20×50	30	1030	1087	19	69	266	33	27	20	245	35	0.110	**	合格	**	**	**
2H52021	M20×120	15	1026	1087	19	69	265	34	28	28	合格	41	0.137	**	合格	**	**	**
		数量計	45															

注) 抜取数: ボルト試験片(2)、ボルト製品(3)、ナット硬さ(3)、ナット保証荷重(2)、座金硬さ(3)、セット(5)、めっき付着量(3)
 上記の注文品は検査の結果、指定の規格に合格したことを証明します。


 JIS認証製品製造工場
日亜鋼業株式会社
 品質保証部 部長 坂口 宏
 〒660-0091 兵庫県芦屋市1-9番地
 TEL. (06) 6416-1102(代表)

資図 1.21 高力ボルト (F10T-M20) のミルシート (第3章実験)


製品検査証明書

御注文主
 工事名称 試験体
 品名: 日亜ハイテン (JIS B 1186)

証明書番号: 411602010020
 発行年月日: 2016年01月29日

ロット番号	等級 F10T ねじの呼び × 長さ	数量	ボルト						ナット		座金	セット		外形 形状・ 寸法 ねじ 精度	溶融亜鉛めっき 付着量 g/m ² JIS H 8641			
			試験片		製品		硬さ HRC	保証 荷重 kN	硬さ HRC	保証 荷重 kN		硬さ HRC	トルク 係数値 平均値		トルク N・m	ボルト	ナット	座金
			耐力 N/mm ²	引張 強さ N/mm ²	伸び %	絞り %												
2H53128	M22×70	260	1037	1084	18	69	326	33	28	20	303	35	0.110	**	合格	**	**	**
		数量計	260															

注) 抜取数: ボルト試験片(2)、ボルト製品(3)、ナット硬さ(3)、ナット保証荷重(2)、座金硬さ(3)、セット(5)、めっき付着量(3)
 上記の注文品は検査の結果、指定の規格に合格したことを証明します。


 JIS認証製品製造工場
日亜鋼業株式会社
 品質保証部 部長 坂口 宏
 〒660-0091 兵庫県芦屋市1-9番地
 TEL. (06) 6416-1102(代表)

資図 1.22 高力ボルト (F10T-M22) のミルシート (第3章実験)

この書は、鋼材検査株式会社が発行するミルシート形式であり、鋼材により作成された証書を複製し、印刷したもので、

鋼材検査証明書
INSPECTION CERTIFICATE

新日住金株式会社
SHIPPED BY: NAKAYAMA SEIKO
REFERENCE No.: 33200-50933Y
CONTRACT No.: S-112-NJ-1-3-N062
COMMODITY: BILLEDGED STEEL PLATE
SPECIFICATION: JIS G3101 SS400

新日住金株式会社
YAMADA KOSYO
CUSTOMER CONTROL No.: 111052/SSSB NOBRIA0501 W05

寸法 DIMENSION mm, inch, feet	DIR DIRECTION	質量 MASS KG	引張試験 TENSILE TEST 引張強さ T.S. 伸び E.L. 断面収縮率 R.A.	化学成分 CHEMICAL COMPOSITION C Si Mn P S Cu Ni Cr Mo Nb V Ti Al N	衝撃試験 IMPACT TEST 平均値 AVG EACH	試験結果	
						引張強さ T.S.	伸び E.L.
26150933Y-001 9X2100X6096	01	9310	引張強さ 300 伸び 438.03	C: 0.25, Si: 0.03, Mn: 0.50, P: 0.01, S: 0.005, Cu: 0.01, Ni: 0.01, Cr: 0.01, Mo: 0.01, Nb: 0.01, V: 0.01, Ti: 0.01, Al: 0.01, N: 0.005	17.7 29	46.16 7	
26150933Y-002 12X2100X6096	02	12420	引張強さ 275 伸び 425.31	C: 0.25, Si: 0.03, Mn: 0.50, P: 0.01, S: 0.005, Cu: 0.01, Ni: 0.01, Cr: 0.01, Mo: 0.01, Nb: 0.01, V: 0.01, Ti: 0.01, Al: 0.01, N: 0.005	17.7 29	46.16 7	
26150933Y-003 16X2100X6096	03	6624	引張強さ 275 伸び 425.31	C: 0.25, Si: 0.03, Mn: 0.50, P: 0.01, S: 0.005, Cu: 0.01, Ni: 0.01, Cr: 0.01, Mo: 0.01, Nb: 0.01, V: 0.01, Ti: 0.01, Al: 0.01, N: 0.005	17.7 29	46.16 7	
26150933Y-003 16X2100X6096	03	6936	引張強さ 259 伸び 421.31	C: 0.25, Si: 0.03, Mn: 0.50, P: 0.01, S: 0.005, Cu: 0.01, Ni: 0.01, Cr: 0.01, Mo: 0.01, Nb: 0.01, V: 0.01, Ti: 0.01, Al: 0.01, N: 0.005	17.7 29	46.16 7	
26150933Y-004 19X2100X6096	04	11802	引張強さ 274 伸び 437.31	C: 0.25, Si: 0.03, Mn: 0.50, P: 0.01, S: 0.005, Cu: 0.01, Ni: 0.01, Cr: 0.01, Mo: 0.01, Nb: 0.01, V: 0.01, Ti: 0.01, Al: 0.01, N: 0.005	17.18 32	51.14 5	
26150933Y-004 19X2100X6096	04	3934	引張強さ 288 伸び 435.33	C: 0.25, Si: 0.03, Mn: 0.50, P: 0.01, S: 0.005, Cu: 0.01, Ni: 0.01, Cr: 0.01, Mo: 0.01, Nb: 0.01, V: 0.01, Ti: 0.01, Al: 0.01, N: 0.005	17.18 29	52.14 6	

本証明書は○印のみ有効です

大阪府大阪市中央区淡路町四丁目7-5
株式会社 アイテック 大阪支店
支店長 照屋寛之

大阪府堺市西区藤原町丁5番地9
山田興業株式会社
営業次長 藤原 喬

JISCA APPROVED No.: 0A0306020

鋼材検査証明書
INSPECTION CERTIFICATE

日鉄住金物産株式会社(大阪)
需要家(CUSTOMER): 山田興業株式会社
発行年月日(DATED): NOV. 25, 2018
証明書番号(CERTIFICATE No.): B26-00189 頁: PAGE 1
契約番号(CONTRACT No.): 26151032Y-004
注文者照合番号(ORDER No.):
需要家管理番号(CUSTOMER No.):
工事名(CONSTRUCTION NAME):

品名: HOT ROLLED STEEL SHEETS
規格: JIS G 3101 SS400
規格コード: SS400

日鉄住金物産株式会社(大阪)
厚板営業部

〒550-8662
大阪府大阪市西区新町1-10-9

寸法 DIMENSIONS (mm)	溶鋼番号 CHARGE No	製品番号 PLATE No & LOT No & CON. No	数量 QUAN TITY	質量 MASS Kg	引張試験 TENSILE TEST		引張強さ T.S. 引張強さ T.S. 伸び E.L. 断面収縮率 R.A.	試験方向 DIRECTION	化学成分 CHEMICAL COMPOSITION															
					引張強さ T.S. 引張強さ T.S. 伸び E.L. 断面収縮率 R.A.	引張強さ T.S. 引張強さ T.S. 伸び E.L. 断面収縮率 R.A.			C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	Nb	Ti	Al	N			
12X1524X4000	5P38002	AB1969 KB004646	8	4592	321	442	30	2	16	2	50	11	5	大阪府大阪市中央区淡路町四丁目7-5 株式会社 アイテック 大阪支店 支店長 照屋寛之										
12X1524X4000	5P38002	AB1969 KB004648	8	4592	321	442	30	2	16	2	50	11	5	大阪府堺市西区藤原町丁5番地9 山田興業株式会社 営業次長 藤原 喬										
12X1524X4000	5P38002	AB1969 KB004649	8	4592	321	442	30	2	16	2	50	11	5											
12X1524X4000	5P38002	AB1969 KB004650	8	4592	321	442	30	2	16	2	50	11	5											
12X1524X4000	5P38025	AB1970 KB004653	8	4592	332	443	27	2	16	2	50	13	7											
12X1524X4000	5P38025	AB1970 KB004654	4	2296	332	443	27	2	16	2	50	13	7											
GRAND TOTAL			44	25256																				

本証明書は○印のみ有効です

Signed by: 上記の鋼材は、検査の結果、御指定の規格または仕様に合格していることを証明します。
WE HEREBY CERTIFY THAT THE STEEL DESCRIBED HEREIN HAS BEEN SATISFACTORILY TESTED AND INSPECTED IN ACCORDANCE WITH THE REQUIREMENTS OF THE ABOVE SPECIFICATION.

SURVEYOR TO: 株式会社 中山製鋼所 船町工場
NAKAYAMA STEEL WORKS, L T D.
大阪府大正区船町一丁目1番6号
1-1-66, Funamachi, Taisho-Ku, Osaka, Japan

Signed by: H. Haraguchi 原口 秀夫
HIDEAKI HARAGUCHI
生産技術部 品質総括室長
GROUP MANAGER OF QUALITY ADMINISTRATION SEC.
PRODUCTION & TECHNICAL CONTROL DEPT.

資図 1.23 その他鋼材(SS400)のミルシート(第3章実験)

鋼材検査証明書
INSPECTION CERTIFICATE

商社 (SUPPLIER) : 日鉄住金物産株式会社(大阪) 〒550-8662
 需要家 (CUSTOMER) : 山本興業株式会社 大阪府大阪市西区新町1-10-9
 発行年月日 (DATE) : JAN 18, 2015
 証明書番号 (CERTIFICATE No.) : 119-00227 頁: PAGE 2 品名 (DESCRIPTION) : HOT ROLLED STEEL SHEETS 日鉄住金物産株式会社(大阪)
 契約番号 (CONTRACT No.) : 26180131Y-016 規格 (SPECIFICATION) : JIS G 3101 SS400 厚板営業部
 注文者照合番号 (ORDER No.) : 規格コード (SPEC CODE) : SS400
 需要家管理番号 (CUSTOMER No.) :
 工事名 (CONSTRUCTION NAME) :

寸法 (mm)	溶鋼番号 CHARGE No.	製品番号 PLATE No. & LOT No. & COIL No.	数量 QUANTITY	質量 MASS Kg	引張試験								化学成分											
					TENSILE TEST				TENSILE TEST				CHEMICAL COMPOSITION											
					引張強さ σ _T	引張強さ σ _{0.2}	伸び ε	断面収縮率 RA	引張強さ σ _T	引張強さ σ _{0.2}	伸び ε	断面収縮率 RA	C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	Nb	Ti	Al
9X1219X2438	9E90365	AB4589 K0000419	5	1050	363	428	27	2						5	2	74	15	9						
9X1219X2438	9E90158	AB4589 K9006262	11	210	347	423	27	2						6	3	74	14	14						
9X1219X2438	9E90159	K0000410	9	1890	341	433	29	2						5	3	76	15	13						
9X1219X2438	9E90347	AC1520 K0003049	5	1050	346	432	26	2						6	3	75	15	8						
9X1219X2438	9P40756	AC3550 L1000287	4	840	306	436	32	2						16	2	47	11	4						
9X1219X2438	9Q72204	AA4393 K0098413	1	210	353	440	30	2						10	2	49	10	6						
9X1219X2438	9Q72205	AA2454 KAD98409	2	420	326	437	29	2						15	1	49	10	5						

大阪府大阪市中央区新町四丁目7-6
株式会社アイテック大阪支店
支店長 照屋寛之

大阪府堺市西区深津町丁5番地9
山本興業株式会社
営業部長 藤原 喬

上記の鋼材は、検査の結果、御指定の規格または仕様と合格していることを証明します。
 WE HEREBY CERTIFY THAT THE STEEL DESCRIBED HEREIN HAS
 BEEN SATISFACTORILY TESTED AND INSPECTED IN ACCORDANCE
 WITH THE REQUIREMENTS OF THE ABOVE SPECIFICATION.

株式会社中山製鋼所 船町工場
NAKAYAMA STEEL WORKS, L T D.
大阪府大正区船町一丁目1番66号
1-1-66, Funamachi, Taisho-Ku, Osaka, Japan

生産技術部品質総括室長
GROUP MANAGER OF QUALITY ADMINISTRATION SEC.
PRODUCTION & TECHNICAL CONTROL DEPT.

鋼材検査証明書
INSPECTION CERTIFICATE

商社 (SUPPLIER) : 日鉄住金物産株式会社(大阪) 〒550-8662
 需要家 (CUSTOMER) : 山本興業株式会社 大阪府大阪市西区新町1-10-9
 発行年月日 (DATE) : DEC 03, 2015
 証明書番号 (CERTIFICATE No.) : 004-00176 頁: PAGE 1 品名 (DESCRIPTION) : HOT ROLLED STEEL SHEETS 日鉄住金物産株式会社(大阪)
 契約番号 (CONTRACT No.) : 26151131Y-009 規格 (SPECIFICATION) : JIS G 3101 SS400 厚板営業部
 注文者照合番号 (ORDER No.) : 規格コード (SPEC CODE) : SS400
 需要家管理番号 (CUSTOMER No.) :
 工事名 (CONSTRUCTION NAME) :

寸法 (mm)	溶鋼番号 CHARGE No.	製品番号 PLATE No. & LOT No. & COIL No.	数量 QUANTITY	質量 MASS Kg	引張試験								化学成分											
					TENSILE TEST				TENSILE TEST				CHEMICAL COMPOSITION											
					引張強さ σ _T	引張強さ σ _{0.2}	伸び ε	断面収縮率 RA	引張強さ σ _T	引張強さ σ _{0.2}	伸び ε	断面収縮率 RA	C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	Nb	Ti	Al
9X1524X3048	9N82888	AB5163 K0000331	15	4920	322	444	30	2						16	1	49	15	5						
9X1524X3048	9N86339	AB4429 K0000259	15	4920	321	453	29	2						16	2	49	13	3						
9X1524X3048	9N88346	AB4445 K0000272	15	4920	309	447	31	2						16	2	50	13	5						
9X1524X3048	9N88346	AB4445 K0000273	15	4920	309	447	31	2						16	2	50	13	5						
9X1524X3048	9N88346	AB4445 K0000278	3	984	309	447	31	2						16	2	50	13	5						
9X1524X3048	9P38002	AB4670 K0000279	12	3936	301	428	29	2						16	2	50	11	5						
9X1524X3048	9P38002	AB4670 K0000280	15	4920	301	428	29	2						16	2	50	11	5						

大阪府大阪市中央区新町四丁目7-6
株式会社アイテック大阪支店
支店長 照屋寛之

大阪府堺市西区深津町丁5番地9
山本興業株式会社
営業部長 藤原 喬

上記の鋼材は、検査の結果、御指定の規格または仕様と合格していることを証明します。
 WE HEREBY CERTIFY THAT THE STEEL DESCRIBED HEREIN HAS
 BEEN SATISFACTORILY TESTED AND INSPECTED IN ACCORDANCE
 WITH THE REQUIREMENTS OF THE ABOVE SPECIFICATION.

株式会社中山製鋼所 船町工場
NAKAYAMA STEEL WORKS, L T D.
大阪府大正区船町一丁目1番66号
1-1-66, Funamachi, Taisho-Ku, Osaka, Japan

生産技術部品質総括室長
GROUP MANAGER OF QUALITY ADMINISTRATION SEC.
PRODUCTION & TECHNICAL CONTROL DEPT.

資図 1.24 その他鋼材 (SS400) のミルシート (第 3 章実験)

この書面は、新日鐵住金株式会社が発行するミルシート原本ではありません。詳細により作成された原本を参照し、印をいたしました。

商社: NAKAYAMA SEIKO
注文書番号: 33200-51034Y
契約番号: 5-112-N1-1-0-N070
商品名: WILLEDGED STEEL PLATE
仕様番号: JIS G3101 SS400

新日鐵住金株式会社
NAKAYAMA STEEL CORPORATION
株式会社 中山製鋼所
NAKAYAMA STEEL WORKS LTD.

鋼材検査証明書
INSPECTION CERTIFICATE

検査番号: Y-18958
発行年月日: 2015-12-25

顧客番号: YAMADA1 KOGYO
顧客管理番号: 111052/8358 KOB1A0301 805

寸法 DIMENSION mm, inch, feet	厚さ THICK	質量 MASS kg	試験番号 TEST No.	製品番号 PLATE No.	引張試験 TENSILE TEST 引張力 T _U MPa 引張強さ R _m % 伸び E _L %	衝撃試験 IMPACT TEST 平均値 AVG EACH	化学組成 CHEMICAL COMPOSITION %												
							C	Si	Mn	P	S	Cr	Mo	Ni	V	Nb	Other		
26151034Y-005 16X2100X6096	04	2 3312	06413 52386	X64880416 X64880417 X64880418 X64880419 X64880420	259 424 31	31	18.6	49	22	7									
26151034Y-005 16X2100X6096	04	6 9936	06413 52386	X64880430 X64880431 X64880432 X64880433	259 424 31	31	18.6	49	22	7									
26151034Y-005 16X2100X6096	04	4 6624	06415 52393	X64880434 X64880441	285 426 33	31	18.7	48	18	7									
26151034Y-005 16X2100X6096	04	1 1656	06417 52412	X64880442 X64880443	260 422 33	30	18	7	46	18	5								
26151034Y-005 16X2100X6096	04	4 6624	06417 52412	X64880444 X64880445 X64880446 X64880447	319 449 30	22	12	23	104	15	4								
26151034Y-006 16X2100X13000	05	4 14128	06413 52386	X64880500 X64880501 X64880512	280 427 34	31	18.8	49	22	7									

大阪府大阪市中央区淡路町四丁目7-5
株式会社 アイ・テック 大阪支店
支店長 照屋 寛之

大阪府堺市西区高麗町1丁目5番地9
山大理業株式会社
営業次長 藤原 喬

JISCO APPROVED NO.: 0A0306020

鋼材検査証明書
INSPECTION CERTIFICATE

商社: SUPPLEED
需要家 (CUSTOMER): 日鉄住金物産株式会社 (大阪)
発行年月日 (DATE): DEC 03 2015
証明書番号 (CERTIFICATE No.): 004-00178 頁/PAGE 1
契約番号 (CONTRACT No.): 26151131Y-009
注文者照合番号 (ORDER No.):
需要家管理番号 (CUSTOMER No.):
工事名 (CONSTRUCTION NAME):

品名 (DESCRIPTION): HOT ROLLED STEEL SHEETS
規格 (SPECIFICATION): JIS G 3101 SS400
規格コード (SPEC CODE): SS400

〒550-8662
大阪府大阪市西区新町1-10-9
日鉄住金物産株式会社 (大阪)
厚板営業部

寸法 DIMENSIONS (mm)	溶鋼番号 CHARGE No.	製品番号 PLATE No. & LOT & COIL No.	数量 QUANTITY	質量 MASS kg	引張試験 TENSILE TEST						化学組成 CHEMICAL COMPOSITION %																											
					引張力 T _U MPa	引張強さ R _m %	伸び E _L %	断面収縮 RA %	断面収縮 BAZ %	断面収縮 BAZ %	C	Si	Mn	P	S	Cr	Mo	Ni	Ti	Al	Other																	
9X1524X3048	5N82688	K0000331	15	4920	322	444	30	2				16	2	49	13	5																						
9X1524X3048	5N86339	K0000269	15	4920	321	453	29	2				16	2	49	13	3																						
9X1524X3048	5N86346	K0000272	15	4920	309	447	31	2				16	2	50	13	5																						
9X1524X3048	5N86346	K0000273	15	4920	309	447	31	2				16	2	50	13	5																						
9X1524X3048	5N86346	K0000278	3	964	309	447	31	2				16	2	50	13	5																						
9X1524X3048	5P38002	K0000279	12	3936	301	428	29	2				16	2	50	11	5																						
9X1524X3048	5P38002	K0000280	15	4920	301	428	29	2				16	2	50	11	5																						

大阪府大阪市中央区淡路町四丁目7-5
株式会社 アイ・テック 大阪支店
支店長 照屋 寛之

大阪府堺市西区高麗町1丁目5番地9
山大理業株式会社
営業次長 藤原 喬

株式会社 中山製鋼所 船町工場
NAKAYAMA STEEL WORKS, L T D.
大阪府大正区船町一丁目1番66号
1-1-66, Funamachi, Taisho-Ku, Osaka, Japan

生産技術部 品質統括室長
GROUP MANAGER OF QUALITY ADMINISTRATION SEC.
PRODUCTION & TECHNICAL CONTROL DEPT.

資図 1.25 その他鋼材 (SS400) のミルシート (第 3 章実験)

切断加工証明書

証明書No: 201601-0324 (1/ 1)
発行日: 2016年 1月 30日

株式会社 アイテック 大阪支店 御中

山 大 興 業 株 式 会 社
〒592-8331 堺市西区築港新町1丁目5番地9
TEL 072 (241) 3949 FAX 072 (243) 7330

工 事 名	東亜理科
受 注 日	2016年 1月26日 ~ 2016年 1月26日
加 工 内 容	
送 り 状 日 付	2016年 1月30日

(重量=kg単位)

受注No.	行	規 格	サ イ ズ	メーカ-	鋼板番号	員 数	重 量
1338144 載 荷 部 マ チ ネ ー 吊 り ガ レ ッ ト プ ラ ー ト	01	SS400	寸法切 19 X 201 X 150	新日鐵住金(株)	065460402	6	24.00
	02	SS400	型切 12 X 1 種 (PL 12 X 180 X 90.0)	株中山製鋼所	KB004650	12	24.00
	03	SS400	ワ 9 X 280 X 63	株中山製鋼所	KC000410	16	16.00
	04	SS400	ワ 9 X 326 X 75	株中山製鋼所	KC000279	20	40.00
	05	SS400	アト 16 X 1 種 (PL 16 X 175 X 100.0)	新日鐵住金(株)	X648804433	2	4.00
	06		(キリ孔 1S/ 1 孔 50 φ)			2	
	07	SS400	アト 9 X 1 種 (PL 9 X 326 X 193.0)	株中山製鋼所	KC000279	2	8.00
	08		穴あけ 1S/ 3 孔 22 φ			6	
	09	SS400	アト 9 X 1 種 (PL 9 X 326 X 263.0)	株中山製鋼所	KC000279	2	12.00
	10		穴あけ 1S/ 6 孔 22 φ			12	
合 計						60	128.00

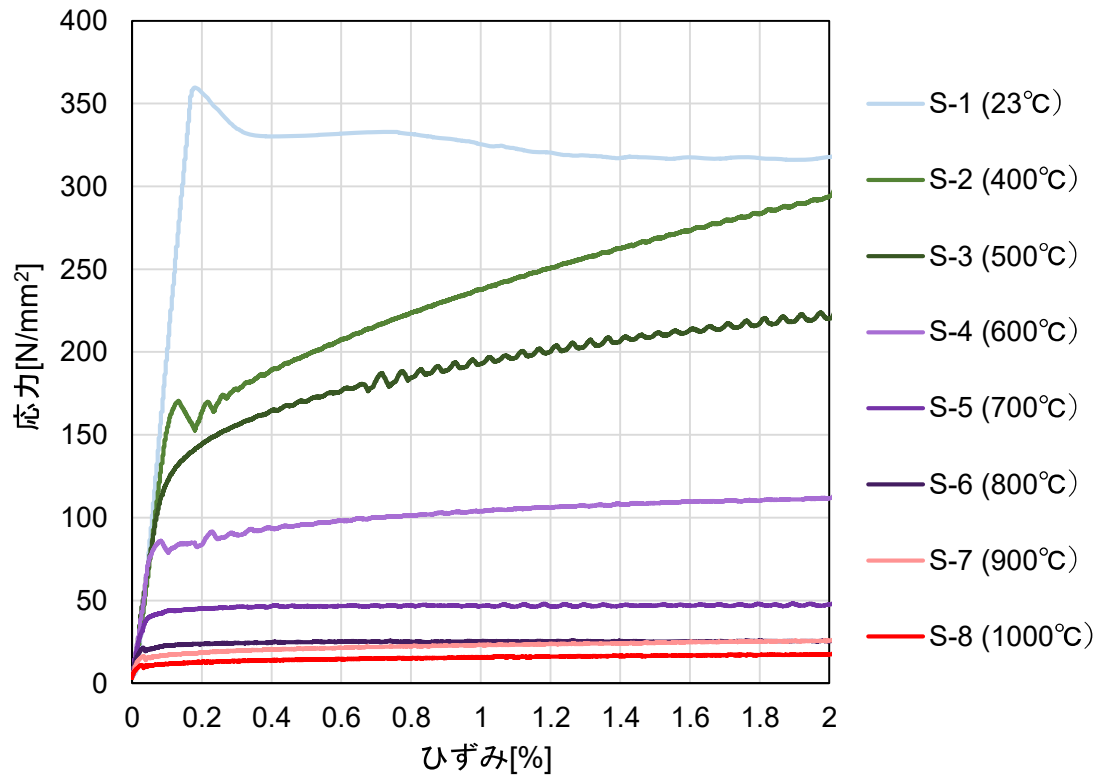
以上を切断したことを証明します

資図 1.26 鋼材の切断加工証明書(第 3 章実験)

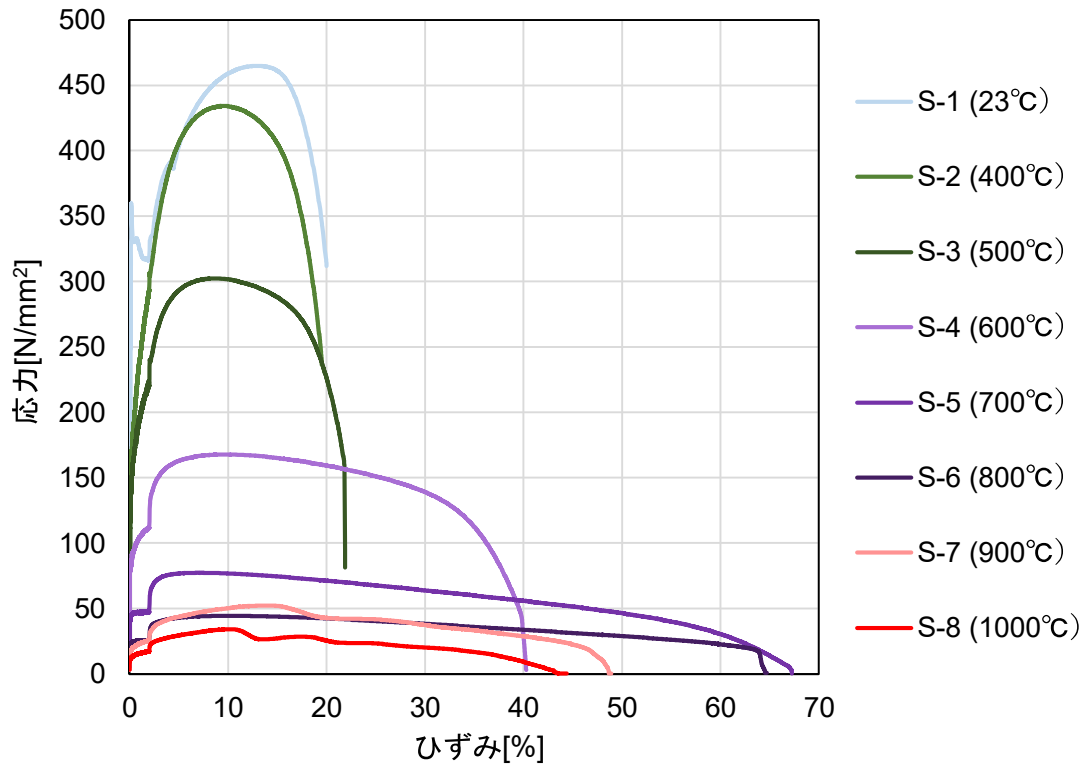
資料 2 試験体に用いた鋼材の高温素材引張試験データ

資表 2.1 使用鋼材の高温引張試験結果(第 2 章実験)

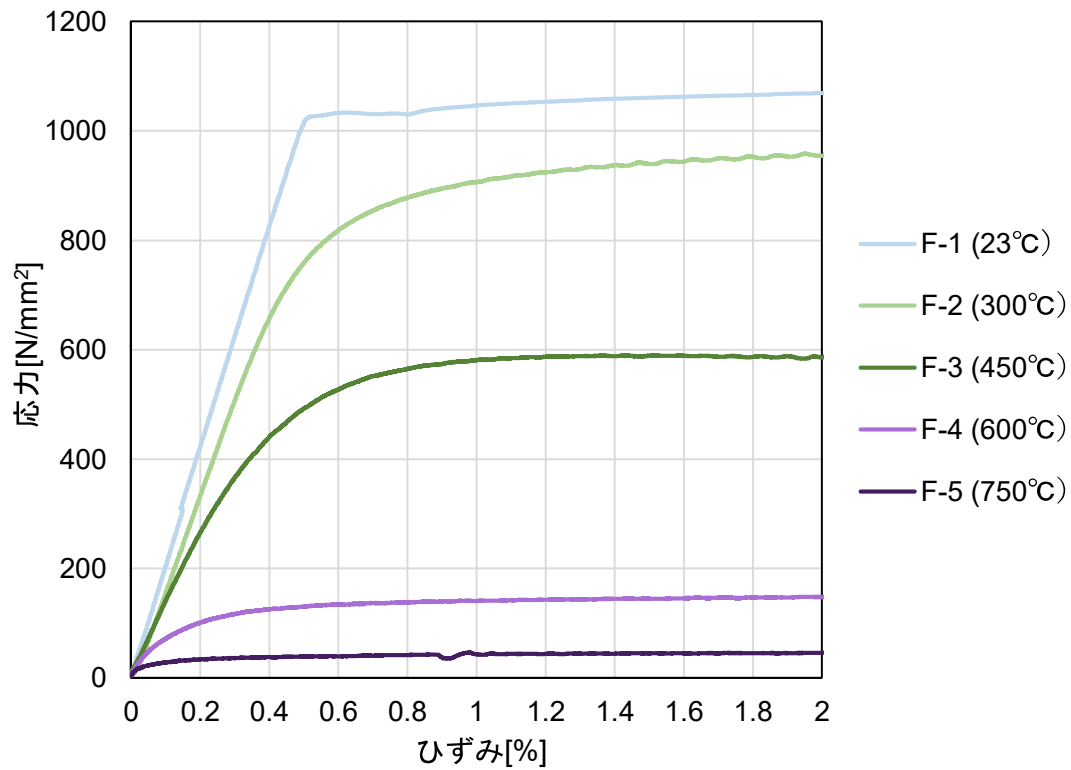
材料	記号	直径 mm	試験温度 ℃	0.2%耐力 N/mm ²	1%歪時応力 N/mm ²	引張強さ N/mm ²	突合せ伸び %	絞り %
小梁 SS400	S-1	6.01	23	331	325	465	32.0	71.0
	S-2	6.00	400	179	238	434	37.5	72.0
	S-3	6.01	500	156	193	302	40.5	77.0
	S-4	6.01	600	88	104	168	60.5	91.0
	S-5	6.01	700	46	47	77	91.0	98.0
	S-6	6.01	800	24	25	44	88.0	71.0
	S-7	6.01	900	19	23	52	66.5	69.0
	S-8	5.99	1000	13	16	34	67.5	96.0
高力ボルト F10T-M20	F-1	5.97	23	1031	1046	1087	14.0	70.0
	F-2	6.01	300	853	907	1021	23.0	76.0
	F-3	6.02	450	524	581	675	20.5	87.0
	F-4	6.01	600	119	141	263	51.5	94.0
	F-5	6.01	750	35	43	86	84.5	96.0
頭付き スタッド	H-1	6.01	23	381	414	467	25.0	71.0
	H-2	6.00	300	364	415	506	23.5	64.0
	H-3	5.99	450	278	303	354	32.5	81.0
	H-4	6.01	600	116	118	160	59.5	94.0
	H-5	6.00	750	34	37	62	82.0	88.0
	H-6	6.01	900	25	27	50	53.5	81.0



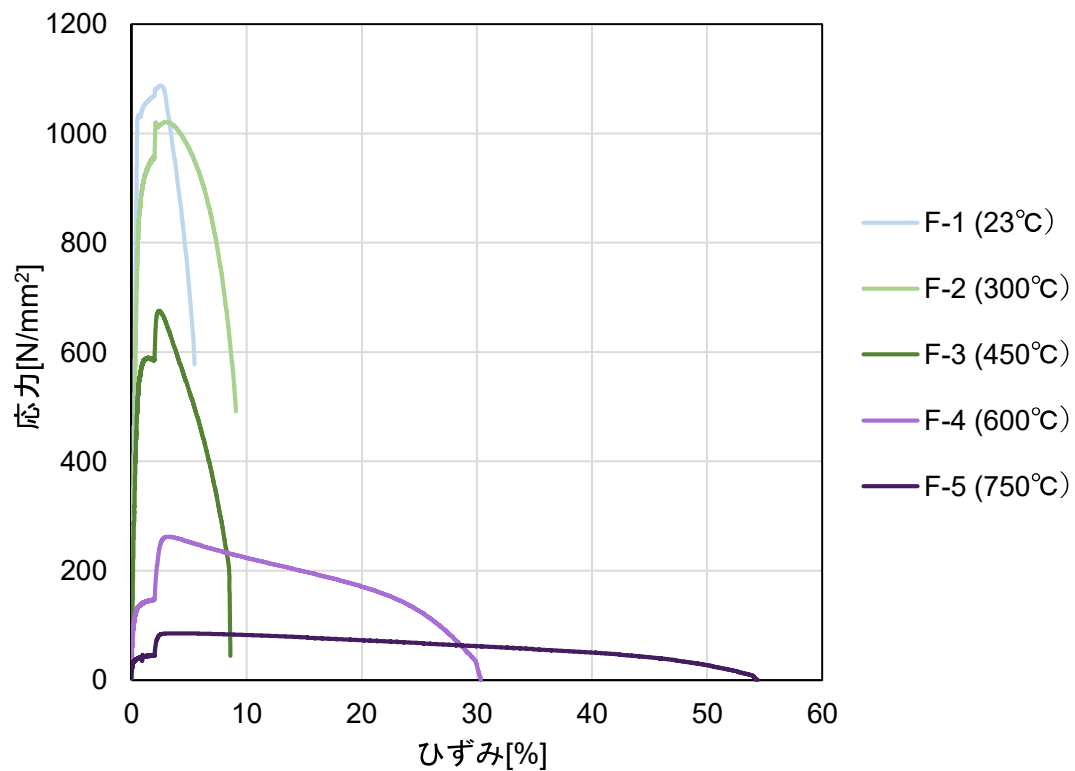
資図 2.1 小梁鋼材 (SS400) の応力-ひずみ関係 (第 2 章実験) 【ひずみ 0~2%】



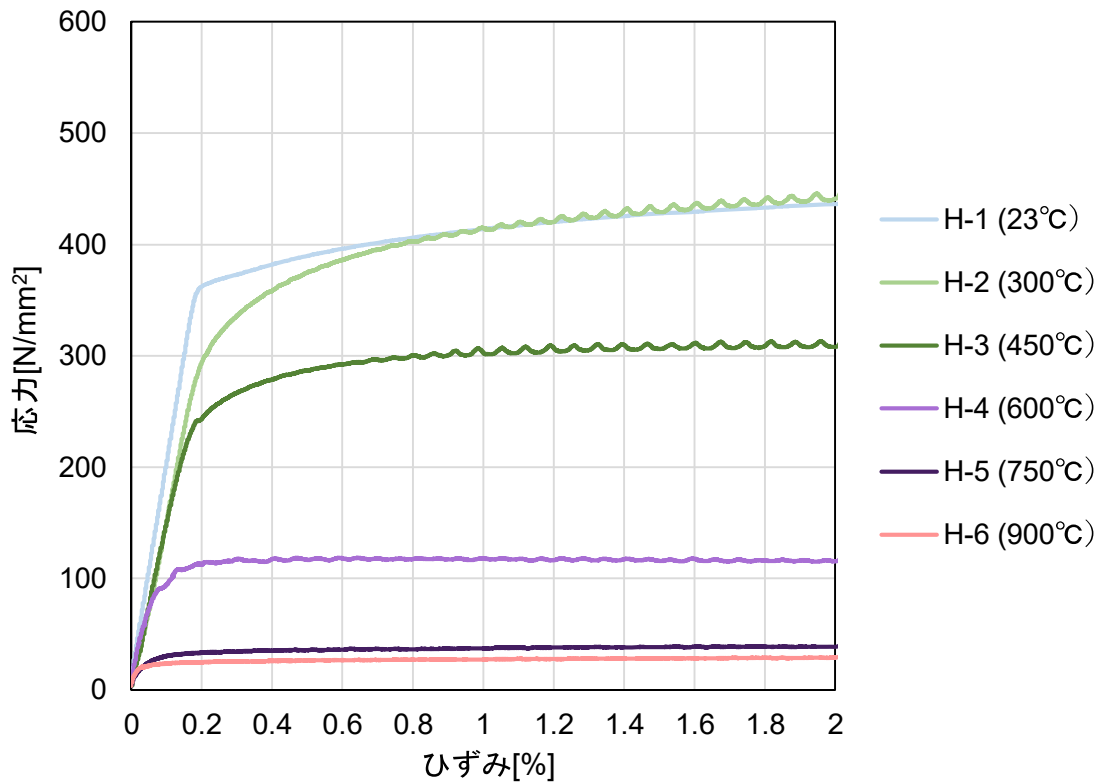
資図 2.2 小梁鋼材 (SS400) の応力-ひずみ関係 (第 2 章実験) 【ひずみ 0~70%】



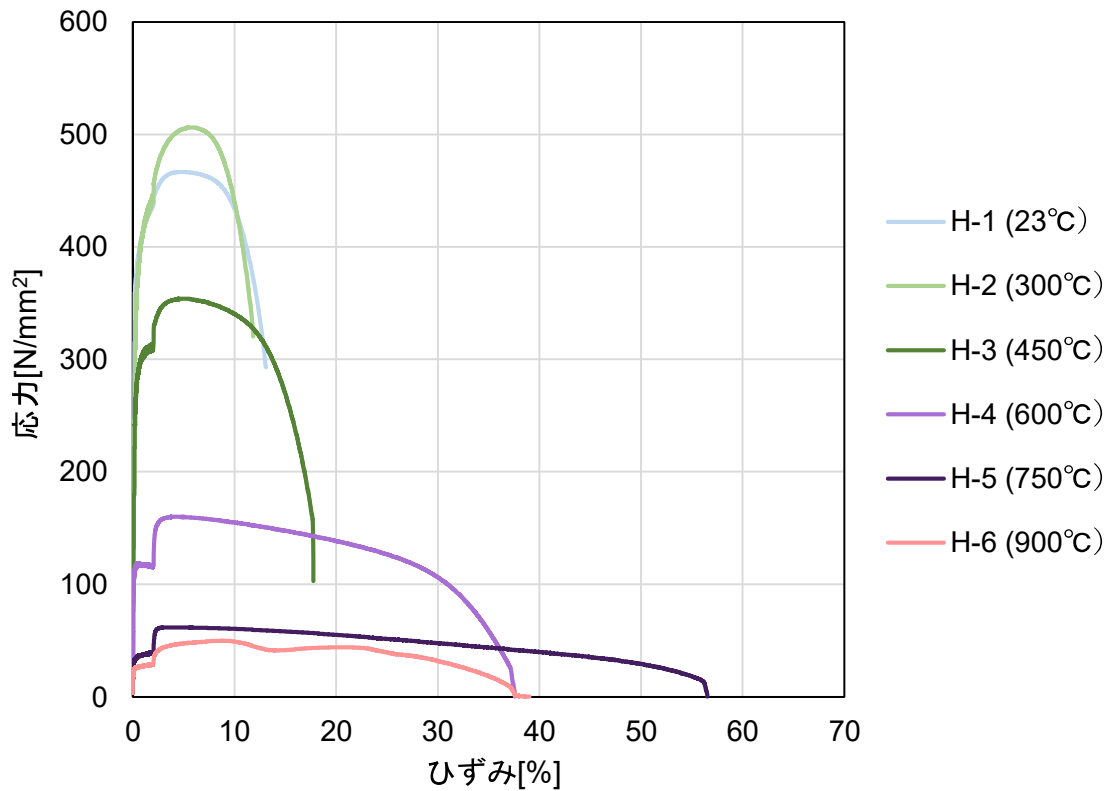
資図 2.3 高カボルト (F10T-M20) の応力-ひずみ関係 (第 2 章実験) 【ひずみ 0~2%】



資図 2.4 高カボルト (F10T-M20) の応力-ひずみ関係 (第 2 章実験) 【ひずみ 0~60%】



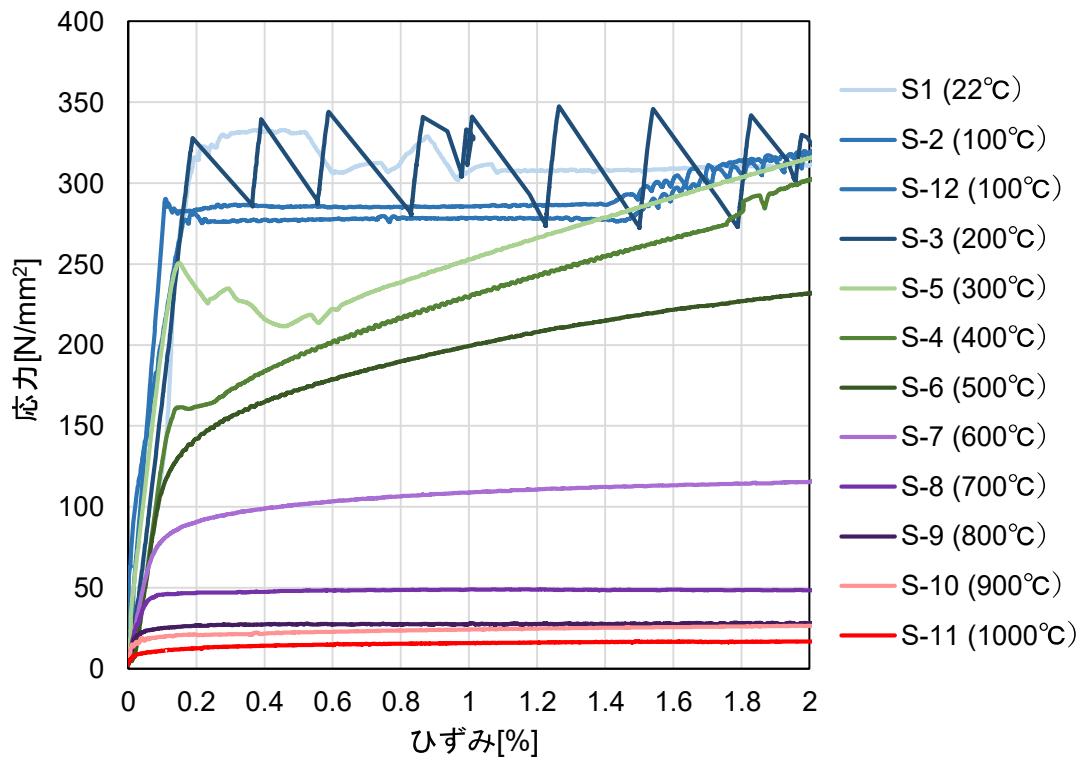
資図 2.5 頭付きスタッドの応力-ひずみ関係(第2章実験)【ひずみ 0~2%】



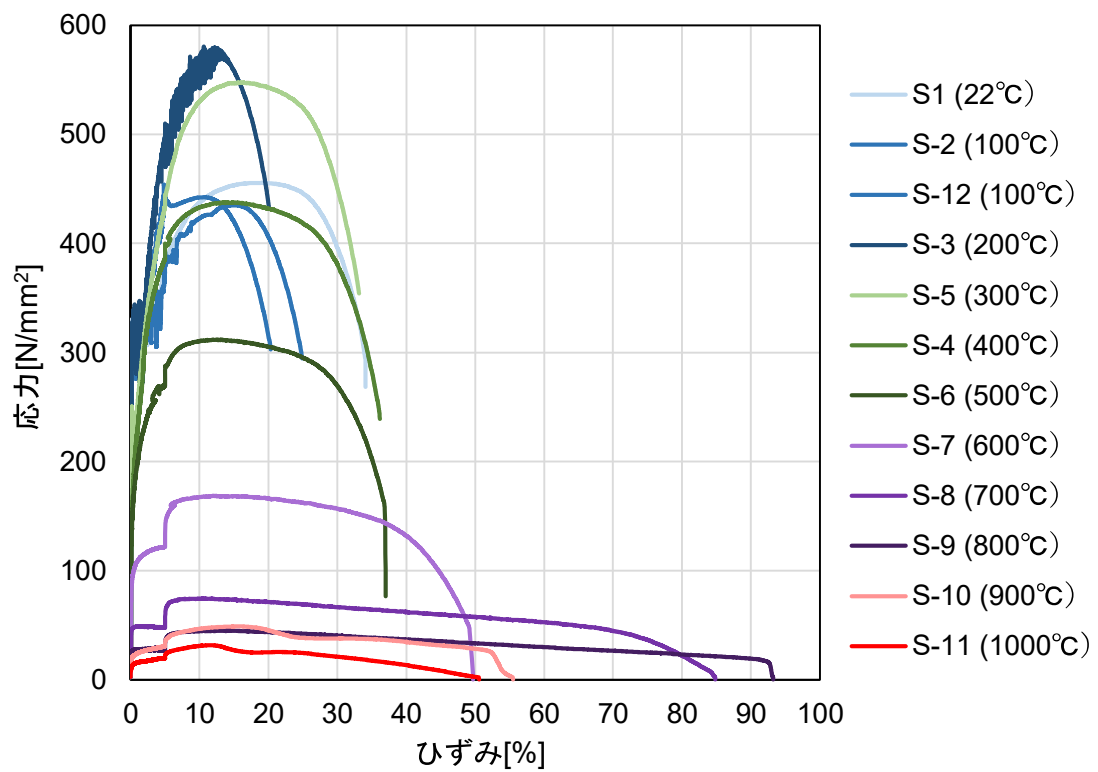
資図 2.6 頭付きスタッドの応力-ひずみ関係(第2章実験)【ひずみ 0~70%】

資表 2.2 使用鋼材の高温引張試験結果 (第 3 章実験)

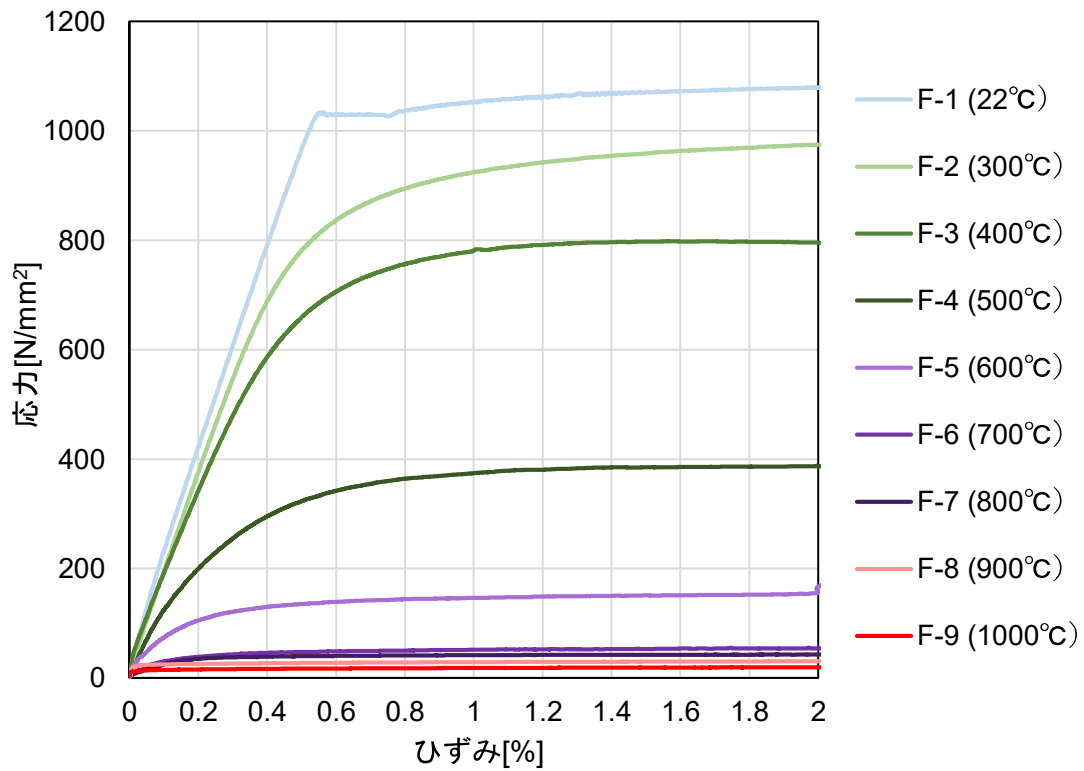
材料	記号	直径 mm	試験温度 ℃	0.2%耐力 N/mm ²	1%歪時応力 N/mm ²	引張強さ N/mm ²	突合せ伸び %	絞り %
小梁 SN490B	S-1	6.00	22	333	307	456	33.9	72.6
	S-2	6.01	100	277	278	435	23.5	70.3
	S-3	6.01	200	289	323	581	21.6	56.8
	S-4	6.01	400	176	253	438	37.8	72.6
	S-5	6.01	300	229	229	548	33.5	63.2
	S-6	6.01	500	159	199	312	38.5	76.9
	S-7	6.01	600	95	109	169	51.5	89.5
	S-8	6.01	700	47	49	75	82.6	96.5
	S-9	6.01	800	27	28	45	94.2	64.0
	S-10	6.01	900	21	24	49	54.6	48.1
	S-11	6.01	1000	13	16	32	53.0	99.3
	S-12	6.01	100	286	286	454	21.1	70.2
高力ボルト F10T-M20	F-1	6.01	22	1029	1054	1092	14.8	71.8
	F-2	6.01	300	862	924	1047	23.6	79.1
	F-3	6.01	400	724	782	799	21.6	84.4
	F-4	6.01	500	319	374	475	28.8	91.2
	F-5	6.01	600	121	146	247	44.6	94.8
	F-6	6.01	700	44	52	108	72.0	97.7
	F-7	6.01	800	39	42	73	137.1	98.0
	F-8	6.00	900	26	29	49	68.4	99.5
	F-9	6.00	1000	16	18	32	66.5	99.5
異形棒鋼 SD295A-D10	D-1	6.00	22	371	372	543	31.3	65.7
	D-2	6.01	100	356	353	539	16.8	60.8
	D-3	6.00	200	359	373	691	17.0	45.9
	D-4	6.00	300	257	326	654	27.9	53.6
	D-5	6.00	400	232	300	526	27.2	62.2
	D-6	6.01	500	189	256	378	24.9	52.9
	D-7	6.00	600	137	155	212	45.1	66.5
	D-8	6.00	700	64	64	91	83.5	72.4
	D-9	6.01	800	35	37	62	46.6	37.4



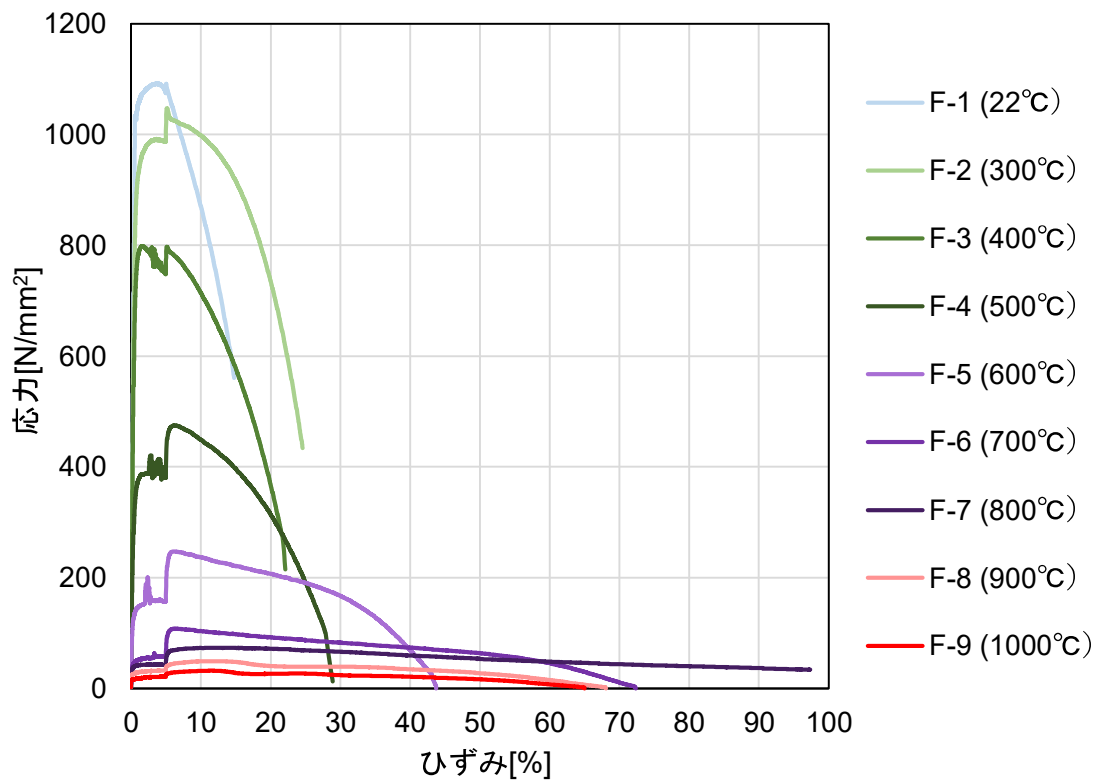
資図 2.7 小梁鋼材 (SN400B) の応力-ひずみ関係 (第 3 章実験) 【ひずみ 0~2%】



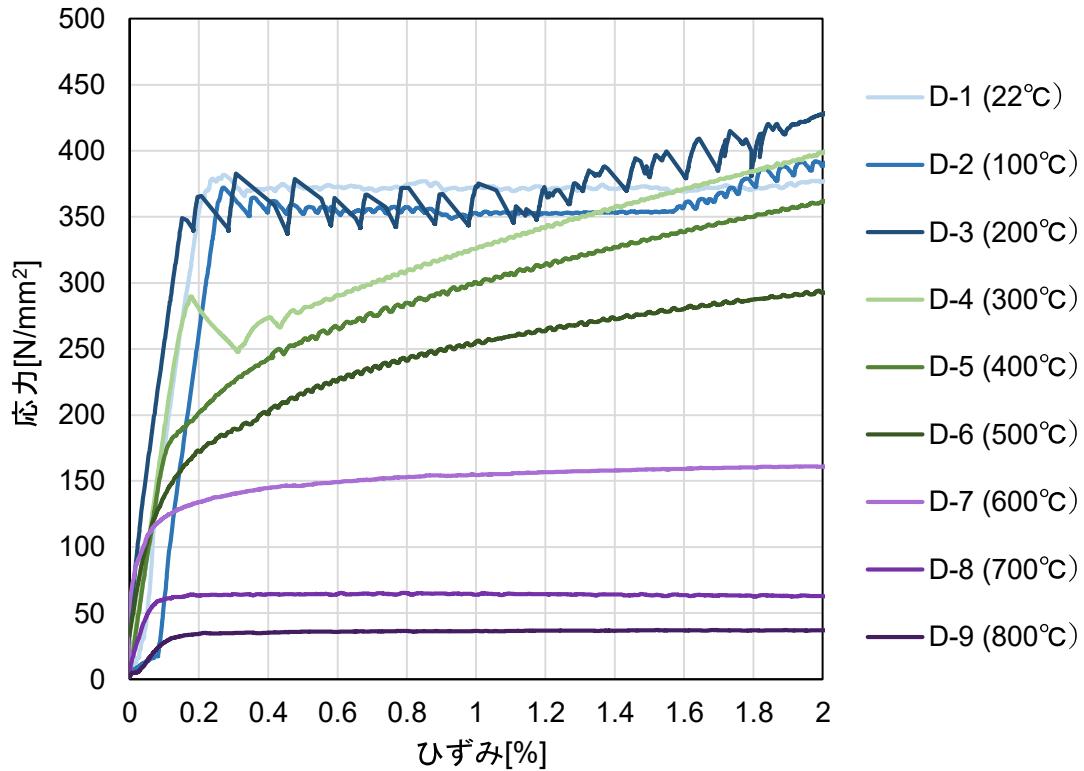
資図 2.8 小梁鋼材 (SN400B) の応力-ひずみ関係 (第 3 章実験) 【ひずみ 0~100%】



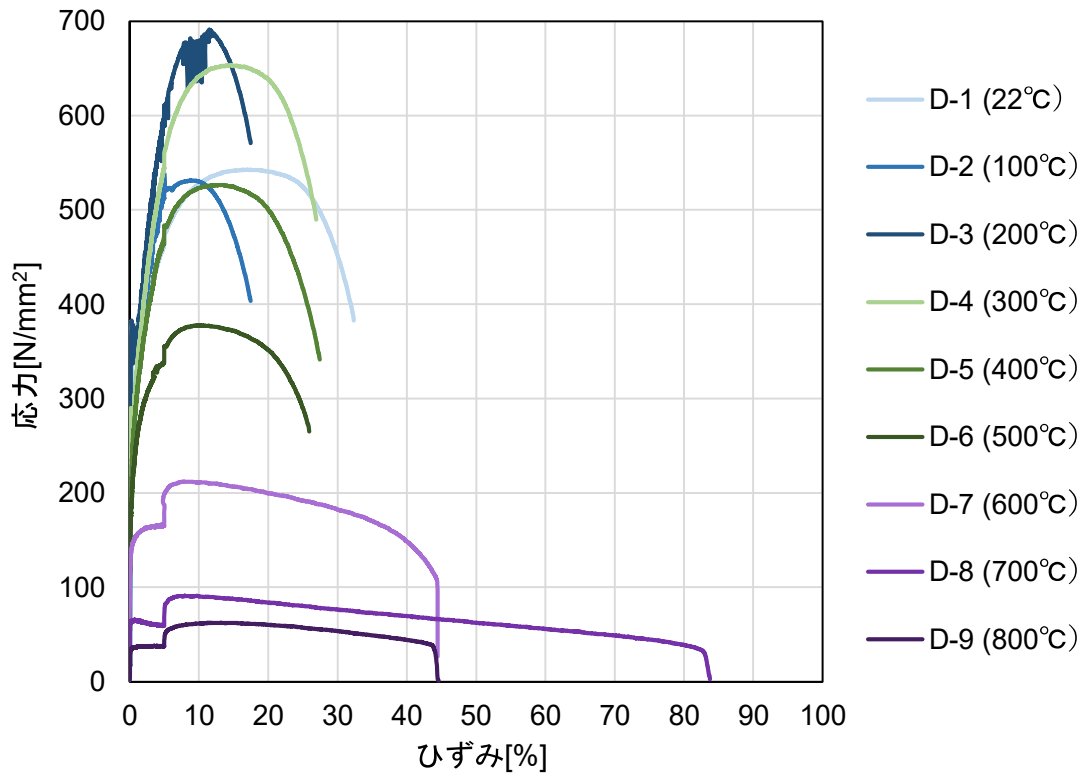
資図 2.9 高力ボルト (F10T-M20) の応力-ひずみ関係 (第 3 章実験) 【ひずみ 0~2%】



資図 2.10 高力ボルト (F10T-M20) の応力-ひずみ関係 (第 3 章実験) 【ひずみ 0~100%】



資図 2.11 異形棒鋼 (SD295A-D10) の応力-ひずみ関係 (第 3 章実験) 【ひずみ 0~2%】



資図 2.12 異形棒鋼 (SD295A-D10) の応力-ひずみ関係 (第 3 章実験) 【ひずみ 0~100%】

付録

付録 1	梁端部と周辺架構の取り合い部における温度予測手法.....	228
付録 2	耐火設計への適用.....	236

付録 1 梁端部と周辺架構の取り合い部における温度予測手法

(1) はじめに

第 4 章では、梁端接合部と直交大梁のみに耐火被覆を施した鉄骨梁の載荷加熱実験に基づき、高温の無被覆小梁からの熱流入とガセットプレートを介した低温の直交大梁への熱流出を考慮したウェブ接合部の伝熱解析を行い、その妥当性を示した。しかしながら、実験セッティングの制約上、実験での大梁における熱的境界条件が実建物の状況と大きく異なったため、大梁温度は解析対象とせず、解析におけるウェブ接合部の大梁側端部の熱的境界条件にはガセットプレート温度の実験値を用いた。一方、実務においてはガセットプレートの温度も解析で求める必要がある。そこで、ガセットプレート付き鉄骨大梁を模擬したスチフナ付き H 形断面鋼の加熱実験を行い、ガセットプレート温度を予測するための伝熱解析手法について検討する。

第 4 章の解析対象とした実験のように箱張形式で耐火被覆された H 形断面大梁では、被覆材と鋼材が接している部分(以下、直張り部)のみならず、被覆材－鋼材間の中空層を介して伝熱する部分(以下、浮かし張り部)が存在する。この場合に断面内温度分布、つまり各部位(上下フランジ・ウェブ・ガセットプレート)の温度を個別に予測するには、浮かし張り部において中空層を介して各部位へ流入する熱量を求める必要がある。日本建築学会・鋼構造耐火設計指針では、中空層における鋼部材への入熱を、被覆材表面からの放射と中空層空気からの対流とする計算手法が示されている。一方、その手法では被覆材の断面内温度を求める必要があるため、被覆材の比熱・熱伝導率の高温データが整備されている必要がある。また、鋼部材を単一の集中質点に置き換えているため各部位の温度を個別に求めることは出来ない。

そこで、小型試験体の加熱試験から取得した被覆材の熱コンダクタンスによる簡易伝熱モデルを用いることで、被覆材の断面内温度分布の計算を必要とせず、比較的簡易に H 形断面鋼の各部位の温度を計算するための伝熱解析手法を示す。そして、スチフナ付き H 形断面鋼試験体を対象とした解析を行い、実験値との比較からモデルの妥当性を検討する。

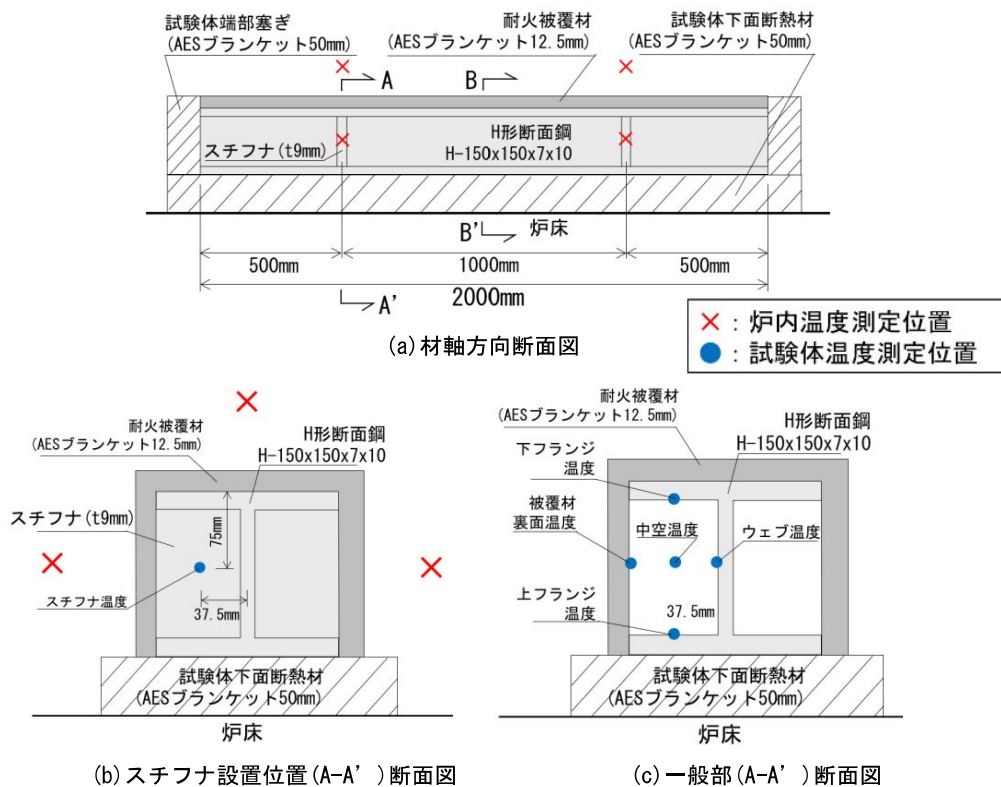
(2) H 形断面鋼試験体および実験方法

本実験は(一財)日本建築総合試験所の水平部材試験用加熱炉を用いて実施した。H 形断面鋼試験体の形状・炉内設置状況・温度測定位置を付図 1.1 に示す。H 形断面鋼には H-150x150x7x10(長さ 2000mm)を用い、両端から 500mm の位置にスチフナ(厚さ 9mm)を設置した。試験体の耐火被覆には、1 時間耐火相当の AES ブランケット(12.5mm 厚)を用い、上フランジ上面を除く 3 面に箱張りした。本実験では、鉄骨梁上部に床板が取り付け、上フランジ上面を除く 3 面から火災加熱を受ける状況を模擬する。そのため、試験体の下面(上フランジ上面に対応)に AES ブランケット(厚さ 50mm)を用いて断熱した状態で、試験体を炉床上に設置し、試験体上面および側面から加熱を行った。すなわち付図 1.1 に

示す試験体設置状況は実建物における鉄骨梁の火災状況を上下反転して模擬したものである。

試験体の温度測定にはガラス被覆 K 熱電対($\Phi 0.65\text{mm}$)を用い、付図 1.1 (b), (c)に示すようにスチフナ・上下フランジ・ウェブ・中空部・被覆材の非加熱面側表面(被覆材裏面と称す)の温度を計測した。スチフナ・上下フランジ・ウェブへの熱電対はそれぞれの表面に熱接点をかshめて固定した。中空部および被覆材裏面への熱電対はウェブに溶接して立てた鉄筋に番線で括り付けて固定した。

試験体への加熱は ISO834 の標準加熱に準拠した。実験で使用した耐火被覆材は 1 時間耐火相当であるため、加熱時間は 72 分(1 時間 $\times 1.2$ 倍)とした。炉内温度は、付図 1.1 (a), (b)に示す 6 点において、試験体表面から 100mm 離れた位置にシース被覆 K 熱電対($\Phi 3.0\text{mm}$)を設置して、計測を行った。



付図 1.1 H 形断面鋼試験体の形状、炉内設置状況および温度測定位置

(3) 鋼板試験体による被覆材の熱コンダクタンス同定

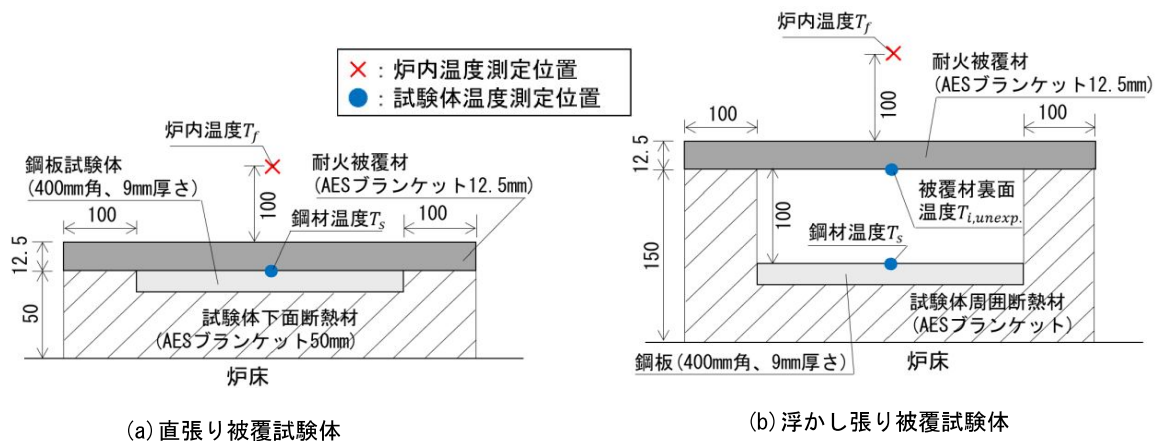
以降の伝熱解析では、被覆材の加熱側表面温度と被覆材裏面温度の差に熱コンダクタンスを乗じることで、被覆材を介した火災からの貫流熱を求める。箱張形式で耐火被覆された H 形断面鋼では、被覆材と鋼材が接している部分(以下、直張り)および被覆材-鋼材間の中空層を介して伝熱する部分(以下、浮かし張り)が存在する。解析では直張り部と浮かし張り部で異なる伝熱モデルを用いる。具体的には、直張り部では被覆材裏面温度を鋼材温度

と、浮かし張り部では被覆材裏面温度を中空温度とそれぞれ等しいと仮定する。よって、伝熱モデル上の仮定の違いを考慮して、それぞれの被覆条件における被覆材の熱コンダクタンスを取得し、解析に適用することが望ましい。そこで、直張りおよび浮かし張りで耐火被覆された 2 種類の鋼板試験体を用いた加熱実験を実施し、それぞれの被覆条件での伝熱モデルに基づく熱コンダクタンスを取得する。

鋼板試験体の概要・炉内設置状況・温度測定位置を付図 1.2 に示す。鋼板は 400mm 角、厚さ 9mm のものを用い、耐火被覆材には H 形断面鋼試験体と同様の AES ブランケット (12.5mm) を用いた。直張り試験体では、鋼板の加熱面に被覆材を直接張りつけ(付図 1.2 (a)), 浮かし張り試験体では、被覆材と鋼板の間に浮かし寸法 100mm の中空層を設けた(付図 1.2 (b))。鋼板への入熱を耐火被覆を介した入熱のみとし、また、鋼板から下面への熱流出を防ぐため、鋼板の上面を除く周囲を AES ブランケットを用いて十分に断熱した。両試験体とも鋼材体積に対する加熱面積の比(断面形状係数)は同一である。

試験体の温度測定にはガラス被覆 K 熱電対($\Phi 0.65\text{mm}$)を用い、鋼板の加熱側表面に熱接点をかきつけて固定した。浮かし張り試験体では、付図 2.2(b)に示すように、被覆材裏面の温度測定を追加した。被覆材裏面への熱電対は、鋼板に溶接して立てた鉄筋に番線で括り付けて固定した。

試験体への加熱は、ISO834 の標準加熱に準拠し、鋼材温度が 900°C を超えるまで続した。炉内温度は、被覆材表面から 100mm 離れた位置にシース被覆 K 熱電対($\Phi 3.0\text{mm}$)を設置して、計測を行った。



付図 1.2 鋼板試験体の設置状況・温度測定位置

鋼板試験体の温度測定結果を付図 1.3 に示す。図中の被覆材平均温度 $T_{i,ave}$ は、 $T_{i,surf.}$ と $T_{i,unexp.}$ の平均値である。浮かし張り試験体の鋼材温度は終始、直張り試験体より低く推移し、30 分以降の両者の差は 100°C 以上であった。断面形状係数が同一であっても、浮かし張りの方が鋼材温度上昇が抑制される結果であった。これは、直張りの場合では被覆材か

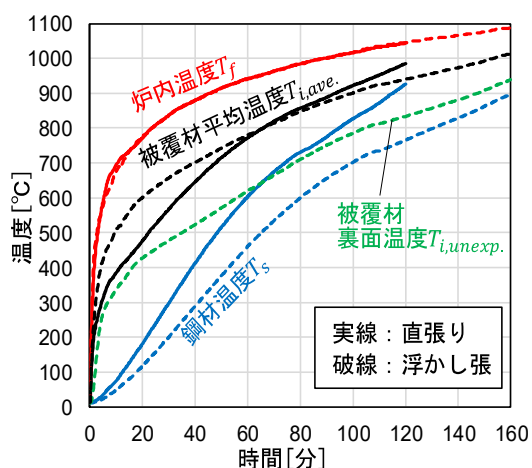
ら鋼材へ熱伝導により熱が伝わるのに対し、浮かし張りの場合では被覆材裏面からの放射と中空部での対流により鋼材に入熱されるという伝熱形態の違いによるものと考えられる。

被覆材の熱コンダクタンス K [$\text{W}/(\text{m}^2 \text{K})$]は、「被覆材を介して火炎へ流入する熱量=鋼材に蓄積される熱量」とした熱収支式を K について解いた式(付 1.1)より求められる。

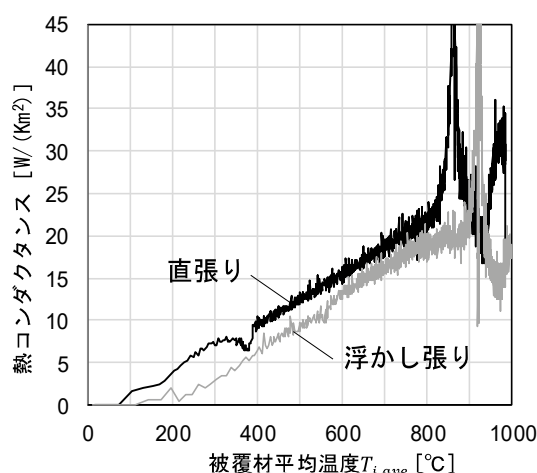
$$K = \frac{\rho_s c_s}{1/t_s} \frac{\Delta T_s / \Delta t}{(T_{i,surf.} - T_{i,unexp.})} \quad (\text{付 1.1})$$

ここで、 ρ_s : 鋼材密度($7850 \text{kg}/\text{m}^3$)、 c_s : 鋼材比熱 [$\text{J}/(\text{kg K})$] (Eurocode3 の鋼材温度依存式を用いる)、 t_s : 鋼板厚さ(9mm)、 $\Delta T_s / \Delta t$: 鋼材温度上昇速度 [K/s]、 $T_{i,surf.}$: 被覆材表面温度 [$^{\circ}\text{C}$]、 $T_{i,unexp.}$: 被覆材裏面温度 [$^{\circ}\text{C}$]、なお、被覆材表面温度 $T_{i,surf.}$ は加熱温度 T_f と等しく、また、直張り試験体において被覆材裏面温度 $T_{i,unexp.}$ は鋼材温度 T_s と等しいと仮定する。

温度測定値を用いて式(付 1.1)より算出した熱コンダクタンス K と被覆材平均温度 $T_{i,ave.}$ の関係を付図 1.4 に示す。直張りの場合と浮かし張りの場合の傾きは概ね一致しており、直張りの結果を約 100°C 右側にスライドすると、浮かし張りの結果と概ね一致する。これは、直張りのように被覆材と鋼材が接する場合でも接触熱抵抗により実際には $T_{i,unexp.}$ は T_s より高くなるはずであるが、ここでは $T_{i,unexp.} = T_s$ と近似して熱コンダクタンスを算出したため、 $T_{i,ave.}$ が低めに評価されたことに起因すると考えられる。 $T_{i,ave.}$ が正しく評価されれば、 K と $T_{i,ave.}$ の関係は被覆材の熱物性値として一つに定まると考えられる。ただし、以降においても同様の近似に基づき伝熱解析を行うため、直張り部と浮かし張り部の被覆条件に応じて、ここで得られた熱コンダクタンスを使い分けることとする。



付図 1.3 鋼板試験体の温度測定結果



付図 1.4 熱コンダクタンス計算結果

(4) 差分法による伝熱解析モデル

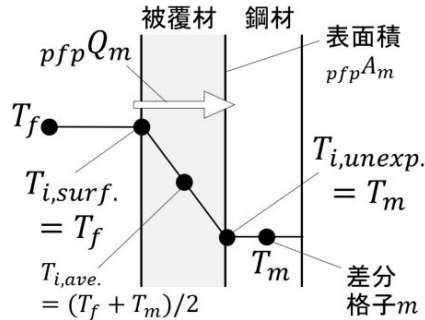
直張り部における伝熱モデルの一般表現

耐火被覆材を直張りした部分における伝熱モデルを付図 1.5 に示す。ここでは、被覆材の表面温度 $T_{i,surf.}$ [K]が加熱温度 T_f [K]と、被覆材の裏面側温度 $T_{i,unexp.}$ [K]が格子温度 T_m [K]

とそれぞれ等しく、被覆材内部の温度分布が瞬時に定常状態となることを仮定する。被覆材を介して火炎から格子 m に流入する熱量 $_{pfp}Q_m$ [W] は式(付 1.2)で求められる。

$$_{pfp}Q_m = _{pfp}A_m _{pfp}K (T_f - T_m) \quad (\text{付 1.2})$$

ここで、 $_{pfp}A_m$: 加熱表面積[m²], $_{pfp}K$: 直張り部における熱コンダクタンス[W/(m² K)](付図 1.4 で求めた被覆材平均温度 $T_{i,ave.} (= (T_f + T_{i,unexp.})/2)$ に依存する関数として与える)



付図 1.5 直張り部における伝熱モデル

浮かし張り部における伝熱モデルの一般表現

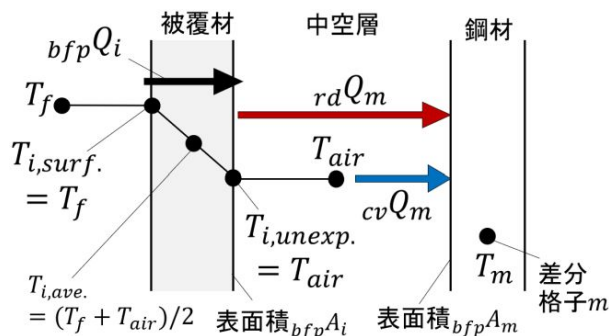
浮かし張り部における中空層を介した鋼材への伝熱モデルを付図 1.6 に示す。鋼材への入熱は、式(付 1.3)による被覆材裏面側表面からの放射 $_{rd}Q_m$ [W] と中空層空気からの対流 $_{cv}Q_m$ [W] の合計値 $_{bfp}Q_m$ [W] で求められる。ここで、後述の付図 1.8 (a) に示すように被覆材の中空層側表面(以下、被覆材裏面)の温度 $T_{i,unexp.}$ [K] と中空層温度 T_{air} [K] の実験値は概ね一致しているため、解析上、 $T_{i,unexp.} = T_{air}$ として扱う。

$$_{bfp}Q_m = _{rd}Q_m + _{cv}Q_m \quad (\text{付 1.3})$$

$$_{rd}Q_m = _{bfp}A_m F_{m,i} \epsilon_{eff} \sigma (T_{i,unexp.}^4 - T_m^4)$$

$$_{cv}Q_m = _{bfp}A_m h (T_{air} - T_m) = _{bfp}A_m h (T_{i,unexp.} - T_m)$$

ここで、 $_{bfp}A_m$: 放射および対流を受ける格子 m の表面積[m²], $F_{m,i}$: 格子 m から被覆材裏面をみた形態係数[-], ϵ_{eff} : 総合放射率(0.92), σ : ステファンボルツマン定数(5.67×10⁻⁸W/(m² K⁴)), h : 中空層内の対流熱伝達率(4.0 W/(m² K)), 本実験で被覆材として使用した AES ブランケットの放射率は不明なため、総合放射率の算定には文献付 1.1)のセラミックファイバーの放射率を代用した。



付図 1.6 浮かし張り部における伝熱モデル

式(付 1.3)により鋼材への入熱を求めるには、被覆材裏面温度 $T_{i,unexp.}$ を計算で求める必要がある。 $T_{i,unexp.}$ は時刻 t における式(付 1.4)の熱平衡式を解くことで、次の時刻 $t + \Delta t$ での $T_{i,unexp.}$ が求められる。ただし、これは $T_{i,unexp.}$ に関する4次方程式となるため、本報ではニュートン法を用いて解く。

$$b_{fp}Q_i = b_{fp}Q_m \quad (\text{付 1.4})$$

ただし、 $b_{fp}Q_i = b_{fp}A_i b_{fp}K (T_f - T_{i,unexp.})$

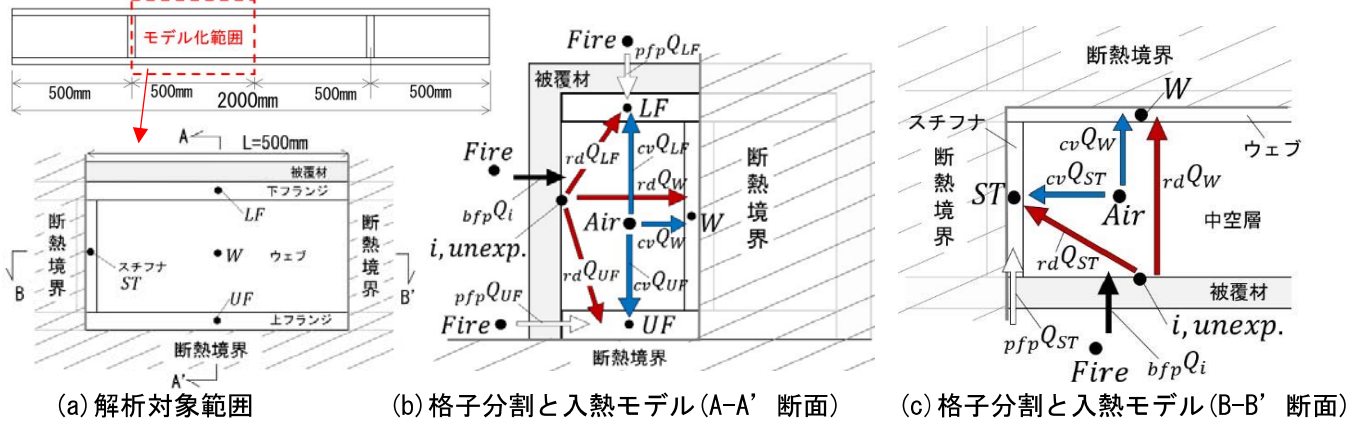
ここで、 $b_{fp}Q_i$ ：火炎から中空層へ被覆材を貫流する熱量[W]、 $b_{fp}A_i$ ：中空層側の被覆材表面積[m²]、 $b_{fp}K$ ：浮かし張り部における熱コンダクタンス[W/(m² K)] (付図 1.4 で求めた被覆材平均温度 $T_{i,ave.} = (T_f + T_{i,unexp.})/2$)に依存する関数として与える)

格子分割モデルと熱収支式

スチフナ付き H 形断面鋼試験体の伝熱モデルを付図 1.7 に示す。解析では、材軸方向および梁幅方向の熱的な対称性を考慮し、材軸方向には付図 1.7(a) に示す材長 500mm の範囲のみを、梁幅方向では付図 1.7(b) に示す断面の左半分のみをモデル化し、非モデル化範囲との境界を断熱境界に設定した。H 形断面鋼は下フランジ、ウェブ、上フランジ、スチフナの4つの差分格子に分割した。

各格子における熱収支式を付表 1.1 に示す。上下フランジおよびスチフナへの火炎からの入熱は、被覆材直張り部および浮かし張り部における入熱の合計値とし、ウェブへの入熱は浮かし張り部における入熱のみとした。一例として、下フランジ格子 LF における入熱 $p_{fp}Q_{LF}$ および $b_{fp}Q_{LF}$ は、それぞれ式(付 1.2)の $p_{fp}Q_m$ および式(付 1.3)の $b_{fp}Q_m$ に対応し、 m に LF を代入することで求められる。記号の対応は、他の格子においても同様である。付図 1.8 の実験値より各部位間での温度差は小さく、各部位間の熱伝導による熱移動は小さいと考えられるため、本解析では熱伝導は考慮しなかった。被覆材裏面温度(=中空層温度)は、式(付 1.4)を本解析条件に拡張した式(付 1.5)の熱平衡式により求められる。

$$b_{fp}Q_i = b_{fp}Q_{LF} + b_{fp}Q_W + b_{fp}Q_{UF} + b_{fp}Q_{ST} \quad (\text{付 1.5})$$



付図 1.7 差分法による伝熱解析モデル

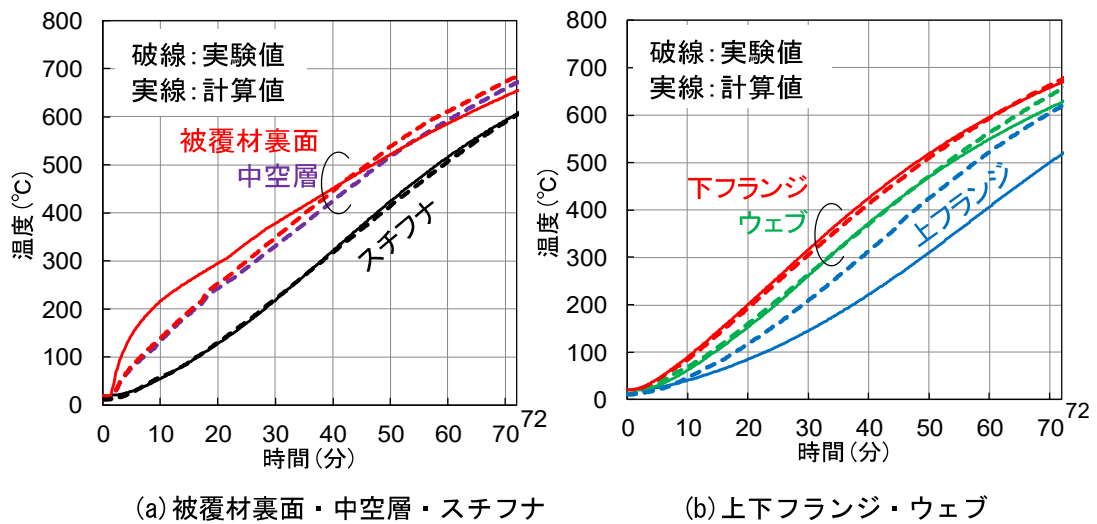
付表 1.1 各格子における熱収支式

対象	格子番号	下フランジ	LF	ウェブ	W	上フランジ	UF	スチフナ	ST
熱収支式		$c_s \rho_s V_{LF} \frac{\Delta T_{LF}}{\Delta t} = p_{f,p} Q_{LF} + b_{f,p} Q_{LF}$		$c_s \rho_s V_W \frac{\Delta T_W}{\Delta t} = b_{f,p} Q_W$		$c_s \rho_s V_{UF} \frac{\Delta T_{UF}}{\Delta t} = p_{f,p} Q_{UF} + b_{f,p} Q_{UF}$		$c_s \rho_s V_{ST} \frac{\Delta T_{ST}}{\Delta t} = p_{f,p} Q_{ST} + b_{f,p} Q_{ST}$	
格子体積 [m ³]		$V_{LF} = t_F L B / 2$		$V_W = L(H - 2t_F)t_W / 2$		$V_{UF} = t_F L B / 2$		$V_{ST} = t_{ST}(H - 2t_F)(B - t_W) / 2$	
加熱表面積 [m ²]		$p_{f,p} A_{LF} = L(t_F + B/2)$ $b_{f,p} A_{LF} = L(B - t_W) / 2$		$b_{f,p} A_W = L(H - 2t_F)$		$p_{f,p} A_{UF} = L t_F$ $b_{f,p} A_{UF} = L(B - t_W) / 2$		$p_{f,p} A_{ST} = (H - 2t_F)t_{ST} / 2$ $b_{f,p} A_{ST} = (H - 2t_F)(B - t_W) / 2$	
形態係数[-]		$F_{LF,i} = 0.35$		$F_{W,i} = 0.53$		$F_{UF,i} = 0.35$		$F_{UF,i} = 0.31$	

c_s : 鋼材比熱[J/(kg K)](Eurocode3の鋼材温度依存式を用いる), ρ_s : 鋼材密度(7850 kg/m³), $\frac{\Delta T}{\Delta t}$: 鋼材温度上昇速度[K/s](m には任意の格子番号が入る), H : 梁せい(150mm), B : 梁幅(150mm), t_W : ウェブ厚さ(7mm), t_F : フランジ厚さ(10mm), t_{ST} : スチフナ厚さ(9mm)

(5) 計算値と実験値の比較

本章で示した伝熱解析モデルによる計算値と実験値の比較を付図 1.8 に示す。実験で使用した AES ブランケット(12.5mm 厚)は 1 時間相当の耐火被覆のため、72 分(1 時間×1.2 倍)までのデータで比較する。被覆材裏面の温度計算値は、10 分頃に最大で実験値より約 100℃高くなったが、以降の誤差は小さくなり、概ね実験値を追跡できた。下フランジ、ウェブおよびスチフナの温度は、実験値の±30℃の誤差範囲で解析できた。一方、上フランジ温度は終始、実験値より低めに計算され、60 分頃に最大約 120℃の誤差であった。これは、実験において、上フランジ上面(実験のセッティングでは下面)の被覆状況が適切でなく、計算よりも多くの入熱が生じていた可能性が考えられる。



付図 1.8 計算値と実験値の比較

(6) まとめ

被覆材の熱コンダクタンスを用いた簡易伝熱モデルにより、箱張形式で耐火被覆された H 形断面鋼の温度分布を、上フランジを除き、精度よく追跡できた。本章で示した伝熱モデルによりガセットプレートへの入熱を与えることで、ウェブ接合部の大梁側端部の熱的境界条件となるガセットプレート温度を求めることが可能である。

付録 1 の参考文献

付 1.1) 富山ら：防火被覆の熱特性を考慮した区画鋼製部材の耐火性能—その 2 温度予測モデルの構築—，日本建築仕上学会 2015 年大会学術講演会研究発表論文集，pp.63-66，2015.10

付録 2 耐火設計への適用

(1) はじめに

本章では、本文で提案したウェブ接合の回転抵抗を含む無耐火被覆合成梁の火災時耐力評価手法をモデル建物の小梁部分に適用し、具体的な耐火設計の計算方法を示す。また、より実建物に近い仕様に本評価手法を適用した場合の耐火時間を明らかにするとともに、小梁が無耐火被覆であっても 1 時間の耐火性能を有する仕様の一例を示す。

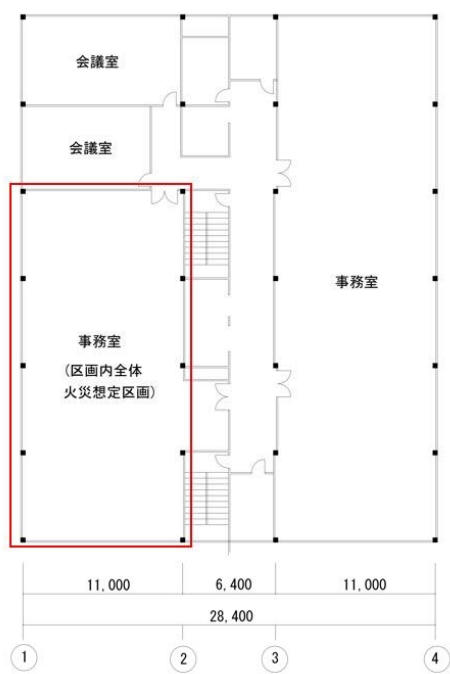
(2) 対象架構の概要

モデル建物は、日本建築学会・鋼構造耐火設計指針(以下、AIJ 耐火指針)^{付 2.1)}の 7 章「耐火設計例」の 9 階建事務所建築をベースとする。検討対象の架構は、付図 2.1 に示す区画内全体火災想定区画の事務室部分の鉄骨小梁 b1(付図 2.2 の赤枠部)とする。小梁の梁上荷重は、事務所の積載荷重 2.9kN/m^2 に床スラブの自重を加えた荷重として決定され、付図 2.3 に示すように等分布荷重 $w = 19.6\text{kN/m}$ とする。小梁のスパン $l = 11\text{m}$ より、作用曲げモーメントは $wl^2/8 = 297\text{kNm}$ 、最大せん断力は $wl/2 = 108\text{kN}$ となる。

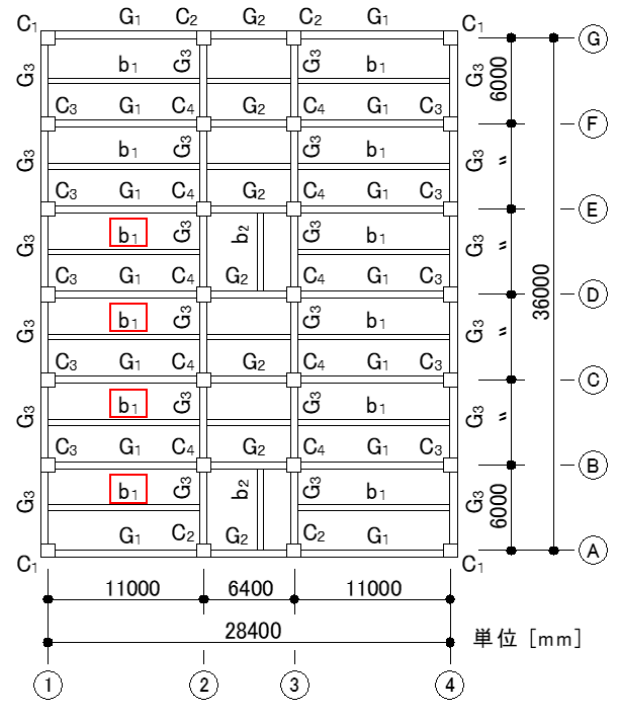
対象小梁の詳細を付図 2.4 に示す。小梁は、H-600x200x12x22 の SN400 鋼材とし、フラットデッキを捨て型枠として用いた 150mm 厚の等厚鉄筋コンクリートスラブとの合成梁とする。スラブコンクリートの設計基準強度は 21N/mm^2 とした。スラブ内の鉄筋には D10(SD295A)異形棒鋼を用い、その配筋量は鉄筋コンクリート構造計算規準^{付 2.2)}に基づき決定し、短辺方向は 200mm ピッチ、長辺方向は 300mm ピッチで各方向ともに 2 段配筋とした。小梁とスラブとの緊結に用いる頭付きスタッドは、完全合成梁の要件^{付 2.3)}を満たすような本数として、200mm ピッチ(1 か所あたり 2 本)で配置されるものとする。当該合成梁の降伏モーメント^{付 2.3)}は 704kNm であり、長期許容曲げモーメントは 469kNm となる。小梁ウェブのせん断降伏耐力は 905kN であり、長期許容せん断力は 603kN となる。したがって、本合成梁の荷重レベルは、長期許容曲げモーメントに対する作用曲げモーメントの割合で 63%、長期許容せん断力に対する最大せん断力の割合で 18%である。

ウェブ接合部の詳細を付図 2.4(c)に示す。小梁と大梁の接合は、大梁に溶接された 16mm 厚のガセットプレートと小梁端部のウェブ面とを高力ボルト F10T-M20 を用いた摩擦接合とする。ボルト投入量は梁せい 600mm の小梁において一般的な 6 本を 1 列配置とした。小梁を無耐火被覆とする場合でも、大梁および小梁端部の接合部には耐火被覆を施すことで、接合部の温度上昇を抑制し、接合部の負曲げ耐力の確保を試みる。被覆材には 1 時間耐火相当の AES ブランケット 12.5mm を用いる。大梁への被覆は箱張りとし、接合部への被覆は鉄骨断面に沿った直張りとする。梁端の被覆範囲はガセットプレート端部からスパン中央側に 30mm までとする。

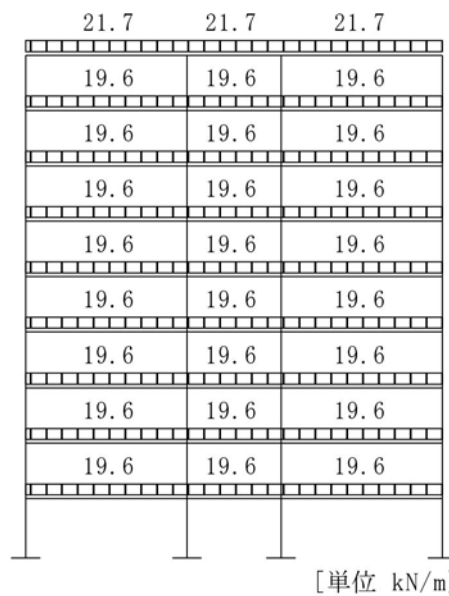
AIJ 耐火指針では室形状・可燃物量・開口寸法等に応じて火災性状が決定されるが、本章では標準的な火災温度として定められる ISO834 標準加熱温度曲線を用いて検討を行う。



付図 2.1 基準階平面図(寸法単位: mm)



付図 2.2 梁伏図(寸法単位: mm)



付図 2.3 X方向梁上荷重(B通り~F通り)

(3) 火災時耐力評価手法

評価手法の概要

本検討では、「火災時における架構の終局時には熱応力の影響を捨象し得る」とする AIJ 耐火指針の考え方を踏襲し、単純塑性理論に基づく曲げ耐力およびせん断耐力評価により、小梁の耐火性能を決定する。ただし、スラブとの合成効果および梁端ウェブ接合部の回転抵抗を見込むことで小梁の耐火被覆省略を試みる本研究の評価手法は、以下の 3 点で AIJ 耐火指針とは異なる考え方を採用する。

① 梁端ウェブ接合部の負曲げ耐力

現行の AIJ 耐火指針では小梁端部のウェブ部分でのボルト接合部は負曲げ耐力を零として耐火設計される。本論文の実験では、ウェブ接合部での回転抵抗が小梁の耐火性能を大きく向上される効果が確認された。そこで、2 章で示した火災時曲げ耐力評価モデルにより、ウェブ接合部の回転抵抗を考慮して火災時耐力を評価する。一方、盛期火災終了後の冷却過程における小梁収縮に伴う熱応力によりウェブ接合部が破断する危険性が指摘されている。ただし、3 章の実験では、ISO 限界たわみ到達後の放冷過程においても、ウェブ接合部が破断することなく、小梁が荷重を支持しつづけた。このことから、ISO 限界たわみに到達しないよう留めておくことで、火災終了まで接合部の破断なく小梁が荷重支持能力を保持できる可能性がある。2 章において、ISO 限界たわみ到達時の全曲げ耐力(スパン中央の正曲げ耐力と梁端負曲げ耐力の和)に対する作用曲げモーメントの比は 0.73~0.92 であった。これより、全曲げ耐力に対する作用曲げモーメントの比を 2/3 程度に留めておけば安全側に設計できる可能性がある。AIJ 耐火指針では全曲げ耐力に安全率は見込まないが、本評価では放冷過程における熱応力に起因するウェブ接合部の破断の危険性に対する安全率として、全曲げ耐力を 2/3 に低減して作用曲げモーメントと比較を行う。

なお本検討では、小梁に直交する大梁位置において小梁端部が十分に回転拘束されるものと仮定してウェブ接合部の回転抵抗を見込んだ評価を行う。大梁を挟んで床スラブや小梁が連続配置される内側架構においては相当の回転拘束が期待できると考えられるが、外周架構においては直交する大梁のねじれ抵抗およびねじり耐力が十分であることを確認する必要がある。

② 鋼材の高温強度および安全率

AIJ 耐火指針では、鋼材強度に安全率を見込み、700℃もしくは 750℃で鋼材の有効降伏強度を零とする高温強度モデルが用いられる。しかしながら、鋼構造で火災時にフラッシュオーバーが発生すると、無被覆の小梁は早期に 800℃を超えるため、800℃以上の高温域における鋼材強度を見込んで耐火設計する必要がある。そこで本評価では、後述の付図 2.7 に示す鋼材高温強度の実勢値を用いることとする。ただし、鋼材強度モデルに安全率が含

まれなことになるため、他の部分で安全率を見込む必要がある。この点は上記①の全曲げ耐力に対する安全率でカバーされると考える。一方、2章および3章の火災時せん断耐力の考察より、実強度を用いたせん断降伏耐力に達した場合であっても、即座に荷重支持能力を損失しないことが実験的に確認されている。そこで、高温強度の実勢値を用いた場合でもせん断耐力に対しては安全率を見込まず評価を行う。

③温度分布および評価指標

AIJ 耐火指針では、鋼部材の温度分布を一様と仮定することで、架構が崩壊する温度と火災時の鋼材上昇温度をそれぞれ分けて評価できる利点から、耐力に関する指標として「崩壊温度」を用いている。一方、梁端のみに耐火被覆を施した場合には、スパン中央の無被覆小梁と梁端ウェブ接合部の温度は一様とはならない。また、スラブとの合成効果を考慮する場合にはコンクリートスラブの温度を求める必要があるが、スラブ内部温度と鉄骨梁温度の間にも差が生じる。したがって、本章で対象とする架構の火災時耐力を精確に評価するには、4章で提案したような伝熱解析手法等を用いて、スラブ内部・無被覆鉄骨梁・被覆されたウェブ接合部の温度分布を計算する必要がある。これより、温度分布一様の仮定を採用できないため、「崩壊温度」を評価指標とすることは困難である。そこで本章では、火災性状から架構の温度分布の推移を予測し、得られた温度分布から計算された耐力と作用荷重との比較により、架構が崩壊する時間を求める。つまり、「崩壊時間」を指標とした評価を行う。

火災時曲げ耐力およびせん断耐力の評価モデル

火災時曲げ耐力およびせん断耐力は、第2章で提案した評価モデルを用いて求める。ただし2章では、ウェブ接合部の負曲げ耐力評価モデルについてボルト3本×1列の場合の評価式しか示していない。そこで以下では、任意のボルト段数・列数に対応したウェブ接合部の負曲げ耐力評価式を示す。

任意のボルト配置でのスラブ筋を考慮したウェブ接合部の負曲げ耐力評価モデルを付図2.5に示す。このときのウェブ接合部負曲げ耐力 $J_R M_u^-$ は式(付2.1)により、各部位に生じる力とスラブ上端から各部位までの距離の積を足し合わせることで求められる。

$$J_R M_u^- = \sum N \cdot t \quad (\text{付 2.1})$$

$u_r N_y = u_r a \cdot r \sigma_y$: 上端筋の降伏耐力
$l_r N = u_r N_u (x_n - l_r t) / (x_n - u_r t)$: 下端筋に生じる力
$b_s N = b_n N_u (x_n - b_s t) / (x_n - b_n t)$: s段目ボルト部分に生じる力
$l_b N_u = -\min(F_{b,Rd}, F_{w,Rd})$: 最下段(n段目)ボルト部分の最大耐力
$F_{b,Rd} = 0.6 \cdot m \cdot a_{b_s} \cdot b \sigma_u(\theta_b)$: 高力ボルトのせん断破断で決まる耐力
$F_{w,Rd} = m \cdot e \cdot t_w \cdot s \sigma_u(\theta_b)$: ウェブ板のはしぬけ破断で決まる耐力

ここで、

$u_r a$: スラブ有効幅内の上端筋総断面積
 $r \sigma_y$: スラブ筋の有効降伏強度
 a_{bs} : ボルトの軸部断面積
 t_w : ウェブの板厚
 $b \sigma_u(\theta_b)$: ボルトの高温引張強さ
 $s \sigma_u(\theta_b)$: 小梁鋼材の高温引張強さ

式(付 2.1)中の中立軸位置 x_n は、 $\Sigma N = 0$ より式(付 2.2)で求められる。

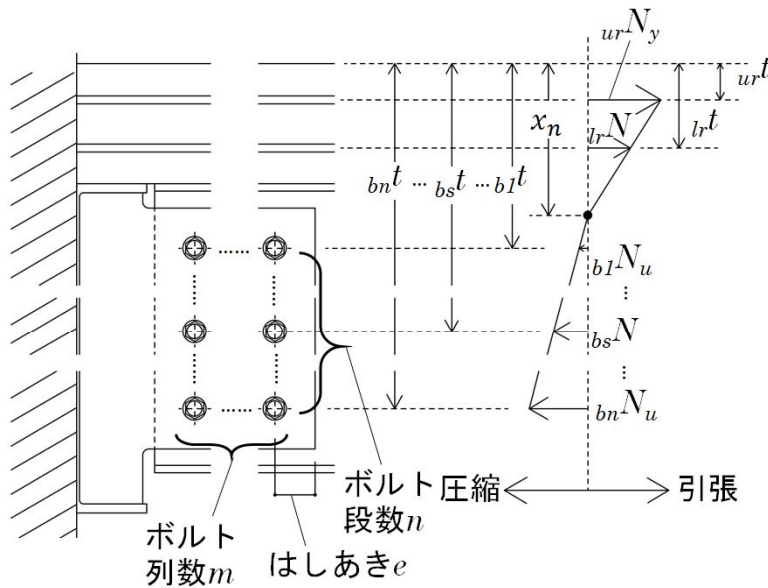
$$x_n = \frac{Y - \sqrt{Y^2 - 4XZ}}{2X} \quad (\text{付 2.2})$$

ただし、

$$\begin{aligned}
 X &= n \cdot b_n N_u + 2 u_r N_y \\
 Y &= (n \cdot u_r t + \Sigma_b t) b_n N_u + (2 b_n t + l_r t + u_r t) u_r N_y \\
 Z &= \Sigma_b t \cdot u_r t \cdot b_n N_u + (l_r t + u_r t) b_n t \cdot u_r N_y
 \end{aligned}$$

ここで、

$\Sigma_b t$: 各段のボルト位置からスラブ上端までの距離を全段数分について足し合わせた合計値

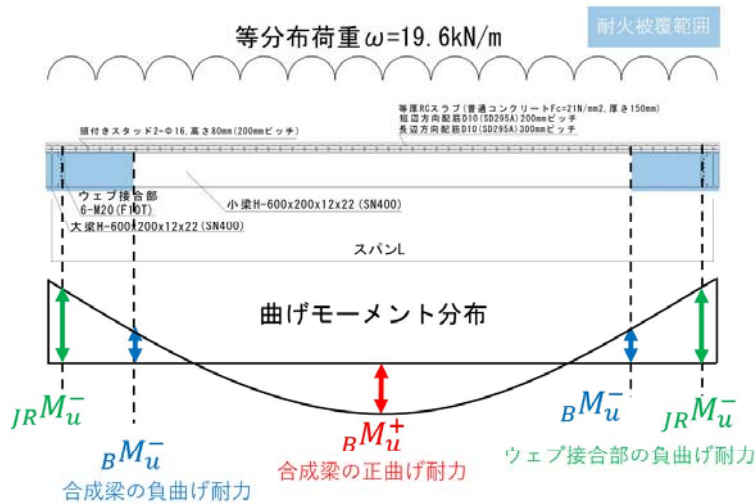


付図 2.5 任意のボルト配置における
スラブ筋を考慮したウェブ接合部の負曲げ耐力評価モデル

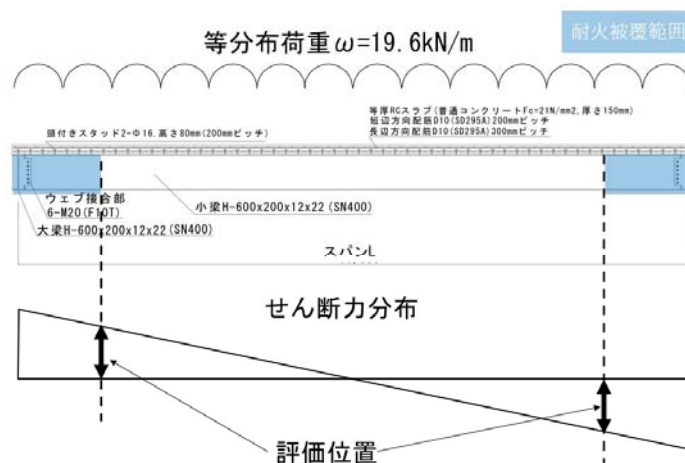
火災時曲げ耐力の評価位置を付図 2.6(a)に示す。3 ヒンジ機構としては、ウェブ接合部とスパン中央に塑性ヒンジが形成される場合(曲げ崩壊モード I)と、被覆境界の無被覆合成梁位置とスパン中央に塑性ヒンジが形成される場合(曲げ崩壊モード II)の 2 パターンを想定する。曲げ崩壊モード I では、全曲げ耐力には無被覆合成梁の正曲げ耐力 $P M_u^+$ とウェブ接合

部の負曲げ耐力 JRM_u^- の合計値，作用曲げモーメントにはスパン中央に生じる正曲げモーメントとウェブ接合部に生じる負曲げモーメントの合計値を用いる。曲げ崩壊モードⅡでは，全曲げ耐力には BM_u^+ と無被覆合成梁の負曲げ耐力 JRM_u^- の合計値，作用曲げモーメントにはスパン中央に生じる正曲げモーメントと被覆境界に生じる負曲げモーメントの合計値を用いる。

火災時せん断耐力の評価位置を付図 2.6 (b)に示す。等分布荷重が作用する場合，梁端側に向かって作用せん断力が大きくなる。梁端では負曲げモーメントが生じ，梁上のコンクリートスラブに引張力による亀裂が生じるため，スラブはせん断耐力にはほとんど寄与せず，鉄骨梁のウェブ部分のみでせん断耐力が決定すると想定する。したがって，せん断耐力は，鉄骨梁が高温化する無被覆部分で，かつ最も梁端側となる被覆境界の位置で評価を行う。



(a) 曲げ耐力

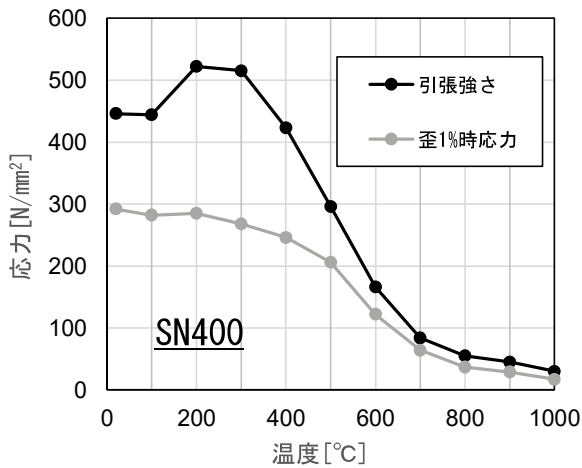


(b) せん断耐力

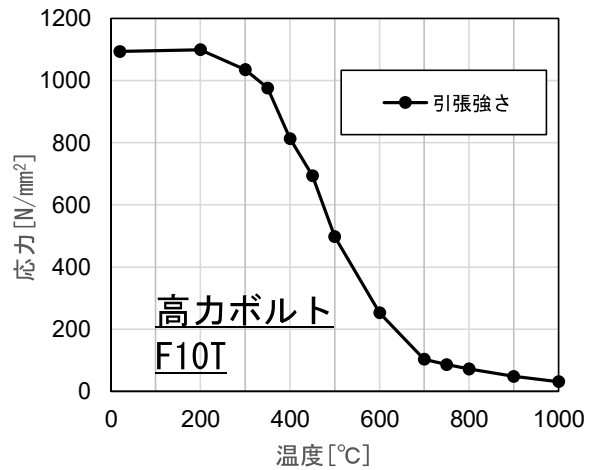
付図 2.6 火災時耐力評価位置

構成材料の高温強度モデル

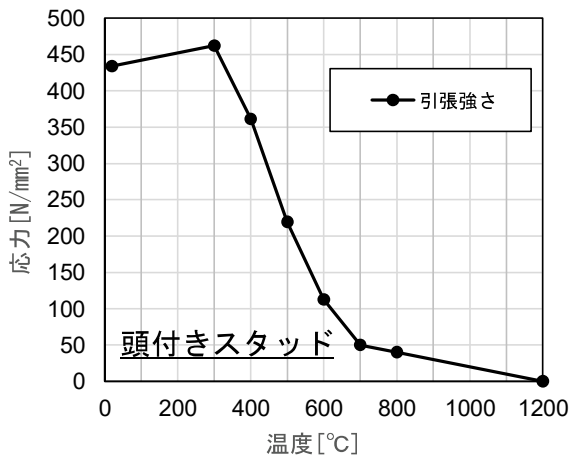
前述の通り、構成材料の高温強度モデルには付図 2.7 に示す実勢値を用いる。SN400 の引張強さおよび有効降伏強度(ひずみ 1%時応力)には文献付 2.4)～付 2.6)に示される実測値の平均を用いた。高力ボルト F10T の引張強さには文献付 2.7)～付 2.9)に示される実測値の平均を用いた。頭付きスタッドの引張強さには文献付 2.10)に示される実測値の平均を用いた。国内における頭付きスタッドの引張強さは 800°C までのデータしか見当たらなかったため、Eurocode4^{付 2.11)}を参考に、1200°C で零となるよう 800°C 以降は直線で外挿した。コンクリートの高温圧縮強度には、設計基準強度と水結合材比より求められる強度低下式^{付 2.4)}を用いた。



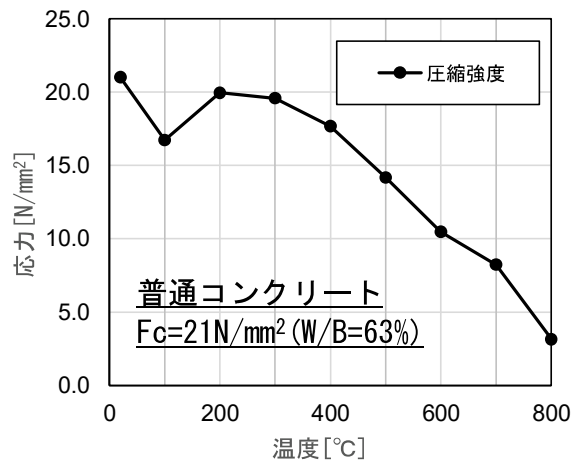
(a) 小梁鋼材 SN400



(b) 高力ボルト F10T



(c) 頭付きスタッド



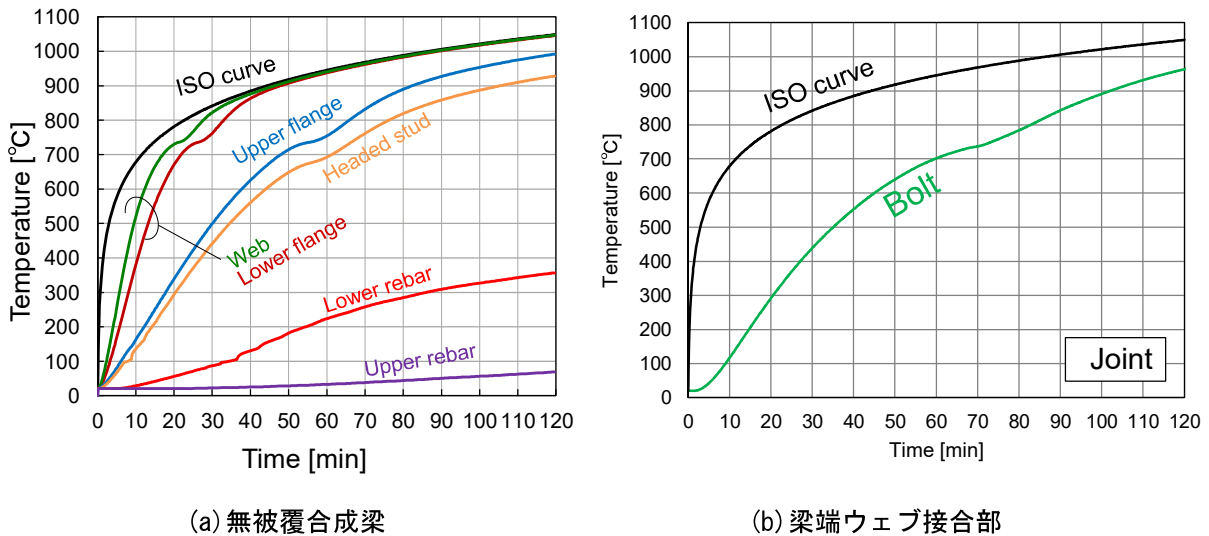
(d) コンクリート

付図 2.7 構成材料の高温強度モデル

(4) 耐火設計例

(2)で示した小梁を対象に、4章で示した一次元伝熱モデルを用いて求めたスパン中央の無被覆合成梁および梁端ウェブ接合部の断面内温度の時間推移を付図 2.8 に示す。なお、接合部の梁端側の熱的境界条件となる大梁ガセットプレート温度は付録 1 に示した方法により求めた。ウェブ接合部のボルト温度は 60 分で 700°C に達しており、2章の実験結果より 100°C 程度高い計算結果となった。これは 4章で述べた通り、実験での大梁付近の熱的境界条件が実建物における状況と異なり、実験では大梁ガセットプレート温度が上がりにくかったためと考えられる。接合部のボルト温度を予測する上では、大梁の加熱状況を適切に評価してガセットプレート温度を与えることが重要である。

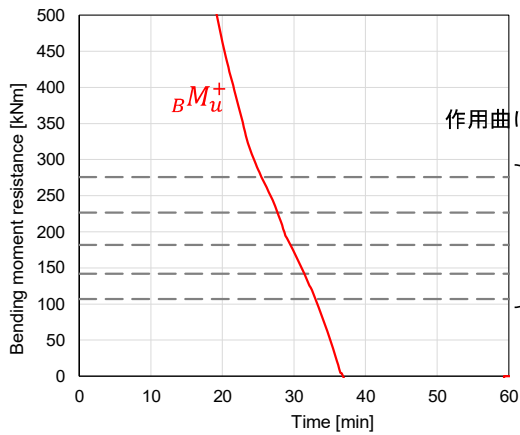
スパン中央の無被覆合成梁の正曲げ耐力、被覆境界の無被覆合成梁の負曲げ耐力およびウェブのせん断降伏耐力の評価には、付図 2.8(a)の無被覆合成梁の断面内温度を用いる。ウェブ接合部の負曲げ耐力の評価には、付図 2.8(b)のボルト温度を用いる。付図 2.8(a)に示すように、スラブ筋の温度は 120 分時点で 350°C 以下であり強度低下はほとんどなかったと考えられるため、スラブ筋の有効降伏強度には常温時の公称値を用いることとする。



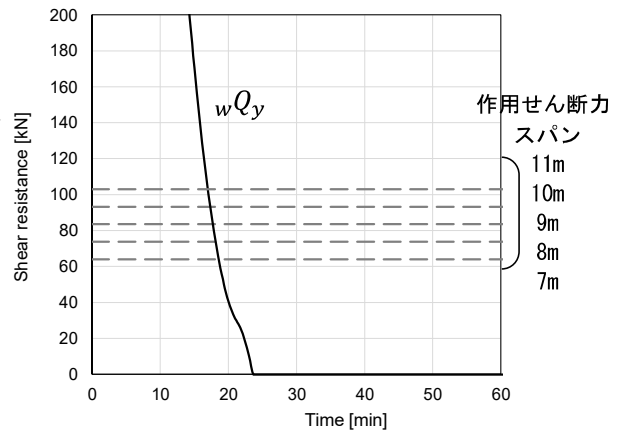
付図 2.8 断面内温度時間推移の計算結果

まずは、現行の AIJ 耐火指針に基づき、750°C で小梁鋼材の有効降伏強度を零とする強度低下モデルを用い、ウェブ接合部の負曲げ耐力は見込まず合成梁の正曲げ耐力のみで計算した場合の火災時正曲げ耐力を付図 2.9、ウェブのせん断降伏耐力を付図 2.10 に示す。図中には、スパンを変更した場合の作用曲げモーメントおよび作用せん断力を示す。さらに、スパンと耐火時間の関係を付図 2.11 に示す。耐火時間は、耐力と作用荷重が等しくなった

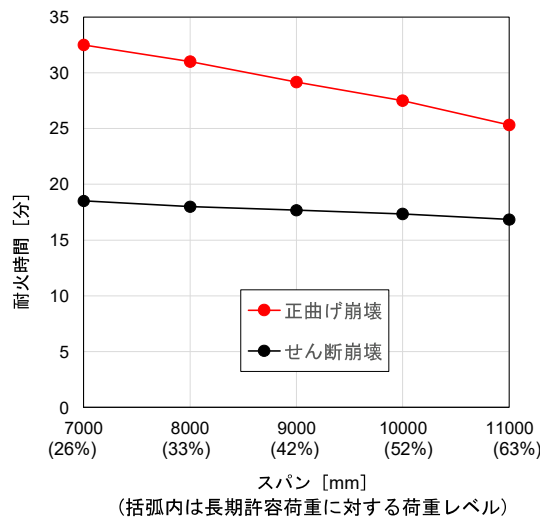
時間である。付図 2.11 より、今回対象としているスパン 11m において、17 分時にせん断崩壊が先行して崩壊に至る計算結果であった。荷重レベルを長期許容曲げモーメントの 26%となるスパン 7m の場合でも 20 分に満たない耐火時間である。これより、現行の AIJ 耐火指針の評価手法を採用した場合には、フラッシュオーバーが発生する区画内の小梁を無耐火被覆とすることは困難であると考えられる。



付図 2.9 曲げ耐力計算結果
(現行の AIJ 耐火指針)

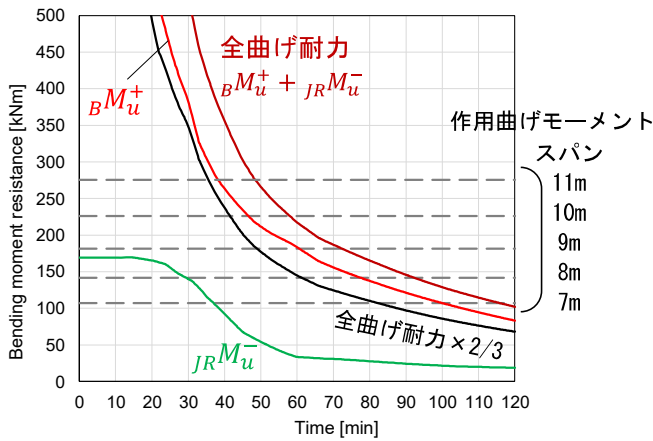


付図 2.10 せん断降伏耐力計算結果
(現行の AIJ 耐火指針)

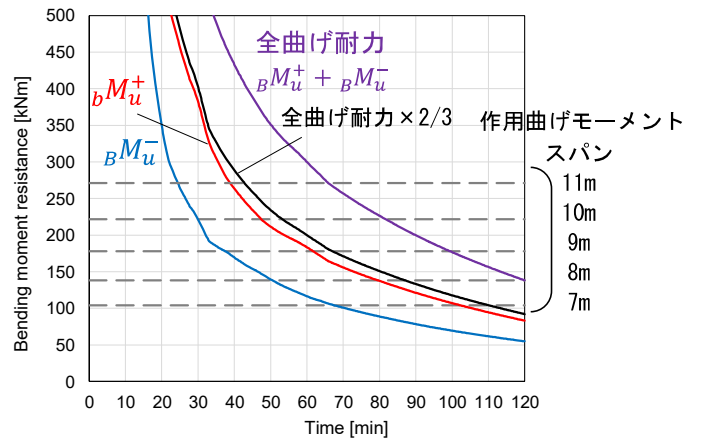


付図 2.11 スパンと耐火時間の関係 (現行の AIJ 耐火指針)

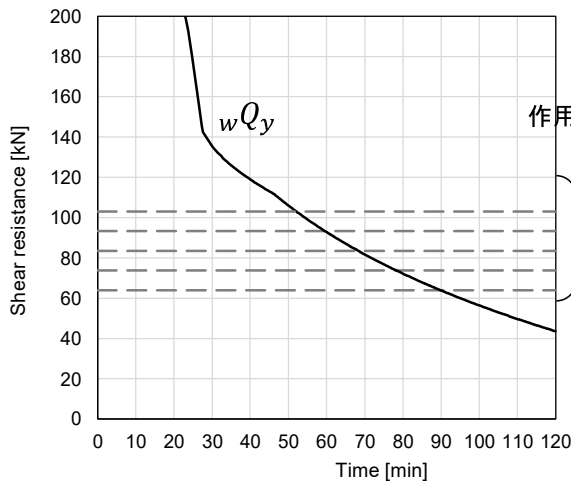
次に、(3)で述べた本論文で提案した耐力評価モデルを用いた火災時耐力計算結果を付図 2.12~2.14 に、スパンと耐火時間の関係を付図 2.15 に示す。曲げ崩壊による耐火時間は、前述の通り、全曲げ耐力を 2/3 倍した値と作用曲げモーメントが等しくなった時間とした。付図 2.15 より、スパン 11m(荷重レベル 63%)の場合には曲げ崩壊モード I で耐火時間が 36 分に決定された。一方、スパン 8m(荷重レベル 33%)では 60 分耐火性能を満足した。スパン 9m の場合には、曲げ崩壊モード I 以外は 60 分を上回っている。スパン 9m に対して小梁せい 600mm は若干オーバースペックであるが、ボルト本数を増やす等でウェブ接合部の負曲げ耐力を向上させることで、小梁を無耐火被覆とできる可能性がある。



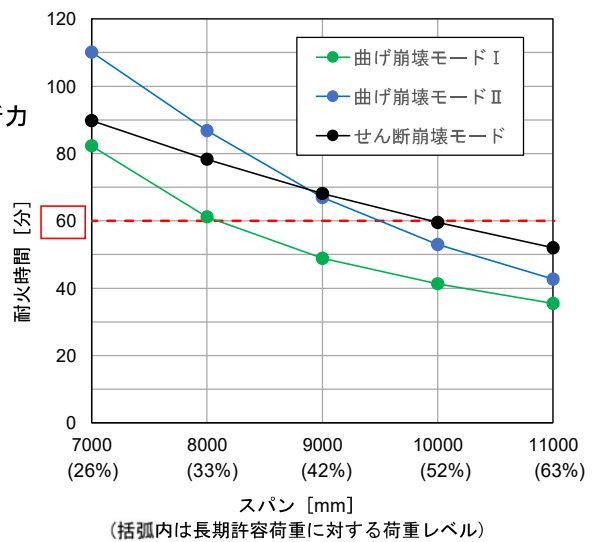
付図 2.12 曲げ耐力計算結果(曲げ崩壊モード I)



付図 2.13 曲げ耐力計算結果(曲げ崩壊モード II)



付図 2.14 せん断降伏耐力計算結果



付図 2.15 スパンと耐火時間の関係

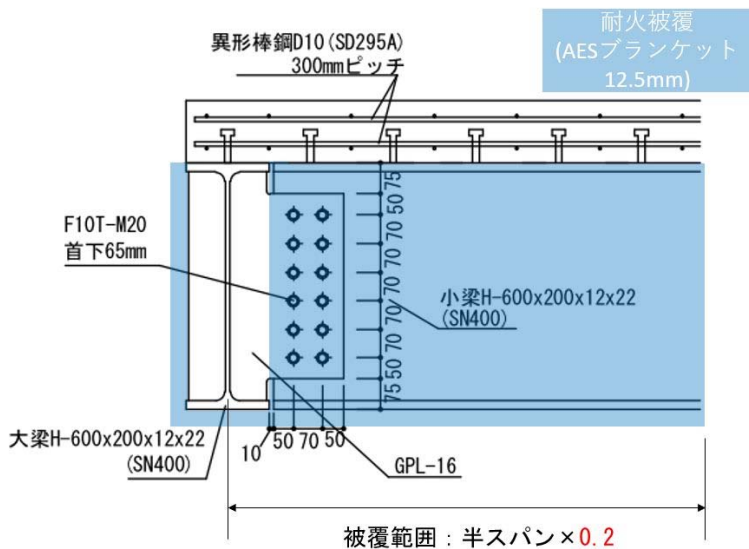
最後に、スパン 11m で 60 分耐火性能を満足する仕様を検討する。付図 2.15 より、スパン 11m ではいずれの崩壊モードも 60 分に満たない。スパン 11m で 60 分の耐火時間を満足するには、①ウェブ接合部耐力の強化に加え、②被覆境界位置の無被覆合成梁で負曲げによる塑性ヒンジを形成させないこと、および③被覆境界位置のウェブでせん断崩壊させないことが必要となる。

①については、ウェブ接合部のボルト本数増加、およびボルト温度上昇の抑制が考えられる。②、③については、梁端被覆範囲を延長し、被覆境界をスパン中央側に移動させることにより、無被覆部分の作用負曲げモーメントおよび作用せん断力を低減させることが有効と考える。被覆範囲の延長はボルト温度上昇の抑制にもつながる。

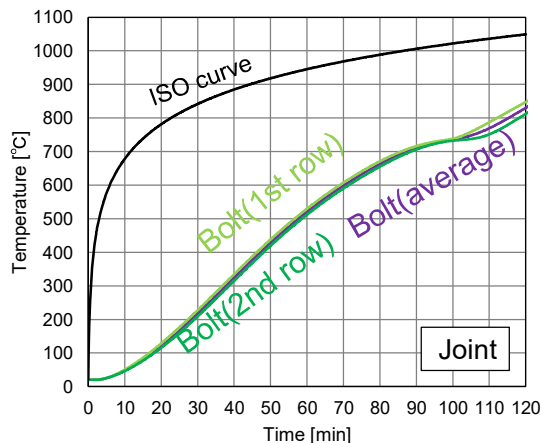
上記の方針で、接合部のボルト本数を増加させ、被覆範囲を延長させた強化仕様のウェブ接合部付近詳細を付図 2.16 に示す。ボルト本数は 6 本×2 列に倍増し、梁端の被覆範囲は大梁位置からスパン中央側に半スパン×0.2 までの範囲とした。小梁全長を被覆する場合に比べると、8 割の被覆量削減となる。

この条件で求めたボルト温度を付図 2.17 に示す。60 分時のボルト温度は約 520℃であり、接合部のみに被覆を施す場合に比べ、約 180℃程度低めに抑えることができた。被覆範囲延長の効果に加え、ボルトとガセットプレートの体積(熱容量)増加による効果もボルト温度上昇の抑制に寄与していると考えられる。

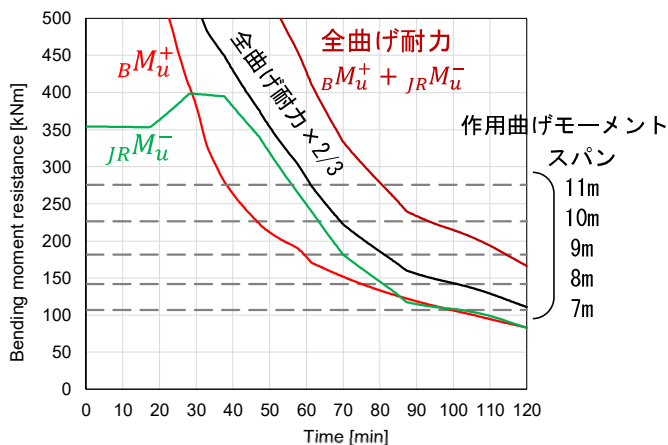
強化仕様の火災時耐力計算結果を付図 2.18~2.20 に、スパンと耐火時間の関係を付図 2.21 に示す。付図 2.18 の $J_R M_u$ が 20 分頃から増加している理由は、ボルト本数を増加させたことで、ボルト部分の最大耐力がボルトのせん断耐力ではなくウェブ板のはし抜け破断で決まっており、付図 2.7(a) に示す小梁鋼材の引張強さの 100~200℃での強度上昇が反映されているためである。付図 2.21 より、スパン 11m の場合の耐火時間は曲げ崩壊モード I により 61 分に決定される。



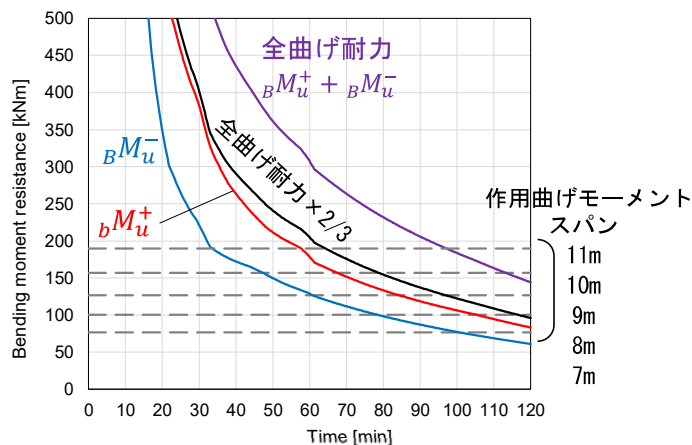
付図 2.16 強化仕様のウェブ接合部詳細図



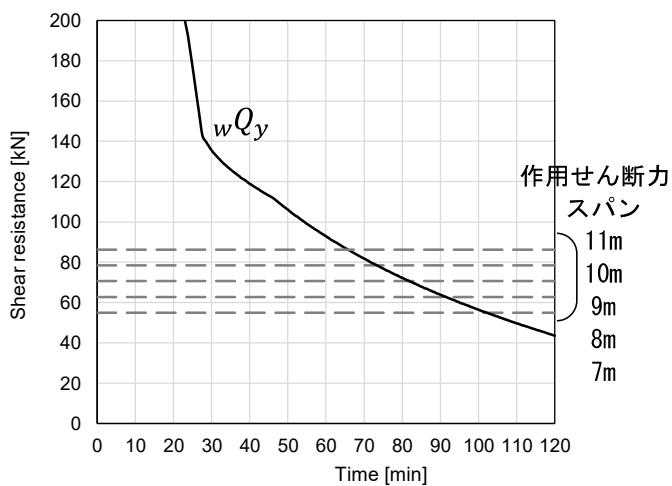
付図 2.17 ボルト温度計算結果
(強化仕様)



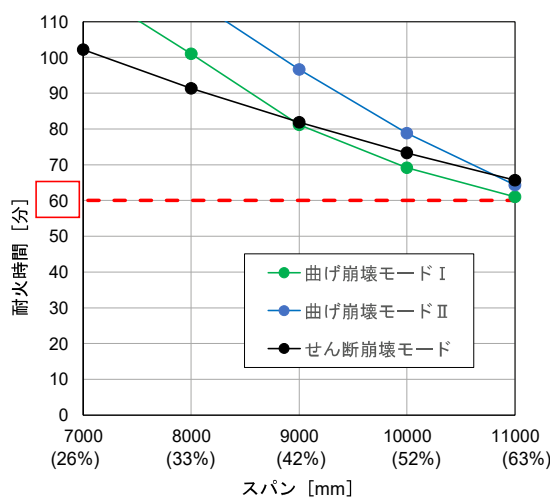
付図 2.18 曲げ耐力(曲げ崩壊モード I)
(強化仕様)



付図 2.19 曲げ耐力(曲げ崩壊モード II)
(強化仕様)



付図 2.20 せん断降伏耐力
(強化仕様)



付図 2.21 スパンと耐火時間の関係
(強化仕様)

(5) まとめ

本論文で提案した梁端ウェブ接合の回転抵抗を含む無耐火被覆合成梁の火災時曲げ耐力評価手法をモデル建物の小梁に適用し、具体的な計算方法を示した。基本仕様(ウェブ接合部のボルト本数 6 本×1 列, 梁端の被覆は接合部のみ)の耐火時間は, 現行の AIJ 指針による計算方法では 17 分であったのに対し, 本計算方法では 36 分と評価された。さらに, ウェブ接合部のボルト本数を増加させ, 梁端の被覆範囲を延長させることで, 1 時間の耐火性能を有する可能性がある強化仕様を提示した。

付録 2 の参考文献

- 付 2.1) 日本建築学会：鋼構造耐火設計指針，2017.6
- 付 2.2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010.3
- 付 2.3) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，2010.11
- 付 2.4) 日本建築学会：構造材料の耐火性ガイドブック，2017.2
- 付 2.5) 鈴木淳一ら：建築構造用圧延鋼材の高温時機械的特性-常温から 1000°Cにおける SN 鋼材の引張試験結果-，平成 30 年度日本火災学会研究発表会梗概集，2018.5
- 付 2.6) 四元順也，ロバートドゥウィプトゥラ，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載荷加熱実験 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
- 付 2.7) Kozo Wakiyama, Akio Tatsumi: Evaluation of the Mechanical Properties at Elevated Temperature of Steels used in High-Strength Bolted Structural Joints, 日本建築学会論文報告集, 第 308 号, pp.21-28, 1981.11
- 付 2.8) 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, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.117-118, 2000.9
- 付 2.9) 平島岳夫, 江寄佑, 安藤秀平: 高温時における高力ボルト摩擦接合継手の変形性状, 日本建築学会構造系論文集, 第 79 巻, 第 698 号, pp.541-548, 2014.4
- 付 2.10) 安田聡, 道越真太郎, 小林裕, 成原弘之: 高温における頭付きスタッドのせん断耐力に関する実験的研究
- 付 2.11) Eurocode 4 Design of composite steel and concrete structures, Part 1-2: General rules, Structural fire design, EN 1994-1-2, European Committee for Standardization, 2005

謝 辭

謝辞

本論文は多くの方々からの厚意あるご指導とご協力により完成させることができました。下記の皆様には、謹んで御礼を申し上げます。

本論文の審査にあたり、千葉大学大学院 教授 原田幸博先生，同教授 高橋徹先生，同准教授 島田侑子先生，同准教授 山崎泰広先生には，ご多忙の中，審査委員をお引き受けいただき，今後の研究に大いに参考となる貴重な意見を頂きました。心より御礼申し上げます。

第2章の内容は，(一財)日本建築総合試験所・自主共同研究「合成小梁の耐火被覆を省略するための条件設定」(2018年度～2019年度)で実施された実験研究の成果を取りまとめたものです。この実験は，当時，新設されたばかりの国内で最長クラスのスパンに対応できる加熱炉を用いて実施されました。新設して間もない設備をチャレンジングな内容の実験に使用することを許可頂き感謝いたします。耐火防火試験室および性能評定課のメンバーには本実験の計画・機器調達・実施等において多大なご協力を頂きました。非常に難しい荷重制御や危険を伴う実験であったにも関わらず，無事，実験を成功裏に終えることが出来たのは皆様のご尽力のお陰です。心より御礼申し上げます。

第3章の内容は，日本鉄鋼連盟 鋼構造研究・教育助成事業(目的研究)「小梁から耐火被覆を省略した床システムの確立」において2016年度に実施された実験研究の成果を取りまとめたものです。目的研究の共同研究者である当時千葉大学修士2年・現(株)日本設計 Robert Dwiputra 様，名古屋大学大学院 准教授 尾崎文宣先生，JFE スチール(株) 村上行夫様，日本製鉄(株) 木村慧様には，実験の計画から実施まで終始，熱心で有益な議論を交わさせて頂き，審査付き論文の執筆においては貴重なご意見・ご指導を賜りました。心より御礼申し上げます。

(株)東亜理科 松田英樹様，大西達也様をはじめ同社員の皆様には，試験体の製作において多大なご協力を頂きました。ご無理なお願いに対してもいつも快くご協力頂き，試験体および実験治具に関する有益な御助言を頂きました。心より御礼申し上げます。

(一財)日本建築総合試験所 井上一朗前理事長および河野昭彦前副理事長には，働きながら社会人学生として研究活動を進めていくことに関して，格別のご理解とご支援を頂きました。さらに，自主共同研究の計画および論文執筆において，大変貴重な学術的なご助言・ご指導を賜りました。深く感謝申し上げます。博士課程への進学を検討していた当時，環境部部長であった小南和也事務局長には，進学に関する所内での説得に多大なご協力を頂き，学位取得の道の第一歩を後押しして頂きました。環境部 田中学部長には，社会人学生として研究を進めることに関するご助言をはじめ，審査付き論文の投稿前に非常に丁寧にご確認・ご意見を頂きました。また，国際会議への参加に関しても格別なご理解とご配慮を頂くなど，多岐にわたって小生の研究活動をサポートして頂きました。耐火防火試験室 土橋常登室長には，本研究活動に関しての深いご理解と業務上の格別のご配慮を頂きました。研究活動全般を通して，常に親身に相談に乗って頂き，学位取得を大きく後押しして頂きました。

深く感謝いたします。性能評定課 豊田康二課長代理には、研究計画から論文執筆まで、懇切丁寧なご指導・ご鞭撻を賜りました。日頃から数多くの研究・業務の機会を頂いており、博士課程進学への大きなきっかけとなった実験の機会も与えて下さいました。小生の入所当時からいつも気にかけて下さり、研究面のみならず多くの面で親身に相談に乗って頂きました。深く感謝いたします。耐火防火試験室のメンバーには、研究活動が佳境に入った際には、業務上の多大なるご配慮を頂きました。日頃から業務多忙にも関わらず、小生の研究活動にご理解・ご協力を頂きご迷惑をおかけしましたこと、お詫びを申し上げるとともに深く感謝申し上げます。業務および研究において日々切磋琢磨しあえるメンバーに恵まれたことを大変幸運に感じております。改めて、(一財)日本建築総合試験所の役員および職員の皆様に、心より御礼申し上げます。

千葉大学大学院 教授 平島岳夫先生には、この 3 年間、研究計画から実験そして論文執筆に至るまで、多大なるご指導・ご鞭撻を頂きました。本論文におけるご指導のみならず、研究に対する姿勢や文章の重要さ、研究そのものの楽しさなど、先生からご教示頂いたことは多岐にわたります。審査付き論文や本論文では、文字通り、一字一句にわたって懇切丁寧に読み合わせをして頂き、研究を如何に正確にわかりやすく伝えるかの重要性について繰り返しご指導頂きました。先生との議論を通して、どんなデータからでも貴重な知見が得られるということ、何度も考察・思考を重ねることの重要性を学びました。そしてなにより、研究を心底楽しんでいらっしゃる先生の御姿は、小生の研究に対する向き合い方に多大なる影響を与えて下さいました。平島岳夫先生のご指導の下で研究に従事できたこの 3 年間は、小生にとって大変貴重な財産となりました。修士まで別分野の研究を行っていた小生にとって、先生にお声かけ頂き、大学で本格的に防耐火分野の研究ができる機会を得たことは、研究人生の大きな機転となりました。研究者としてまだまだ未熟な小生ですが、今後、研究者そして技術者としてより一層精進し、防耐火分野の発展に少しでも多く貢献することで、先生の御恩に報いたいと存じます。

最後に、博士課程における 3 年間で得られたものは計り知れず、人生で最も充実した 3 年間でありました。一方、進学を決意した当初から覚悟していたものの、やはり学位取得の道のりは想像以上に孤独で過酷なものであったように思います。そんな 3 年間を乗り切ることが出来たのは、常に小生に寄り添って癒しを与え精神的に支え続けてくれた愛猫 よつのおかげです。感謝いたします。

本論文は、多くの方々からのご理解・ご協力・ご支援のもとで執筆されました。皆様のお力添えがなければ、本論文の完成は成し遂げられませんでした。改めて皆様に深く感謝申し上げます。本論文の謝辞といたします。

2020 年 9 月

四元 順也

発表論文

発表論文

本研究に関連する発表論文

- (1) 四元順也, ロバーツドゥウィプトゥラ, 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載荷加熱実験 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
- (2) 四元順也, 平島岳夫, 豊田康二: 連続床形式で梁端のみ耐火被覆された合成梁の火災時曲げ耐力 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 2, 日本建築学会構造系論文集 第 84 巻 第 766 号, pp.1631-1641, 2019.12
- (3) 四元順也, 平島岳夫, 豊田康二: 梁端接合部のみ耐火被覆された合成梁の温度分布に関する伝熱解析, 日本火災学会論文集 第 70 巻 第 2 号, pp.19-38, 2020.8

本研究に関連する講演発表

- (1) R. Dwiputra, N. Yotsumoto, T. Hirashima, F. Ozaki, Y. Murakami, K. Kimura: Load-bearing fire tests of unprotected composite beams pinned with steel girders, 10th International Conference on Structures in Fire, Belfast, United Kingdom, pp.561-568, June 6-8, 2018
- (2) 四元順也, ロバーツドゥウィプトゥラ, 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合成梁の火災時たわみ挙動 その 1 実験結果, 日本建築学会大会学術講演会(広島), pp.155-156, 2017.9
- (3) ロバーツドゥウィプトゥラ, 四元順也, 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合成梁の火災時たわみ挙動 その 2 熱応力解析および火災時曲げ耐力評価, 日本建築学会大会学術講演会(中国), pp.157-158, 2017.9
- (4) 豊田康二, 四元順也, 平島岳夫: 梁端ピン接合部を有する無耐火被覆合成梁の火災時曲げ耐力 その 1 火災時たわみ挙動および崩壊性状, 日本建築学会大会学術講演会(北陸), pp.47-48, 2019.9
- (5) 四元順也, 豊田康二, 平島岳夫: 梁端ピン接合部を有する無耐火被覆合成梁の火災時曲

げ耐力 その2 火災時耐力計算値と実験値の比較, 日本建築学会大会学術講演会(北陸), pp.49-50, 2019.9

- (6) 四元順也, 平島岳夫: 直交梁とピン接合された合成梁の火災時温度予測 その1 等厚RC スラブを用いた無耐火被覆完全合成梁の場合, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), pp.305-306, 2018.9
- (7) 四元順也, 平島岳夫, 豊田康二: 標準加熱を受ける無耐火被覆合成梁とその被覆接合部の温度分布解析手法, 日本火災学会研究発表会概要集, pp.122-123, 2019.5

上記に加え, 今後, 以下の講演発表を予定している。(2020年7月現在)

N.Yotsumoto, T.Hirashima, K.Toyoda: Evaluation of the fire performance of unprotected composite beams with fin-plate joints, 11th International Conference on Structures in Fire, Brisbane, Australia, November 30-December 2, 2020

その他の著者が関連した講演発表

- (1) 四元順也, 藤田浩司, 松下敬幸: 単一ガス濃度測定による多数室間隙間量推定に関する研究 単室模型実験による隙間特性値推定法の妥当性の検討, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.369-372, 2012.5
- (2) 四元順也, 藤田浩司, 松下敬幸: 単一ガス濃度測定による多数室間隙間量推定に関する研究 単室模型実験による隙間特性値推定法の妥当性の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), pp.627-628, 2012.9
- (3) 四元順也, 藤田浩司, 松下敬幸: 単一ガス濃度測定による多数室間隙間量推定に関する研究 隙間特性値を仮定して推定される通気率を用いた場合の機械換気量誤差の検討, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.329-332, 2014.5
- (4) 四元順也, 藤田浩司, 松下敬幸: 単一ガス濃度測定による多数室間隙間量推定に関する研究 隙間特性値を仮定して推定される通気率を用いた場合の機械換気量誤差の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), pp.839-840, 2014.9
- (5) 四元順也, 豊田康二: 発泡性耐火塗料の耐火性能 その1 下塗材および上塗材の違いによる比較, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), pp.83-84, 2016.8

論文要旨

和文要旨	257
英文要旨	268

論文内容の要旨

梁端ウェブ接合の回転抵抗を考慮した 無耐火被覆合成梁の火災時曲げ耐力に関する研究

四元 順也

1. 研究の背景と目的

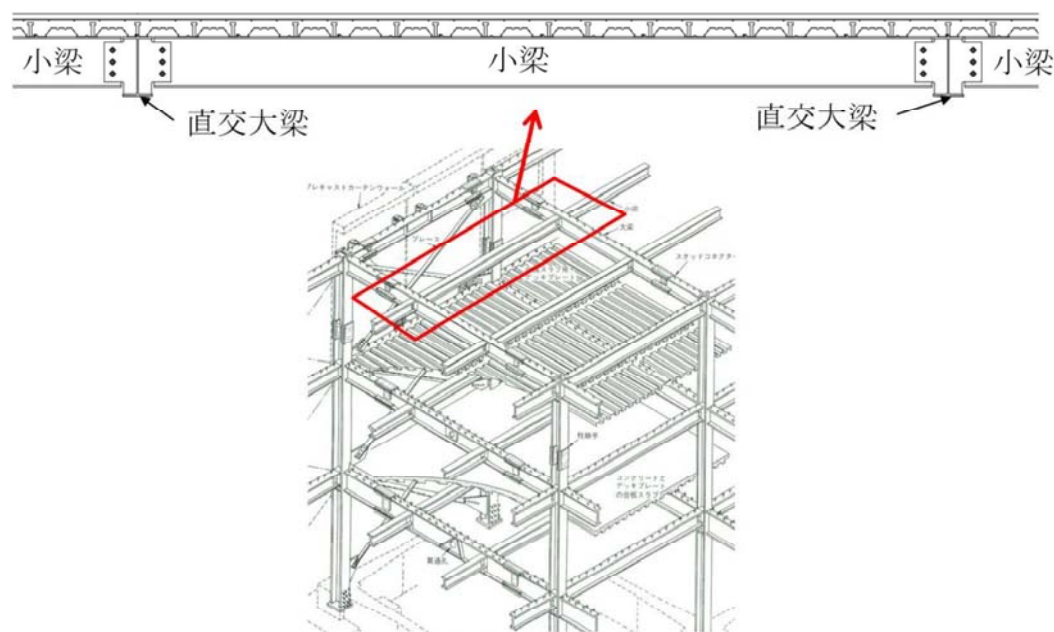
現在の我が国における鋼構造耐火設計では、標準耐火試験に基づき耐火構造の大臣認定を取得した認定仕様もしくは例示仕様を建築物に使用する仕様規定的な手法、または実建物の条件に応じて計算により耐火性能を検証する性能規定的な手法が採用されている。前者における標準耐火試験は、単純支持部材に長期許容応力度を作用させた状態で、盛期火災を模した火熱を与える載荷加熱試験を基本としている。鋼材の高温時の機械的性質および熱的性質を踏まえると、鋼構造部材の標準耐火試験において所定の耐火時間を満足させるには、耐火被覆材を用いて火災から鋼材を保護する必要がある。後者の性能規定的手法では、単純塑性理論に基づき火災時の構造耐力を評価する終局強度型の設計法が採用されている。この手法では、実建物における火災性状・荷重レベル・部材端部での拘束条件等を考慮できるため、より合理的な耐火設計が可能である。しかしながら、鋼材の有効降伏強度を700°Cまたは750°Cで零とする強度低下モデルが用いられているため、相応の耐火被覆を施すことが一般的である。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・建設コスト・設計の自由度・建物解体時における廃棄物増大等の問題を考慮すると、可能な範囲で省略・削減されることが望ましい。

本研究は、終局強度型の耐火設計法に基づき、H形鋼とRCスラブによる合成梁の火災時曲げ耐力を合理的に評価することで、鋼構造の耐火被覆削減の可能性を高めるものである。本研究では直交する大梁(以下、直交大梁)のガセットプレートと梁端ウェブ部分を高力ボルト摩擦接合(以下、ウェブ接合)される小梁(図1)を対象とする。小梁は、使用される部材数が比較的多く、小断面で熱容量が小さいことから、施工される耐火被覆の量が多くなる。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。ウェブ接合される小梁は両端ピンと仮定して構造設計されることが一般的である。現在の我が国の耐火設計においても、ウェブ接合部の負曲げ耐力を零として、スパン中央の正曲げ耐力によって小梁の曲げ崩壊温度が決定される。一方、実際にはウェブ接合部で負曲げに対する回転抵抗が生じて半剛接合の挙動を示し、梁端の回転が自由となる単純支持梁の場合よりも小梁の崩壊温度が高くなる。更に、小梁がRCスラブとの合成梁の場合、直交大梁上で連続するRCスラブ内の鉄筋(以下、スラブ筋)が有効に働き、より大きな梁端回転抵抗に期待できる可能性がある。また、温度上昇が小さいRC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にも期待できる。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。ウェブ接合部による小梁端部の回転抵抗の効果を耐火設計に適用するには、梁端ウェブ接合を有する無耐火被覆合成梁の火災時の挙動および曲げ耐力を明らかにする必要がある。一方、当該梁の火災時曲げ崩壊に着目された実験はなく、その火災時曲げ耐力は明らかにされていない。ウェブ接合部は、梁端の回転を拘束することで小梁の耐火性を向上させる効果がある反面、小梁の加熱膨張および冷却収縮が周辺架構に拘束されることで生じる熱応力により、梁が崩壊に至る前にボルト投入量が比較的小さいウェブ接合部で破断する危険性が指

摘されているが、実架構を模擬してこの挙動を確認した実験は少ない。

そこで、本研究では、当該梁の荷重加熱実験により火災時曲げ崩壊機構および放冷過程を含む挙動を明らかにし、梁端ウェブ接合の回転抵抗を考慮した無耐火被覆合成梁の火災時曲げ耐力の評価法を提案することを目的とする。以下に本目的を達成するために検討した具体的項目を示す。

- (1) 梁端ウェブ接合の回転抵抗を含む無耐火被覆合成梁の火災時曲げ耐力
- (2) 火災加熱時および放冷過程における挙動
- (3) 無耐火被覆の合成梁断面および梁端ウェブ接合部の温度分布予測手法



図引用：日本建築学会・構造用教材
図1 本研究で対象とする架構部分

2. 連続床形式で梁端ウェブ接合部のみ耐火被覆された合成梁の火災時曲げ耐力

直交大梁にウェブ接合された無耐火被覆合成梁の荷重加熱実験を実施し、梁端ウェブ接合の回転抵抗を含む当該梁の火災時曲げ耐力について検討した。実験条件を表1に、荷重装置への試験体設置状況を図2に示す。ウェブ接合部の回転抵抗に影響する要因としてスラブ仕様を実験変数とした。試験体のSBは純鉄骨小梁のウェブ接合部の挙動を含めた耐火性能を確認するための試験体であり、梁上のスラブにはALCを用いた。CB-CSは溶接金網を1段配筋したデッキ合成スラブによる不完全合成梁である。CB-RCは異形棒鋼を2段配筋した等厚RCスラブによる完全合成梁である。ウェブ接合部のディテールはいずれの試験体も共通であり、F10T-M20を3本用いた高力ボルト摩擦接合とした。ウェブ接合部の耐力確保および破断防止のため、小梁を無耐火被覆とする場合でも大梁および梁端ウェブ接合部には1時間相当の耐火被覆を施した。本実験では、スパン中央に生じる曲げモーメント cM と支点(大梁位置)に生じる曲げモーメント eM の合計値 M_0 が長期許容曲げモーメント M_a の4割となる荷重レベルを設定した。これは、事前の予測解析により、合成梁試験体で1時間以上の耐火性能を発揮することが予測された荷重レベルである。 $0.4M_a$ は梁の降伏モーメントの約1/4に相当する。鋼材の降伏強度は700°Cで約1/4まで低下するため、単純支持された無耐火被覆鋼部材が標準加熱を受けた場合には、約20分で崩壊に至ると想定される。試験体への荷重は、 $M_0 = 0.4M_a$ が作用するよう梁中央部の荷重荷重 cP を一定値に保った。

大梁から外側に配した片持ち梁端部での載荷荷重 eP は、小梁端部の回転を拘束するための荷重であり、支点のたわみ角をゼロに保つように制御した。試験体への加熱は ISO834 標準加熱に準拠した。

表 1 実験条件

試験体	床スラブ・スラブ筋・主筋量	合成率 n_p/n_f *1	作用曲げモーメント $M_0(=0.4M_a)$ *2	曲げ崩壊時間
SB	ALC (鉄筋なし)	合成効果なし	28.9kNm	41 分
CB-CS	デッキ合成スラブ・溶接金網 WFP-Φ6@150(1 段配筋)・170mm ²	0.67 不完全合成梁	43.7kNm	52 分
CB-RC	等厚 RC スラブ・異形棒鋼 SD295A-D6@200(2 配筋)・253mm ²	1.00 完全合成梁	45.0kNm	90 分以上

*1: 完全合成梁に必要なとされる頭付きスタッド本数 n_f に対する配置本数 n_p の割合

*2: M_a は長期許容曲げモーメントを示す。

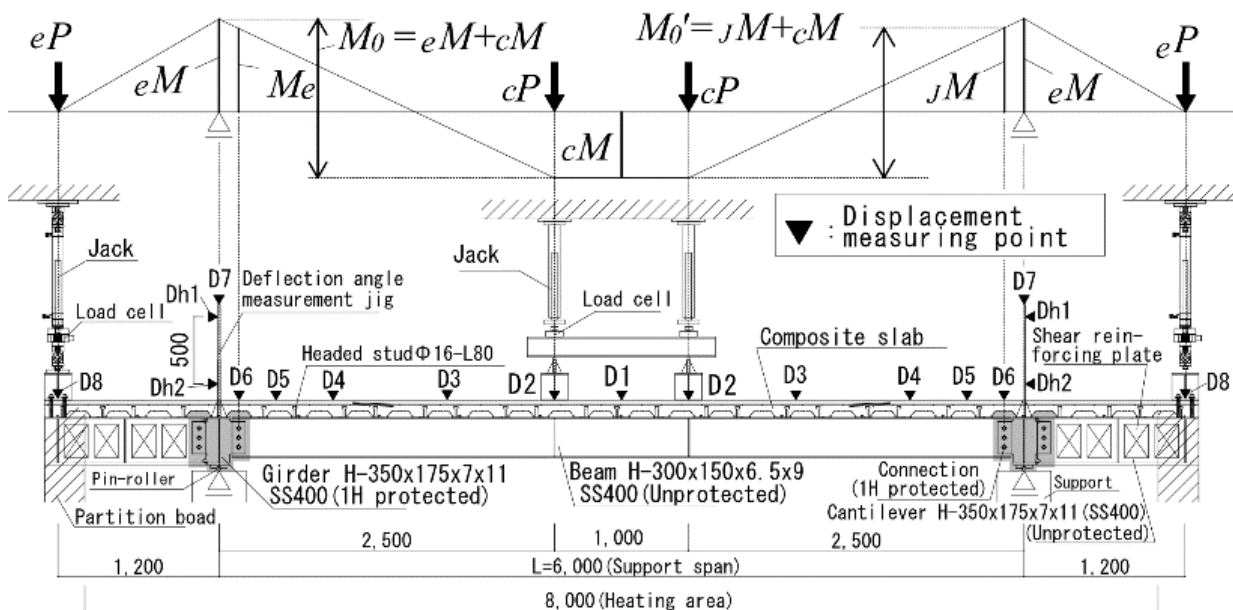


図 2 載荷装置への試験体設置状況 (CB-CS) (寸法単位 : mm)

スパン中央の無被覆合成梁およびウェブ接合部の断面内温度の一例として最も加熱時間が長かった CB-RC の結果を図 3 および図 4 に示す。1 時間時のスパン中央の無被覆小梁温度は下フランジで 900℃ 以上となっており、降伏強度は常温時の 1/10 以下まで低下したと考えられる。1 時間時の上端筋温度は 100℃ 付近で停滞しており、スラブ筋およびスラブ上端のコンクリート強度の低下は比較的小さかったと考えられる。ウェブ接合部のボルト温度は 1 時間で 600℃ 以下に収まった。小梁を無被覆としても接合部のみに耐火被覆を施せば、1 時間時のボルト温度は 600℃ 以下に抑えられる結果となった。

スパン中央たわみおよびウェブ接合部の回転角の時間推移を図 5 および図 6 に、試験体の損傷状況を図 7(a)~(d) にそれぞれ示す。曲げ崩壊時間は SB で 41 分、CB-CS で 52 分、CB-RC で 90 分以上であった。CB-RC は 90 分まで崩壊しなかったため、90 分以降、荷重を漸増させて終局耐力を確認した。図 7(a) に示すようにいずれの試験体も複曲率のたわみ変形を示した。また、図 7(b), (c) に示すウェブ接合部での大きな回転変形およびボルトのせん断変形が生じたが、曲げ崩壊に至るまで接合部は破断せず、直交大梁への応力伝達能力を保持し続けた。これらの損傷状況は梁端ウェブ接合部での回転抵抗が発揮されたことを示しており、この効果により梁の耐火性能が向上し単純支持の場合に想定される 2 倍以上の崩壊時間となった。特に、梁端の異形棒鋼がウェブ接合部の回転抵抗に寄与した CB-RC では、他の試験体に比べてたわみおよびウェブ接合部の回転が大きく抑制された。一方、塑性変形能力の小さい溶接

金網を用いた CB-CS では、図 7(d) に示す梁端の溶接金網が加熱初期に破断したため、スラブ筋がウェブ接合部の回転抵抗に寄与しなかった。ただし、SB と同様にボルト部分での回転抵抗は発揮された。単純支持条件下の梁が ISO 限界たわみに到達した場合の梁端回転角の弾性理論値は約 0.15rad である。図 6 に示すウェブ接合部の回転角はいずれの試験体もこの値を上回っており、梁が曲げ崩壊に至るまでウェブ接合部が破断することなく十分に回転できる能力を示した。

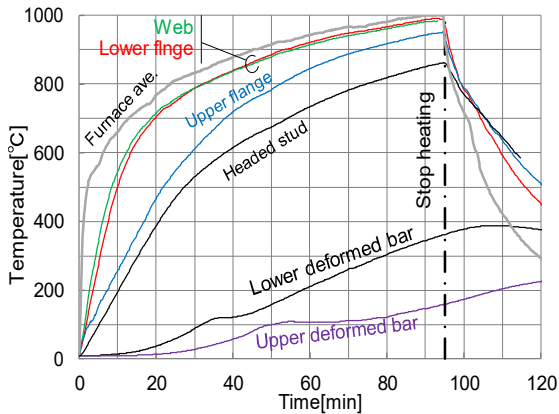


図 3 スパン中央の無被覆合成梁の断面内温度 (CB-RC)

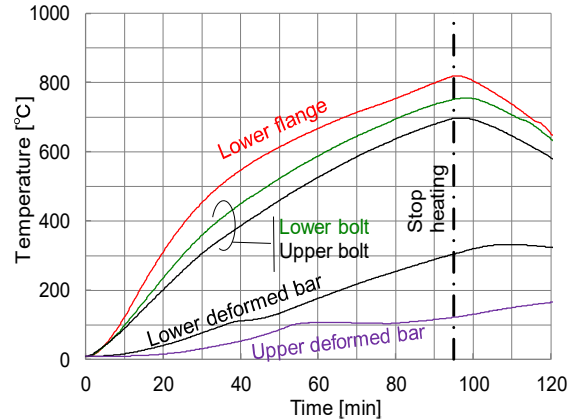


図 4 被覆されたウェブ接合部の断面内温度 (CB-RC)

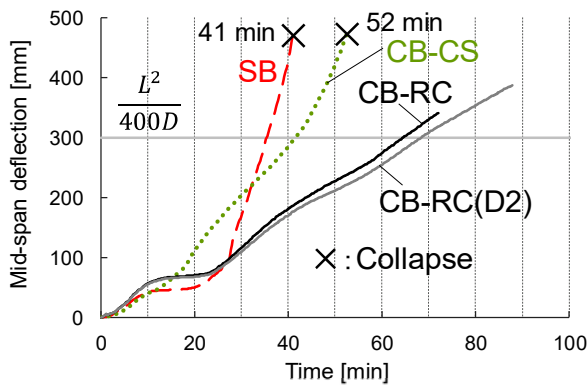


図 5 スパン中央たわみ

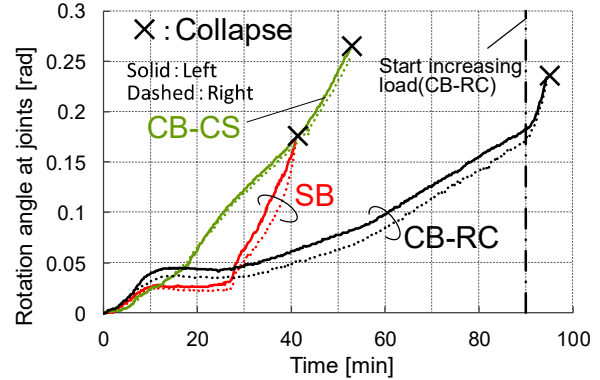


図 6 ウェブ接合部の回転角

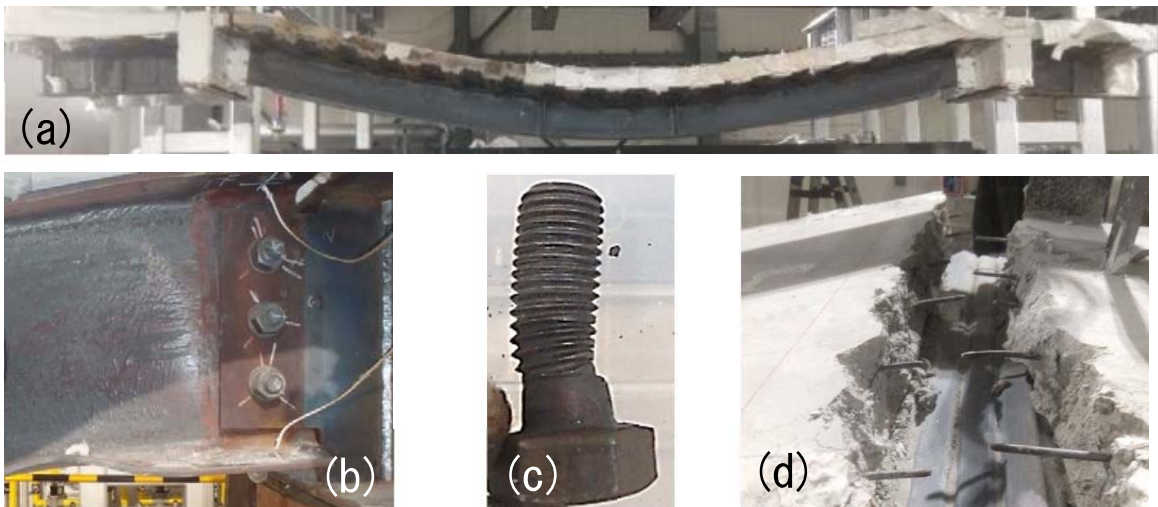


図 7 試験体の損傷状況；(a)たわみ状況 (CB-CS)，(b)ウェブ接合部の回転 (SB)，(c)下段ボルトのせん断変形，(d)接合部断面の溶接金網破断 (CB-CS)

単純塑性理論に基づく、全曲げ耐力(スパン中央での正曲げ耐力と接合部の負曲げ耐力の合計)が作用曲げモーメント($0.4M_d$)まで低下した際に、3 ヒンジが形成され梁が曲げ崩壊に至る。スパン中央の合成梁の正曲げ耐力 $B M_u^+$ は、日本建築学会・鋼構造耐火設計指針に基づき、スラブとの合成効果を考慮して評価する。ウェブ接合部の負曲げ耐力 $J M_u^-$ は、純鉄骨梁 SB および加熱初期に溶接金網が破断した CB-CS では、図 6 に示すボルト部分のみを考慮した力の分布を仮定して評価する。異形棒鋼が梁端回転抵抗に寄与した CB-RC のウェブ接合部の負曲げ耐力 $J_R M_u^-$ は、図 7 に示すスラブ筋およびボルト部分を考慮した力の分布を仮定して評価する。ここでは、下段ボルトが最大耐力、上端筋が降伏耐力に達した状態が曲げ耐力に相当すると仮定する。それらの間に配置されたボルトの力の分布は下段ボルト耐力と中立軸からの距離に比例し、上下鉄筋の力の分布もボルトと同様の比例関係を仮定する。

火災時曲げ耐力の計算結果と曲げモーメントの実験値の比較を図 10(a)～(c)に示す。計算値による崩壊時間(全曲げ耐力と作用曲げモーメントが一致した時間)は、SB で 38 分、CB-CS で 51 分、CB-RC で 90 分であった。本評価モデルを用いてウェブ接合を有する無被覆合成梁の曲げ崩壊時間を概ね精度よく安全側に評価できた。CB-CS の接合部の曲げモーメント $J M$ は 7 分時に大きく低下しており、以降は SB の $J M$ と同程度で推移している。このことから、CB-CS では 7 分時に梁端の溶接金網が破断し、以降はボルト部分のみが接合部の回転抵抗に寄与したと考えられる。一方、CB-RC の $J M$ は SB の約 2 倍以上の値で推移しており、ウェブ接合部の回転抵抗に対するスラブ筋の影響が大きいことがわかる。しかしながら、いずれの試験体も全曲げ耐力に占める接合部の負曲げ耐力の割合は、初期には 1 割程度と非常に小さかったが、崩壊時には同程度のオーダーとなっている。このことから、ボルト部分のみによるウェブ接合部の回転抵抗だけでも梁の耐火性能を向上させる十分な効果があり、火災時においてはウェブ接合部の回転抵抗を考慮することが梁の崩壊挙動を検討する上で重要となることを示した。

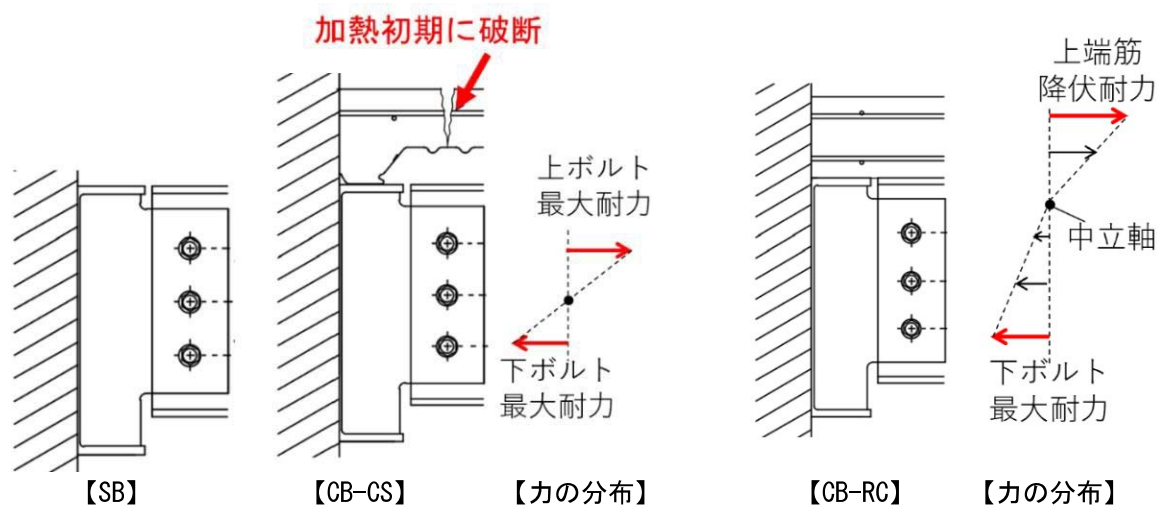


図 8 ボルトのみを考慮したウェブ接合部の負曲げ耐力評価モデル

図 9 スラブ筋とボルトを考慮したウェブ接合部の負曲げ耐力評価モデル

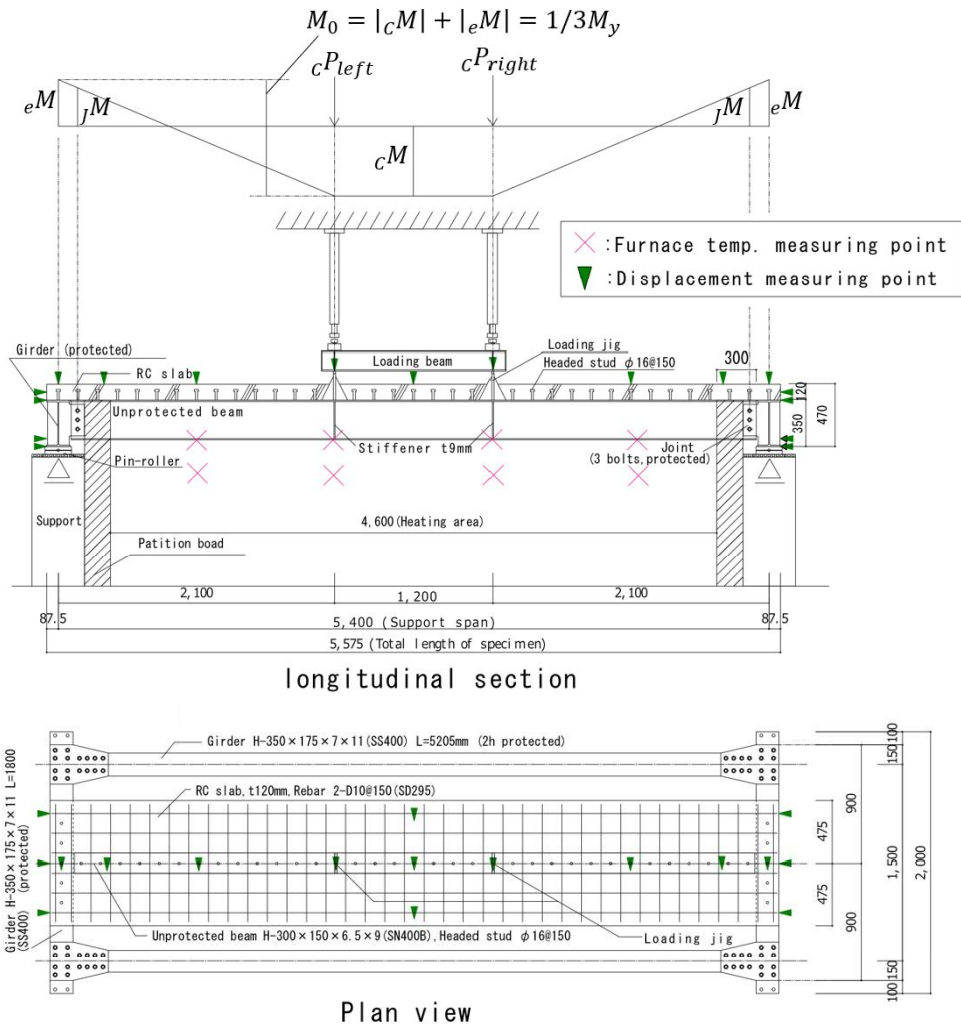


図 11 日の字形試験体の形状および実験装置への設置状況(3P) (寸法単位 : mm)

スパン中央のたわみおよびたわみ速度の時間推移を図 12 および図 13 に、試験体の損傷状況を図 14(a) ~ (f) に示す。10 分時まではいずれの試験体も同様のたわみ挙動を示したが、それ以降、ウェブ接合梁の 3P および 6UP では、図 14(a) に示すように梁端の回転拘束効果が発揮され、単純梁の 0UP に比べ大きくたわみおよびたわみ速度が抑制された。ISO 限界たわみ到達時間は 0UP で 24 分、3P で 61 分、6UP で 57.5 分であった。0UP ではその後 30.5 分時に曲げ崩壊に至った。3P および 6UP ではボルト本数および接合部への耐火被覆条件によるたわみ挙動の違いは殆どみられなかった。ウェブ接合梁では加熱終了直後に一時的にたわみが急増する現象がみられた。これは、ウェブ接合部における高力ボルトと添板が小梁の昇温膨張時の支圧状態から冷却収縮時の支圧状態に転じる際に、一時的に回転抵抗が低下したことが要因と考えられる。一方、図 14(b) ~ (d) に示すように実験後のボルトのせん断変形および接合部の回転変形は非常に小さく、接合部の破断はみられなかった。接合部を無被覆とした 6UP では、加熱終了直後に図 14(e) に示すスラブ端部のコンクリートに付着割裂が生じた。これは、無被覆のボルト部分の耐力が低下し、冷却収縮時の引張力がスラブ筋に集中したためと考えられる。一方、この付着割裂が梁端回転抵抗の低下に直結することはなかった。ウェブ接合梁では、加熱終了直後のたわみ急増およびス

ラブ端部の付着割裂の発生があったものの、限界たわみ到達後の放冷過程においても接合部が破断することなく梁は荷重支持能力を保持し続けた。

ウェブ接合梁では、梁端ウェブにおいて図 14 (f) に示すせん断座屈が確認された。梁端ウェブのせん断降伏耐力計算結果を図 15 に示す。せん断降伏耐力は、日本建築学会・鋼構造耐火設計指針に基づき、鋼材の高温降伏強度にウェブ断面積を乗じた値を $\sqrt{3}$ で除すことで求めた。せん断降伏耐力 wQ_y が作用せん断力 wQ に等しくなった時間は、3P で 31 分時、6UP で 35 分時である。これは図 13 に示す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、せん断降伏した直後に荷重支持能力を損失することはなかった。せん断降伏以降も荷重を保持し続けた理由は、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が形成されてせん断耐力が増加したためと考えられる。以上より、ウェブの火災時せん断降伏耐力を用いて、せん断崩壊の挙動を評価できた。

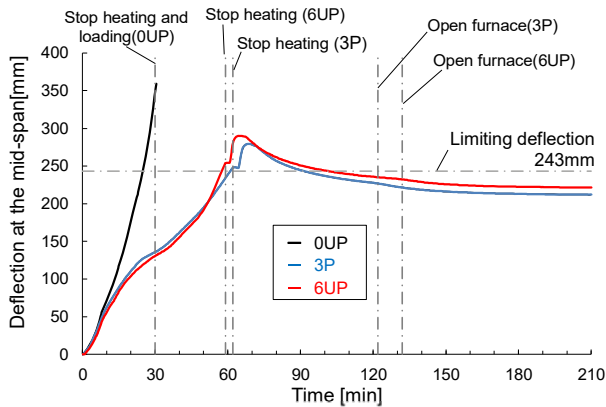


図 12 スパン中央たわみ

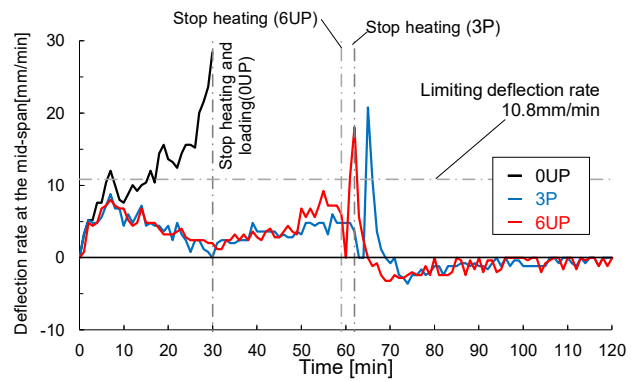


図 13 スパン中央たわみ速度

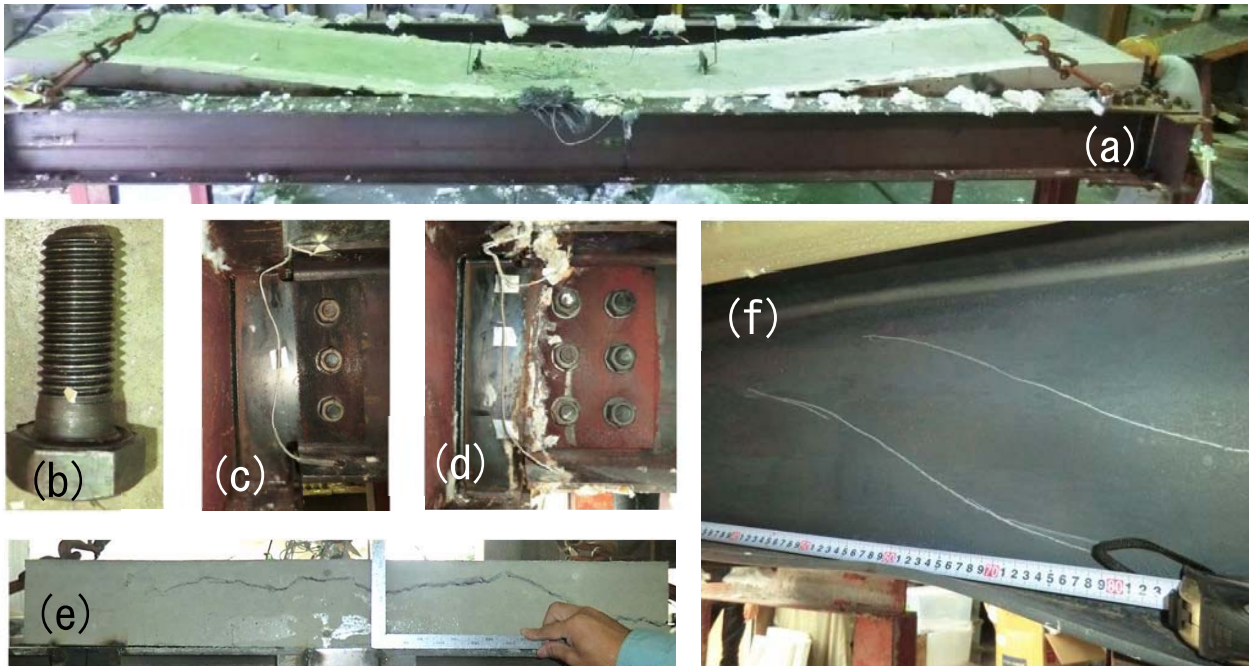


図 14 試験体の損傷状況；(a)たわみ状況(3P)，(b)ボルトの損傷状況(3P)，(c)接合部の回転(3P)，(d)接合部の回転(6UP)，(e)長手方向端部スラブ側面の付着割裂(6UP)，(f)梁端ウェブのせん断座屈(6UP)

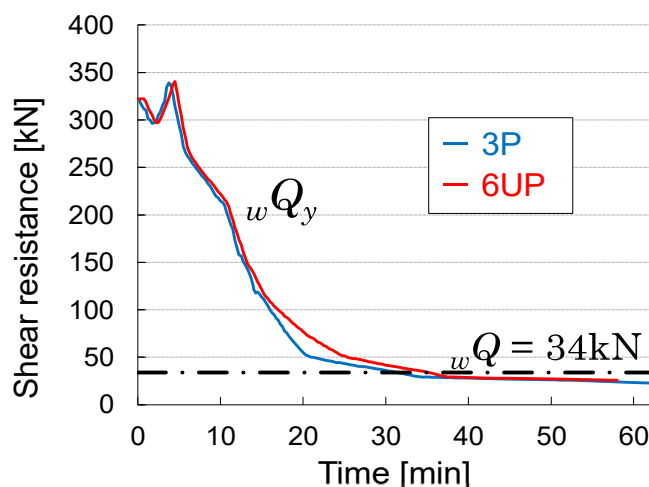


図 15 梁端ウェブのせん断降伏耐力計算結果

4. 無耐火被覆合成梁と被覆された梁端接合部の温度分布

耐火設計実務において火災時曲げ耐力を計算する際に必要となる無耐火被覆合成梁および梁端ウェブ接合部の断面内温度分布について、2章の実験を対象として、差分法による伝熱解析モデルを提案し、実験値との比較からモデルの妥当性を検討した。差分格子分割モデルを図 16 に示す。小梁は下フランジ、ウェブ、上フランジに分割し、スラブは高さ方向に 5mm 刻みに分割した。実際の合成スラブ用デッキには傾斜部があるが、矩形形状としてスラブ形状を簡略化した。デッキがコンクリートから剥離することで空気層が形成されることを考慮し、デッキからコンクリートへの伝熱は放射成分のみとした。上フランジとコンクリートスラブが接している箇所では相互に熱伝導が生じ、接していない箇所での上フランジは火炎による放射と対流による入熱条件とした。接合部のボルトが配された格子では、ボルトとガセットプレートにより熱容量増加を考慮するため、それらの体積を加えた。また、梁端部のみに被覆を施した場合には被覆境界付近に大きな温度差が生じるため、材軸方向の熱伝導を考慮した。接合部に施した耐火被覆においては、図 17(a) に示すように被覆材内部の温度分布が瞬時に定常状態となることを仮定し、火災から鋼材表面までの熱コンダクタンス K を用いた簡易伝熱モデルを用いた。 K の値は、実大試験体を用いたものと同様の被覆材料を施した小型試験体(200mm 角鋼板, 9mm 厚)の加熱試験を別途実施し、得られた鋼材温度測定値(図 17(b))から同定した。解析には図 17(c) に示す K の実験値を近似する折線を用いた。この簡易伝熱モデルを用いれば、小型試験体を用いた加熱試験により、比較的容易に任意の被覆材料の熱物性値を得ることが可能である。

解析結果と実験値の比較の一例として、等厚 RC スラブによる合成梁 CB-RC におけるスパン中央の無被覆合成梁断面温度を図 18(a) に、被覆された梁端ウェブ接合部断面温度を図 18(b) に示す。グラフ中の色は、図 16 の格子位置の色と対応している。無被覆合成梁および被覆されたウェブ接合部の断面温度の解析値は、実験値と概ねよく一致した。本解析モデルにより、火災時曲げ耐力の検討に必要な各部位の温度を精度よく予測できると考えられる。

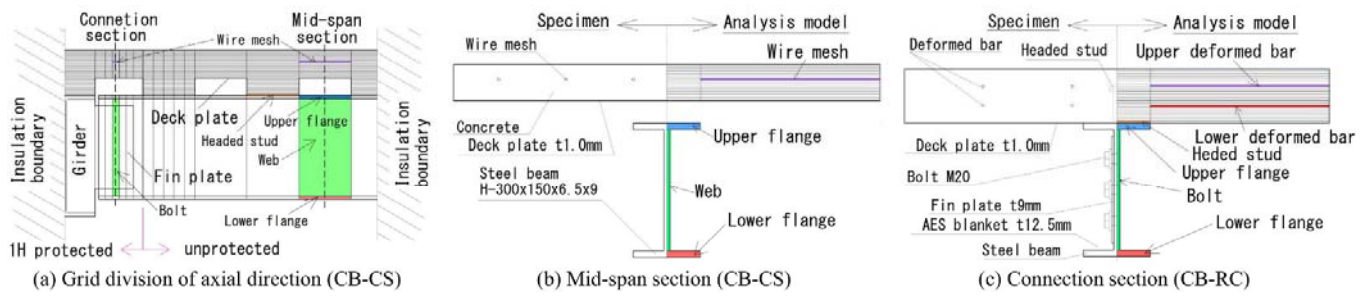


図 16 差分法における格子分割モデル

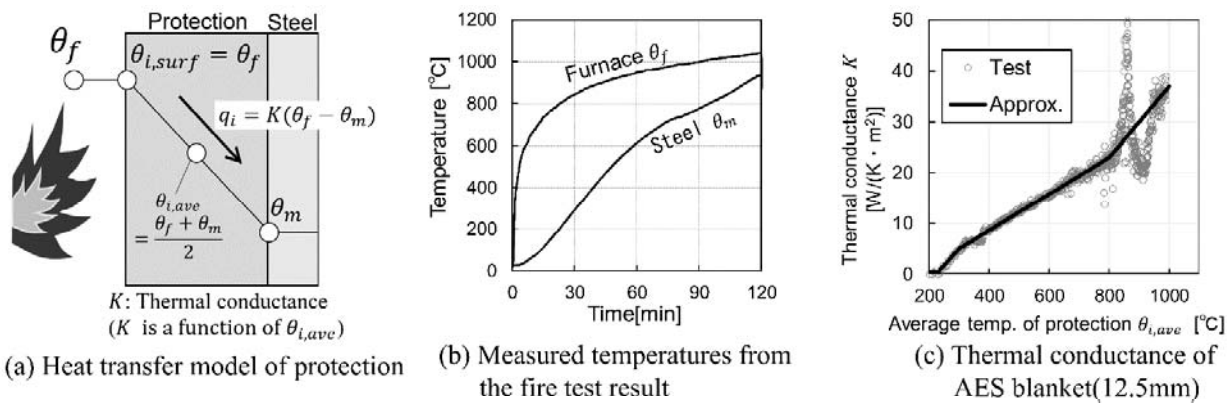


図 17 被覆部分の簡易伝熱モデル

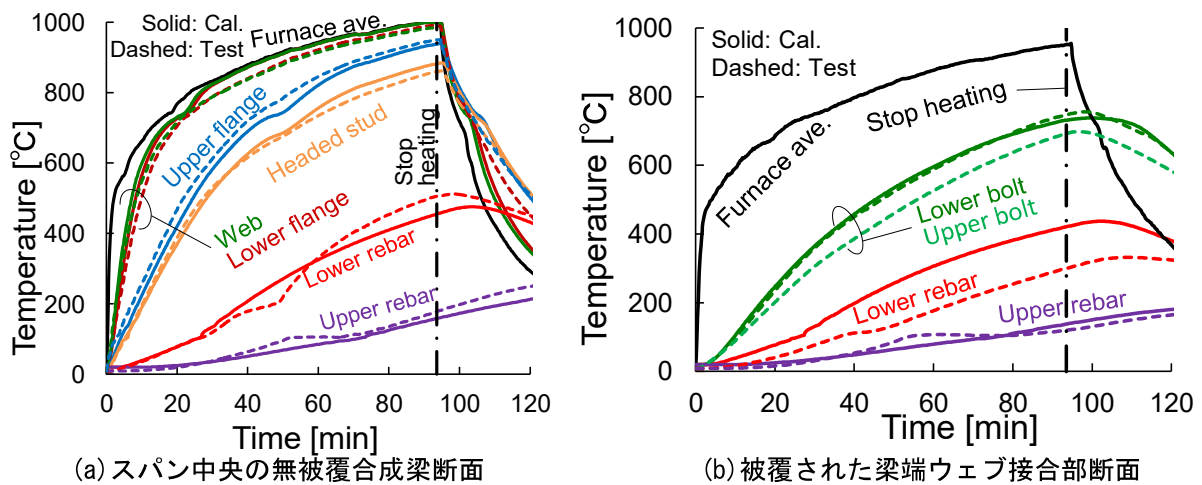


図 18 解析結果と実験値の比較 (CB-RC)

次に、各格子での入熱量の考察に基づき、各部位の温度に対する影響が小さい伝熱成分を省略した一次元差分法による解析精度について検討した。一次元差分法まで簡略化できれば、一般的な表計算ソフト等を用いて簡易的に計算が可能となる。スパン中央の無被覆合成梁においては、幅方向および材軸方向の熱伝導は非常に小さく、火炎からの入熱と梁せい方向の熱伝導が支配的であった。そこで、図 19 に示すように、鉄骨梁およびその直上のスラブ部分(左側)と、スラブのみ(右側)の2つに分離し、それらの境界面を断熱境界とすることで、梁せい方向のみの一次元熱伝導モデルに簡略化して計算可能であることを示した。被覆された梁端ウェブ接合部のボルト温度に関しては、上下フランジとウェブの間での梁せい方向の熱伝導の影響は非常に小さく、被覆材からの入熱と材軸方向の熱伝導が支配的であった。そ

ここで、ボルト温度を求める際には、図 20 に示すように、上下フランジとウェブの境界面を断熱境界とし、火炎からの入熱と材軸方向の熱伝導のみを考慮した一次元熱伝導モデルに簡略化できると考えられる。図 21 に一次元モデルによるボルト温度の計算結果と実験値の比較を示す。いずれの試験体も実験値と計算値はよく一致しており、一次元モデルに簡略化しても精度よく計算できることを示した。

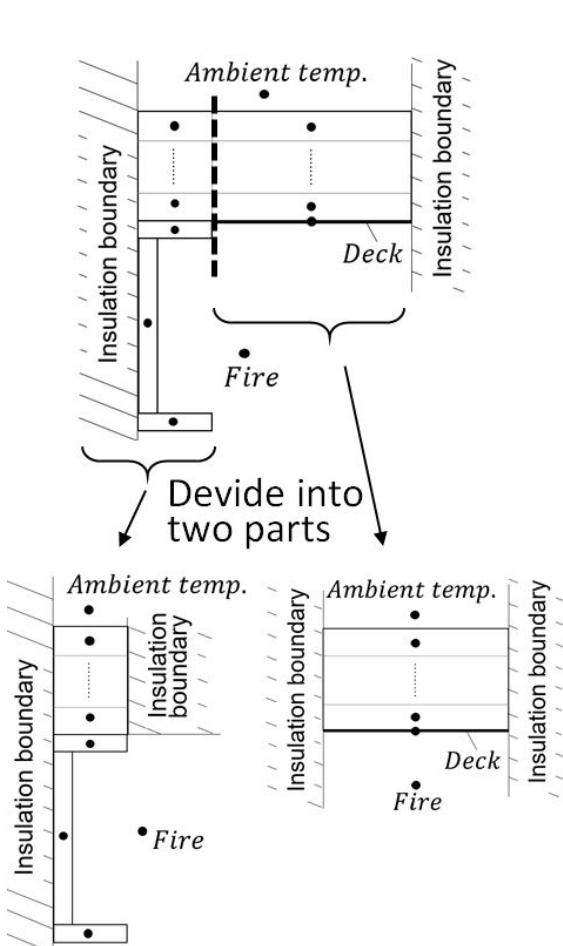


図 19 スパン中央の無被覆合成梁の梁せい方向の熱伝導のみ考慮した一次元差分モデル

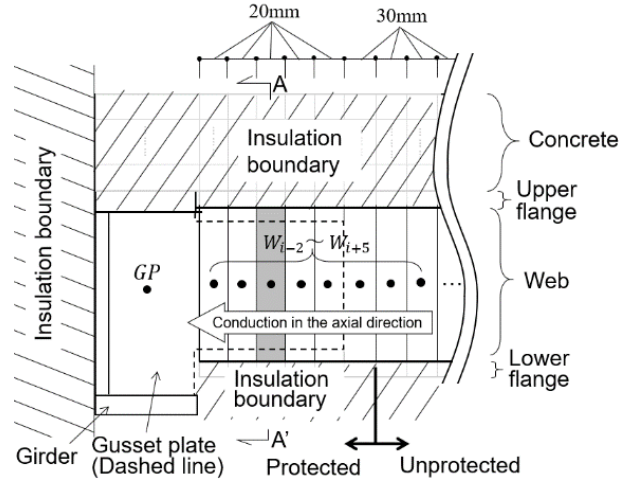


図 20 梁端ウェブ接合部の材軸方向の熱伝導のみ考慮した一次元差分モデル

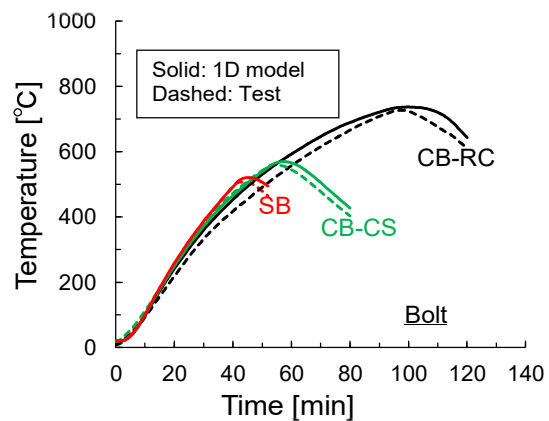


図 21 一次元差分モデルによるボルト温度計算結果

5. まとめ

本論文では、直交大梁に梁端ウェブでボルト接合された無耐火被覆合成梁の荷重加熱実験を実施し、梁端ウェブ接合の回転抵抗を考慮した無耐火被覆合成梁の耐火性能を調べた。その結果、長期許容曲げモーメントの4~5割を作用させた場合、小梁が無被覆であっても1時間程度の耐火性能を有すること、火災加熱時のみならず放冷過程においてもウェブ接合部は破断しないことを示した。また実験結果を考察し、火災時における梁端ウェブ接合部の回転抵抗を含む無耐火被覆合成梁の曲げ耐力の評価手法および断面内温度分布の簡易計算手法を提案し、その妥当性を示した。

本研究成果を活用することで、梁端ウェブ接合を有する合成梁の耐火性能を合理的に評価することが可能となり、小梁の耐火被覆削減・省略の実現可能性が高まったと考える。

Study of Bending Moment Resistance of Unprotected Composite Beams with Fin-Plate Joints with Rotational Resistance at Beam Ends in Fire

AUTHOR : Naoya YOTSUMOTO

SYNOPSIS

1. INTRODUCTION

The current fire resistance design codes of steel structures in Japan comprise specification regulations and performance-based methods. The specification regulations for steel structures recommend the use of members that have been classified as fire-resistant based on standard fire resistance tests. In the standard fire resistance test, a simply supported member loaded with the allowable long-term stress is heated to simulate a fully developed fire. Considering the mechanical and thermal properties of steel at elevated temperature, the steel must be protected from fire to meet the required fire resistance time in standard fire resistance tests on steel members. The performance-based method uses a design code in which the ultimate strength is based on simple plastic theory to evaluate the structural stability in a fire. Because the fire properties, load levels, and restraint conditions at the member ends in the actual building are considered, a more reasonable fire-resistant design can be established. However, the applied strength reduction model for steel considers a yield strength of zero at 700 or 750 °C; thus, suitable fire protection is generally provided to the steel members. To ensure that steel structures are fire-resistant, the steel members must be fire-protected. However, considering the construction costs, flexibility of design, and demolition waste, the amount of fire protection material should be optimised.

In this study, the feasible fire protection reduction for steel structures was investigated by evaluating the bending moment resistance of steel–concrete composite beams in a fire. The investigated floor beams are connected to girders by fin–plate joints, as shown in Fig. 1. Usual steel structures are composed of many floor beams, which have relatively low heat capacities; thus, much fire protection is necessary. Reducing the fire protection degree of floor beams may significantly reduce costs and materials. Fin–plate joints in steel structures are generally pinned. Nevertheless, such joints have a certain rotational stiffness and considerable hogging bending resistance, particularly at elevated temperature; this resistance can have a significant effect on the fire performance of the beam. Consequently, the limiting temperatures and times until failure of beams with such joints are better than those of simply supported beams with freely rotating beam ends. When the load level is relatively low, the fire protection of the steel beams can be eliminated or reduced owing to the hogging moment resistance of the joints. In the case of composite beams with concrete floor slabs arranged continuously over multiple spans in a fire, the joints exhibit a greater hogging moment resistance owing to the reinforced floor slab at the beam end. To consider such an effect in the structural fire design code, the bending moment resistance and rotational capacity of the joint with reinforcement must be investigated. The end joints can fracture before the beam collapses owing to the thermal stress caused by the surrounding frame, which restrains the thermal expansion and contraction of the beam. Therefore, the behaviour of the joint in the heating and cooling phases must be studied in experiments.

The purpose of this study was to investigate the bending moment resistances of beams in a fire and the behaviour of unprotected composite beams with fin–plate joints in the heating and cooling phases based on load-bearing fire tests; in addition, an evaluation method for the resistance was established based on the following steps:

- (1) Bending moment resistances of unprotected composite beams with rotational resistance of fin-plate joints at beam ends in a fire were investigated;
- (2) Behaviour of beams and end joints in heating and cooling phases was studied;
- (3) Prediction method for temperature distribution in section of unprotected composite beams and fin-plate joints at beam ends was established.

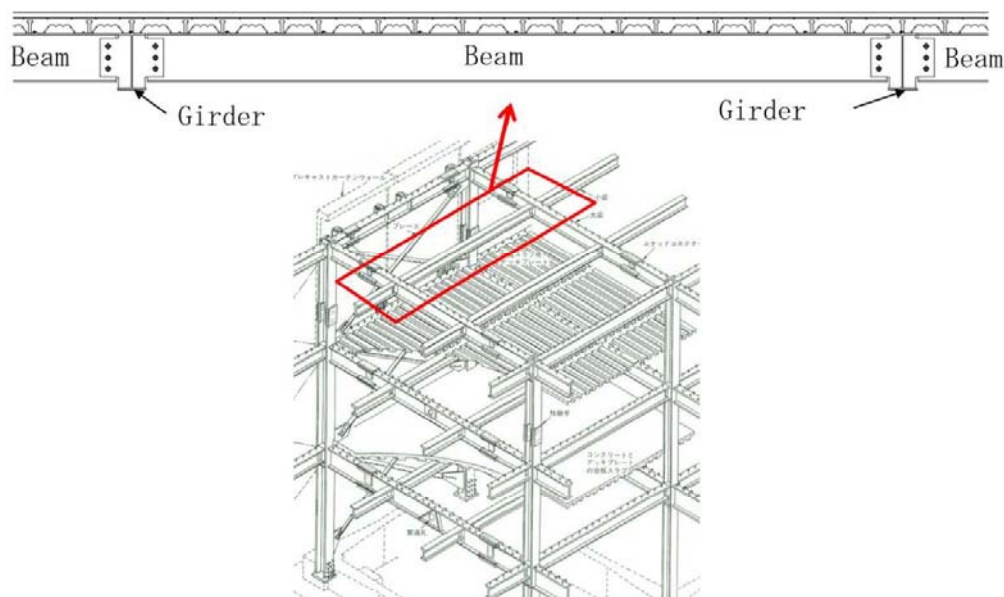


Figure 1 Study subject

2. BENDING MOMENT RESISTANCE OF COMPOSITE BEAMS PROTECTED ONLY AT THE BEAM ENDS WITH CONTINUOUS FLOOR SLAB IN A FIRE

To investigate the bending moment resistance of unprotected composite beams bolted to girders in a fire, load-bearing fire tests were conducted. Table 1 shows the test conditions of the load-bearing fire tests, and Fig. 2 presents the specimen shape and loading equipment. The test parameter is the slab specification, which affects the hogging moment resistance of the joint; SB represents the investigated steel beam with fin-plate joints. In addition, autoclaved lightweight concrete (ALC) was used for the floor slab of the SB. The CB-CS is a partially composite beam (CB) that includes composite slab (CS) with a single-stage wire mesh. Moreover, the CB-RC represents a fully composite beam that includes reinforced concrete (RC) slab and a two-stage deformed bar. All the joints at the beam ends are friction joints with high-strength bolts (F10T-M20). In addition, the beam and cantilevers are unprotected. To prevent fractures and a decrease in the resistance at the joints, the girders and joints are protected with one-hour fire protection. The load level in this test was $M_0 = 0.4M_a$, where M_0 is the total working moment (${}_cM$ at the mid-span and ${}_eM$ at the support), and M_a is the long-term allowable bending moment of the beam. Based on prior failure prediction calculations, this load level was determined such that it provided one-hour fire resistance to the composite beam specimens; $0.4M_a$ corresponds to approximately one-quarter of the yield moment of the beam. Because the yield stress of steel becomes approximately one-quarter at 700 °C, simply supported unprotected beams subjected to a standard fire are expected to collapse within approximately 20 min under this load level. As shown in Fig. 2, the specimen was placed on pin rollers and subjected to constant loads ${}_cP$ with two hydraulic jacks at the centre of the beam such

that is reaching the deflection limit of a simply supported beam is approximately 0.15 rad. In this study, the deflection angles at the joints exceeded 0.15 rad in all specimens. In addition, the fin-plate joints exhibited sufficient rotation capacity without fractures.

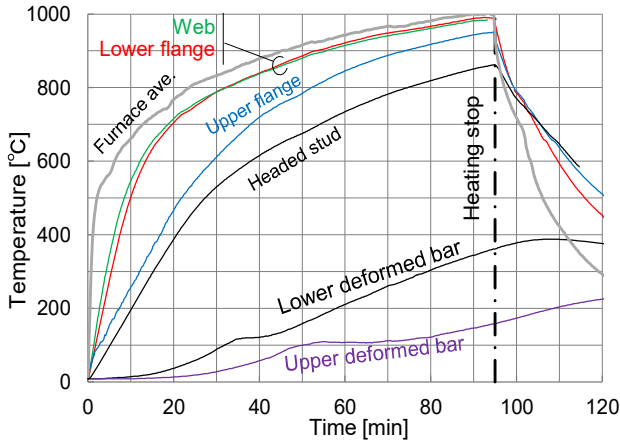


Figure 3 Temperature distributions at mid-span (CB-RC)

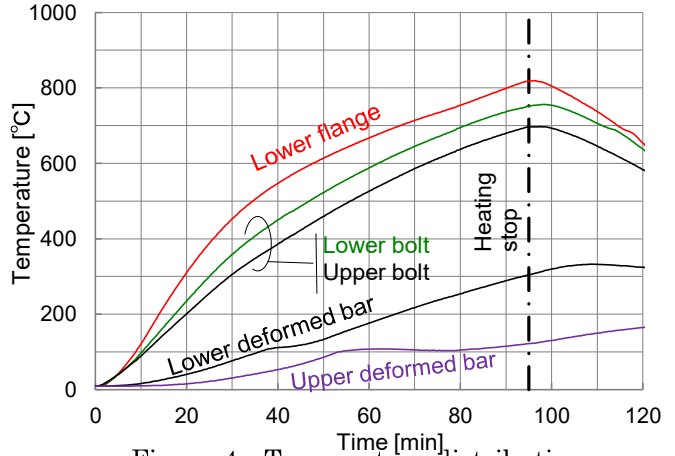


Figure 4 Temperature distributions at joint (CB-RC)

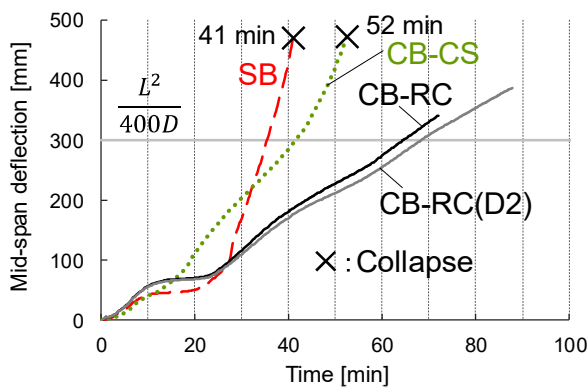


Figure 5 Mid-span deflection

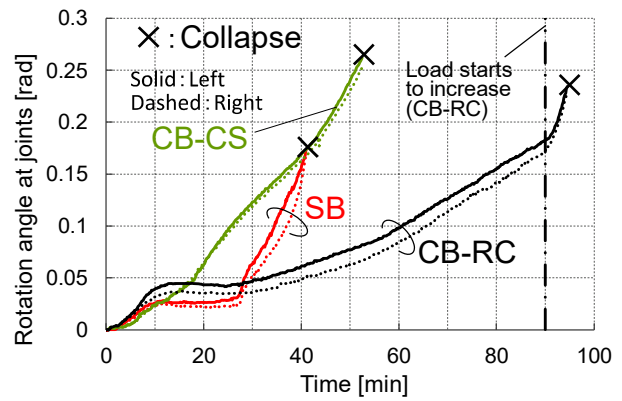


Figure 6 Rotation angle at joints

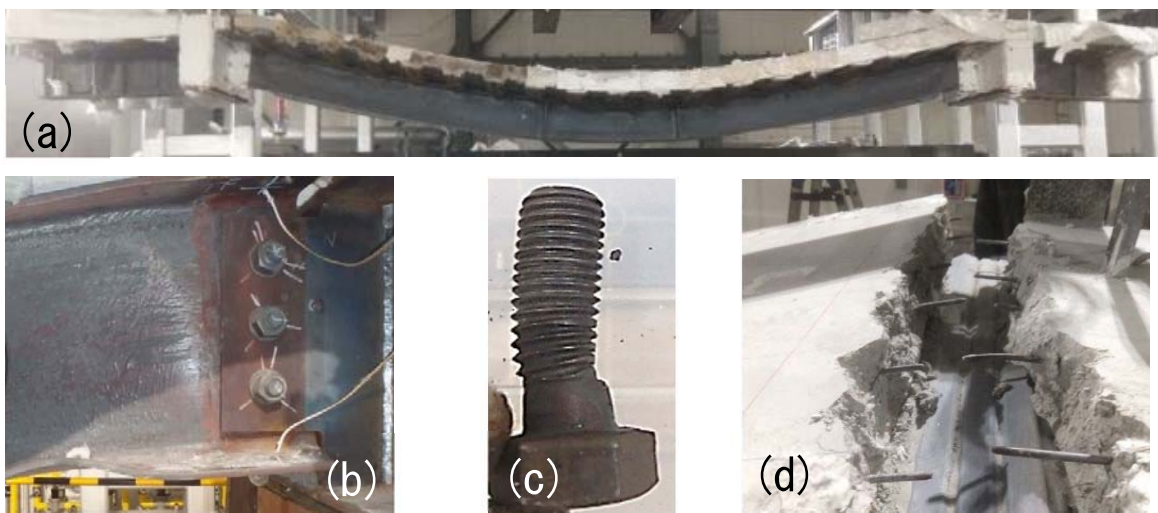


Figure 7 Damaged specimens: (a) deflection occurrence (CB-CS), (b) rotation of joint (SB), (c) lower bolt (CB-RC), and (d) rebar at beam end (CB-CS)

Based on simple plastic theory, when the total moment resistance (sum of the sagging moment resistance at the mid-span and hogging moment resistance at the joint) decreases to the working moment $0.4M_a$, a three-hinge state is created, and the beam collapses. The sagging moment resistances ${}_B M_u^+$ of the composite beams CB-CS and CB-RC were evaluated with the full plastic moment by considering the composite effect of the slab and steel beam. For the SB and CB-CS (their wire meshes were fractured in the initial heating stage), the hogging moment resistances ${}_J M_u^-$ of the joints were evaluated by considering only the bolt component, as shown in Fig. 8. The hogging moment resistance ${}_J M_u^-$ for the joint with slab reinforcement of the CB-RC was evaluated by assuming the force distribution in Fig. 9. It was assumed that the state in which the lower bolt reaches maximal strength and the upper reinforcement reaches the yield strength corresponds to the bending moment resistance. In addition, the force distribution of the bolts located between the lower bolt and the upper reinforcement was assumed to be proportional to the maximal strength of the lower bolt and distance from the neutral axis. The same proportional relationship was assumed between the upper and lower reinforcements.

Figures 10 (a)–(c) compare the calculated bending moment resistances and experimental bending moments. The calculated times until failure (the time until the total bending moment resistance and total bending moment become equal) were 52 min for the CB-CS and 90 min for the CB-RC; the times until failure of the beams with fin-plate joints of the SB and CB-CS could be accurately determined; and the values of the CB-RC that were determined with the proposed evaluation model are rather conservative. As shown in Fig. 10(b), ${}_J M$ increased to approximately 40 kNm owing to the thermal stress in the initial heating stage; however, it rapidly decreased to 10–20 kNm (as that of the SB) after 7 min. It was assumed that the wire mesh at the beam ends fractured at this time, and only the bolts contributed to the subsequent rotational resistance of the joint; ${}_J M$ of the CB-RC was more than twice that of the SB; thus, the effect of the rebar on the rotation restraint at the joints was considerable. However, the ${}_J M_u^-$ values of the SB and CB-CS at the failure moments were of the same order as the sagging resistance ${}_B M_u^+$; the rotational restraint caused by only bolts significantly improved the fire performance of the beam.

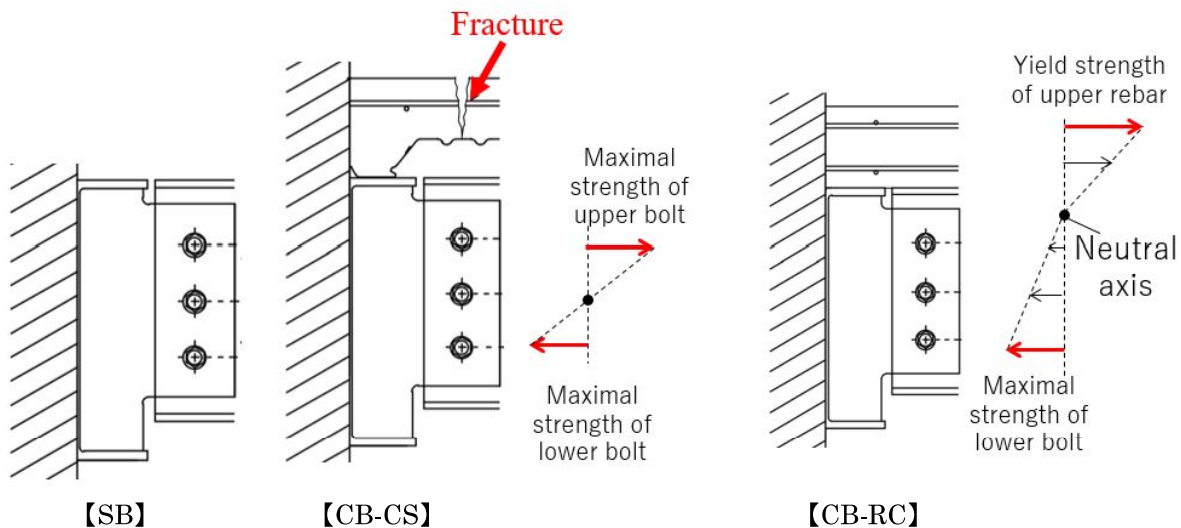


Figure 8 Evaluation model for hogging moment resistance at joint considering only bolts

Figure 9 Evaluation model for hogging moment resistance at joint considering rebars and bolts

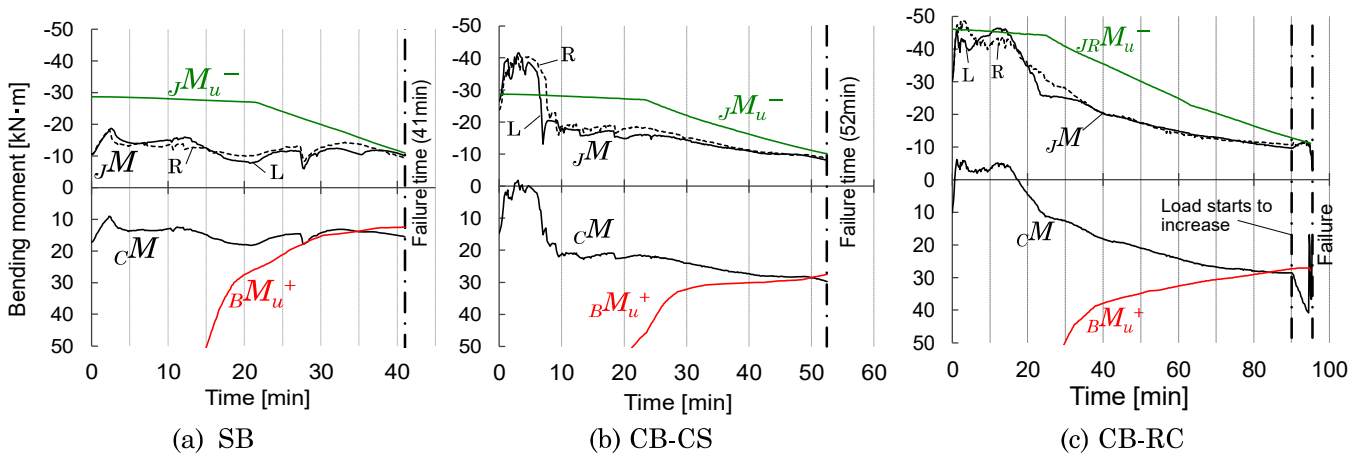


Figure 10 Comparisons between experimental moment and bending resistance

3. BEHAVIOUR OF FULLY COMPOSITE BEAMS AND THEIR END FIN-PLATE JOINTS IN HEATING AND COOLING PHASES

The load-bearing fire tests on the unprotected fully composite beams with fin-plate joints, the axial deformations of which were restrained by the girder frame, were conducted to investigate the behaviour of the beam and its end joints in the heating and cooling phases. Table 2 shows the test conditions of the load-bearing fire test, and Fig. 11 presents the specimen shape and loading equipment. In this study, fully composite beams with RC slab and two-stage deformed bars were used. The section specifications of the composite beams are equal for all specimens; the 0UP is a simply supported specimen used to investigate the fundamental fire performance of a fully composite beam; the 3P and 6UP specimens are composed of girder frames and composite beams, as shown in Fig. 11. The composite beams of 3P and 6UP are connected to girders by fin-plate joints, and their axial deformation and rotation at the ends are restrained by the girders. The differences between the 3P and 6UP specimens are the number of bolts and fire-protected or unprotected joints. The load level in these tests was $M_0 = 0.5M_a$, where M_0 is the total working moment (cM at the mid-span and eM at the support), and M_a is the long-term allowable bending moment of the beam. In the simply supported beam 0P, loading and heating were continued until the beam collapsed to determine the sagging moment resistance of the unprotected fully composite beam in a fire. For the composite beams 3P and 6UP with girder frames, the heating was stopped when the ISO deflection limit was reached, and the loading was continued to investigate the behaviour in the cooling phase.

Table 2 Test conditions

Speci-men	Boundary condition at beam ends	Number of bolts	Protection of joints	Load level M_0	Condition of loading and heating
0UP	Simply supported	—	—	$0.5M_a$	Until collapse
3P	Bolted with girders	3 bolts × 1 row	Yes		Stop heating when deflection limit is reached. Continue loading during the cooling phase.
6UP		3 bolts × 2 rows	No		

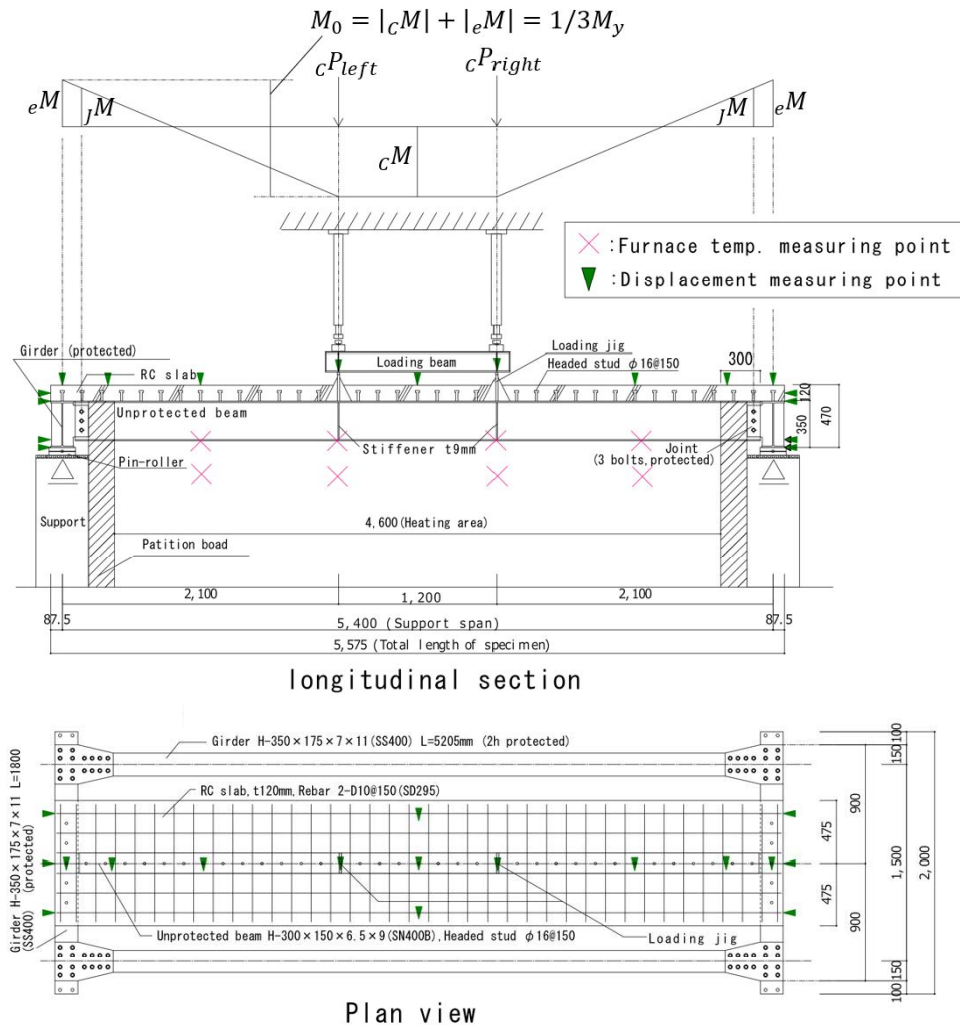


Figure 11 Shapes of specimen and loading equipment (3P) (dimension unit: mm)

Figures 12 and 13 show the mid-span deflections and mid-span deflection rates. In addition, Figs. 14(a)–(f) present the damage to the specimens after the tests. All specimens exhibited the same behaviour up to 10 min. Subsequently, the deflections and deflection rates of 3P and 6UP became suppressed compared to those of the simply supported specimen 0UP owing to the rotational restraint of the beam ends (Fig. 14(a)). The 0P, 3P, and 6UP reached the deflection limits after 24, 61, and 57.5 min, respectively. The 0UP collapsed owing to bending at 30.5 min. Moreover, the 3P and 6UP had approximately equal deflection trends until the end of the tests; they exhibited almost no differences because of the numbers of bolts and protection conditions of the joints. The deflections of the 3P and 8UP increased immediately after heating. This was probably because the bolts slipped when the axial deformation phase of the beam changed from thermal expansion to cooling contraction, thereby temporarily reducing the rotational resistance of the joints. However, as shown in Figs. 14(b)–(d), the shear deformation of the bolt and rotation of the joint after the tests were small, and the joint exhibited no fracture. In the 6UP, which has unprotected joints, a bonding fracture occurred in the concrete at the slab end immediately after heating (see Fig. 14(e)). This was because the strengths of the unprotected bolts decreased, and the tensile force was concentrated on the reinforcement during the cooling phase. However, the bond fracture did not directly decrease the rotational resistance of the beam end. In the composite beams 3P and 6UP with girder frames, although the deflection increased rapidly, and a bond fracture occurred immediately after heating,

the beams continued to support the applied load without any fracture in the joint, even during cooling.

Moreover, the beam end webs of 3P and 6UP experienced shear buckling (see Fig. 14(f)). Figure 15 presents the calculation results of the shear yield resistance of the beam end web. The shear yield resistance wQ_y was calculated with $w_a \cdot s\sigma(\theta_w)/\sqrt{3}$, where w_a is the sectional area of the web, θ_w the temperature of the web, and $s\sigma(\theta_w)$ the yield strength of the steel at θ_w . The times required for the shear yield resistance and working shear force wQ to become equal were 31 min for the 3P and 35 min for the 6UP; in addition, they coincided approximately with the increase in the deflection rates (see Fig. 13); it was assumed that the beam end web yielded, and the shear deformation started to worsen at that time. However, the load-bearing capacities were not lost immediately after the web yielded owing to the shear force. This was probably because of the slow decrease in the shear yield resistances after 30 min; in addition, the shear resistance increased owing to the tension field action of the web. Furthermore, the behaviour of the shear failure was evaluated based on the shear yield resistance of the web during fire.

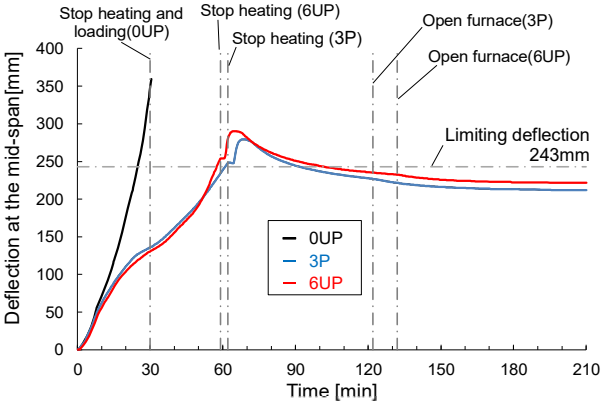


Figure 12 Mid-span deflection

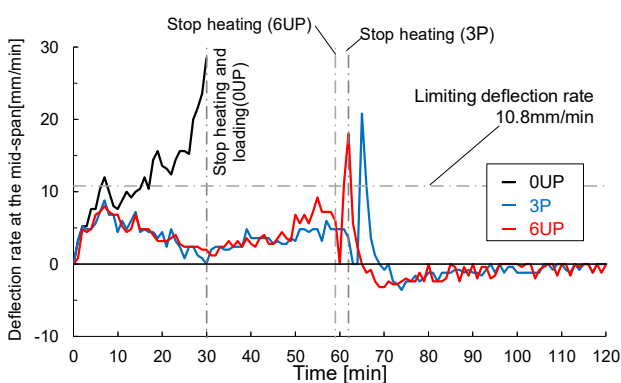


Figure 13 Mid-span deflection rate

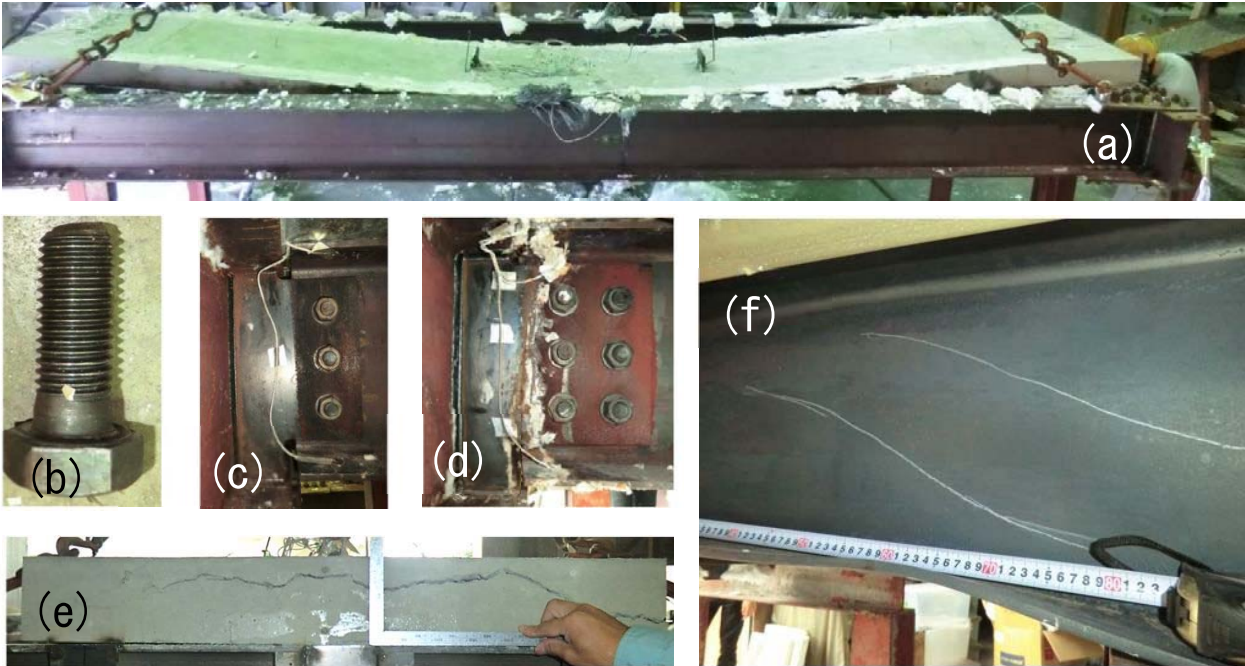


Figure 14 Damage to specimens: (a) deflection occurrence (3P), (b) damage to lower bolt (3P), (c) rotation of joint (3P), (d) rotation of joint (6UP), (e) crack of slab side (6UP), and (f) shear buckling of web at the beam end (6UP)

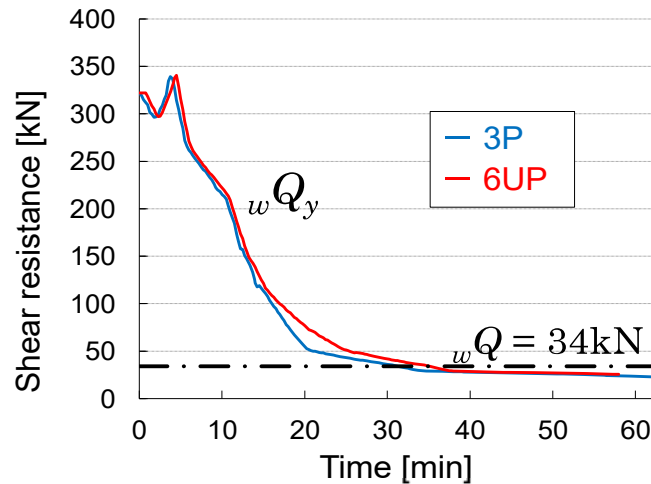


Figure 15 Shear yield resistance of beam end web

4. TEMPERATURE DISTRIBUTIONS OF UNPROTECTED COMPOSITE BEAM AND ITS PROTECTED END JOINT

A heat transfer analysis based on the finite-difference method was conducted for the temperature distributions in the cross-sections of the unprotected composite beams and their end fin–plate joints. The investigated subject was that presented in Section 2. Figures 16 (a)–(c) show the model of the grid division. The beam was divided into the lower flange, web, and upper flange, while the concrete slab was ‘cut’ every 5 mm in the height direction. Although the actual deck shape has inclinations, the slab shape was simplified to a rectangle. In addition, an air layer forms when the deck is peeled from the concrete; thus, the heat transfer from the deck to the concrete was set to radiation only in the analysis. The conduction occurred at the contact between the upper flange and concrete; when these were not in contact, the heat was transferred to the upper flange by radiation and convection from the fire. Owing to the increasing heat capacity of the web at the beam end due to the bolts and fin–plate joint, their volumes were added to the grid of the web at the joint section. When only the beam end is protected, a non-negligible temperature difference occurs near the protection boundary; thus, the conduction in the axial direction was considered. As shown in Fig. 17(a), it was assumed that the internal temperature distribution of the fire protection applied to the beam ends was instantaneously steady, and a simple heat transfer model with the thermal conductance K from the fire to the steel surface was applied for the protected regions. The value of K was calculated based on the measured temperature (see Fig. 17(b)) that was obtained in a heating test on a 200 mm square steel plate (9 mm thickness); it was protected with the same protection material as the full-scale specimens. In the analysis, a polyline (see Fig. 17(c)) was used to approximate the test results. In the simple heat transfer model for fire protection, the thermal properties of the protection can be determined based on the steel and furnace temperatures from heating tests on small specimen, i.e. knowing other parameters such as the specific heat is not required.

To compare the analysis and experimental results, Fig. 18(a) shows the temperature distribution of the unprotected composite beam at the mid-span in the CB-RC, and Fig. 18(b) presents the temperature distribution of the protected beam end joint. The colours in the graph correspond to the grid colours in Fig. 16. The analytical results were in good agreement with the experimental ones. Evidently, by using the proposed analytical model, the temperature distribution of beam part required for the examination of the bending moment resistance in a fire can be calculated accurately.

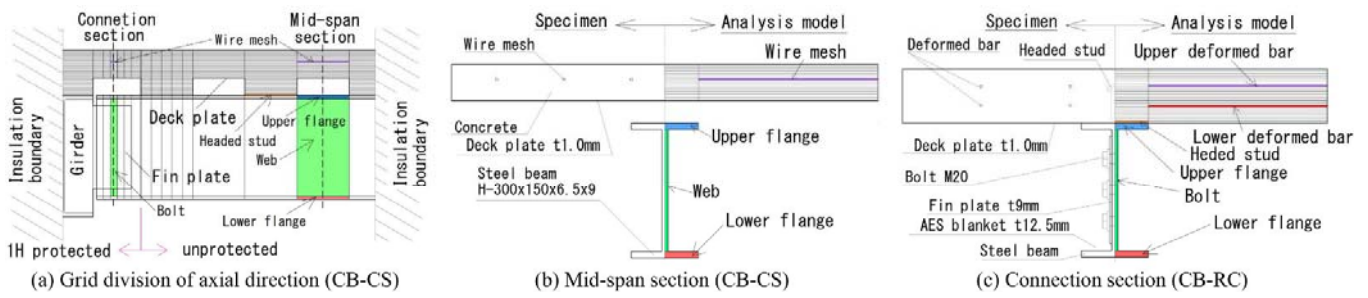


Figure 16 Grid division model for heat transfer analysis

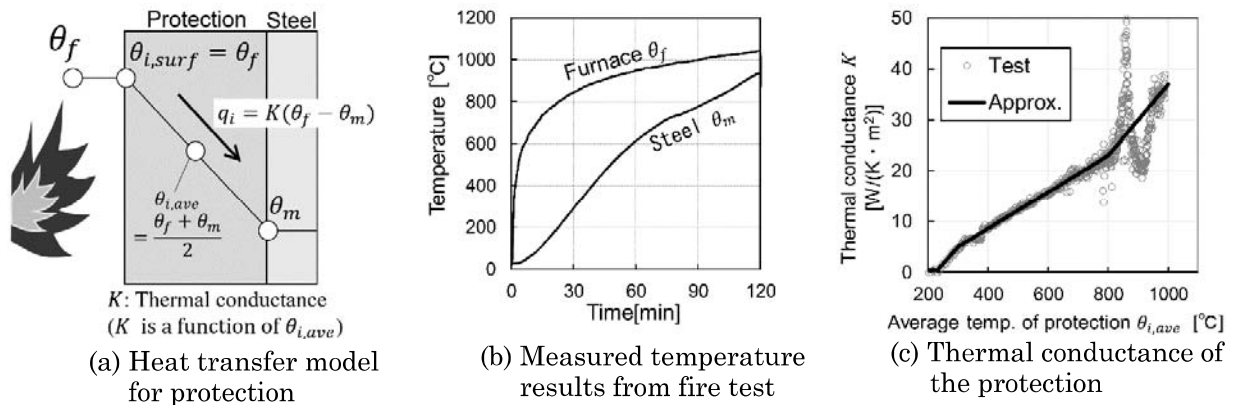


Fig. 17 Simple heat transfer model for fire protection

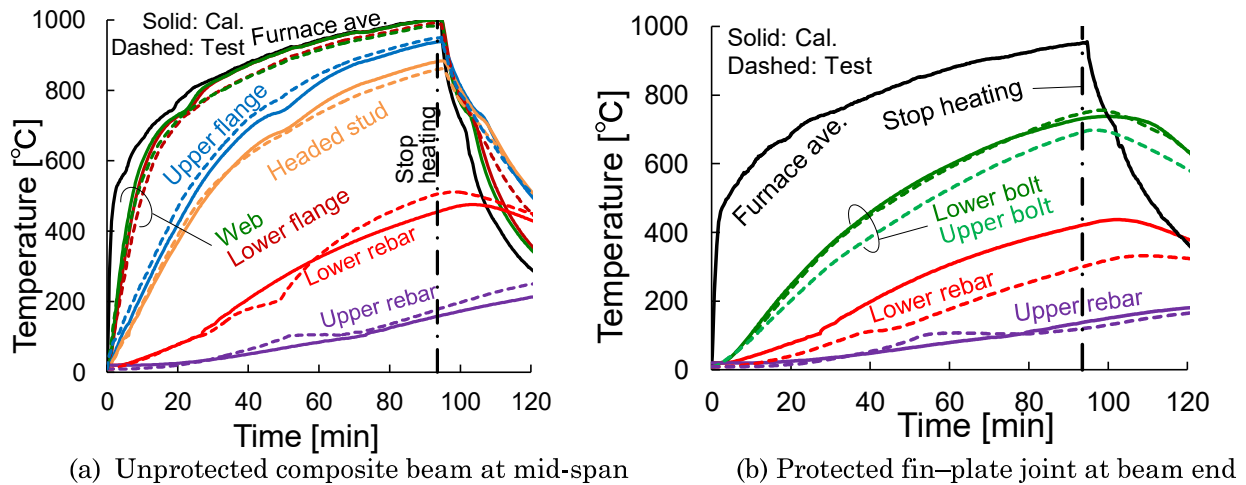


Figure 18 Comparison between analysis and test results

In the next step, the accuracy of the one-dimensional conduction model, which omits the heat transfer components that have a small effect on the temperature of each beam part, was examined. If the analysis can be simplified to a one-dimensional model, the spreadsheet can be calculated easily. In the unprotected composite beam at the mid-span, the heat input from the flame and the conduction in the height direction dominated over the conduction in the width and axial directions. Therefore, as shown in Fig. 19, by separating the steel beam including the slab (left) and the pure slab part (right) and transforming their boundary surface into an insulation boundary, the calculation can be simplified to a one-dimensional conduction model in the height direction. Regarding the bolt temperature of the protected fin-plate joint, the heat input from the protection

phases. In addition, an evaluation method for the bending moment resistance in a fire and a simple calculation method for the temperature distribution of unprotected composite beams and their end joints were proposed and evaluated.

In summary, the fire resistance performance of composite beams with fin–plate joints can be determined easily to optimise the fire protection for beams and thereby save costs and materials.