

2021 年度修士論文

鋼構造床架構の火災高温時の崩壊挙動解析  
と加熱加力実験

東京都立大学大学院 都市環境科学研究科 建築学域  
20852534 王松  
指導教員 高木次郎



## 目次

1 章 序章.....	3
1.1. 研究背景 .....	4
1.2. 研究の目的と方法 .....	5
1.3. 本論文の構成 .....	6
2 章 デッキスラブの解析評価モデル.....	7
2.1. デッキスラブのモデルの既往研究と目的 .....	8
2.2. Lim らの実験と再現解析モデルの概要 .....	8
2.3. 解析結果 .....	9
3 章 床架構の火災高温時の挙動解析.....	11
3.1. 概要と目的.....	12
3.2. 床架構の加熱加力実験の再現解析によるモデル妥当性の確認 .....	12
3.2.1. 床架構の加熱加力実験概要 .....	12
3.2.2. 床架構の実験再現解析モデル.....	14
3.2.3. 解析結果.....	17
3.3. 無耐火被覆小梁を有する鋼構造床架構の火災高温時崩壊挙動評価モデル .....	19
3.3.1. 床架構の構成.....	19
3.3.2. 床架構のモデル化.....	21
3.3.3. 床架構の解析結果.....	24
3.3.4. 合成小梁モデルとの比較.....	29
3.4. 鉄筋量, 周辺床架構と加熱区画の辺長比の影響.....	32
3.4.1. 鉄筋量が床架構の火災高温時崩壊挙動に与える影響.....	32
3.4.2. 周辺架構が床架構の火災高温時崩壊挙動に与える影響 .....	35
3.4.3. 辺長比が床架構の火災高温時崩壊挙動に与える影響.....	42
4 章 デッキスラブ合成小梁端部の加熱加力実験.....	46
4.1. 試験体目的, 概要と加熱加力計画 .....	47
4.2. 実験結果と考察.....	51
4.2.1. 温度記録.....	51
4.2.2. 変位の記録 .....	55
4.2.3. 歪の記録.....	58
4.2.4. 試験体の損傷.....	59
5 章 結論.....	61
参考文献.....	63

# 1章 序章

---

---

## 1.1. 研究背景

鋼材は火災高温時の耐力の低下が著しいため、耐火設計では鋼構造建物の柱と梁には耐火被覆を施すことで耐力を確保することが多い。一方で、鋼構造建物が火災により倒壊した事例はわずかであり、日本で報告されている大規模火災は皆無である。1990年代英国で行われた実鋼構造架構の耐火実験 (Cardington Fire Test) [1]では、耐火被覆を施していないにもかかわらず、架構は崩壊していない。従って、鋼構造建物全体としては潜在的に高い耐火性能を有すると考えられる。鋼構造建物の耐火性能を正しく評価することで過剰な耐火被覆を省略し、より合理的な設計が可能になる。すなわち、耐火性能を低下させることなく、建設コストや労働力を節約できるほか、吹き付け耐火材を主とする環境への悪影響の低減、将来的な躯体の状態確認の作業性の向上、さらには鋼材を露出させて利用する建築計画上の可能性拡大などが期待できる。

欧米を中心に鋼構造建物の潜在的な耐火性能に関する研究が進展し、火災高温時における梁のカテナリー効果やスラブの膜作用効果といった3次元的な鉛直荷重保持機構を考慮した設計手法も提案されている[2]。一方で、日本の鋼構造耐火設計指針[3]では部分鋼構造架構の性能的評価法が示されているが、柱梁架構の平面的な評価が中心であり、床架構全体としての3次元的な火災挙動は評価されていない。

また、鋼構造建物の耐火性能に関する既往研究では、部材あるいは鋼構造建物から取り出した一部分を対象とする研究が多く、床架構全体の火災高温時の挙動を評価する研究は少ない。さらに、火災時の加熱加力実験は一般の加力とは異なり、試験体の崩壊まで実験を継続することが難しく、鋼構造建物の終局状態の究明は不十分である。



図 1.1 火災でたわんでも崩落しない鋼構造床架構  
(Broadgate Phase 8, London, 2006)

## 1.2. 研究の目的と方法

本研究の目的は、鋼構造架構の耐火性能を究明し、耐火被覆の省略によるコスト等の削減や意匠性等を向上させることにある。特に日本の規格における鋼構造建物の耐火性能を明らかにし、日本の鋼構造耐火設計におけるより高い精度の性能評価方法を提案することが一つの目標である。しかし、実大鋼構造床架構の加熱加力実験を行うことは困難であり、本論文では鋼構造床架構に着目し、有限要素法解析を用いて床架構の崩壊挙動の評価を行う。

これまで本研究室では、鋼構造床架構を構成する部材についてFEM解析で挙動を評価し、既往実験と比較することで、モデルの妥当性を確認した。高木、河合、牧内らはスラブ、合成梁、高力ボルト接合部、スタッド等をそれぞれ評価し、これらを組み合わせた無耐火被覆床架構モデルの3次元的な火災時挙動を確認した[4]。河合は、鋼構造床架構において中央より無耐火被覆小梁端部で、小梁接合部あるいはスラブの破壊により床架構が崩壊する可能性を示した。終局状態の評価及びモデルの妥当性を確認するため、無耐火被覆小梁接合部の加熱加力実験を行った。上野は床架構の終局状態に大きく影響すると考えられる鉄骨小梁接合部周辺を対象とした加熱加力実験を行うことで、鋼構造床架構について各部材を組み合わせた複合的な火災時挙動および終局状態を確認し、その上で実験挙動を再現する解析モデルを構築した。舎川は等厚スラブのある無耐火被覆合成小梁端部の加熱加力実験を行い、実験を再現するモデルを構築した。さらに、各設定の影響を把握し、無耐火被覆合成小梁の火災時の挙動を考察した[5]。

本研究では、鋼構造床架構に着目し、実験と解析の両観点からその耐火性能を明らかにすることを目的とする。既往実験との比較でデッキスラブ、高力ボルト接合部、合成小梁などのモデルの精度を上げて、モデルの妥当性を確認する。それらの部材が構成する床架構をさらに拡張し、並列無耐火被覆小梁を有する床架構の火災高温時の崩壊挙動を解析上で評価する。配筋、周辺架構、辺長比などを変数として鋼構造床架構の火災高温時の挙動に及ぼす影響を考察し、床架構の耐火性能を評価する。

### 1.3. 本論文の構成

#### 2章 床架構を構成する部材と接合部の解析評価モデル

床架構を構成する各部材について火災時の挙動を分析した既往研究を紹介する。また、床架構構成部材と接合部（デッキスラブ、高力ボルト接合部、合成小梁）について、それぞれ既往研究で行われた実験を元に解析モデルを作成し、これを比較することで妥当性を確認したうえで、モデル精度の向上を図る。

#### 3章 床架構の火災高温時の挙動解析

2章で作成した床架構各部材の解析モデルを統合し、並列無耐火被覆小梁を有する床架構の火災高温時の崩壊時挙動を考察する。さらに配筋、周辺架構、辺長比などを変数として鋼構造床架構の火災高温時の挙動に及ぼす影響を考察する。

#### 4章 デッキスラブ合成小梁端部の加熱加力実験

床架構の終局状態に関わるとされる小梁接合部周辺を対象とした加熱加力実験の計画概要を述べる。本章では、合成梁のスラブを木型枠で打設された等厚スラブ仕様とした場合の実験結果を示し、挙動を考察する。

#### 5章 結論

本研究で得られた知見を示す。

## 2章 デッキスラブの解析評価モデル

---

---

## 2.1. デッキスラブのモデルの既往研究と本検討の目的

本章では汎用有限要素法解析ソフト ABQUS [6] を用いて、床架構を構成するデッキスラブの FEM 解析を行い、既往実験との比較によって妥当性を確認する。デッキスラブのモデル化について、これまで本研究ではデッキスラブ平均値を取って等厚スラブとしてモデル化してきた [4]。しかし、鋼構造床架構の火災高温時の崩壊形は、スラブの膜状作用効果による張力場や、カテナリー効果によるスラブ筋の張力機構など、鉄筋の破断を伴う崩壊形にたどり着くと考えられる。すなわち、床架構の終局状態がスラブ筋の挙動に支配され、凸部の影響が少ないと思われる。本章ではデッキスラブの凸部を無視するモデル化の可能性を模索し、耐火実験の再現解析によりモデル化の妥当性を検証する。

## 2.2. Lim らの実験と再現解析モデル

Lim らが行ったデッキスラブの加熱加力実験 [7] を対象として、解析モデルの妥当性を確認する。実験では 3.3m×4.3m のデッキスラブは中央の 3m×4m の範囲が加熱炉で加熱された。デッキ鋼板の高さは 55mm で、スラブ厚さは 130mm である。直径 8.7mm の鉄筋 (D147) がデッキ上端から 20 mm の位置になるよう、300 mm 間隔で直交 2 方向に配筋された。鉄筋の引張強度は 565N/mm<sup>2</sup> で、コンクリートの圧縮強度は 32N/mm<sup>2</sup> である。自重 2.52kN/m<sup>2</sup> に対し、3.0kN/m<sup>2</sup> の付加荷重を与えた。スラブ四辺はローラーの上に置いて、鉛直方向の変位を拘束し、水平方向は自由に変形する。スラブを標準加熱曲線 IS0834 に準拠して 180 分加熱した。実験後のスラブの変形を図 2.2.1 に示す。

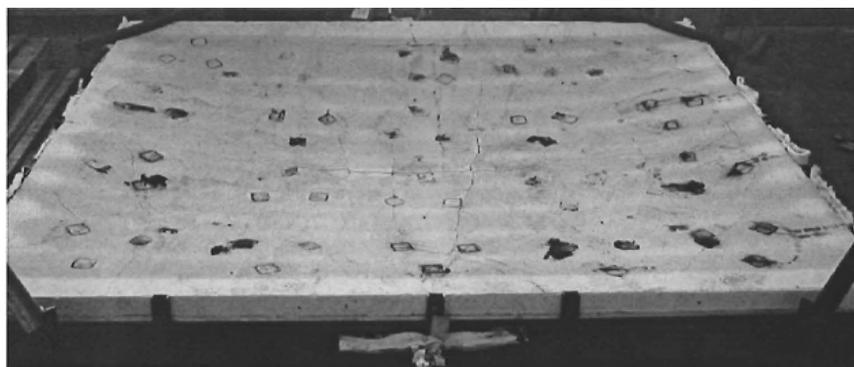


図 2.2.1 Lim のデッキスラブの耐火実験後の変形

### 2.3. 解析結果

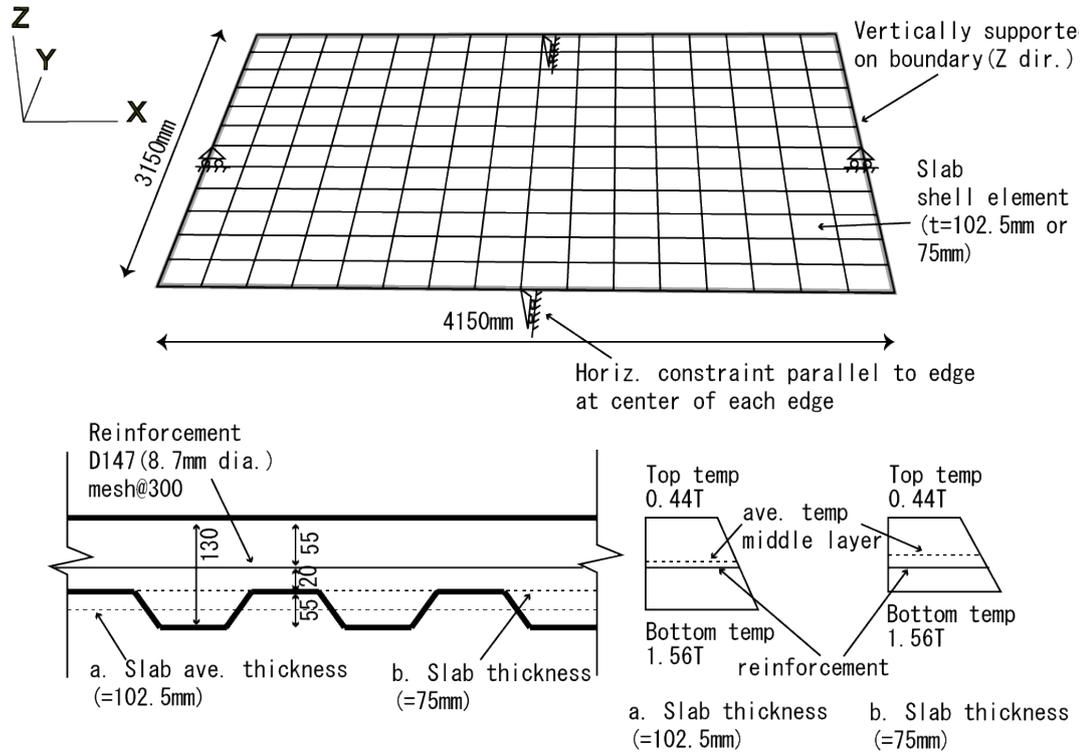


図 2.3.1 Lim のデッキスラブ耐火実験の再現解析モデルの概要

解析モデルの詳細を図 2.3.1 に示す。3.15m×4.3m のスラブはメッシュサイズ 130mm 各のシェル要素でモデル化する。スラブの厚さは 102.5mm の平均厚（モデル a），およびデッキスラブの凸部を無視し薄いところに合わせて 75mm（モデル b）の 2 種を作成した。スラブ筋はスラブのシェル要素内にリバー要素として，スラブ上端から 55mm の位置に構築した。鉄筋の材料特性は Eurocode3（EC3）[8] に準拠し，ひずみが 15% を超えると耐力を低下しはじめ，20% で耐力を送付する設定とした。デッキプレートの火災高温時の耐力は加熱開始後すぐに低下し，スラブが保有する耐力への寄与は小さいと考えられるので，解析モデルでは無視することにした。スラブ外周四辺の鉛直変位を拘束し，各辺中央で各辺と平行方向の水平変位を拘束した。Lim らの実験で得られたスラブ上下端の温度の平均値を求め，それをスラブの中間層に与える。スラブ上下端の温度を平均値のそれぞれ+56% とし，線形に分布するよう設定した。コンクリートの圧縮側および引張側的高温時応力-歪関係は Eurocode2（EC2）[9] に準拠し，引張強度は圧縮強度の 1/10 として最大応力度までを割線剛性で評価した。

スラブのたわみと平均温度の関係を図 2.3.2 に示す。スラブ温度は約 100℃までは、デッキスラブのたわみ量は実験のほうが解析より大きい。これは解析の初期段階で、スラブ断面の温度勾配が実験の挙動を再現できていないことが原因である。実験時では、試験体が熱膨張による影響を強く受けてたわみが大きく進展する可能性が高く、これを再現できていないと考えられる。温度は 350℃まで、解析の結果と実験は概ね一致している。その後、モデル a ではたわみの増加が実験と比較して緩やかであり、500℃では 30mm 程度小さくなった。一方、モデル b では約 500℃まで解析結果が実験と一致している。以上のことから、デッキスラブの凸部とデッキプレートを見捨て、凹部の厚を用いてモデル化して問題ないと考えられる。

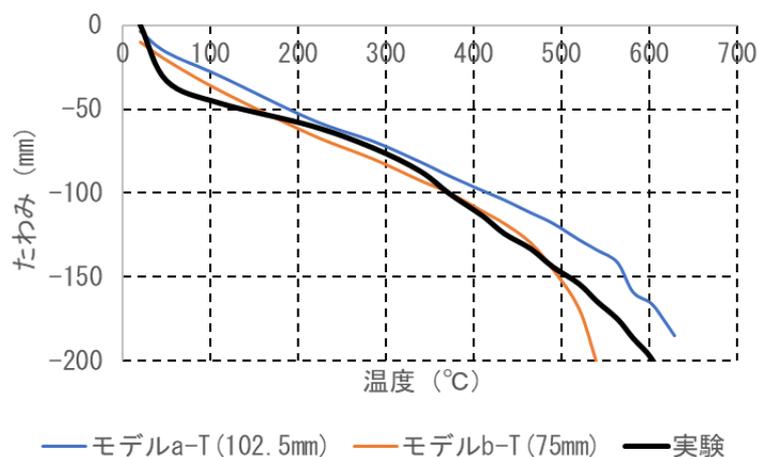


図 2.3.2 スラブのたわみとスラブ平均温度の関係

### 3章 床架構の火災高温時の挙動解析

---

---

### 3.1. 概要と目的

前章では床架構を構成するデッキスラブのモデル化の妥当性を確認した。本章では鋼構造床架構の大変形を伴う高温時の挙動を解析的に評価し、火災高温時における床架構の終局状態を追う。具体的には、まず、平島らが行った床架構の加熱加力実験[10]との比較を通して、床架構のモデル化の妥当性を確認する。その後、実建物と近い3スパンの床架構を有する鋼構造床架構のモデルを構築し、火災高温時の床架構の挙動を考察する。さらに、スラブ内配筋の仕様、周辺架構の有無、スラブの辺長比などを変数として解析を行い、その影響を考察する。

### 3.2. 床架構の加熱加力実験の再現解析によるモデル妥当性の確認

前章の解析モデルを用いて、床架構解析モデルを作成し、平島らが行った床架構の火災実験との挙動の比較によってモデルの妥当性を検証する。

#### 3.2.1. 床架構の加熱加力実験概要

平島らは、無耐火被覆鉄骨小梁とスラブを有する床架構を対象とした加熱加力実験を行い、RCスラブの火災時メンブレン作用に関する基礎データを取得した[10]。実験時の様子を図3.2.1に示す。



図 3.2.1 平島らが行った载荷加熱実験

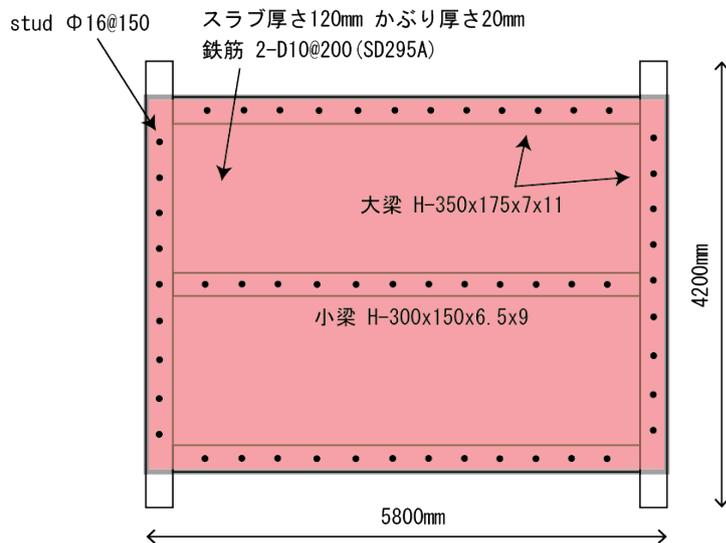


図 3.2.2 平島実験の試験体の概要

試験体 (NO. 1) の概要を図 3.2.2 に示す。スラブは梁芯から 5800mm×4200mm とし、厚さは 120mm とした。捨て型枠として厚さ 1.0mm のフラットデッキプレートを採用した。スラブは D10@200 の 2 段配筋とし、かぶり厚さは 20mm とした。小梁は H-300x150x6.5x9 とし、大梁は H-350x175x7x11 とした。異形鉄筋 D10 の SD295 は降伏強度は 360N/mm<sup>2</sup> であり、引張強度は 523N/mm<sup>2</sup> である。小梁の鋼材 SS400B の降伏強度は 349N/mm<sup>2</sup> であり、引張強度は 445N/mm<sup>2</sup> である。大梁の鋼材は SS400 である。コンクリートの圧縮強度は 27N/mm<sup>2</sup> である。厚さ 9mm のガセットプレートを用いて、小梁は 3 本の高力ボルト F10T-M20 で大梁と接合した。ボルトの降伏強度 1041N/mm<sup>2</sup> で、引張強度は 1095N/mm<sup>2</sup> である。梁上は Φ16、長さ 80mm のスタッドを 150mm 間隔でスラブと一体化した。スラブと鉄骨小梁は耐火被覆を施さないが、ボルト、ガセットプレートと大梁は耐火被覆を施す。鉛直荷重は 11.23kN/m<sup>2</sup> とした。加熱には IS0834 の標準加熱曲線を用いた。

### 3.2.2. 床架構加熱加力実験の再現解析モデル

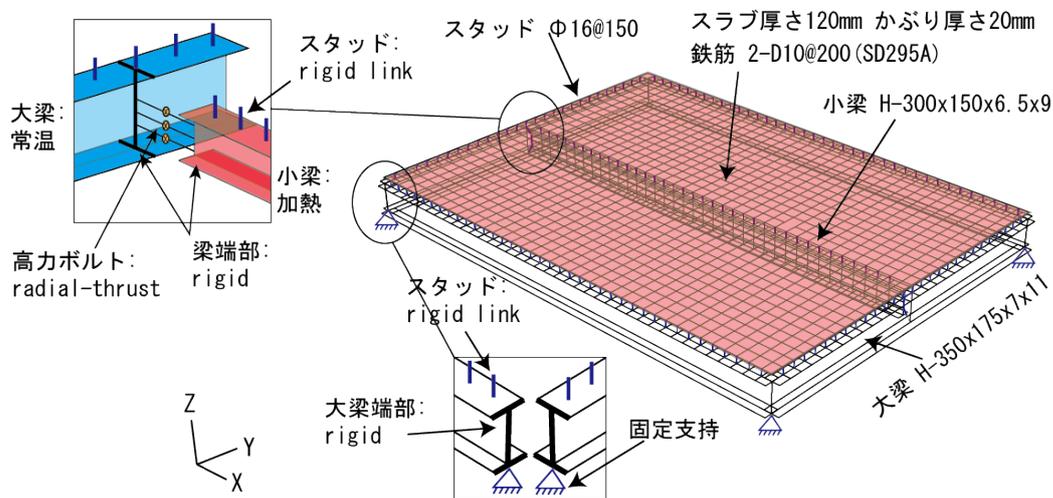


図 3.2.3 モデル化の概要

表3.1

Element	Section/Material	Strength (N/mm <sup>2</sup> )	FEM element	Insulation
Primary beam	H-350x175x7x11 (SS400)	elastic	Shell	Y
Secondary beam	H-350x150x6.5x9 (SS400)	$\sigma_y = 349$ $\sigma_u = 445$	Shell	N
Slab	Concrete	27	Shell	N
	Steel-deck	-	Neglected	N
	reinforcement (2-D10@200)	$\sigma_y = 360$ $\sigma_u = 523$	Re-bar	N
Connection	Stud connector $\phi 16@150$ H=80	-	Rigid link	N
	High strength bolted conn. M20 (F10T)	$\sigma_y = 1041$ $\sigma_u = 1095$	Radial-thrust spring	N

汎用有限要素法解析ソフトウェアの ABAQUS [6] を用いて図 3.2.3 のような解析モデルを作成した。床架構を構成する部材のモデル化方法を表 3.1 に示す。梁のウェブとフランジをシェル要素 (S4R) でモデル化した。デッキ合成スラブはデッキプレートが無視して厚さ 120 mm のシェル要素 (S4R) でモデル化した。メッシュの大きさは 100mm×100mm とした。スラブ筋はスラブのシェル要素内に rebar 要素として層を形成してモデル化した。鉛直荷重は固定荷重と積載荷重の和としての 11.23kN/m<sup>2</sup> はスラブのシェル要素上に一様に与えた。要素の節点数は四隅の 4 つで、面内 1 積分点、板厚方向に 5 積分点を有する。

鋼材の高温時の応力-歪関係は EC3 に準拠し、歪硬化を考慮せず、耐力低下開始時の歪（「降伏強度限界歪」あるいは単に「限界歪」と呼ぶ）を 15%として耐力喪失時歪を 20%とした。一方、鉄筋の応力-歪関係を図 3.2.4 に示しており、降伏強度限界歪を 8%，耐力喪失時歪を 10%とした。これは、スラブシェル要素の大きさとの関係から設定したものである。すなわち、100mm 角の要素内のスラブ筋の歪が一様な場合に約 10 mm の変形で破断する仮定である。スラブ要素を細分化することによる解析負荷は大きいので、実用的な大きさに留めて、スラブ筋の破断を評価することを意図した。コンクリートの圧縮側と引張側の高温時応力-歪関係は EC2 に準拠したが、単純化を意図として最大応力度までを割線剛性で評価した。引張強度は圧縮強度の 1/10 とした（図 3.2.5）。

ボルト接合部については、図 3.2.3 のようにガセットプレートを剛として、個々の高力ボルト接合部を主せん断力方向に相対せん断変位の絶対値に応じた反力を返すばね要素（Radial-thrust）でモデル化した。その復元力特性はボルト接合部のボルト軸部せん断ばね、支圧ばね、摩擦ばねを合成したものである（図 3.2.7）。小梁のボルト接合部のガセットプレートの板厚は 9mm とし、その温度をボルトと同じとし材料強度を小梁ウェブと同じと仮定した。500℃時の CB モデル中の各ばねの組合せのせん断力-せん断変形関係を図 3.2.8 に示す。軸部せん断ばねよりも支圧ばねの耐力が低いことから、両ばねが直列する合成ばねの復元力特性としては支圧ばねの影響が大きく、最大耐力後の耐力低下が比較的小さくせん断変形が進行する。それに摩擦ばねの耐力が付加される形である。スタッドは剛材とし、梁の上フランジ中央の節点と直上のスラブ節点を接続した。

部材の温度と時間の関係を図 3.2.6 に示す。加熱開始から 120 分までは平島らの実験を参考に設定した。スラブについては、断面中央と上下端の 3 つの温度点を定義して温度勾配を与えた。鋼材とコンクリートの熱膨張係数は共に  $1.4 \times 10^{-5} (1/^\circ\text{C})$  として、温度に対して一定とした。

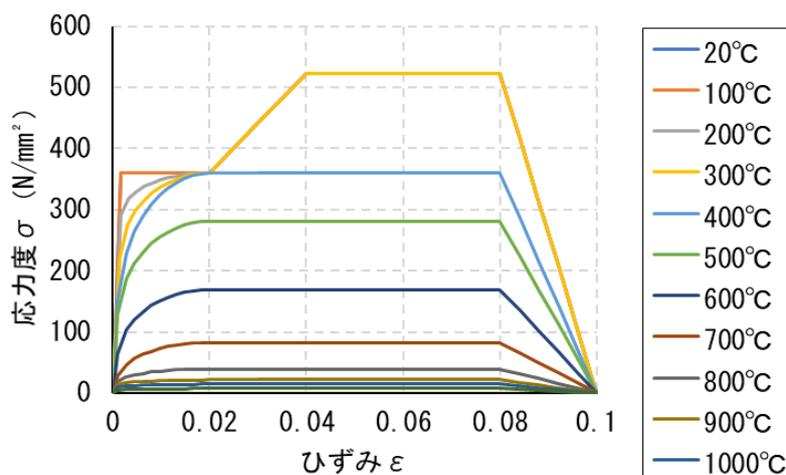


図 3.2.4 高温時鉄筋の応力—ひずみ関係

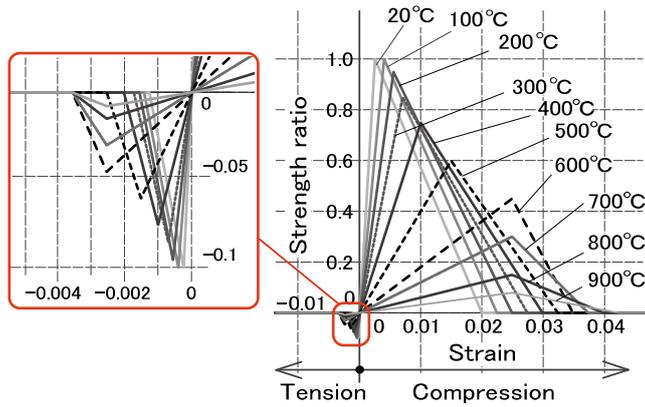


図 3.2.5 高温時コンクリートの復元力特性

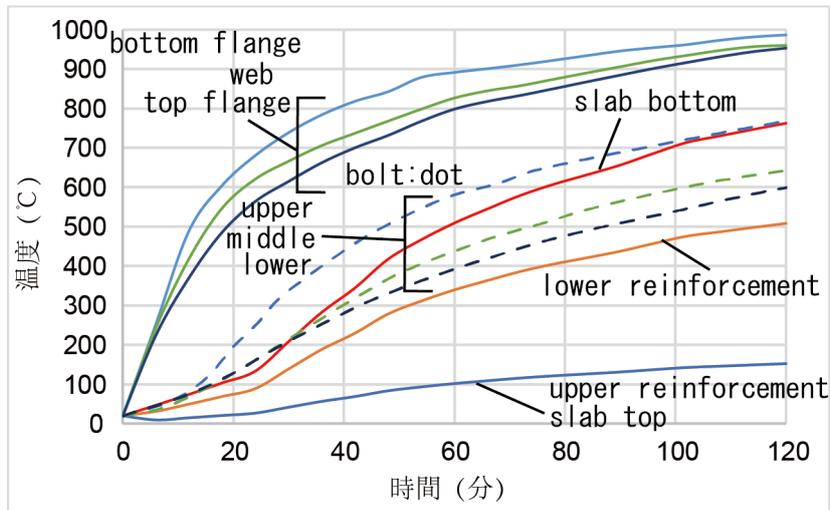


図 3.2.6 床架構部材の温度と時間の関係

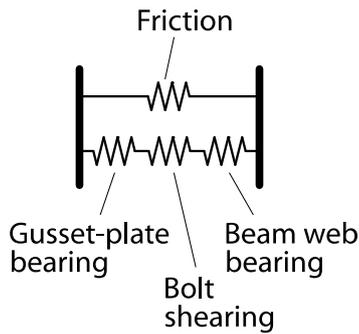


図 3.2.7 ボルト接合部のCBモデル

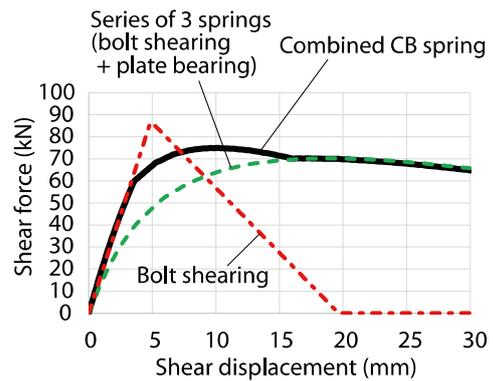


図 3.2.8 CBモデルにおける復元力特性 (500°C)

### 3.2.3. 解析結果

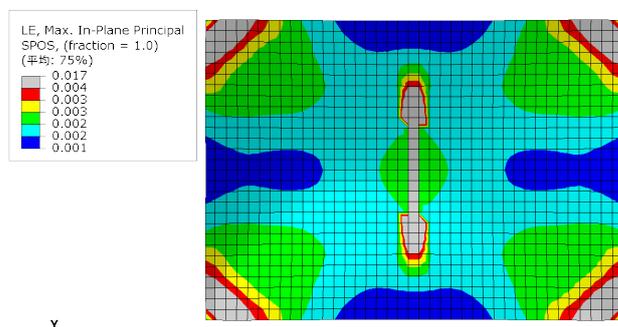


図 3.2.9 スラブ上端の歪分布

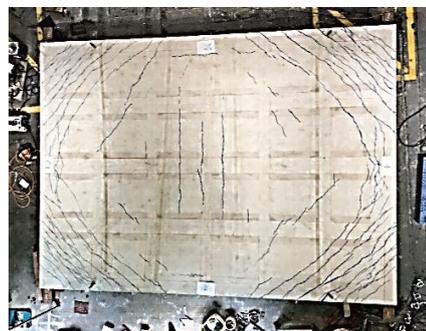


図 3.2.10 実験スラブ上端のひび割れ

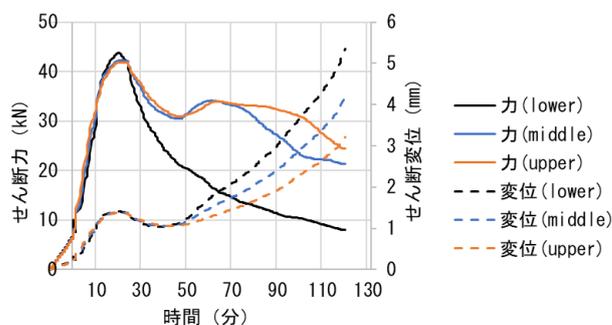


図 3.2.11 ボルトのせん断力，せん断変位と時間の関係



図 3.2.12 実験のボルトの変形

加熱 120 分スラブ上端コンクリートの歪分布を図 3.2.9 に示す。灰色はコンクリートの歪が 0.4%を超える範囲を示しており，スラブ四隅で斜め方向，スラブ中央短辺方向でひび割れが発生した。実験スラブ上端のひび割れを図 3.2.10 に示す。図 3.2.9 と図 3.2.10 を比べると同所でスラブのひび割れが発生し，解析は実験の現象と一致していることが確認した。

左側ボルト接合部のせん断力，せん断変位と時間の関係を図 3.2.11 に示す。加熱 15 分，ボルトに作用するせん断力は最大 45kN 近くまで達し，せん断変位も 1.0mm を超えた。それから加熱 50 分まで，せん断変位は 1.0mm で安定したが，下のボルトのせん断力は 20kN に低下し，ほかの 2 本は 30kN に低下した。加熱約 120 分，ボルトの最大せん断変位は 5mm を超えたが，せん断力は 8kN に低下した (図 3.2.11)。この時，ボルトのせん断辺は 20mm を超えておらず，せん断力もゼロに低下していないから，耐力はまだ残っていると思われる。図 3.2.12 に実験後のボルトの写真を示す。実験においてもボルトは破断しないことが分かる。

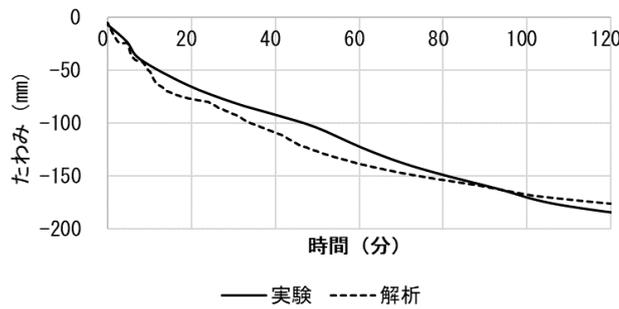


図 3.2.13 実験と解析のスラブたわみと時間の関係

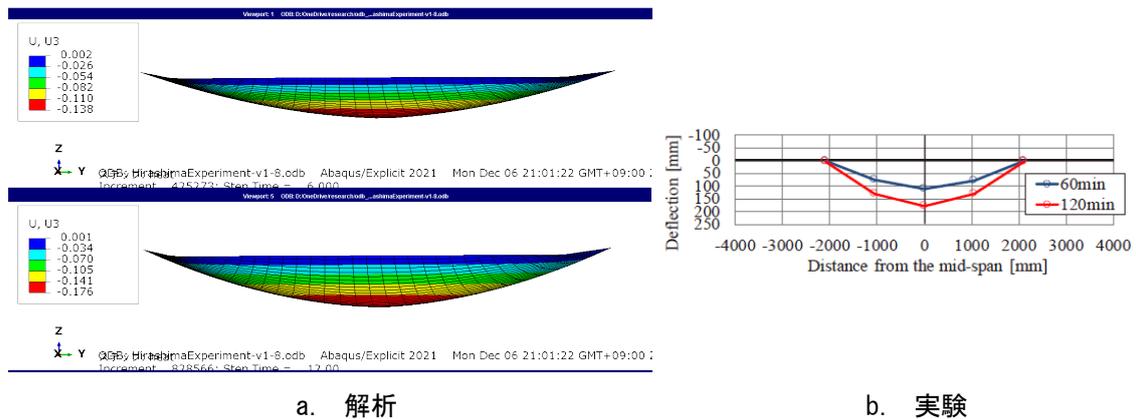


図 3.2.14 加熱 60 分と 120 分時スラブ短辺の変形図

実験と解析のスラブたわみと時間の関係を図 3.2.13 に示す。加熱開始後、スラブ中央のたわみは急速に増大し、加熱 8 分頃で 30mm に増達した。その後、膜状作用効果の影響でたわみ増加の速度は緩やかになった。その後、解析は実験より少しだけたわみが大きいですが、加熱約 100 分で、解析のたわみは実験と同様に 170mm に増大した。加熱 120 分、スラブのたわみは 180mm に達し、実験結果と概ね一致している。

加熱 60 分と 120 分時スラブ短辺の変形を図 3.2.14、長辺の変形を図 3.2.15 に示す。加熱 60 分、解析結果において短辺方向スラブ中央のたわみが 138mm に達し、中央から 1100mm の位置でたわみが 82mm を超えた。加熱 120 分、たわみはさらに大きくなり、中央では 176mm に、中央から 1100mm の位置で 105mm に達した (図 3.2.14a)。それに対し、図 3.2.14b に示す実験でたわみの挙動は解析と概ね一致していることが分かる。

本章では平島らが行った床架構の加熱加力実験を再現し、ボルトの挙動、スラブのひび割れ、スラブのたわみなどの観点から、モデルの妥当性を確認した。

### 3.3. 無耐火被覆小梁を有する鋼構造床架構の火災高温時崩壊挙動評価モデル

既往研究ではスラブと鉄骨梁をシェル要素でモデル化し、高力ボルトによる小梁と大梁の接合部に弾塑性ばねを用いた鋼構造床架構の FEM モデルを構築し、火災高温下の大変形挙動を評価した。そして、同モデルを発展させて、スラブ筋の破断を伴う床架構の火災時終局状態を解析と実験の両面から評価することを試みた[4]。本研究では、検討床架構の仕様や境界条件を変化させて火災高温時の挙動評価を行い、FEM モデルを改良してその終局状態を分析する。

#### 3.3.1. 床架構の構成

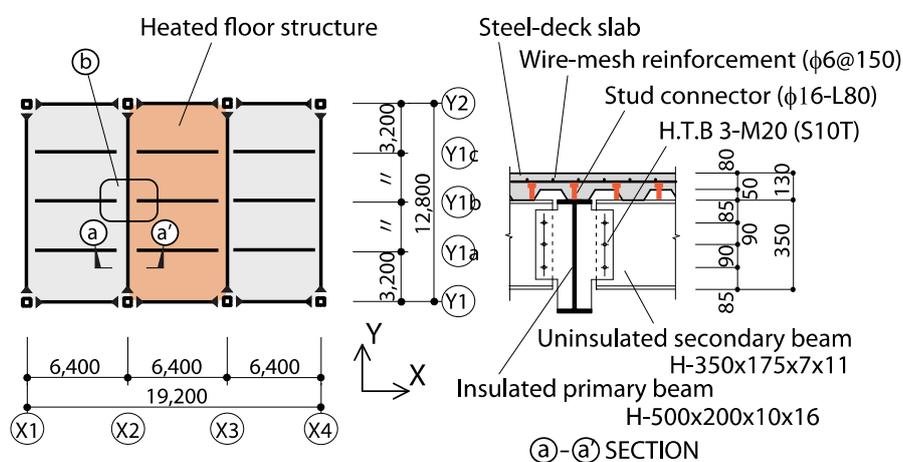


図 3.3.1 床架構の概要

表 3.2

	Section/ Material	Strength (N/mm <sup>2</sup> )	FEM element	Insu- lation *2
Primary beam	H-500x200x10x16	elastic	Shell	Y
Secondary beam	H-350x175x7x11 (SS400)	$\sigma_y=270$ $\sigma_u=460$	Shell	N
Slab	Concrete	28	Shell	N
	Steel-deck SDP2TG (Z12)	-	Neglected	N
	Wire-mesh reinforcement (WFP $\phi$ 6@150)	$\sigma_y=\sigma_u=635$	Re-bar	N
Column	BX-400x400x19	elastic	Wire	Y
Connection	Stud connector $\phi$ 16@200	-	Rigid link	N
	High strength bolted conn. M20 (S10T)	$\sigma_y=1005$ $\sigma_u=1077$	Radial thrust spring	N

検討対象となる床架構を図 3.3.1 に示す。連続する 6400mm×12800mm のスラブは 3 スパンあり、Y1 通りと Y2 通り上に 6.4m 間隔で柱が存在し、X2 通り~X4 通り上に 12.8m 間隔で柱が存在する。これで 19200mm×12800mm の床架構を形成する。Y 方向の 12.8m スパンの大梁を 4 分割する位置に小梁があり、同大梁によって小梁は両端をピン支持される。柱で囲まれる 6.4m×12.8m の矩形平面が防火区画であるとし、柱と大梁には耐火被覆を施し、小梁は耐火被覆を省略すると仮定した。中央の防火区画で火災が発生すると仮定し、IS0834 加熱曲線に従って温度を上昇させた。周辺架構による加熱部の拘束効果を考慮するため、中央スパンだけでなく、加熱されない隣接床架構もモデル化した。柱と大梁は常温とした。中央スパンのスラブ、無耐火被覆小梁、ボルト接合部が加熱により耐力低下してから、大変形を伴って鉛直支持する架構へ移行する過程と崩壊までの挙動を評価する。

1 スパン床架構の長辺の短辺に対する辺長比は 2.0 であり、比較的大きい辺長比の一方向スラブとされている。温度上昇によって無耐火被覆小梁の耐力が低下し、大変形を伴いスラブが主に短辺方向に力が流れる鉛直荷重支持機構になる。二方向スラブの場合では大変形が発生しスラブ中央部の張力場と外周部のコンプレッションリング（圧縮輪）が形成される。いわゆる、鉛直荷重支持能力を保持する機構（膜作用効果）が形成される。しかし、本検討対象となる床架構は比較的大きな辺長比の一方向スラブを有する床架構であり、膜作用効果でなく、小梁構面内のカテナリー状の大変形を伴った張力機構（カテナリー機構）の寄与が大きいと考えられる。カテナリー機構が成立するためには、周辺床架構によってカテナリー端部の水平変位が抑制される必要があるが、本検討架構には火災区画の長辺側に同形の常温を保持する区画が隣接することで、その役割を担う。スラブの辺長比が大きく、平面的に連続する鋼構造床架構建物が多く見られ、図 3.3.1 のように本検討の床架構により、火災高温時の鋼構造床架構の崩壊挙動を数値解析的に評価する。

表 3.2 に本検討の床架構を構成するスラブ、梁、柱と接合の仕様とモデル化の概要を示す。小梁 H-350x175x7x11 は無耐火被覆とし、大梁は H-500x200x10x16 で耐火被覆を施すことで常温を保持できると仮定する。ボルト接合部は図 3.3.1 の通りで、小梁ウェブが 3 本の高力ボルト M20 (S10T) によりガセットプレートに接合される。デッキスラブは 50 mm の高さ凹凸のデッキ型枠 (SDP2TG, 板厚 1.2mm, 山間隔 300mm) と溶接金網  $\phi 6@150$  のスラブ筋により構成され、スラブ厚さは 130 mm である (図 3.3.1)。かぶり厚さは上端から 30mm の位置とする。梁の上フランジの中央とデッキスラブとは 200mm 間隔で頭付きスタッド ( $\phi 16-L80$ ) を設け一体化する。また、既往研究によりスタッドのモデル化は解析結果への影響がほとんどないため、モデルの単純化を意図し剛材としてモデル化している。材料強度は材料試験結果に基づく。鋼材 (SS400) の降伏強度は  $270\text{N/mm}^2$  で高力ボルトの引張強度は  $1077\text{N/mm}^2$  である。また、スラブのコンクリートの圧縮強度は  $28\text{N/mm}^2$  で異形鉄筋の降伏強度は  $635\text{N/mm}^2$  である。鉛直荷重は梁やスラブの固定荷重と積載荷重の和として  $4\text{kN/m}^2$  と仮定する。

### 3.3.2. 床架構のモデル化

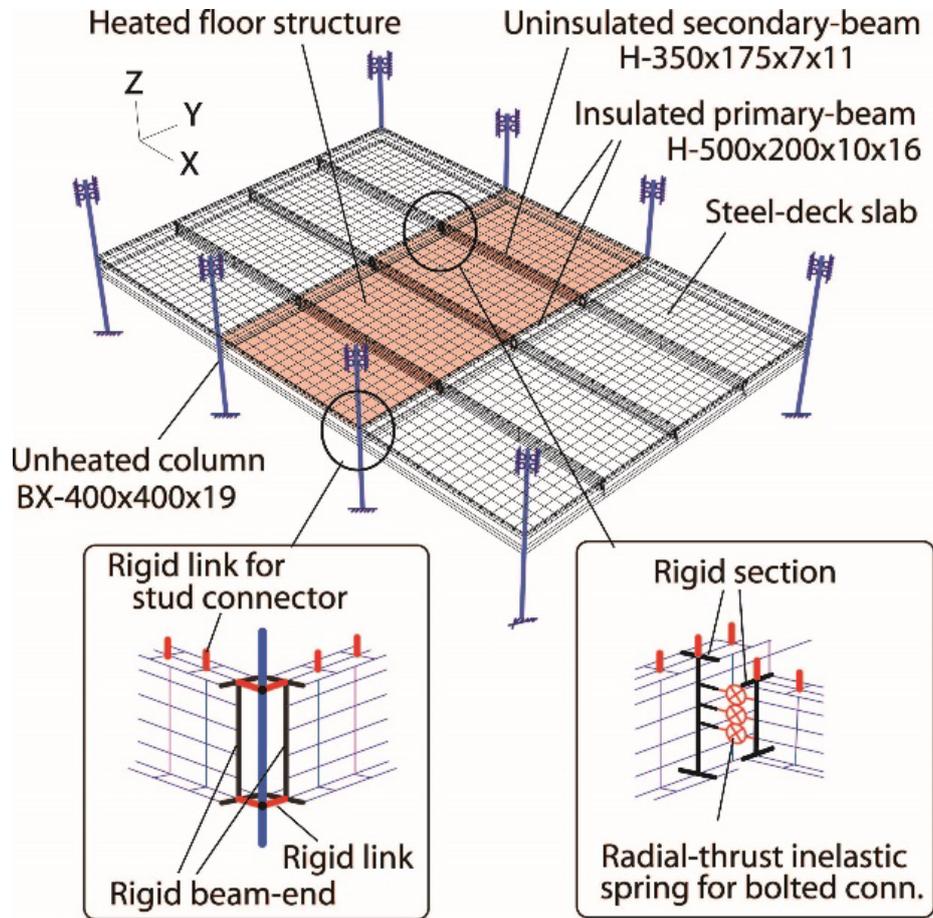


図 3.3.2

汎用有限要素法解析ソフトウェアの ABAQUS を用いて解析モデルを作成した (図 3.3.2)。8 本の角形鋼管柱 (BX-400x400x19) で検討する鋼構造床架構を支持する。長さ 8m (上下階 4m ずつ) の柱は常温を保持すると仮定し、弾性線材 (wire 要素) でモデル化した。柱の最下部の固定端とし、最上部の鉛直方向の並進以外の 5 自由度を固定した。小梁、大梁と高力ボルト接合部のモデル化は前章と同じとした。デッキ合成スラブのモデル化も前章と同じように、デッキプレートを無視して凹部の厚さの等厚 80 mm のシェル要素でモデル化した。

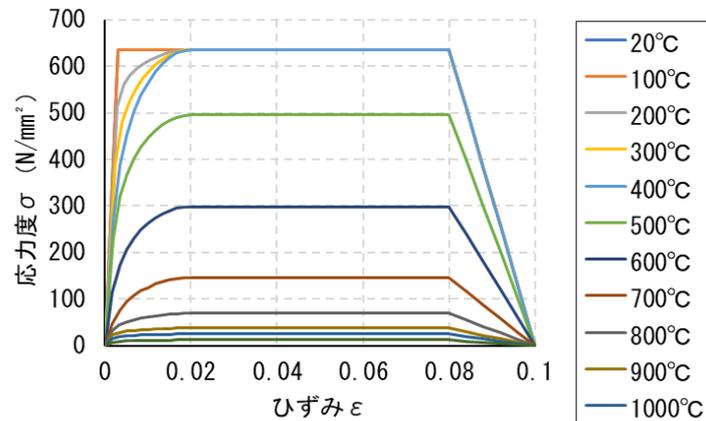


図 3.3.3 メッシュ筋の高温時応力度—ひずみ関係

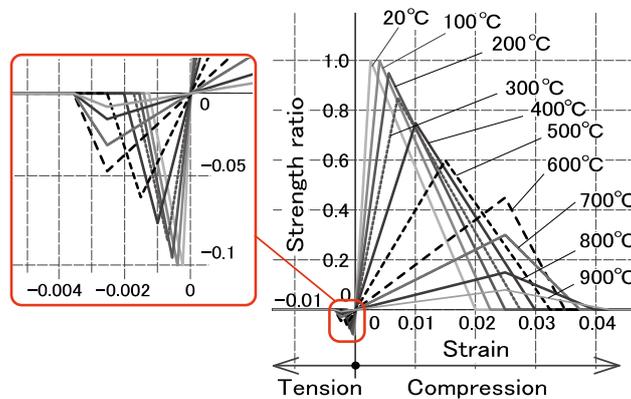


図 3.3.4 コンクリートの高温時応力度—ひずみ関係

鋼材の高温時の応力と歪関係は前節と同じように、Eurocode に準拠し設定した。そこで鉄筋の高温時応力度とひずみ関係を図 3.3.3 に示す。コンクリートの高温時応力度—ひずみ関係を図 3.3.4 に示す。スタッドは剛材とし、梁の上フランジ中央の節点と直上のスラブ節点を接続した。

柱と大梁の接合部は図 3.3.2 のように、大梁端部に剛体を設け、上下のフランジ中央の節点と同高さの柱節点を剛材で繋ぎ、すべての自由度変位同一に拘束する。さらに、小梁と大梁の高力ボルト接合部はピン接合とし、剛材でモデル化したガセットプレートと小梁ウェブの間に設けられる。各高力ボルトは主せん断力方向に相對せん断変位の絶対値に応じた反力を返すばね要素 (Radial-thrust) でモデル化した。それらの復元力特性は前章と同じとした。

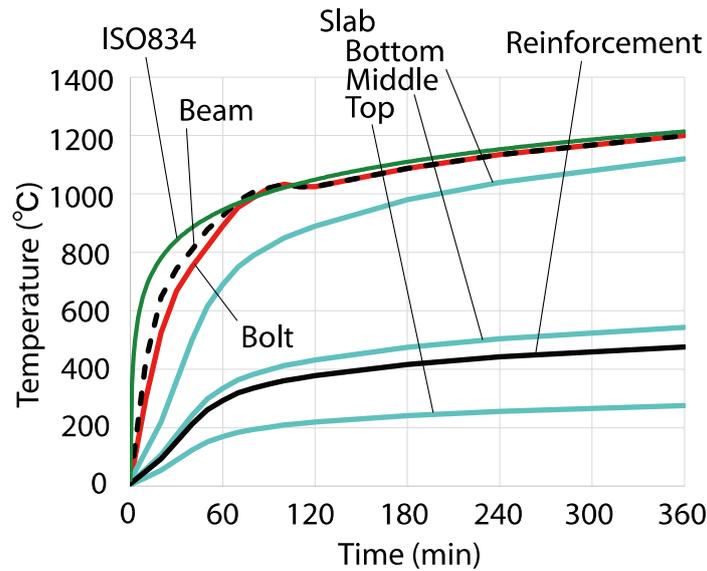


図 3.3.5 床架構の温度と加熱時間の関係

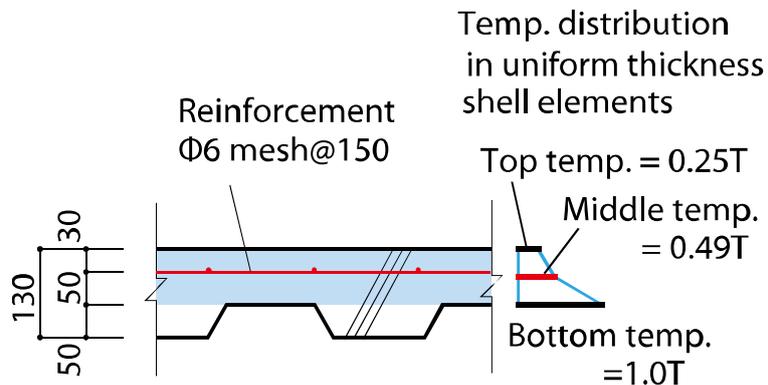


図 3.3.6 スラブ断面方向の温度勾配

部材の温度と時間の関係を図 3.3.5 に示す。240 分までは既往実験を参考に設定し、それ以降については ISO834 曲線との関係を考慮して仮定した。240 分までについて、無耐火被覆小梁と高力ボルトの温度は著者らの既往実験[11]の結果に基づき、同実験の試験体は等厚スラブであったことから、デッキスラブのコンクリートと鉄筋の温度は文献[10]を参考に設定した。既往実験[11]では、無耐火被覆小梁の上下フランジとウェブそれぞれの温度を測定したが、加熱時間が長くなるとそれらの温度差は比較的小さくなることから小梁温度は一様に与えた。一方、スラブについては、断面中央と上下端の 3 つの温度点を定義して図 3.3.6 のような温度勾配を与えた。鋼材とコンクリートの熱膨張係数は共に  $1.4 \times 10^{-5} (1/^\circ\text{C})$  として、温度に対して一定とした。

### 3.3.3. 床架構の解析結果

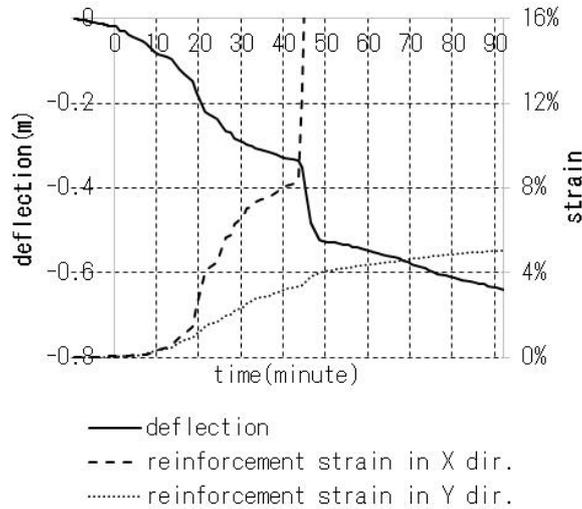


図 3.3.7 床架構スラブのたわみとスラブ筋歪—加熱時間の関係

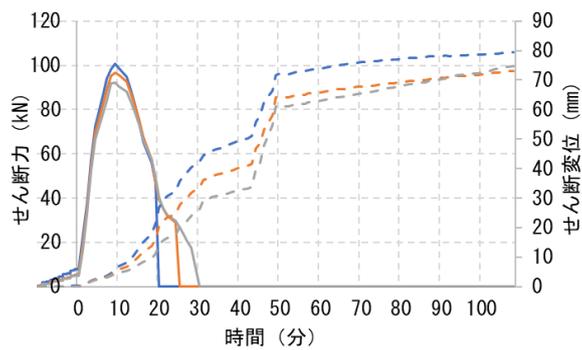


図 3.3.8 ボルトせん断力とせん断変位—加熱時間の関係

X2-X3 スパン床架構スラブ中央のたわみ, 周囲の大梁中央にあるスラブ筋の大梁と直行する方向 (図 3.3.1 において X2 通りスパン中央部のスラブ筋の短辺方向と Y2 通りスパン中央部のスラブ筋の長辺方向) の歪と時間の関係を図 3.3.7 に示す。無耐火被覆小梁端部 (X2 通り側) のボルト接合部におけるボルトのせん断力, せん断変位と加熱時間の関係を図 3.3.8 に示す。加熱 10 分頃, ボルトのせん断力は最大の 100kN に達し, その後耐力低下が始まった。加熱 20 分から 30 分にかけて, 下段のボルトから耐力を順次に喪失した (図 3.3.8)。

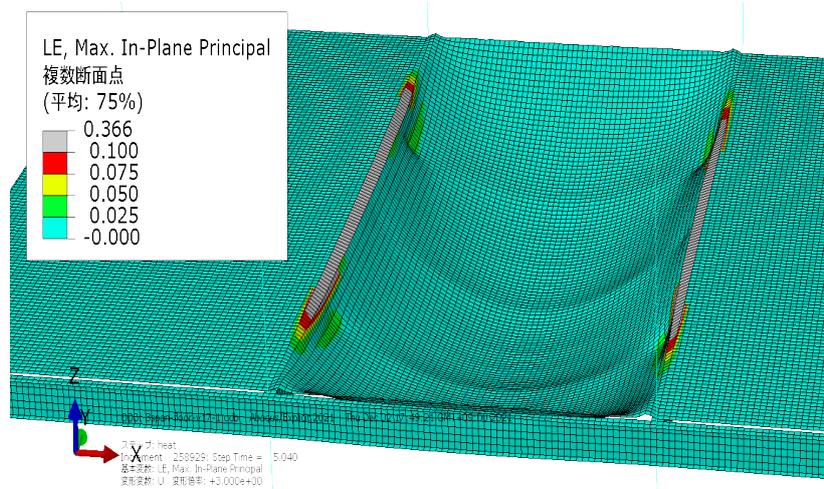
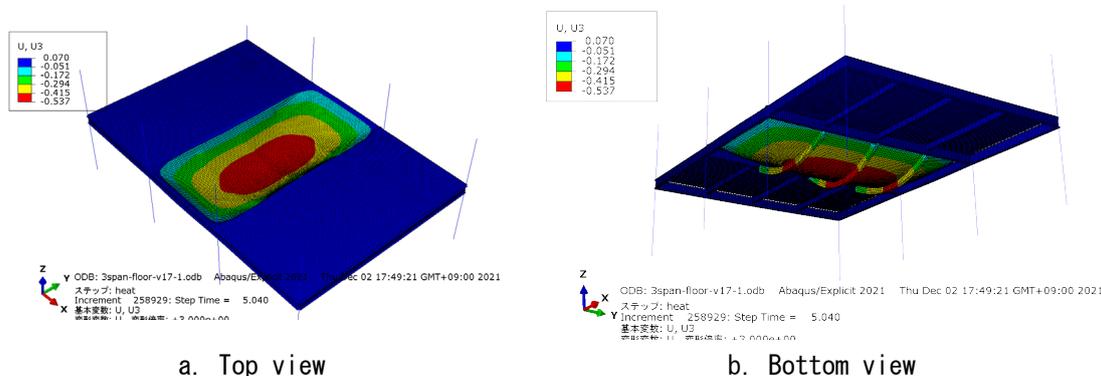


図 3.3.9 床架構スラブの変形とスラブ筋の歪分布（加熱 50 分）



a. Top view

b. Bottom view

図 3.3.10 床架構の変形とスラブの鉛直変位（加熱 50 分）

加熱開始後、X2 通りと X3 通りスラブ端部の X 方向のスラブ筋歪（以降「短辺方向歪」と呼ぶ）が増大し、20 分で、歪が約 4%に達した（図 3.3.7）。このとき、無耐火被覆小梁とボルトの温度は約 430℃と 650℃であり、スラブ中央のたわみ量は約 200 mmである。温度は 400℃を超えたため、前述通り小梁の曲げ剛性とボルトのせん断耐力が低下し、スラブ張力により鉛直荷重を支持する機構に移行が開始したと考えられる。一方、この間、Y1 通りと Y2 通りスラブ端部の Y 方向のスラブ筋歪（「長辺方向歪」と呼ぶ）は、あまり増大していない。短辺方向歪の増大はスラブの面外曲げ変形の影響もあるが、X 方向の 1 方向のカテナリー機構が形成されたことにも起因すると推察できる。加熱 30 分時、ボルトと無耐火被覆小梁は耐力を喪失しており（図 3.3.8）、たわみが急増した。その後、スラブのみで鉛直荷重を支持する機構が形成され、たわみの増加は緩くなった。加熱約 45 分時のスラブ筋の温度は約 250℃で、耐力はほとんど低下していないが、X2 通りと X3 通りスラブ端部の短辺方向歪が 8%の降伏限界歪に到達し、応力歪関係の負剛性域に入ることによってスラブのたわみは急激に増大した（図 3.3.7）。加熱約 50 分時、スラブ端部短辺方向歪は 10%を超え、スラブ筋は破断したと考えられる（図 3.3.7）。同時間の床架構の変形図とスラブのたわみ分布を図

3.3.9 に示す。その後、90 分頃でスラブのたわみ量は小梁スパンの 1/10 (640mm) に達した。火災高温時床架構の崩壊の定義が明確にされていないものの、図 3.3.11 のようにスラブ端部の鉄筋が局所的に変形し、鉄筋が発生する応力度はゼロに低下し (図 3.3.12)、実現象としては破断したと考えられる。層間区画を保持できない状態になったと思われ、終局状態に達したと判断できる。すなわち、隣接する床架構による拘束効果で、区画の辺長比が比較的大きい場合に、X2 と X3 通りスラブ鉄筋の破断を伴い床架構が崩壊する可能性が確認された。

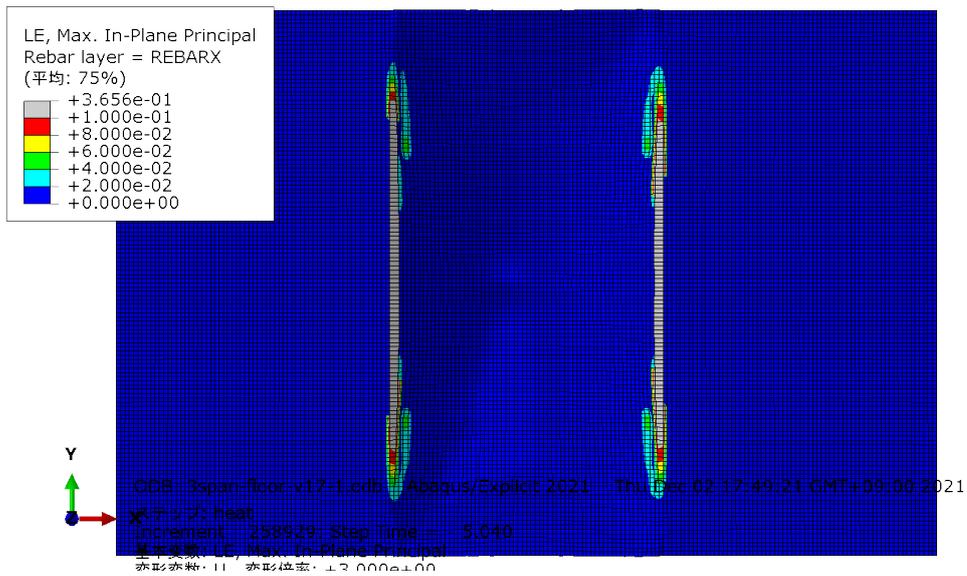


図 3.3.11 X 方向のスラブ筋歪 (加熱 50 分) (図交換)

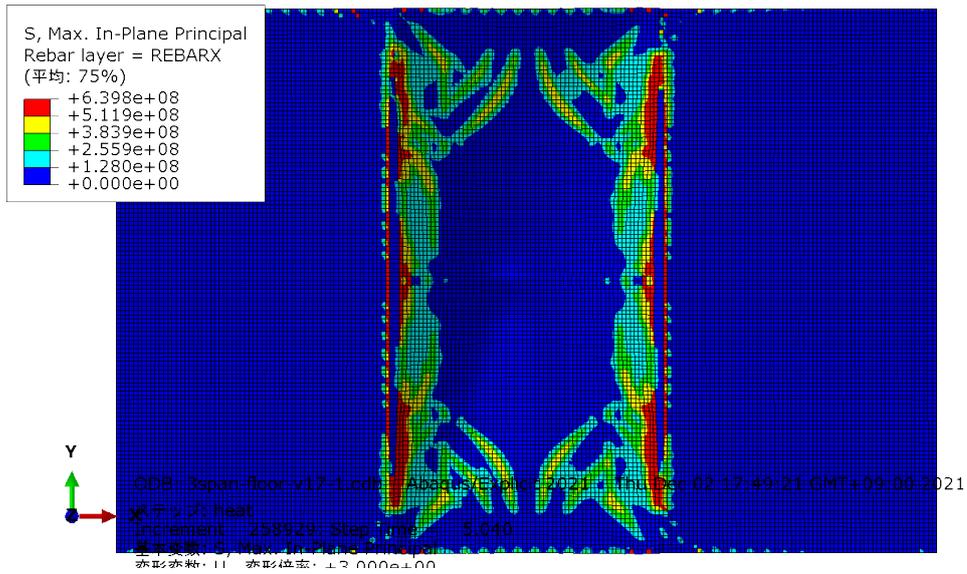
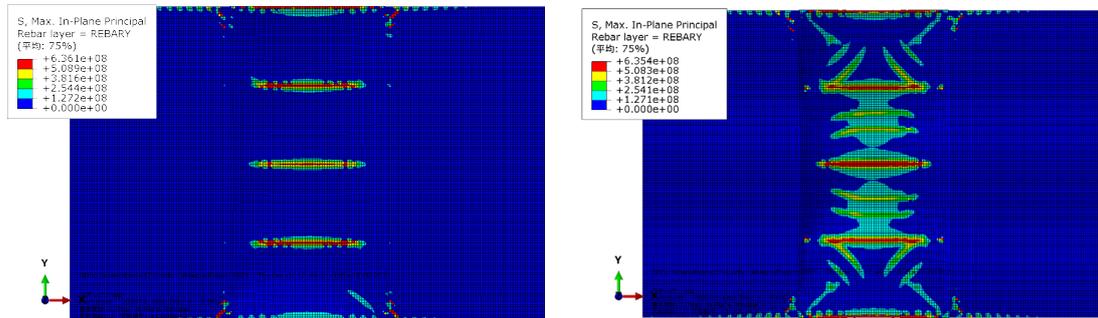


図 3.3.12 X 方向のスラブ筋の応力度 (加熱 50 分)



a. 鉄筋破断前（加熱 40 分頃）

b. 鉄筋破断後（加熱 50 分頃）

図 3.3.13 鉄筋破断前後のスラブ筋の長辺方向の応力度分布

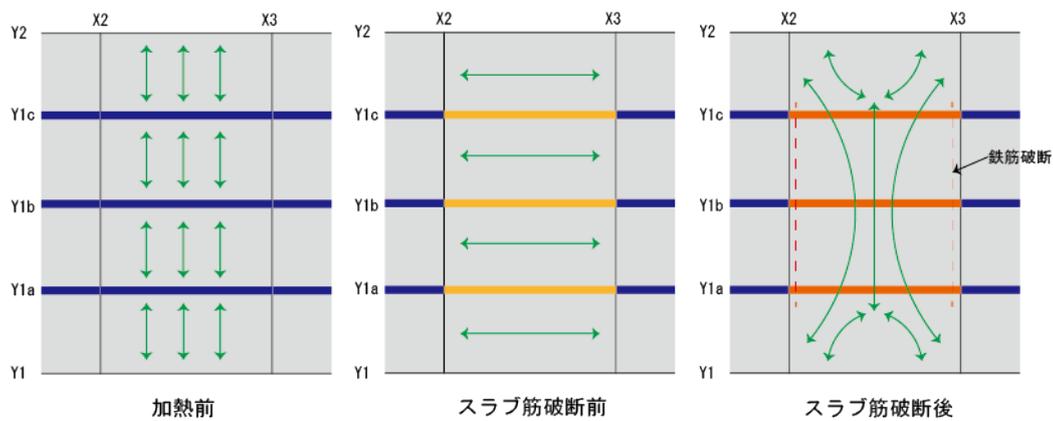


図 3.3.14 スラブ筋応力の主たる方向の変化

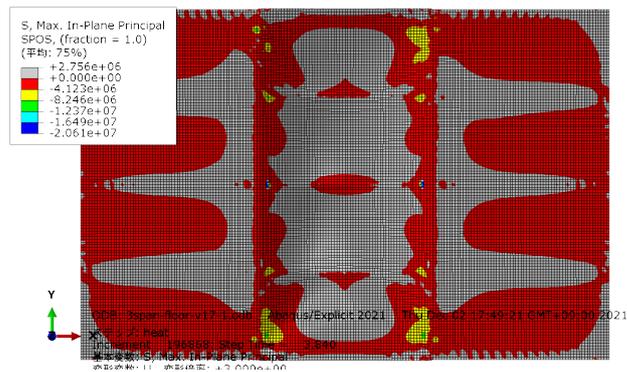


図 3.3.15 スラブ上端コンクリートの応力分布

前述では鉄筋破断前後、層間区画を保持できない状態になったと思われ、終局状態に達したと述べたが、床架構は落下しない。鉄筋破断前後のスラブ筋の長辺方向の応力度分布を図 3.3.13 に示す。加熱開始後ボルトと無耐火被覆小梁は温度上昇に伴い耐力が低下し、スラブのカテナリー効果で鉛直荷重を保持する機構へ移行する。本検討の床架構は比較的大きな辺長比のスラブで構成されるため短辺方向のスラブ筋の負担が大きく、X2 と X3 通り大梁直上における鉄筋は歪が増大し、破断した (図 3.3.7)。鉄筋の耐力を喪失した前の長辺方向の応力度分布図を図 3.3.13a に示す。小梁直上に位置するスラブ筋は小梁の拘束効果で長辺方向に引っ張られ、降伏した。一方、X2 と X3 通りのスラブ筋が破断したことで、短辺方向の鉄筋が力を負担できなくなり、長辺方向の鉄筋の応力度は増大した (図 3.3.13b)。常温時スラブの荷重は小梁に流れ、ボルト接合部を通して柱に伝わる。そして、ボルトと無耐火被覆小梁が耐力を喪失した後に短辺方向のスラブ筋が鉛直荷重を保持する。その後、X2 と X3 通りの大梁直上のスラブ筋が破断し、長辺方向スラブ筋の応力は増大することで、鉛直荷重を保持する。すなわち長辺方向のカテナリー機構が形成された。

本検討床架構モデルは、大変形後スラブの膜作用効果のような火災区画周囲の大梁に鉛直荷重が分散する機構よりも、カテナリー機構により鉛直荷重を支持する機構の寄与が大きいと述べた。しかし、図 3.3.15 のスラブ上端コンクリートの応力分布図と示すように、火災区画の外周では圧縮力の圧縮輪が形成され、スラブ中央では張力場がみられる。前述のスラブ筋応力の主応力方向の分析により、本検討の 1 方向スラブを有する床架構は方向性が強く、膜作用効果によって荷重支持能力が増加するものの、その寄与は小梁構面内のカテナリー状の大変形を伴った張力機構によりも小さい可能性がある。

### 3.3.4. 合成小梁モデルとの比較

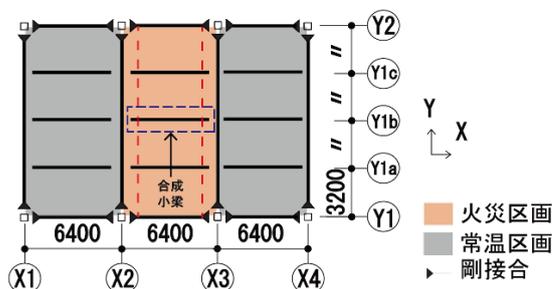


図 3.3.16 床架構の概要

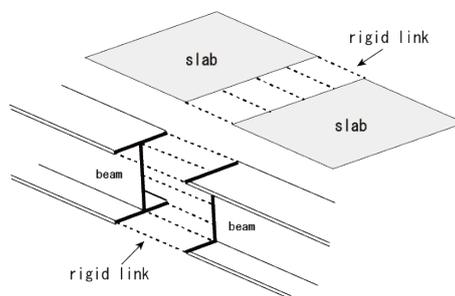


図 3.3.17 分割した小梁とスラブを剛体ワイヤで繋がる

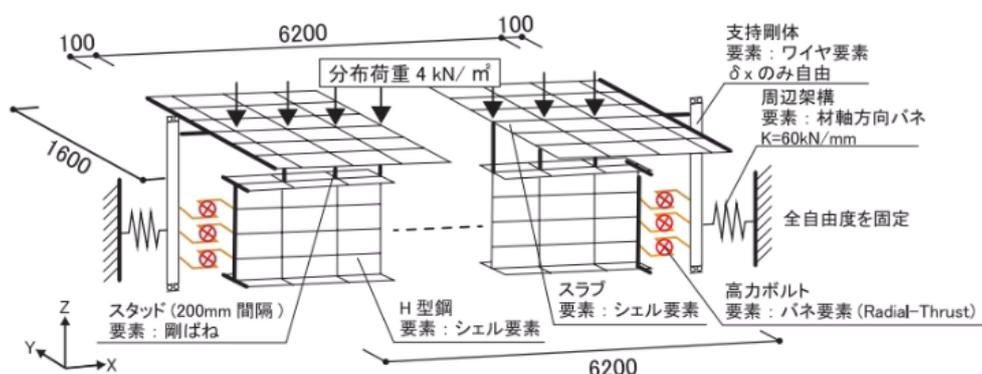


図 3.3.18 合成梁の解析モデルの構成

前節 3 スパン床架構の解析を行ったうえで、図 3.3.16 中赤点線のように、X2 通りと X3 通りから 400mm の位置でスラブと小梁を分割し、剛体ワイヤで接続する床架構の解析を行った。3 分割したスラブを 400mm 間隔で剛体ワイヤでつながり、小梁はフランジとウェブでそれぞれ剛体ワイヤで接続する (図 3.3.17)。これは部材に生じる力の出力を目的とする。それをたわみから計算した反力、合成小梁の伸縮拘束ばねに生じる反力との比較を行い、3 スパン床架構において短辺方向に形成するカタナリー機構の挙動を評価する。床架構部材の仕様、部材のモデル化方向、加熱加力は前節の 3 スパン床架構の解析と同じである。

図 3.3.16 に示す 6.4m×1.6m のスラブと小梁を抽出し、合成梁の解析を行う。合成梁の解析モデルの構成を図 3.3.18 に示す。材料の特性や各部材の温度時間変化は本節の床架構の解析の設定と同様である。ただ、合成梁の解析モデルでは、高力ボルトで小梁端部を小梁材軸方向のみ自由とした支持剛体で接合する。支持剛体とつながる材軸方向の弾性ばねを設ける (以下、「伸縮拘束ばね」と呼ぶ) ことで、梁の周辺架構による材軸方向の変形拘束をモデル化した。伸縮拘束ばねの剛性は 60kN/mm とした。スラブ配筋は後述の形鉄筋の D10@200 とした。

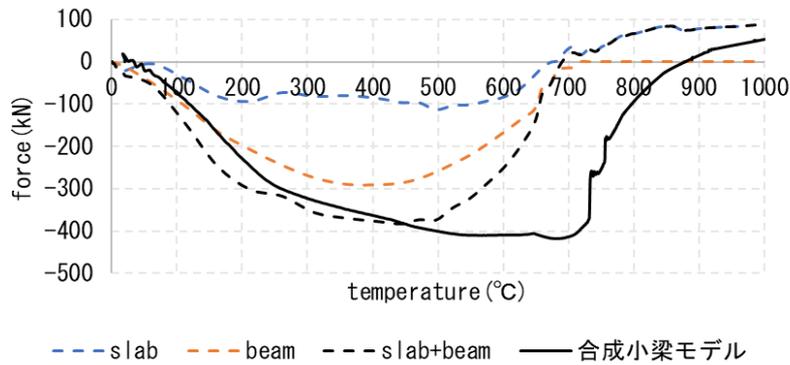


図 3.3.19 床架構の接続ばね，合成小梁モデルの伸縮ばねに生じる力—小梁温度の関係

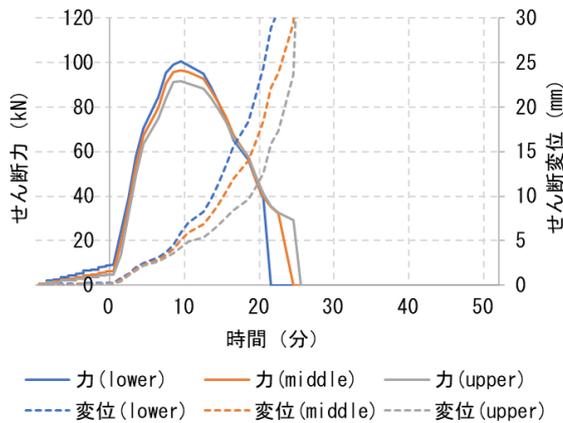


図 3.3.20 3 スパン床架構ボルトのせん断力とせん断変位—時間の関係

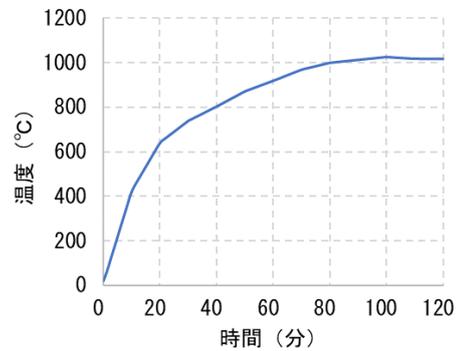


図 3.3.21 小梁下フランジ温度—時間の関係

3 スパン床架構解析において，Y1b 通り小梁を中心とした 1.2m 幅のスラブの接続ばね (slab)，小梁接続ばね (beam)，それらの合成 (slab+beam) を出力し，図 3.3.19 に示す。同図にも合成小梁モデルの伸縮ばねに生じる力を示す。3 スパン床架構ボルトのせん断力とせん断変位は時間との関係を図 3.3.20 に示す。小梁下フランジ温度関係を図 3.3.21 に示す。加熱開始後，小梁とスラブの熱膨張により圧縮力は生じる。加熱約 10 分，同時小梁下の温度は 400°C に達し，圧縮力は 400kN になった。その後圧縮力は低下し，小梁下フランジ温度が 700°C 付近（加熱約 20 分）で引張力に転じた。これは加熱 10 分後ボルトの耐力は低下しはじめ，加熱約 20 分で耐力を喪失したためと考えられる（図 3.3.20）。一方，合成小梁の解析では，小梁温度が 700°C の時に 400kN の最大圧縮力に達し，900°C くらいで引張力に転じた。その違いは，伸縮ばねで接合する小梁端部は小梁材軸方向に変形し，ボルト接合部の耐力喪失が遅れたと思われる。

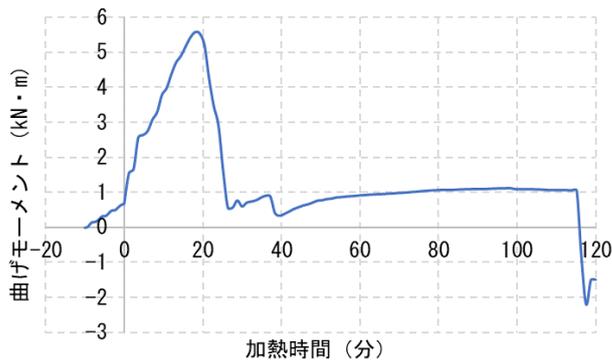


図 3.3.22 スラブ接続ばねに生じる曲げモーメント

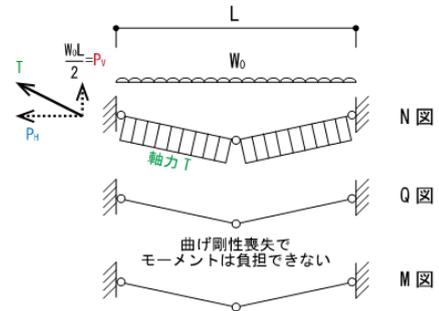


図 3.3.23 引張力による鉛直荷重

反力

支持機構

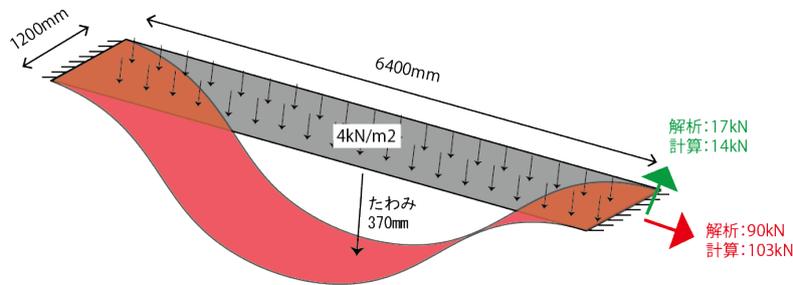


図 3.3.24 加熱 60 分の大変形期カテナリー機構においてスラブ端部支持力

ボルト耐力喪失後（700℃以降），小梁に生じる軸力はゼロに低下し（図 3.3.19），スラブだけで鉛直荷重を支持する機構が形成された。3 スパン床架構の解析において，最大引張力は約 90kN で，合成小梁は 75kN である。この違いは配筋によると考えられる。1.2m 幅のスラブ接続ばねに生じる曲げモーメント反力を図 3.3.22 に示す。熱膨張開始後，ばねに生じる曲げモーメントは増大しはじめ，加熱約 18 分に 5.5kN・m になった。加熱約 20 分，曲げモーメントは急速に低下し，加熱約 60 分で 1.0kN・m に低下した。その以降，曲げモーメントが安定し，図 3.3.23 のような引張力による鉛直荷重支持機構が形成されたと考えられる。加熱 60 分の大変形期カテナリー機構においてスラブ端部支持力の計算値と解析値を図 3.3.24 に示す。同時のスラブのたわみは 370mm である。たわみから計算したスラブ端部の水平引張力は 103kN であり，鉛直支持力は 14 である。一方，水平力の解析値は 90kN で，鉛直力は 17kN である。解析値と計算値は概ね一致しているから，並列無耐火被覆合成小梁を有する床架構は火災高温時，短辺方向のカテナリー機構が形成され張力により鉛直荷重を支持すると確認した。

### 3.4. 鉄筋量，周辺床架構と加熱区画の辺長比の影響

前節の床架構モデルの解析結果より，床架構の仕様を変えてその影響を確認する。

- (1) メッシュ筋  $\phi 6@150$  の配筋で床架構の解析は約 45 分ごろ鉄筋が破断したことでスラブのたわみが急増し，床架構は終局状態に到達した。本検討では配筋を異形鉄筋の  $D10@200$  に変更し，床架構の終局状態に及ぼす影響を考察する。
- (2) 前章に 3 スパンを有する床架構の解析を行ったが，本検討は中央の火災区画だけでモデル化し，周辺床架構が床架構の終局状態に及ぼす影響を考察する。
- (3) 比較的大きな辺長比を有するスラブから正方形スラブへ変更し，辺長比が床架構の終局状態に及ぼす影響を考察する。

#### 3.4.1. 鉄筋量が床架構の火災高温時崩壊挙動に与える影響

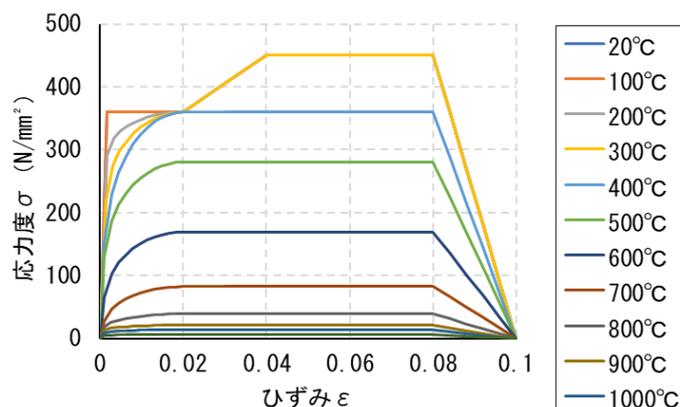


図 3.4.1 異形鉄筋の高温時応力度—ひずみ関係

##### 3.4.1.1. 解析条件

配筋だけを異形鉄筋の  $D10@200$  に変更し，その他の条件は 3.3 の床架構の解析とは同じにする。異形鉄筋の配筋は  $D10@200$  シングルとし，応力-歪関係は EC3 に準拠して歪硬化を考慮した。降伏強度を  $360\text{N/mm}^2$ ，引張強度を  $450\text{N/mm}^2$  とし，両強度の比は EC3 に示される 1.25 を用いた。また，平均的な  $D10$  の降伏強度として  $360\text{N/mm}^2$  を設定した。異形鉄筋の高温時応力度—ひずみ関係を図 3.4.1 に示す。

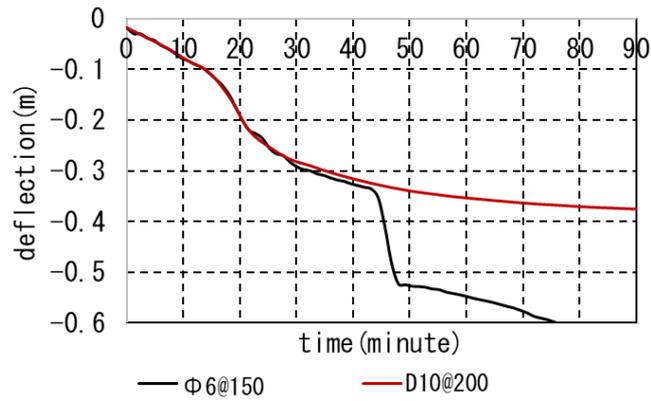


図 3. 4. 2 床架構スラブのたわみと加熱時間の関係

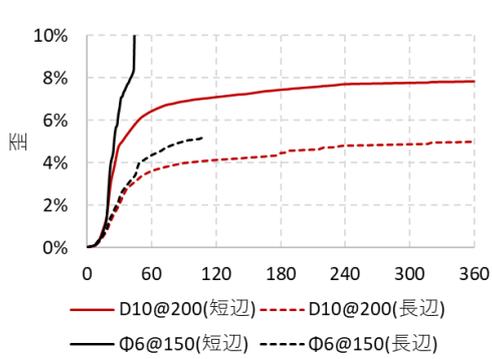


図 3. 4. 3 火災区画外周でスパン中央鉄筋の歪と時間の関係

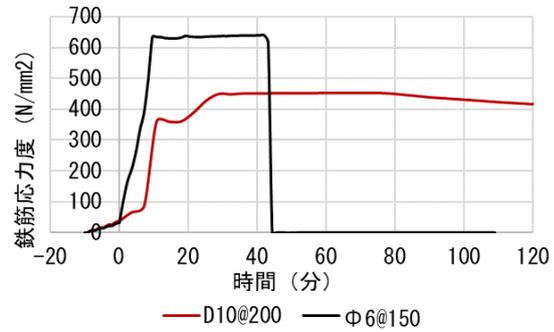


図 3. 4. 4 X2 通りスパン中央鉄筋の短辺方向の応力と時間の関係

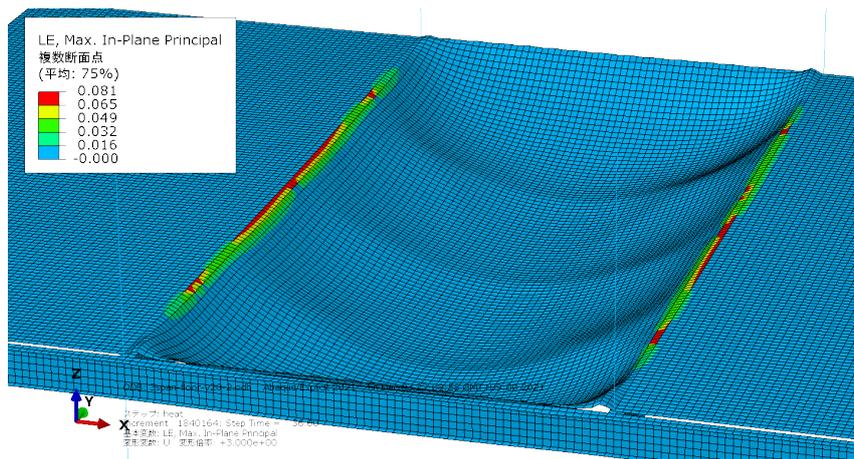


図 3. 4. 5 床架構スラブの変形とスラブ筋の歪分布 (加熱 360 分)

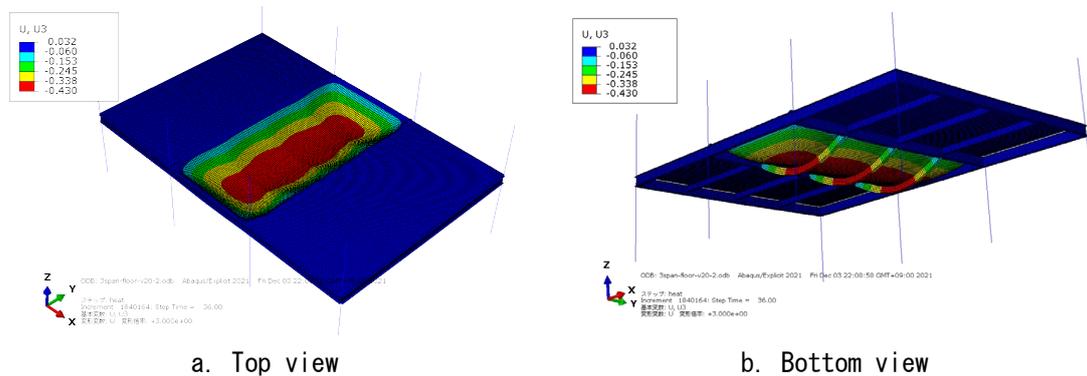


図 3.4.6 床架構の変形とスラブの鉛直変位（加熱 360 分）

### 3.4.1.2. 解析結果

床架構スラブのたわみと加熱時間の関係を図 3.4.2 に示す。火災区画外周でスパン中央鉄筋の歪と時間の関係を図 3.4.3 に示す。X2 通りスパン中央鉄筋の短辺方向の応力と時間の関係を図 3.4.4 に示す。加熱開始後、スラブは熱膨張によりたわみは増大し始め、加熱約 10 分時鉄筋は降伏した（図 3.4.4）。これはボルトが最大せん断力に達し、その後耐力が低下することでスラブは鉛直荷重を支持し、荷重は周囲の大梁への分散が大きくなったと思われる。その後、歪硬化の影響で歪は急速に増大し、加熱約 30 分のとき短辺方向歪は約 5%に増え、鉄筋の応力度は引張強度の  $450\text{N/mm}^2$  に増大した（図 3.4.3, 図 3.4.4）。同時の鉄筋の温度は約  $150^\circ\text{C}$  であり、耐力は低下していない。一方、長辺方向鉄筋の歪は 30 分のときは 2%であり、その以降も短辺方向歪により大きく下回る。加熱開始 15 分まで、異形鉄筋とメッシュ筋の解析においてたわみの増大は概ね一致しているが、その以降メッシュ筋の歪増加は異形鉄筋より早く、異形鉄筋の解析にはスラブたわみの増大はメッシュ筋より大きい。加熱 45 分頃、メッシュ筋の歪は 10%を超え破断したが、異形鉄筋の場合は破断しない（図 3.4.3, 図 3.4.4）。同所鉄筋の歪は約 6%であり、応力度は  $450\text{N/mm}^2$  で低下していない。加熱 360 分までも異形鉄筋の歪は最大 8%程度で、応力歪関係の負剛性域に入ったと思われる。この時、鉄筋の温度は  $470^\circ\text{C}$  であり、耐力は少し低下したが、破断はしない（図 3.4.4）。図 3.4.5 に加熱 360 分の床架構スラブの変形とスラブ筋の歪分布を示す。同時の床架構の変形とスラブの鉛直変位を図 3.4.6 に示す。X2 と X3 通り大梁直上鉄筋の歪は 8%を超えており、スラブのたわみは  $430\text{mm}$  に達した。そして温度をさらに上昇させ、鉄筋は耐力が低下し歪は 10%を超え、鉄筋が破断する可能性が考えられる。

### 3.4.2. 周辺架構が床架構の火災高温時崩壊挙動に与える影響

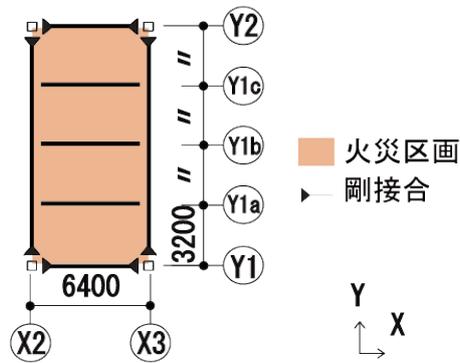


図 3.4.7 1 スパン床架構の概要

#### 3.4.2.1. 解析条件

本節では火災区画の周辺床架構の存在が、無耐火被覆合成小梁を含む床架構の耐火性状に及ぼす影響を評価する目的で、図 3.4.7 のような 1 スパンの床架構（「以下 1 スパン床架構」）を考える。本検討も床架構の四隅は角形鋼管柱で支持されているものとし、柱の断面や長さ、解析モデルの要素の構成や接合方法などは、前節のモデルと同様である。また、小梁と大梁とスラブの仕様やモデル化の詳細なども前節のモデルと同様とした。火災区画の温度を上昇させ、小梁とボルト接合部は無耐火被覆とし、大梁と柱は常温とする。部材温度と時間の関係も前節の床架構解析と同じで、図 3.3.5 に示す。鉛直荷重も前節と同様に  $4\text{kN/m}^2$  をスラブに加える。変更点は隣接床架構存在しないことだけである。

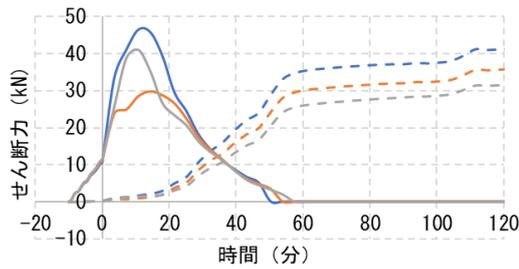


図 3.4.8 ボルトせん断力とせん断変位—加熱時間の関係（更新）

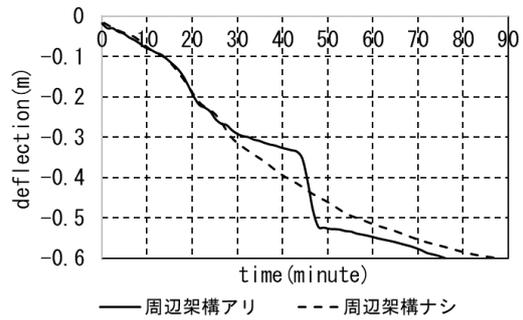


図 3.4.9 周辺架構の存在がスラブたわみに及ぼす影響

### 3.4.2.2. 解析結果

ボルトに生じるせん断力及び、せん断変位と加熱時間の関係を図 3.4.8 に示す。また、周辺架構の存在がスラブたわみに及ぼす影響を図 3.4.9 に示す。前節の床架構解析と同様に、ボルトはいずれも加熱開始後 10 分程度で、最大せん断力に達し、その後耐力低下する。3 スパン床架構の解析において、ボルトに生じる最大せん断力は 100kN に達したのに対し、本解析のボルト最大せん断力は 50kN 未満であった。これは隣接床架構の拘束効果による影響と思われる。加熱開始後 50 分から 60 分にかけて、ボルトに生じるせん断力は順次ゼロまで低下し、せん断変位のいずれも 20mm を超えていることから、ボルトが耐力を喪失したと考えられる。これは図 3.2.7 に示すボルトの CB モデルにおいて、せん断ばねのせん断方向に 20mm 変形したら耐力喪失と仮定するためである。1 スパン床架構において、ボルトの耐力喪失は 3 スパン床架構（図 3.3.20）と比べ 30 分程度遅い。これは、3 スパン床架構では周辺架構の存在により X2 と X3 通りの大梁の回転が拘束されることで、ボルトに生じるせん断力は大きくなったことが原因だと考えられる。温度上昇に伴いせん断耐力が低下し、比較的早期（加熱開始後 30 分）耐力喪失したと思われる。図 3.4.10 と図 3.4.11 には加熱開始後 100 分における 1 スパン床架構と 3 スパン床架構の変形を示す。周辺架構が床架構の変形に与える影響を図 3.4.12 に示す。1 スパン床架構では X2 と X3 通りの大梁が大きく回転し、3 スパン床架構がほとんど回転しないことが分かる。周辺架構により無耐火被覆合成小梁端部の自由度（X 通り大梁の軸回りの回転と Y 方向の変形）が拘束されることで、小梁端部には曲げモーメントが作用する。それによりボルトのせん断力が増加し、ボルトが早期に耐力喪失する。

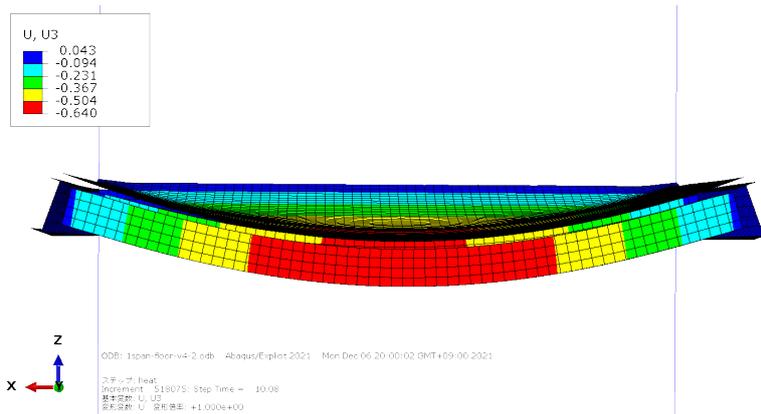


図 3.4.10 1 スパン床架構の変形 (加熱 100 分)

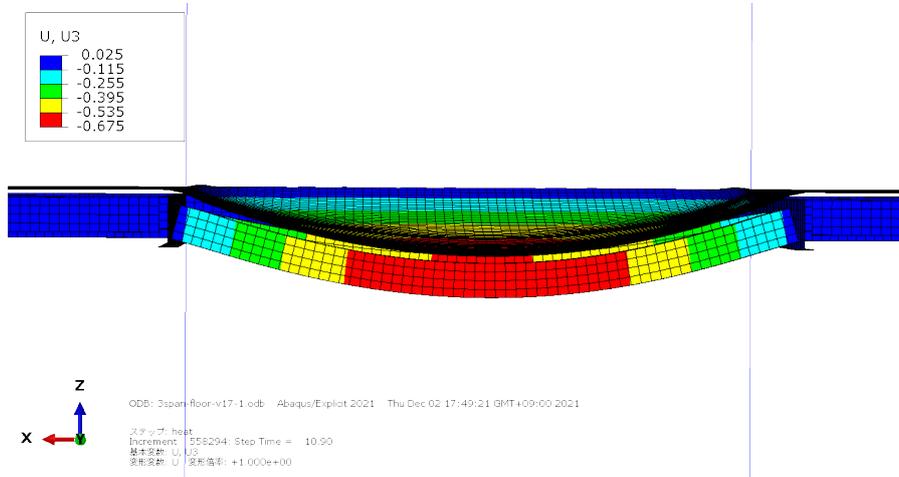


図 3.4.11 3 スパン床架構の変形 (加熱 100 分)

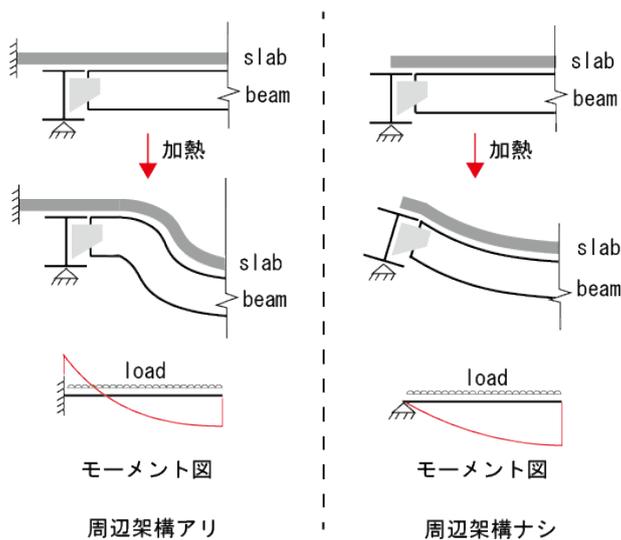


図 3.4.12 周辺架構は床架構の変形に与える影響

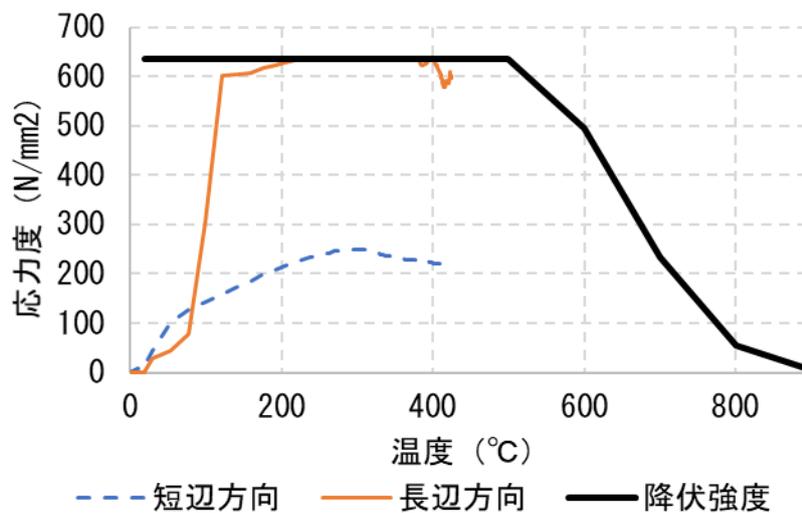


図 3.4.13 メッシュの応力強度と温度の関係

加熱開始後 30 分, 3 スパン床架構の解析は 1 スパンのスラブたわみは概ね一致しており, その後, 大梁の回転により 1 スパン床架構のたわみは 3 スパンを上回る。加熱開始後 45 分頃, 隣接床架構による拘束効果でメッシュ筋の歪が 10% を超え破断し, 3 スパン床架構の解析は終局状態に到達した。一方, 同時に隣接床架構のない 1 スパンモデルでは, 鉄筋は破断しない。メッシュ筋応力度, 応力強度と温度の関係を図 3.4.13 に示す。同時間における鉄筋温度は約 250°C である。鉄筋に生じる応力度は 250N/mm<sup>2</sup> で, 降伏応力度の 635N/mm<sup>2</sup> に達していない。ここで, 短辺方向鉄筋の応力度が長辺方向の応力度大きく下回ることは, 3 スパン床架構の結果と異なる。その原因は後述する。

加熱開始後 360 分のスラブ筋の応力度は図 3.4.14 に示す。X2, X3 通りスパン中央の短辺方向の鉄筋の応力度は最大で 240N/mm<sup>2</sup> 程度であり, スラブ中央鉄筋短辺方向の応力度は最大で 360 N/mm<sup>2</sup> 程度で, 多くの範囲は 120 N/mm<sup>2</sup> しか達していない。一方, Y1, Y2 通り付近のスラブ筋短辺方向の応力度は中央に比べ大きい。これは, X2, X3 通りの大梁の軸回りの回転が柱に近いほど強く拘束されることが原因と考えられる。スラブ筋長辺方向の応力度分布を図 3.4.14b に示す。小梁直上の鉄筋は小梁の拘束効果により降伏した。小梁間にも最大応力度は 600N/mm<sup>2</sup> を超え降伏し (図 3.4.14b), 短辺方向に比べ大きいのは明確である。



### 3.4.2.3. 周辺架構のないモデルにおいて長辺方向鉄筋の応力負担は短辺方向より大きい原因の検討

1 スパン床架構において熱膨張を考慮しない解析を行い、熱膨張が床架構の挙動に与える影響を考察する。部材の仕様、モデル化方法、加熱と加力は前節の1 スパン床架構の解析と同様とし、熱膨張系だけを変え、ゼロに設定した。

以下に解析の結果を示す。加熱36分におけるスラブ筋の応力度を図3.4.15に示す。X2, X3 通りスパン中央、短辺方向のスラブ筋の応力度は最大  $635\text{N/mm}^2$  に達し、降伏した。スラブ中央において短辺方向の鉄筋の応力度は  $256\text{N/mm}^2$  に達した。それを長辺方向に比べ、短辺方向の応力度は長辺方向を上回ることが分かる。

上記の熱膨張考慮の有無の比較を通して、熱膨張と周辺架構の存在が床架構の火災高温時崩壊挙動に与える影響を検討した。周辺架構が存在しないため、短辺方向スラブ筋からX2, X3 通りの大梁へ流れる力は少ない。一方で、長辺方向は熱膨張の効果が顕著であり、スラブ筋に生じる応力度が大きくなった。そして、荷重は短辺方向の鉄筋を通して、拘束の高いX2, X3 通り大梁端部へ分散する。熱膨張を考慮する周辺架構の床架構のスラブ筋の力の流れを図3.4.16に示す。

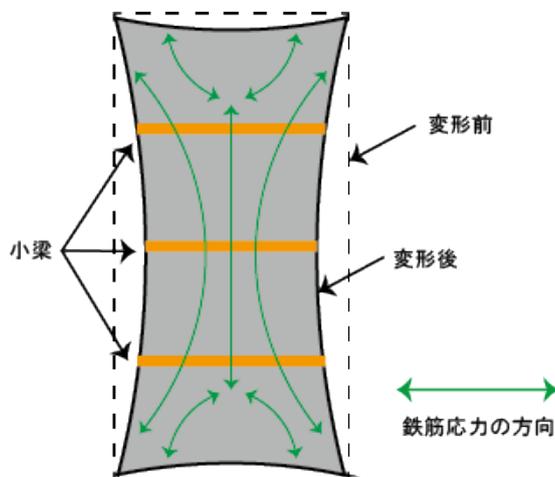


図 3.4.16 熱膨張を考慮する X2-X3 スパンの床架構のスラブ筋の力の流れ

### 3.4.2.4. 周辺架構のない1スパン床架構の崩壊形の検討

上記の解説で周辺架構が存在しない床架構は、隣接床架構による拘束がなく、スラブ端部の鉄筋が破断せず、加熱開始後 360 分まで鉛直荷重を保持することを確認した。そういった床架構はどのように崩壊するか検討する。スラブ上端コンクリートの歪分布を図 3. 4. 17 に示す。平島らの耐火実験で試験体のひび割れの様子を図 3. 4. 18 に示す。図中灰色箇所はコンクリートの歪は 0.5%を超える位置を示し、ひび割れが発生する可能性が高い。スラブ外周部でひび割れが発生したのは、加熱初期のスラブの曲げ、大変形が発生した後長辺方向にカタナリー機構による引張力が作用するためと考えられる。長辺方向と直行する大きなひび割れ、四隅と近く斜め方向のひび割れもみられる (図 3. 4. 17)。平島らが行った床架構の加熱加力実験でも試験体の上端で同様なひび割れが確認できる (図 3. 4. 18)。図 3. 4. 14b に示す長辺方向の鉄筋の応力度により、小梁間の鉄筋の応力度は四隅付近斜め方向の応力度を上回ることがわかる。したがって、さらに温度を上昇させ、図 3. 4. 17 中小梁の間で短辺方向に発生するひび割れは拡大し、そこでの鉄筋は破断する可能性が考えられる。

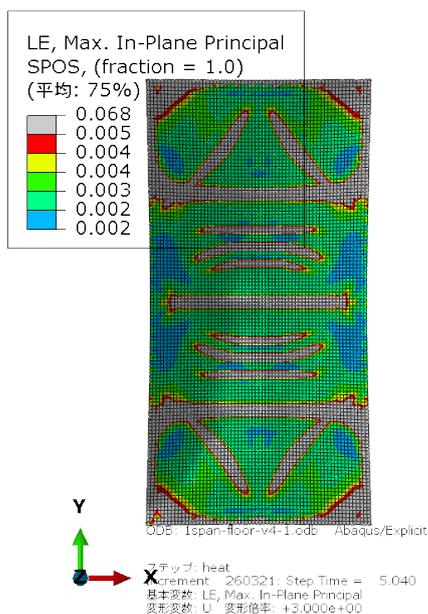


図 3. 4. 17 スラブ上端コンクリートの歪分布



図 3. 4. 18 Bailey らの耐火実験で試験体のひび割れ

### 3.4.3. 辺長比が床架構の火災高温時崩壊挙動に与える影響

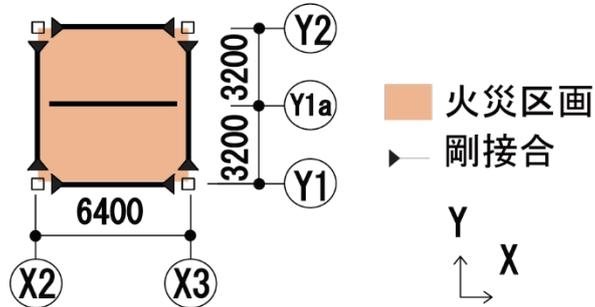


図 3.4.19 正方形床架構の概要

#### 3.4.3.1. 解析条件

本節ではスラブの辺長比が無耐火被覆合成小梁を含む床架構の耐火性状に与える影響を評価する目的で、図 3.4.19 のような床架構を考える。周辺床架構がない上に平面を正方形として辺長比を 1 としたものである。部材の仕様、モデル化方法、加熱と加力は前節の 3 スパン床架構の解析と同様とし、熱膨張系だけを変え、ゼロに設定した。

#### 3.4.3.2. 解析結果

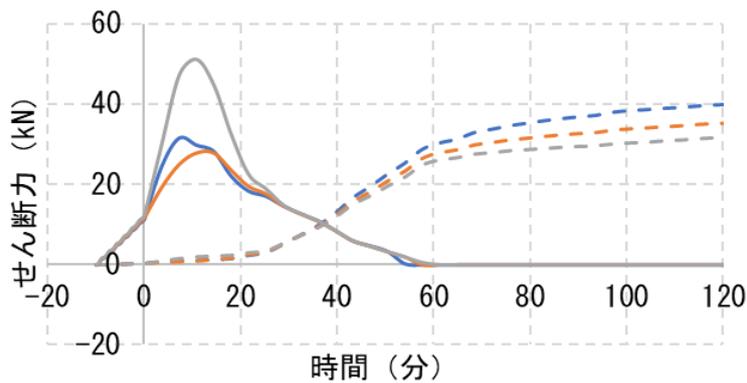


図 3.4.20 ボルトせん断力とせん断変位—加熱時間の関係

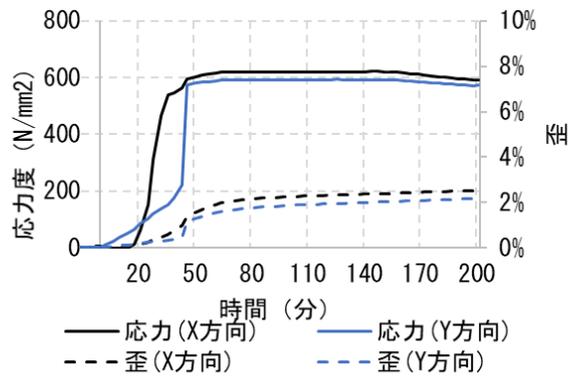
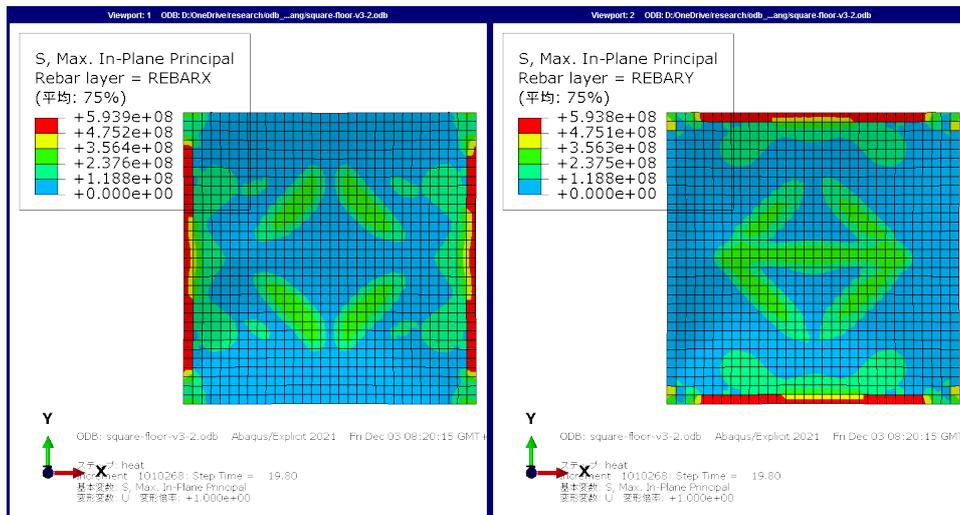


図 3.4.21 スラブ筋応力度と歪—時間の関係

ボルトに生じるせん断力、せん断変位と加熱時間の関係を図 3.4.20 に示す。ボルトの挙動は前節通りに 10 分くらいで最大せん断力に達し、その後耐力は低下し始めた。加熱開始後約 60 分、ボルトのせん断耐力はゼロに低下し、せん断変位は 20mm を超え、せん断耐力は喪失したと考えられる。本検討の正方形の床架構は前節の周辺架構のない床架構の解析と同じ、ボルトは約 60 分で耐力を喪失した。したがって、周辺架構の存在で無耐火被覆小梁端部での曲げモーメントは増大し、ボルトが早期に耐力を喪失する可能性を示唆した。

スラブ筋応力度と歪は時間との関係を図 3.4.21 に示す。加熱開始後 Y 方向鉄筋の応力度は増え始め、加熱後 50 分頃応力度は 600N/mm<sup>2</sup> を超え降伏した。一方、X 方向の鉄筋は加熱 20 分後応力度が増加し、X 方向と同じタイミングで降伏した。この時、スラブ外周鉄筋の歪は約 1% 程度で、加熱約 200 分で 2% に達した。加熱 200 分スラブ筋の応力度分布を図 3.4.22 に示す。X 方向と Y 方向の鉄筋の応力分布は同じく、大梁直上の鉄筋が降伏し、スラブ中央斜め方向で大きな応力が発生している。これは、直行する鉄筋が 2 方向に効き、合力は四隅に向けて流れるため、それに直行する範囲で応力度が大きいと思われる。加熱 200 分、スラブ上端コンクリートの歪分布を図 3.4.23 に示す。応力度が大きい位置ひずみが大きく、ひび割れが発生したと思われる。



a. X方向

b. Y方向

図 3.4.22 スラブ筋の応力度分布 (加熱 200 分)

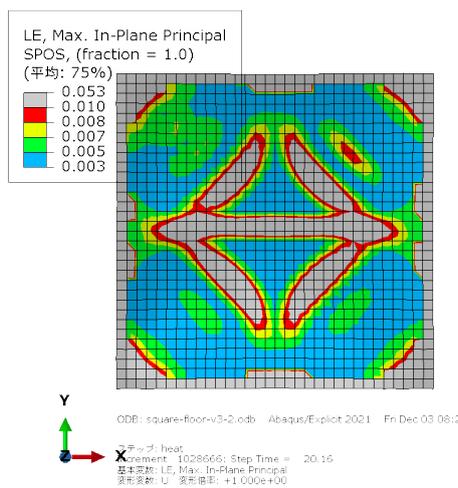


図 3.4.23 スラブ上端コンクリートの歪分布 (加熱 200 分)

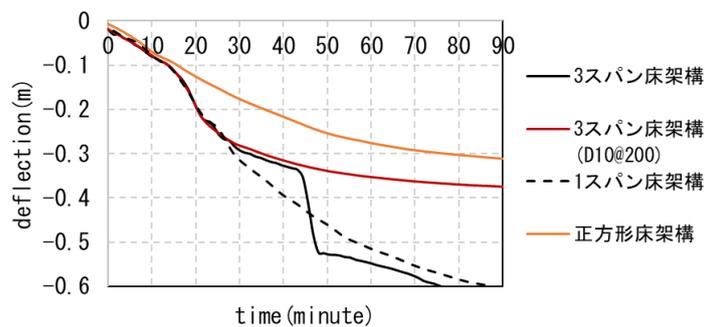


図 3.4.24 各解析においてスラブ中央のたわみと時間の関係

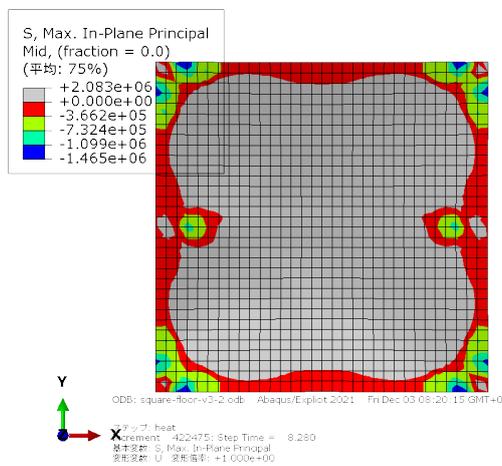


図 3.4.25 スラブ断面中間層コンクリートの応力度（加熱 82 分）

スラブ中央のたわみと時間の関係を図 3.4.24 に示す。加熱開始後 15 分まですべてのモデルでたわみの挙動はおおよそ一致しておるが、15 分以降、正方形床架構のたわみ量はほかのモデルに比べ小さい。これは 2 方向スラブで膜作用効果は顕著であり、膜作用効果による鉛直支持能力の増加と思われる。図 3.4.25 にスラブ断面中間層コンクリートの応力度分布を示す。スラブ中央部では最大  $2.08\text{N/mm}^2$  の張力場が形成され、スラブ外周でコンクリートは圧縮力が作用するコンプレッションリングがみられる。

## 4章 デッキスラブ合成小梁端部の加熱加力実験

---

---

#### 4.1. 実験の目的, 概要と加熱加力計画

前章の3スパン床架構の解析で無耐火被覆小梁とボルト接合部の耐力低下することで、床架構はカタナリー効果による鉛直荷重支持機構へ移行し、火災区画長辺の大梁直上付近でスラブ筋は破断し床架構は崩壊する結果が得られた。その結果を受け、図3.3.1のb部だけを抽出した、図4.1.1のような試験体を作成し、東京理科大学の多目的載荷装置を利用して鉛直水平2方向加力下の加熱実験を行った。無耐火被覆合成小梁は加熱開始後、熱膨張が原因で端部の拘束により圧縮される。小梁とボルト接合部は耐力が低下しつつ無耐火被覆合成小梁はカタナリー機構へ移行するなか、合成小梁が引っ張られる(図4.1.2)。それを踏まえて鉛直荷重を一定とし、熱膨張と大変形後の水平方向の力を実験中に変動させる計画とした(図4.1.3)。無耐火被覆小梁がたわんで最終的に崩落するまでの挙動を確認することを目的として、IS0834標準加熱曲線に準じて試験体を加熱した。

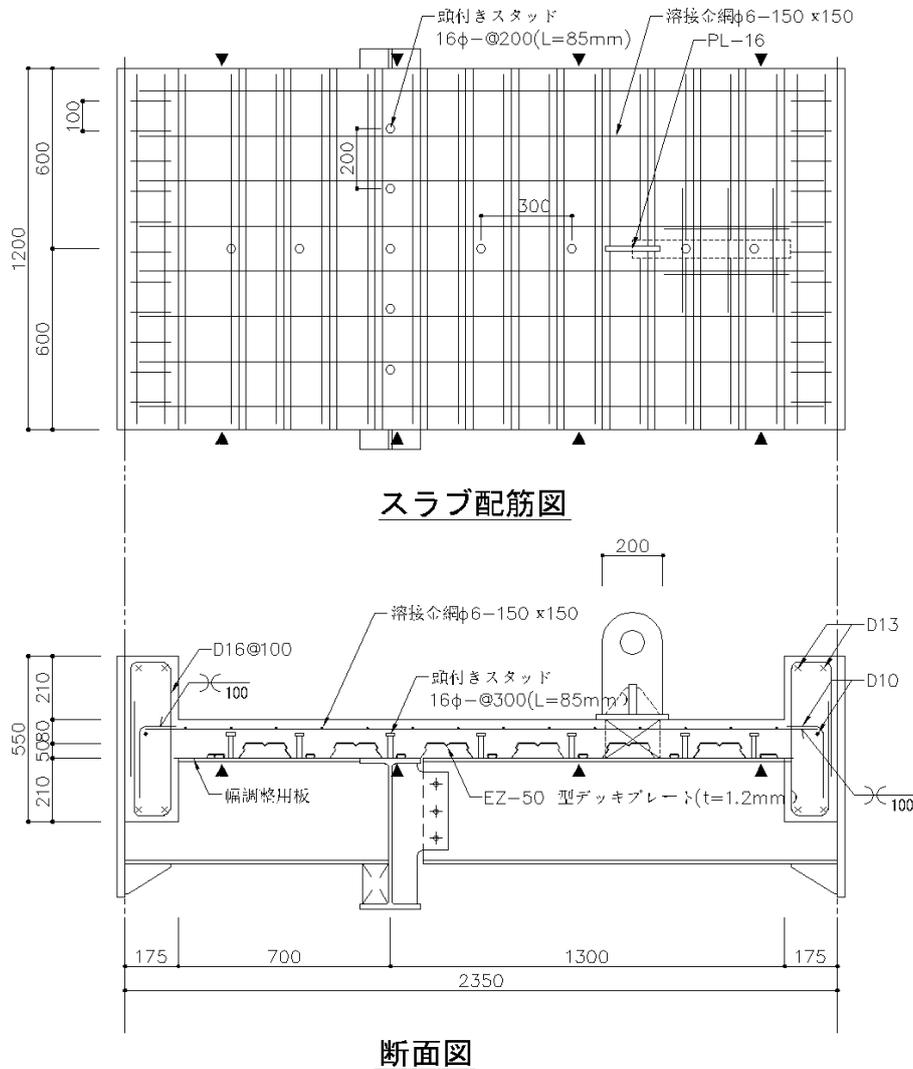


図 4.1.1 試験体の寸法とスラブの配筋図

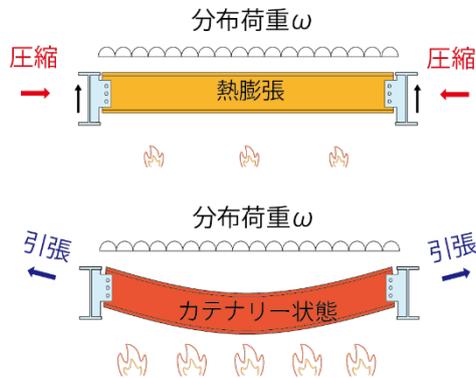


図 4.1.2 小梁軸力の変化

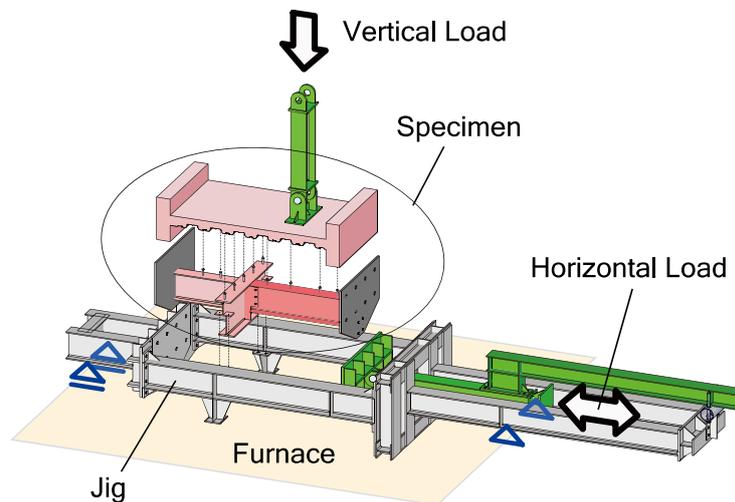
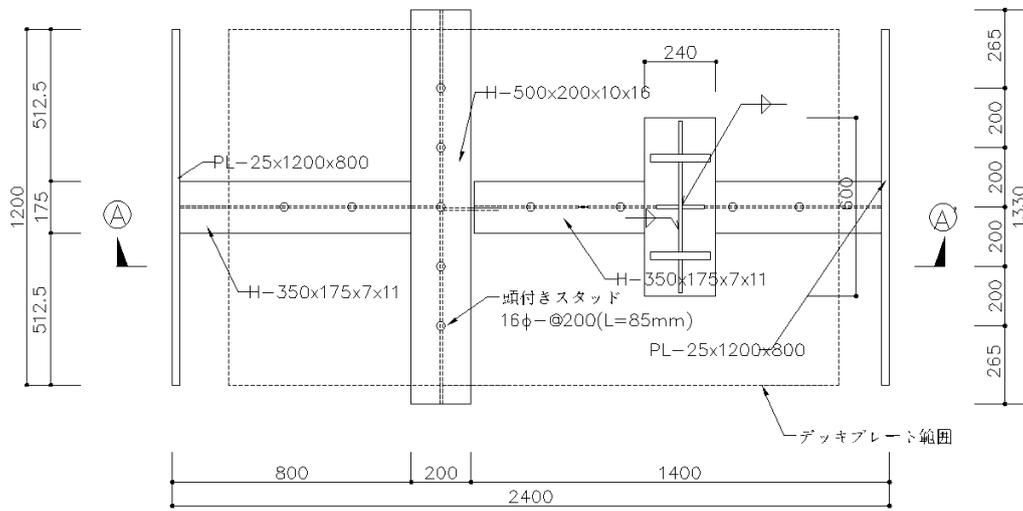


図 4.1.3 試験体と実験加力方法

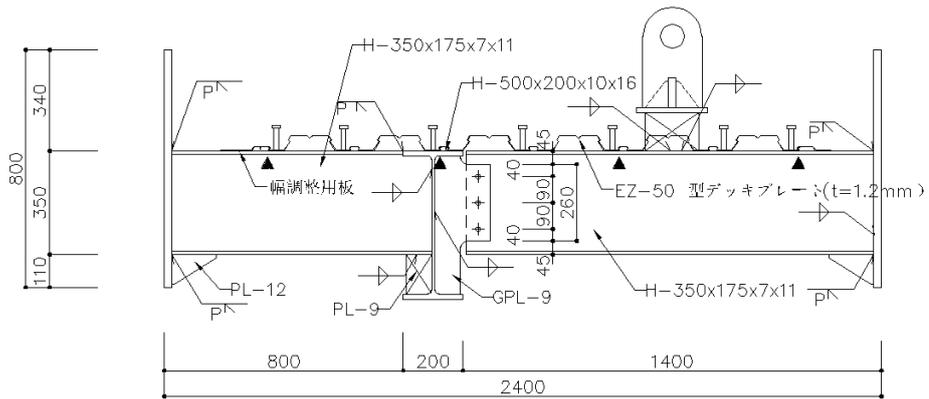
鉄骨梁の構成を図 4.1.4 に示す。試験体は無耐火被覆小梁 (H-350x175x7x11), 大梁 (H-500x200x10x16), デッキスラブと大梁のねじれを拘束する梁 (H-350x175x7x11) で構成される。無耐火被覆小梁は 3 本の高力ボルト (S10T-M20) で大梁のガセットプレートに接合し, ガセットプレートは大梁と溶接した。大梁と介して無耐火被覆合成小梁と直行する位置にあるねじれ拘束材と大梁を溶接により一体化した。大梁, 拘束部材は耐火被覆を施し, 小梁とデッキスラブ, ボルト接合部は耐火被覆を施さないとした。寸法 1.2m×2.4m のデッキスラブは長さ 80mm スタッドで鉄骨梁と一体化した。頭付きスタッドの間隔は大梁上 300mm で, 小梁上は 200mm とした。その他の仕様は表 3.2 と同様である。合成梁のスラブは, 溶接金網 WFP  $\phi 6@150$  を 1 段配筋したデッキ合成スラブ (デッキせい 50mm, コンクリート厚さ 80mm) であり, デッキプレートの規格は SDP2TG (Z12) である。コンクリートと鋼材の常温材料試験結果は表 4.1 に示す。

表 4.1

材料	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
コンクリート (Fc21)	28	-	-
H 型鋼 (SS400)	-	271	463
高力ボルト (S10T-M20)	-	1005	1077
溶接金網 (WFPΦ6)	-	635	635



平面図



A - A' 断面図

図 4.1.4 鉄骨梁の構成

加力には図 4.1.3 中緑色の治具を用いて、鉛直ジャッキは多目的載荷装置で制御し、水平ジャッキは手動ポンプにより操作した。鉛直荷重は積載荷重を含めた床重量を 4.0kN/m<sup>2</sup> の分布荷重と仮定し、想定する梁のスパン 6.4m とピッチ 3.2m から 41.0kN (=4.0kN/m<sup>2</sup> × 3.2m × 3.2m) とした。これから試験体自重 12.5kN を減じた 28.5kN を鉛直ジャッキで一定加力した。水平加力計画と実際の水平加力値を図 4.1.5 に示す。無耐火被覆合成小梁の下フランジ温度に比例して圧縮力を与える熱膨張期、鉛直たわみに応じて加力を制御する移行期、一定引張力を与える大変形期である水平加力計画は大山の研究で定められた[12]。加力則を表 4.2 に示す。

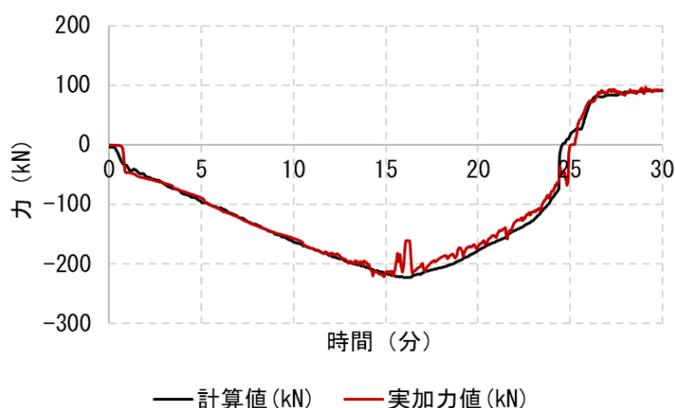


図 4.1.5 水平加力計画と実際の水平加力値

表 4.2

状態	水平加力則	次の状態への移行条件
1 熱膨張期	$P_{H,1} = -\alpha T_B$ ( $\alpha = 0.37 \text{ kN}/^\circ\text{C}$ )	$\delta_v = 30 \text{ mm}$ に到達 or $T_B = 700^\circ\text{C}$ に到達
2 移行期	$P_{H,2} = \beta (\delta_v - \delta_{ET}) + P_{H,1}$ ( $\beta = 2.8 \text{ kN}/\text{mm}$ )	$P_{H,2} = 90 \text{ kN}$ に到達
3 大変形期	$P_{H,3} = 90 \text{ kN}$	溶接金網の破断 その他、大きな試験体の損傷
4 実験終了		

## 4.2. 実験結果と考察

本実験は加熱開始後約 15 分頃、大梁直上でコンクリートのひび割れが発生し、その後変位増大に伴い、ひび割れ幅もさらに増大した。24 分頃に拡大したひび割れ部の溶接金網が破断し、鉛直荷重を支持できなくなったことから崩壊したと判断した。本節では、実験で計測した温度関係、実際の加力、試験体の変位、歪などを述べる。

### 4.2.1. 温度の記録

#### 耐火炉温度

炉内の温度推移を図 4.2.1 に示す。炉内の温度上昇は ISO834 標準加熱曲線に準拠し、30 分間加熱した。本実験は昨年度実験[11]と異なり、最上部 8 基のうち中央 4 基を停止して炉内温度を制御した。炉内平均温度（炉内東西の中列に設置された熱電対合計 6 基の平均値）は概ね ISO834 標準加熱曲線と一致したことを確認でき、計画通り加熱できたと考えられる。

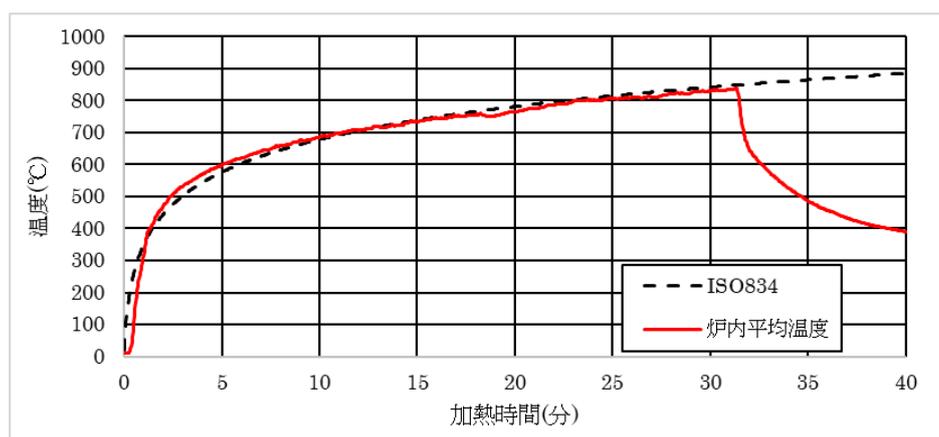


図 4.2.1 耐火炉内の加熱時間-温度関係

## 溶接金網の温度

デッキスラブ内に設置した熱電対の記号と通り番号を図 4.2.3 に示す。溶接金網の加熱時間-温度関係を図 4.2.3 に示す。加熱開始後 24 分頃、溶接金網の破断に伴い、一部の熱電対 (TB-b1, 2) が測定不能になった。残り 4 本の熱電対は実験全体と通して 100℃にも達していないことから、溶接金網の温度上昇による耐力低下はほとんどないと思われる。また、大梁直上の溶接金網 (TB-b1, 2) は他温度点より低く、大梁に耐火被覆を施したことによって温度上昇が抑えられたと考えられる。加熱 16 分以降に TB-b3 の温度上昇が他の熱電対と比較して早いのは、ここでコンクリートのひび割れにより溶接金網が露出し、熱の伝達は多いためと考えられる。

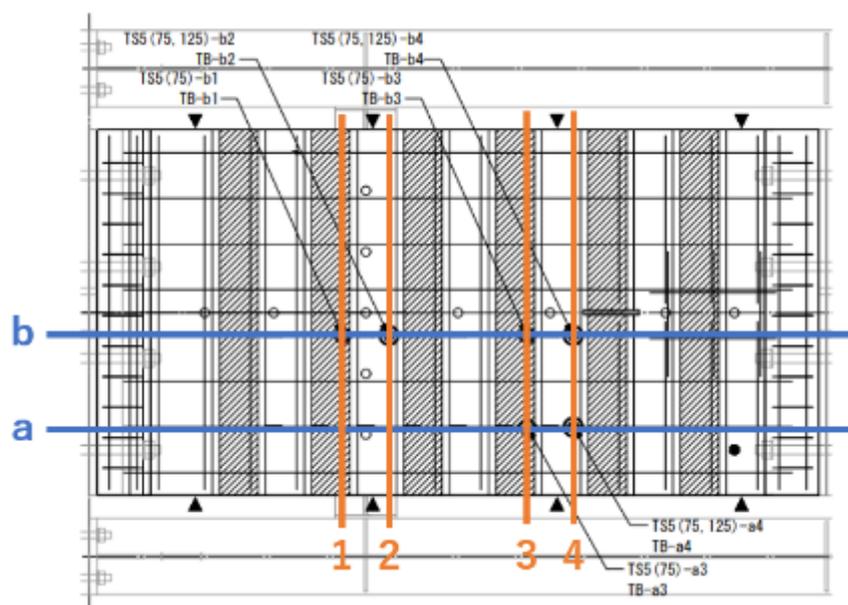


図 4.2.2 デッキスラブ内の熱電対記号および通り番号

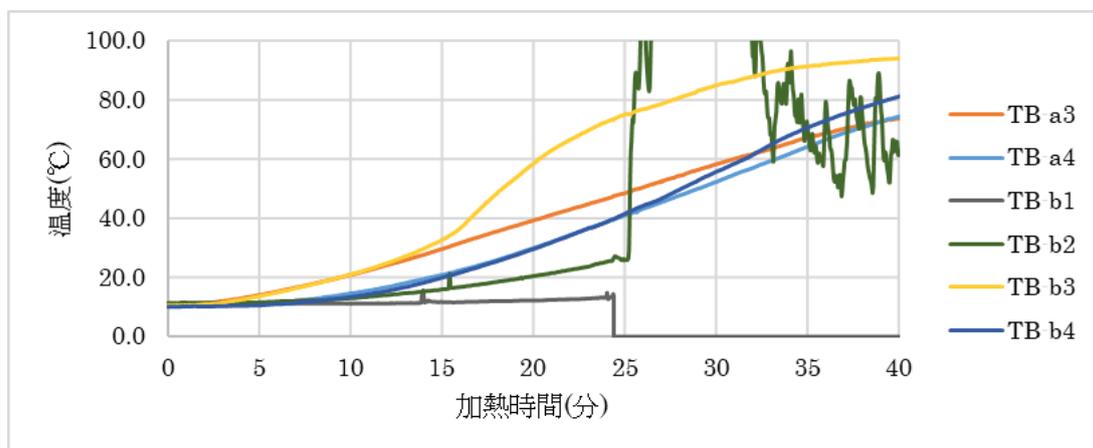


図 4.2.3 溶接金網の加熱時間-温度関係

## 鉄骨梁の温度

大梁，小梁，ボルト，ガセットプレートに設置した熱電対の記号を図 4.2.4 に示す。また，大梁の加熱時間-温度関係を図 4.10，無耐火被覆小梁は C, D の各断面についてそれぞれを図 4.2.5 と 4.2.6，ボルト・ガセットプレートを図 4.2.7 に示す。無耐火被覆小梁の C, D 各断面の小梁各部温度（TC と TD）を比較すると，小梁材軸方向に 50℃程度の温度差はあるものの，およそその温度上昇の様子は一致した。本実験中のボルト温度は，小梁のウェブ温度と比較して 100℃程度低い結果となった。また図 4.2.8 より，ボルト温度が 400 度を超えたのは 14 分頃であり，これ以降ボルトの耐力低下が進んだと考えられる。ガセットプレートの温度は無耐火被覆小梁やボルトより大幅に低く，溶接金網が破断した 24 分時点でボルト周辺のガセットプレート温度は約 400℃であり，小梁下フランジと同じ高さのガセットプレート温度は約 200℃であるため，ほとんど耐力低下していないと思われる。

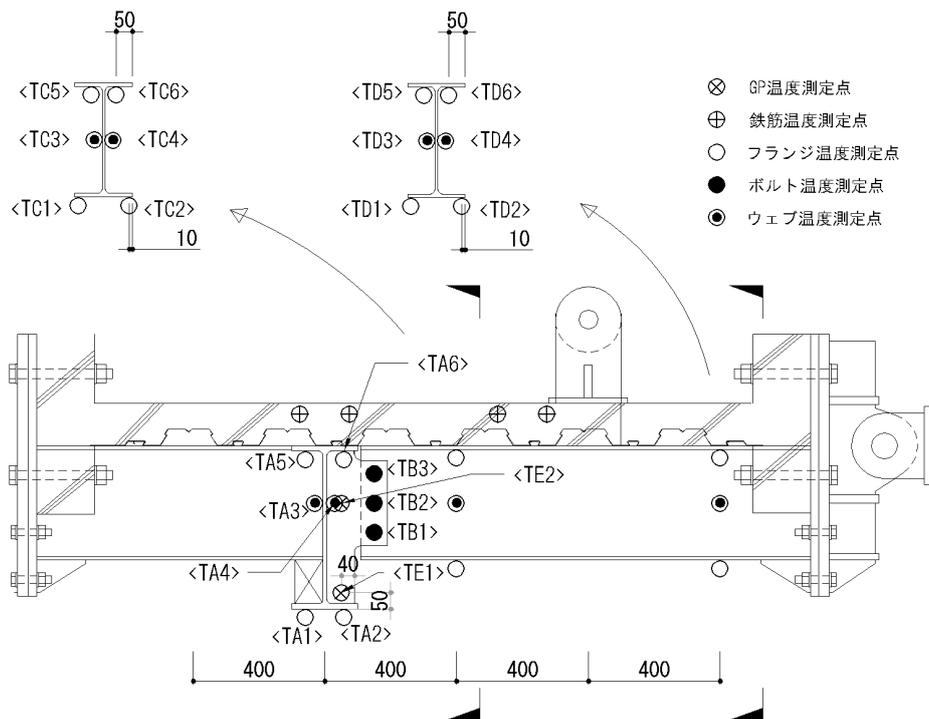


図 4.2.4 鉄骨部材の熱電対記号

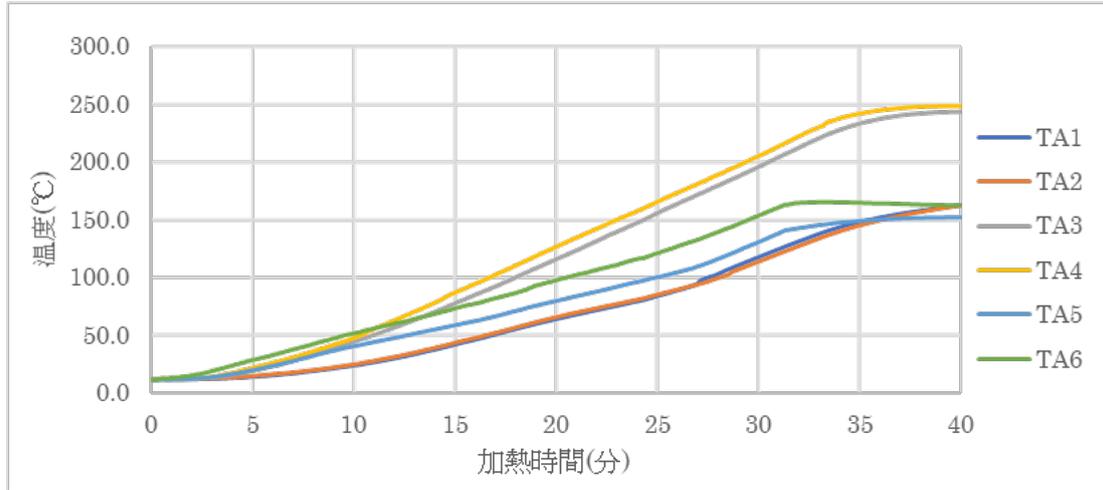


図 4.2.5 大梁の加熱時間-温度関係

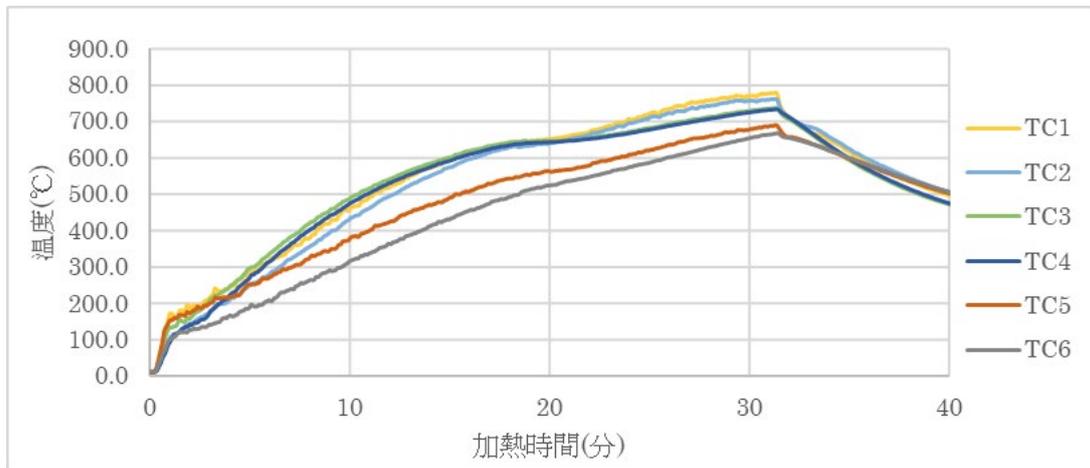


図 4.2.6 無耐火被覆小梁の C 断面における加熱時間-温度関係 (TC)

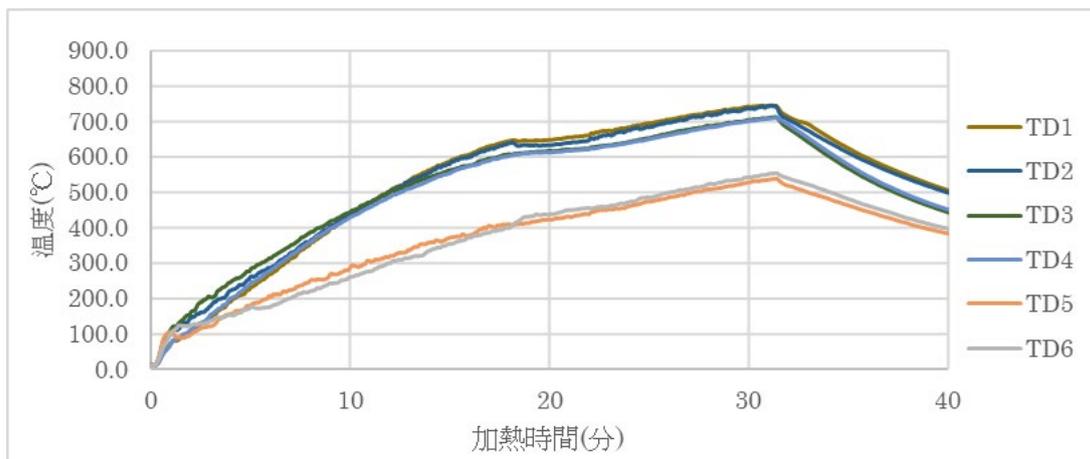


図 4.2.7 無耐火被覆合成小梁の D 断面における加熱時間-温度関係 (TD)

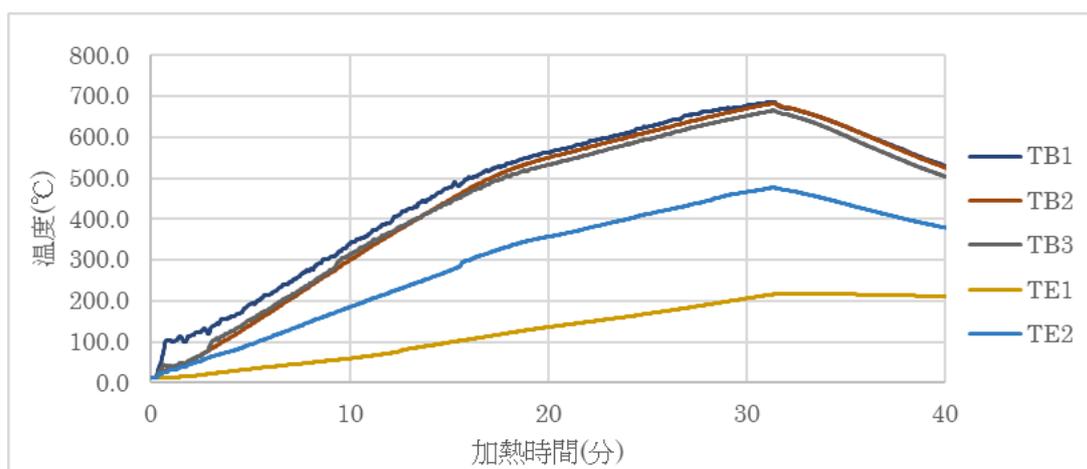


図 4.2.8 ボルト・ガセットプレートの加熱時間-温度関係

#### 4.2.2. 変位の記録

試験体内に設置した変位計の記号を図 4.2.9 に示す。加熱時間-鉛直変位関係を図 4.2.10 に示す。昨年度実験からの変更点としては治具 D の大梁芯位置の鉛直変位 (DV21, 22) 測定を追加した。鉛直加力点およびそれより引張ジャッキ側 (DV7-11) で、16 分頃に大幅な鉛直変位の進展したのは、ボルトの耐力が低下したからではないかと考える。ボルトの温度は 14 分頃に 400°C を超え、その直後スラブの鉛直変位が進展している。よって、梁端部の鉛直変位増加は、ボルトの耐力低下に大きく影響されると言える。また、24 分頃に再び大幅な鉛直変位が進展し、これは溶接金網の破断によると考えられ、試験体は崩壊したと判断できる。

加熱時間と水平変位の関係を図 4.2.11 に示す。鉛直変位同様、溶接金網の破断による 16 分または 24 分頃に大幅な変位の増大が確認できた。

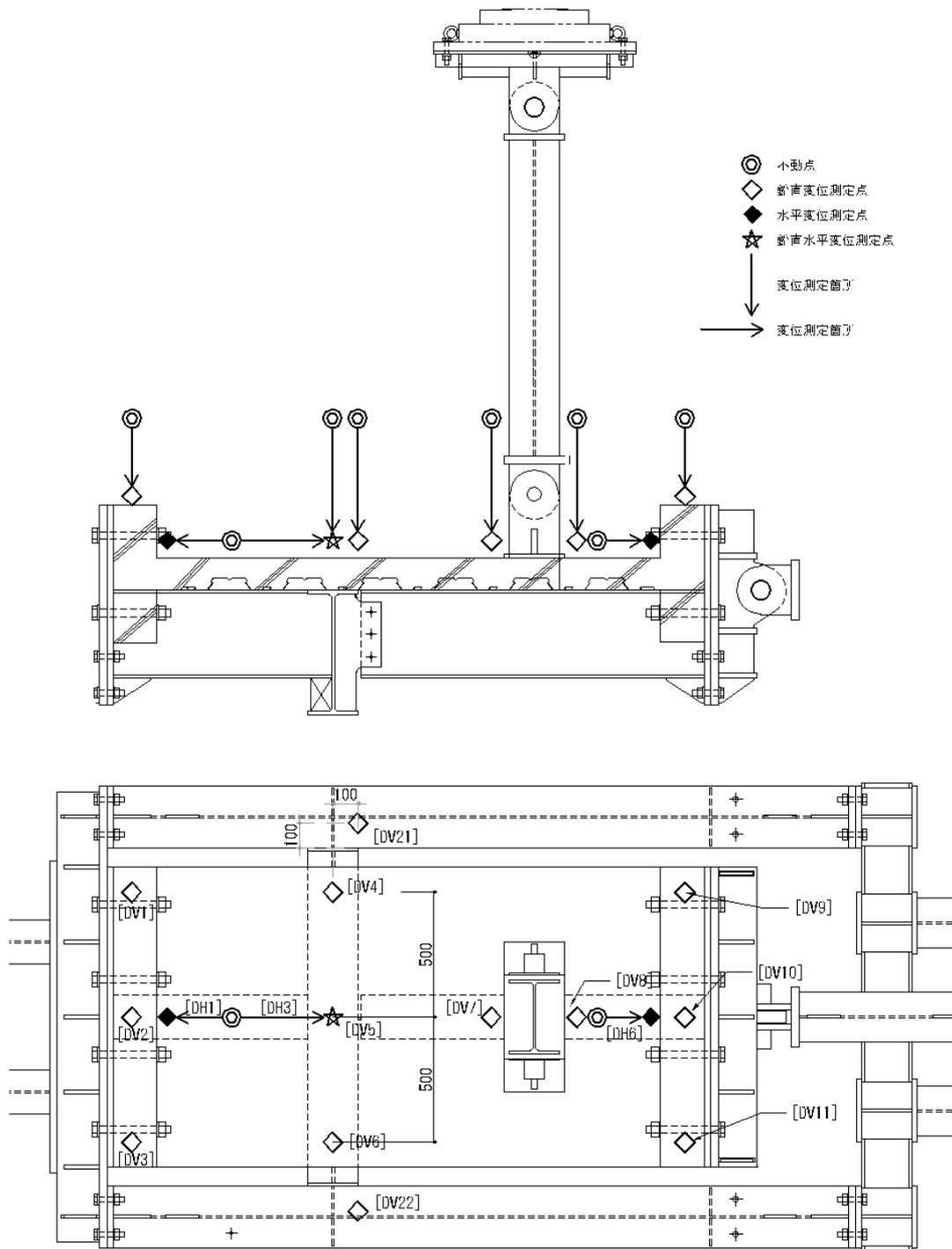


図 4.2.9 試験体の変位測定位置

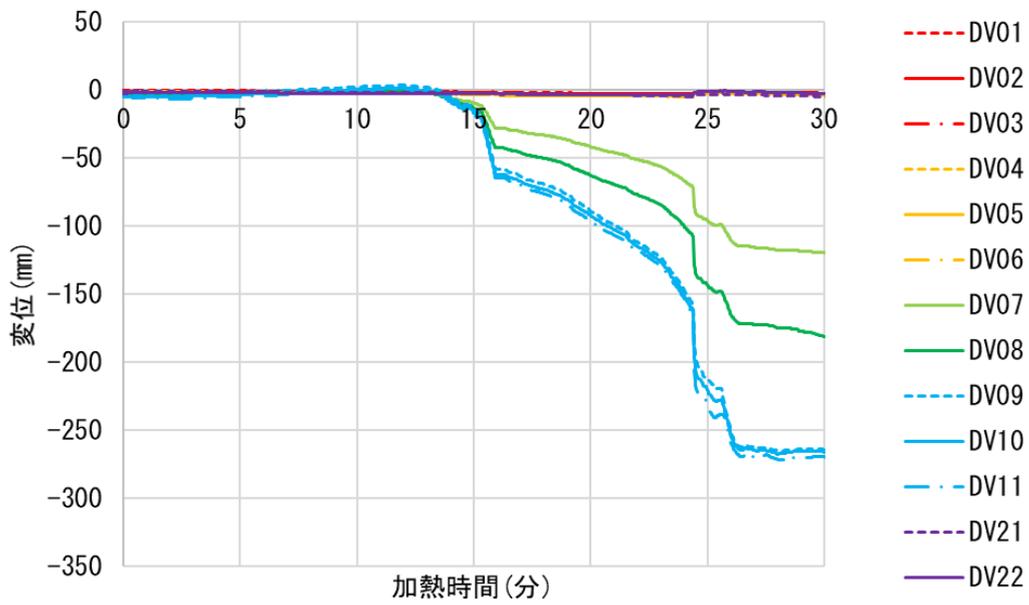


圖 4. 2. 10 加熱時間-鉛直變位關係

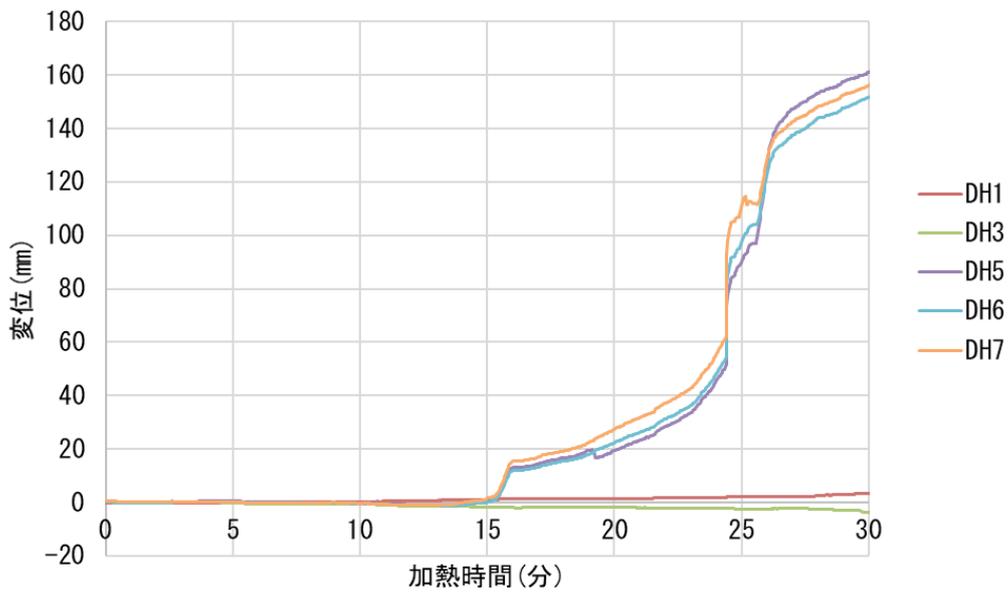


圖 4. 2. 11 加熱時間-水平變位關係

### 4.2.3. 歪の記録

溶接金網に設けた歪ゲージの記号を図 4.2.12 に示す。歪ゲージの加熱時間-歪関係を図 4.2.13 に示す。加熱初期溶接金網の歪は  $3000\mu$  ( $\equiv 635\text{N/mm}^2 \div 205\text{kN/mm}^2$ ) を超えておらず、降伏していない。加熱約 15 分頃、歪の増加も著しくなり試験体の鉛直変位が増大した。その後加熱時間 16 分程度で歪増加速度が緩やかになったのは、無耐火被覆小梁の下フランジがガセットプレートに接触したことで、溶接金網が負担する曲げ応力度が一時低下したこと起因すると考えられる。加熱時間 24 分頃、ボルト接合部直上位置で溶接金網が破断し、以降歪ゲージによる計測は行えていない。

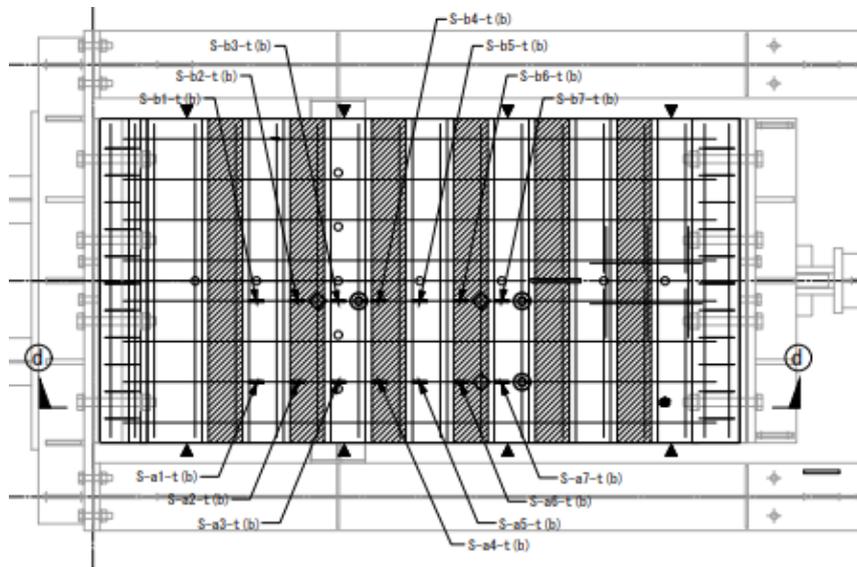


図 4.2.12 溶接金網の歪ゲージ記号

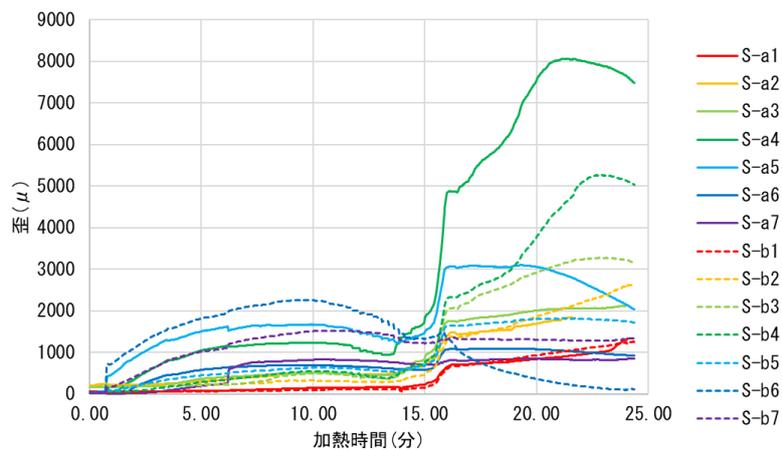


図 4.2.13 歪ゲージの加熱時間-歪関係

#### 4.2.4. 試験体の損傷

実験後、試験体破壊の様子を図 4.2.14 に示す。スラブ上端のひび割れを図 4.2.15 に示す。赤線は加熱前の初期ひび割れを示し、青線で加熱加力中に発生したひび割れを示した。高力ボルト接合部の損傷を図 4.2.16，鉛直ジャッキと試験体の接合部の様子を図 4.2.17，破断したメッシュ筋を図 4.2.18 に示す。



図 4.2.14 実験後試験体破壊の様子

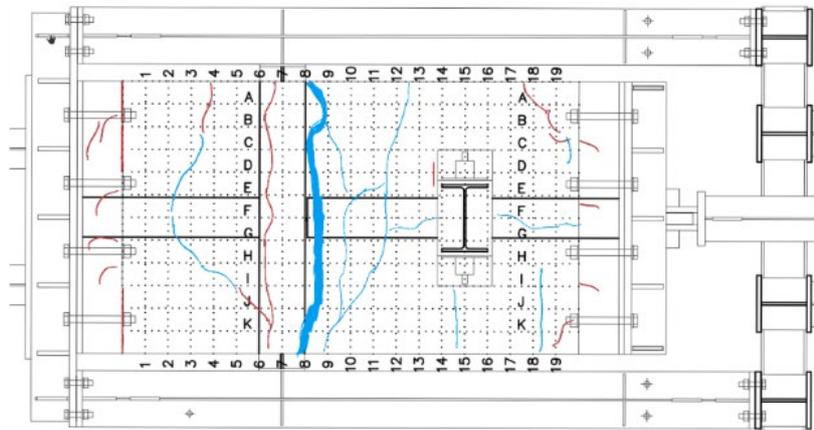


図 4.2.15 実験後スラブ上端のひび割れ



I



II



III



IV

図 4.2.16 高力ボルト接合部の損傷



図 4.2.17 鉛直ジャッキと試験体の接合部

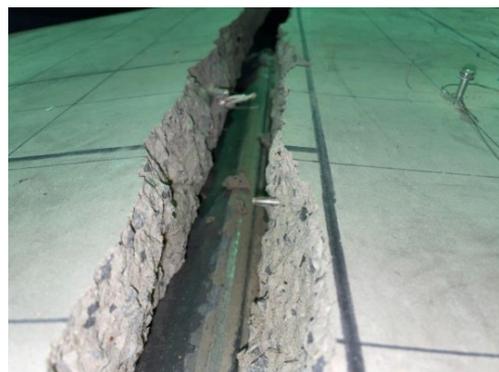


図 4.2.18 破断したメッシュ筋

## 5章 結論

---

---

## 結論

並列無耐火被覆合成小梁を有する鋼構造床架構の IS0834 加熱曲線下の崩壊挙動を FEM 解析により評価した。解析結果を参考に、デッキスラブ無耐火被覆合成小梁端部の加熱加力実験を行った。本解析および実験条件下で得られた知見は以下の通りである。

(1) 3 スパンの連続する床架構は火災高温時にボルト接合部と小梁は耐力が低下し、大変形が発生し鉛直荷重を支持する短辺方向のカテナリー機構が形成された。そして、隣接床架構の拘束効果で長辺側スラブ端部のメッシュ筋が温度上昇による耐力低下はしなくにもかかわらず破断し、スラブの鉛直変位は急増し床架構は終局状態に到達する可能性を確認した。

(2) 3 スパン床架構においてスラブ鉄筋を溶接金網の  $\Phi 6@150$  から異形鉄筋の  $D10@200$  シングルに変更することで、鉄筋量の増加により鉄筋は破断せず、火災高温時床架構の崩壊を回避できる可能性が示唆される。

(3) 周辺架構の存在しない 1 スパン床架構において、隣接床架構の拘束効果がなく、長辺側スラブ端部の鉄筋は破断しない。長辺方向の鉄筋が鉛直荷重を支持するカテナリー機構が形成された。小梁間に長辺方向に流れる鉄筋の応力度は大きく、それと直交する短辺方向に大きなひび割れが発生した。さらに温度を上昇させ、そこで鉄筋が破断する可能性が考えられる。

(4) 正方形床架構の解析において明確な膜作用効果がみられ、それによる鉛直荷重の支持能力が強く、スラブのたわみ量はほかの解析と比べ小さい。加熱約 200 分でもスラブ端部鉄筋が破断せず、床架構は崩壊しないことから、2 方向スラブの床架構が高い耐火性能を有することを検証した。

(5) デッキスラブ合成小梁端部の加熱加力実験を行い、試験体と同仕様の無耐火被覆合成小梁が床架構中で加熱された場合、温度上昇に伴い高力ボルト接合部のせん断耐力が低下し、接合部周辺の小梁構面内の回転にスラブ内の溶接金網が追随できずに破断して崩壊に至った。大変形を伴う張力機構への推移途中で端部が壊れる可能性を確認した。

## 参考文献

- 1) Kirby, B. R. : The Behavior of a Multi-storey Steel Framed Building Subjected to Fire Attack, Experimental Data, British Steel (now Corus), Swinden Laboratories, Rotherham, 1998
- 2) C.G, Bailey ,D.B,Moore: The structural behavior of steel frames with composite floor slabs subject to fire (1 Theory), 2000.
- 3) 日本建築学会：鋼構造耐火設計指針，第三版，2017.6
- 4) 高木次郎，河合優，牧内敏輝：鋼構造床架構の火災高温時の大変形挙動解析，日本建築学会構造系論文集 第85巻 第768号，pp287-297，2020.2
- 5) 舎川将太郎，栗原純，高木次郎，河野守，松山賢：無耐火被覆合成小梁接合部の2方向加力加熱実験 その2 FEM解析による挙動分析，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp139-140，2020.9
- 6) ABAQUS/CAE, Explicit, 2021
- 7) Lim, L., and Wade, C.: Experimental Fire Tests of Two-Way Concrete Slabs, University of Canterbury, Fire Engineering Research Report, 2002. 9
- 8) European Committee for Standardization (CEN):Eurocode 3, Design of Steel Structures - part 1-2. General rules - Structural fire design, EN 1993-1-2, 2005
- 9) European Committee for Standardization (CEN): Eurocode 2, Design of Concrete Structures- part 1-2. General rules - Structural fire design, ENV 1992-1-2, Brussels, Belgium, 2004
- 10) 平島 岳夫，木下 晃一，吉田 徹，鈴木 淳一，尾崎 文宣，木村 慧，村上行夫：床スラブの火災時メンブレン作用，その1RCスラブと無耐火被覆鋼梁による合成床システムの載荷加熱実験，日本建築学会構造系論文集 第86巻 第785号，pp.1106-1116，2021.7
- 11) 栗原純，舎川将太郎，高木次郎，大山昇，王松，河野守，松山賢：デッキ合成スラブと無耐火被覆鉄骨小梁を有する床架構の火災時崩壊形評価 その3 実験加力計画と再現解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp209-210，2021.9
- 12) デッキ合成スラブと無耐火被覆鉄骨小梁を有する床架構の火災時崩壊形評価 その2 合成小梁接合部の加熱加力実験