

火災時における鋼構造架構の
梁の伸び出し量評価に関する研究

岡崎 智仁

This page is intentionally left blank.

目次

1 序論

1.1 はじめに	1
1.2 建物架構の火災時崩壊メカニズム	8
1.2.1 梁の伸び出しに起因する崩壊メカニズム	8
1.2.2 建物架構の崩壊に至った火災事例	9
1.3 鋼梁の火災時伸び出しに関する既往研究	14
1.3.1 Cardington Fire Tests	14
1.3.2 3層4段型自走式プレハブ駐車場の実大火災実験	16
1.3.3 合成梁の火災時伸び出し量	18
1.4 過度な部材角が生じた柱の耐火性能	21
1.4.1 鋼柱の耐火性能	21
1.4.2 無耐火 CFT 柱の耐火性能	23
1.4.3 RC 柱の耐火性能	24
1.4.4 火災時における柱の許容部材角	25
1.5 現状の耐火設計における鋼梁の火災時伸び出し量評価方法	27
1.5.1 弹塑性熱応力解析	27
1.5.2 RC スラブの解析モデル	28
1.5.3 耐火性能検証法における評価方法	30
1.6 本論文の目的と位置付け	32
第1章の参考・引用文献	36

2 RC スラブ付鋼梁の実大火災実験

2.1 はじめに	41
2.2 試験体	44
2.2.1 試験体仕様	44
2.2.2 使用材料	47
2.3 試験体と実験装置の接続	69
2.4 実験方法	73
2.5 計測項目	74
2.5.1 加熱梁温度	74
2.5.2 RC スラブ温度	76
2.5.3 加熱梁変位	78
2.5.4 RC スラブ変位	79
2.5.5 加熱梁ひずみ	82
2.5.6 RC スラブ鉄筋ひずみ	85
2.5.7 スタッドひずみ	87
2.5.8 水平ジャッキ反力	88
2.5.9 RC スラブのひび割れ	88
2.6 実験結果	89
2.6.1 加熱梁温度	89
2.6.2 RC スラブ温度	94
2.6.3 加熱梁水変位	111
2.6.4 RC スラブ水変位	113
2.6.5 試験体鉛直変位	120
2.6.6 加熱梁ひずみ	122
2.6.7 鉄筋ひずみ	128
2.6.8 スタッドひずみ	142
2.6.9 RC スラブ非加熱面ひび割れ	153
2.6.10 水平ジャッキ反力	160

2.7 加熱梁の伸び出し量	163
2.7.1 自由膨張量との比較.....	163
2.7.2 既往研究との比較	169
2.7.3 RC スラブが加熱梁の伸び出しに及ぼす影響	171
2.8 まとめ	177
第 2 章の参考・引用文献	179

3 鋼梁の火災時伸び出しに対する RC スラブの拘束効果

3.1 はじめに.....	181
3.2 鋼梁の火災時伸び出し量と評価基点.....	183
3.2.1 断面内温度分布が均一な場合	183
3.2.2 断面内温度分布が不均一な場合	185
3.2.3 試験体の中立軸位置.....	188
3.2.4 評価基点における試験体の伸び出し量.....	191
3.3 RC スラブの拘束効果と拘束メカニズム.....	193
3.3.1 RC スラブの拘束効果発現判定	193
3.3.2 鋼梁の火災時伸び出しに対する RC スラブの拘束機構	197
3.4 RC スラブの火災時面内曲げ剛性と鋼梁伸び出し量評価	200
3.4.1 RC スラブの火災時面内弾性曲げ剛性と伸び出し量評価式	200
3.4.2 RC スラブの火災時面内曲げ剛性低下率	202
3.4.3 試験体鋼梁の火災時伸び出し量の算出.....	204
3.5 鋼梁の鉛直変位が火災時伸び出し挙動に及ぼす影響	207
3.6 鋼梁の面外変形が火災時伸び出し挙動に及ぼす影響	211
3.7 まとめ	215
第 3 章の参考・引用文献	217

4 鋼構造架構における梁の火災時伸び出し量評価

4.1 はじめに	219
4.2 鋼構造架構内に配された梁の火災時伸び出し量評価手法	221

4.3 実大部分架構火災実験への評価手法の適用	224
4.4 立体架構解析モデルによる線形解析手法.....	234
4.4.1 線形解析による RC スラブ付鋼梁の火災時伸び出し量の算出.....	234
4.4.2 立体架構解析モデルによる梁の火災時伸び出し量の算出	237
4.4.3 立体架構解析モデルへの評価手法の適用	243
4.5 まとめ	245
第 4 章の参考・引用文献	247

5 結論

5.1 本論文の成果.....	249
5.2 今後の課題	252

A

A.1 本論文に関する発表論文および口頭発表	255
謝辞	257

図目次

1.1 架構内に配された鋼梁の火災時伸び出しと柱部材角の概念図	8
1.2 柱のたわみによる付加曲げ応力の概念図	9
1.3 ウィンザービル外観（写真）	10
1.4 ウィンザービル 17 階～26 階平面図	11
1.5 WTC7 崩壊前の外観（写真）	12
1.6 WTC7 梁伏図	12
1.7 WTC7 鋼梁の面外変形概念図	13
1.8 WTC7 における柱梁接合部	13
1.9 Cardington Fire Tests 実大鋼構造骨組（写真）	15
1.10 Cardington Fire Tests 骨組平面図	15
1.11 Cardington Fire Tests 外柱柱頭変位の解析結果	16
1.12 Cardington Fire Tests 鋼梁および鋼柱の局部座屈（写真）	16
1.13 3 層 4 段型自走式プレハブ駐車場外観（写真）	17
1.14 3 層 4 段型自走式プレハブ駐車場 1 階柱頭変位計測位置	17
1.15 3 層 4 段型自走式プレハブ駐車場柱頭変位（計測位置 3）の解析結果	18
1.16 既往実験における合成梁の伸び出し量	19
1.17 既往の合成梁耐火実験における試験体設置状況	20
1.18 自由膨張下における鋼の熱ひずみ	20
1.19 既往の鋼柱耐火実験における試験体	21
1.20 既往の鋼柱耐火実験における実験装置	22

1.21 既往の鋼柱耐火実験における崩壊温度一強制部材角関係	22
1.22 既往の無耐火 CFT 柱耐火実験での実験機構	23
1.23 既往の無耐火 CFT 柱耐火実験における鉛直変位一加熱時間関係.....	24
1.24 既往の RC 柱耐火実験における鉛直変位一加熱時間関係	25
1.25 柱部材角 $1/50 \text{ rad}$ を超過する架構の概念図	26
1.26 交叉梁モデルによる床スラブの解析モデル概念図	29
1.27 シェル要素による床スラブの解析モデル概念図	29
1.28 ばね置換した床スラブの解析モデル概念図	29
1.29 耐火性能検証における鋼梁の伸び出し概念図.....	31
1.30 床面積が等しく平面形状が異なる建物平面の一例.....	31
1.31 鋼構造架構における梁の火災時伸び出しに対する拘束要素.....	33
2.1 載荷加熱試験用大型耐火炉（写真）	43
2.2 試験体外観（写真）	44
2.3 試験体図	45
2.4 コンクリート供試体圧縮強度試験結果	49
2.5 鉄筋常温引張試験結果	50
2.6 H400-1, H400-2 フランジブ鋼材高温時応力一ひずみ関係.....	53
2.7 H600-1, H600-2 フランジブ鋼材高温時応力一ひずみ関係.....	56
2.8 H400-1, H400-2 フランジブ部高温引張試験片（写真）	59
2.9 H600-1, H600-2 フランジブ部高温引張試験片（写真）	64
2.10 試験体設置概要図	69
2.11 試験体設置状況（写真）	70
2.12 試験体が模擬する建物の部分	72
2.13 ISO 834 標準加熱曲線	73
2.14 加熱梁温度計測位置	74
2.15 加熱梁温度規則用熱電対設置状況（写真）	75
2.16 RC スラブ温度計測位置（平面）	76
2.17 RC スラブ温度計測位置（断面）	77

2.18 RC スラブ温度計測用熱電対設置状況（写真）	77
2.19 加熱梁変位計測位置.....	78
2.20 加熱梁変位計設置状況（写真）	78
2.21 RC スラブ変位計測位置.....	79
2.22 RC スラブ変位計設置状況（写真）	80
2.23 加熱梁ひずみ計測位置	82
2.24 加熱梁ひずみゲージ設置状況（写真）	83
2.25 RC スラブ鉄筋ひずみ計測位置	85
2.26 RC スラブ鉄筋ひずみゲージ設置状況（写真）	86
2.27 スタッド根元ひずみ計測位置.....	87
2.28 スタッドひずみゲージ設置状況（写真）	87
2.29 H400-1_加熱梁温度	90
2.30 H400-2_加熱梁温度	91
2.31 H600-1_加熱梁温度	92
2.32 H600-2_加熱梁温度	93
2.33 H400-1_RC スラブ温度	95
2.34 H400-2_RC スラブ温度	99
2.35 H600-1_RC スラブ温度	103
2.36 H600-2_RC スラブ温度	107
2.37 加熱梁水平変位.....	111
2.38 A 通_RC スラブ水平変位_上端	114
2.39 A 通_RC スラブ水平変位_下端	115
2.40 F 通_RC スラブ水平変位_上端	117
2.41 1 通, 7 通_RC スラブ水平変位_上端.....	118
2.42 試験体鉛直変位.....	121
2.43 A 通端_加熱梁ひずみ	123
2.44 C 通_加熱梁ひずみ	125
2.45 F 通端_加熱梁ひずみ	126
2.46 H400-1_鉄筋ひずみ	130

2.47 H400-2_鉄筋ひずみ	133
2.48 H600-1_鉄筋ひずみ	136
2.49 H600-2_鉄筋ひずみ	139
2.50 スタッド根元ひずみ.....	143
2.51 H400-1_スタッド変形状況（写真）	145
2.52 H400-2_スタッド変形状況（写真）	147
2.53 H600-1_スタッド変形状況（写真）	149
2.54 H600-2_スタッド変形状況（写真）	151
2.55 H400-1_RCスラブ非加熱面コンクリートひび割れ図	155
2.56 H400-2_RCスラブ非加熱面コンクリートひび割れ図	156
2.57 H600-1_RCスラブ非加熱面コンクリートひび割れ図	157
2.58 H600-2_RCスラブ非加熱面コンクリートひび割れ図	158
2.59 H600-1_自由端側RCスラブひび割れ発生状況（写真）	159
2.60 H600-1_固定端側RCスラブひび割れ発生状況（写真）	159
2.61 H600-1_1通固定端側RCスラブひび割れ発生状況（写真）	160
2.62 水平ジャッキ反力	161
2.63 各種規基準における鋼の熱ひずみ	164
2.64 加熱梁の自由膨張下における熱伸び量と実験結果の比較	165
2.65 自由熱伸び量（Eurocode 4）に対する加熱梁伸び出し量の比	167
2.66 既往研究における鋼梁伸び出し量評価基点	179
2.67 既往研究と同様の評価方法による加熱梁の伸び出し量	170
2.68 自由熱伸び量 ($12 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$) に対する加熱梁伸び出し量の比	170
2.69 試験体水平変位とジャッキ反力の時間推移	171
2.70 試験体温度とジャッキ反力の時間推移	174
2.71 試験体断面内温度分布に概念図	175
2.72 試験体伸び出し量と梁軸力の相関概念図	176
3.1 材端拘束条件と伸び出し挙動の概念図	183
3.2 鋼梁全断面塑性状態での合成梁の中立軸位置概念図	186

3.3 鋼梁断面内温度分布と熱ひずみ分布の概念図.....	187
3.4 試験体加熱梁における中立軸位置の時間推移.....	189
3.5 中立軸位置での自由膨張量と加熱梁伸び出し量の比較.....	192
3.6 中立軸位置での自由膨張量に対する加熱梁伸び出し量の比.....	192
3.7 热ひずみ差速度とジャッキ反力の時間推移	195
3.8 H600-2_RC スラブひび割れ発生順序.....	197
3.9 RC スラブの水平変位図（変形倍率 50 倍）	198
3.10 RC スラブの拘束機構概念図.....	199
3.11 RC スラブの面内曲げ剛性	201
3.12 RC スラブの面内曲げ剛性低下率.....	203
3.13 実験式としての RC スラブの面内曲げ剛性低下率.....	203
3.14 加熱梁伸び出し量の理論値と実験値の比較	205
3.15 加熱梁の仮想変形状態概念図.....	208
3.16 加熱梁の鉛直たわみによる引き戻し効果.....	209
3.17 加熱梁の面外変形概念図と残留変形計測位置.....	212
3.18 H600-2_実験中の加熱梁自由端側面外変形（写真）	213
3.19 H600-1_加熱梁固定端側のウェブ局部座屈（写真）	214
3.20 予想される水平ジャッキ反力の減少要因	214
4.1 鋼構造架構に想定する局所的範囲での火災状況	221
4.2 鋼構造架構における総合剛性の概念図	222
4.3 実大部分架構試験体（写真）	224
4.4 実大部分架構の試験体図.....	225
4.5 実大部分架構試験体の実験概要図	228
4.6 実大部分架構試験体の RC スラブ面内曲げ剛性.....	230
4.7 実大部分架構試験体の総合剛性	230
4.8 実大部分架構試験体における加熱梁の中立軸時間推移.....	231
4.9 実大部分架構試験体での加熱梁伸び出し量の理論値と実験値の比較.....	232
4.10 実大部分架構試験体での加熱梁ウェブの局部座屈（写真）	233

4.11 実大部分架構試験体での加熱梁下フランジの局部座屈（写真）	233
4.12 RC スラブ付鋼梁の解析モデル図.....	235
4.13 汎用構造解析プログラムを用いた解析手順	235
4.14 RC スラブ付鋼梁における伸び出し量の解析値と理論値の比較.....	236
4.15 立体架構解析モデル.....	237
4.16 立体架構解析モデル X 通軸組図	238
4.17 立体架構解析モデル Y 通軸組図	238
4.18 立体架構解析モデル平面図	239
4.19 立体架構解析モデルにおける RC スラブの解析モデル.....	240
4.20 立体架構解析モデルの水平変位図（平面）	241
4.21 立体架構解析モデルの応力分布図	241
4.22 部分立体架構解析モデルの変位等高線図	242
4.23 部分立体架構解析モデルにおける総合剛性	243

表目次

1.1 既往の無耐火 CFT 柱耐火実験の試験体一覧	24
2.1 試験体仕様一覧.....	46
2.2 コンクリートの配合計画.....	48
2.3 コンクリートの常温圧縮強度試験結果	48
2.4 鉄筋の常温引張試験結果.....	48
2.5 鋼材の高温引張試験結果 (H400-1, H400-2 フランジ部)	51
2.6 鋼材の高温引張試験結果 (H600-1, H600-2 フランジ部)	52
2.7 試験体の加熱時間	89
3.1 面外残留変位計測結果	212
4.1 実大部分架構試験体の鋼材仕様	226
4.2 実大部分架構試験体のコンクリート配合計画.....	227
4.3 非加熱ブレース架構の補正水平剛性	229
4.4 立体架構解析モデルにおける柱梁部材の材料特性	239
4.5 立体架構解析モデルにおける RC スラブの火災時面内曲げ剛性	240
4.6 部分立体架構解析モデルにおける拘束要素の剛性と総合剛性	243

This page is intentionally left blank.

第1章

序論

1.1 はじめに

建物の構造架構は、災害時における人命や財産保護の観点から、想定される全ての荷重に対して構造安定性を確保するよう設計される必要がある。ここでの荷重には、長期的に建物に作用する荷重（長期荷重）として固定荷重や積載荷重、仕上げ荷重が挙げられ、短期的に外力として建物に作用する荷重（短期荷重）として積雪荷重や地震荷重、風荷重、火災荷重などが挙げられる。また、建物の機能維持の観点からは、日射や年間寒暖差などの日常的な温度荷重による建物のひび割れや変形に対する配慮が必要となり、生産施設などではクレーンの走行荷重や、設備機器に内蔵された原動機の回転、振動などの特殊荷重に対する配慮も必要となる。なお、2001年に米国で発生した航空機の衝突による同時多発テロ以降は衝撃荷重、2011年の東日本大震災（東北地方太平洋沖地震）以降はその甚大な津波被害から津波荷重も重要視されつつある[1]。このように、建物の要求性能に応じて想定される全ての荷重に対して、包括的に建物架構の構造安定性を確認することが「建物の構造設計」である。

一方、日本国内で建物を建築するには、特定行政庁または指定確認検査機関の建築主事による建築確認が必要となるが、これは、建築する建物が建築基準法に適合していることを確認する制度であり、想定される荷重に対する建物の構造安定性（構造設計内容）についても建築確認によって審査される。建築基準法は、その第1条に示されるとおり、国民の生命、健康および財産の保護を目的とした最低限の基準であることから、一般的な建物の建築確認では長期荷重および積雪荷重、地震荷重、風荷重、火災荷重、または、これらの組み合わせ荷重に対する構造安定性が審査の対象となっている。建築基準法お

より建築基準法施行令、関連告示では、これら荷重の具体的算出方法や建物の構造計算方法、柱や梁などの主要構造部材の構造仕様が規定されている。地震大国である日本では、地震荷重に対する構造設計によって建物の構造架構形式や柱、梁の部材断面寸法が決定することが多く、歴史的に見ても日本の建築法令における構造関係規定や建物構造に関する各種設計規基準は、地震によって建物に甚大な被害がもたらされるたびに、その見直しと改定が行われてきた。地震被害を契機とする建築法令における構造関係規定の改定で最も代表的な例には、1923年関東大震災の翌年1924年に市街地建築物法の改定によって設計震度0.1の規定が初めて設けられたことや、1978年宮城県沖地震の3年後に行われた建築基準法施行令改正における「新耐震設計法」の導入が挙げられる[2,3]。その他の荷重として風荷重を例にすると、1934年の室戸台風において大きな被害がもたらされた一部の府県で府県細則によって風荷重が規定され、その後、第二次世界大戦中の臨時日本標準規格第532号で風圧力（速度圧）が $40\sqrt{h}$ kgf/m²（hは建物高さ）と規定される。戦後は、日本建築規格第3001号において速度圧が $60\sqrt{h}$ kgf/m²と規定され、1950年にそれまでの市街地建築物法に代わり公布された建築基準法・同施行令においても日本建築規格第3001号と同様の速度圧が引き継がれることとなり、1971年に高さ16m以上の建物に対する速度圧（ $120\sqrt{h}$ kgf/m²）が規定されるが、性能規定化を目指した2000年の建築基準法改正まで大きな改定はされなかった[4]。なお、河井は文献[4]で2000年の建築基準法改正までの風荷重算定式は「世界でもっとも簡単な風荷重算定式として構造設計者に親しまれてきた。」と記している。過去に伊勢湾台風（1959年）や第二室戸台風（1961年）によって甚大な台風被害が発生していたにも関わらず、2000年の建築基準法改正まで風荷重に関する規定が大きく改定されなかつたことからも、日本の建築法令における構造関係規定の地震被害を中心とした歴史的変遷が窺える。

火災荷重については、1964年における建築基準法施行令の一部改正により、耐火建築物における柱や梁、床などの主要構造部材に対して、その部材が配される階数に応じた1時間または2時間、3時間の要求耐火時間が規定された[5]。これは、火災荷重を火災時間（要求耐火時間）として定義したものであり、要求耐火時間が主要構造部材の配される建物階数のみに依存し、平面形状や建物用途、構造架構形式に依らないことから、すなわち、全ての建物で一元的に要求耐火時間が規定されることから仕様規定として位

置付けられている。2000年建築基準法改正に性能規定が本格的に導入されるまで、この仕様規定による要求耐火時間に対して、主要構造部材が関連告示（平12建告第1399号）に規定される耐火構造の仕様（例示仕様）を満足する、または、耐火構造として認定（耐火認定）を取得することで、火災荷重に対する建物の構造安定性を担保する設計方法が主流となっていく[6,7]。なお、1964年までの建築基準法施行令では、耐火構造部材の要件には耐火時間の概念がなく、耐火構造仕様として使用材料のみを規定していたことから、竹市[8]は、この改正を「部材の性能規定化」と表現している。2000年に性能規定化を目指した建築基準法改正が行われ、建築基準法施行令第108条の2に耐火性能検証法が規定された。火災荷重に対する建物ごとの耐火性能検証について具体的な検証方法が告示（平12建告第1433号）により明文化されたことで、火災荷重に対する建物個別での構造安定性の確認、すなわち耐火設計が一般的に広く認知されることとなる。耐火性能検証法では、防火区画単位で設定した火災室の可燃物量や開口寸法（供給される酸素量）、火災室を形成する床や壁の熱吸収量などから火災時間を算出し、その火災室内に配される主要構造部材が保有する耐火時間が想定される火災時間を上回ることを検証する[9]。ここでも、火災荷重は火災時間として取り扱われている。

建築確認における手続き上の取り扱いについては、仕様規定により主要構造部材の耐火仕様を決定する場合を＜ルートA＞、耐火性能検証法に基づき建物個別の耐火設計を行う場合を＜ルートB＞と呼び、いずれも通常の建築確認の中で建築主事によってその仕様または耐火設計内容が審査される。一方、耐火性能検証法によらず、火災時間や部材の耐火性能を解析的検証や実験的検証などの工学的根拠に基づいた検証による耐火設計も可能である。この場合は、建築確認の手続き上＜ルートC＞と呼ばれ、その耐火設計内容については第3者機関である性能評価機関による評価を経て、国土交通大臣の建物個別の認定を取得することで建築が可能となる。なお、これら設計ルートは建築主や設計者が自由に選択することが可能となっており、現状としては性能規定導入後も仕様規定（ルートA）が採用される場合が多い。仕様規定により建物の主要構造部材の耐火仕様を決定すると、建物個別での火災荷重に対する構造安定性の確認（耐火設計）が法規上は不要となる（仕様規定により担保される）。また、長期荷重や積雪荷重、地震荷重、風荷重に関する規定が建築基準法施行令の＜第3章 構造強度＞（構造規定）で規定されているのに対して、火災荷重（主要構造部材の要求耐火時間）については同施行

令の＜第4章 耐火構造、準耐火構造、防火構造、防火区画等＞（防火規定）により規定されていることからも、火災時における建物の構造安定性について構造設計者が触れる機会は極めて少なく、日本における建物の構造設計は、長期荷重および積雪荷重、地震荷重、風荷重に対する建物の構造安定性の確認であると一般的には認識されている。なお、2000年までにも建築基準法旧第38条（以下、旧38条と記す。）に基づく個別認定制度によって耐火設計が行われていたが、旧38条では具体的な耐火設計の方法が示されておらず、一部の防耐火技術者によって耐火設計が行われていたため、一般的な設計者にとっては馴染みの薄いものであった。このため、耐火設計は耐震設計や耐風設計と比べると比較的新しい設計手法として捉えられることが多いが、耐火設計の重要性については1960年代前半という早い時期に既に議論[10]されている。これは、市街地建築物法における建物の＜高さ制限＞が目的とした建物周辺の環境悪化抑制を容積率の制限によって補い、社会的、経済的事情による高さ制限の撤廃、つまり、建物の超高層化へ向けた社会的要求を受けての議論である。1961年の特定街区制度創設や1963年の容積地区制度創設を経て、1970年の建築基準法改正における容積率規制の全面導入によって、これまでの20m、31mの絶対高さ制限が完全に廃止された[11]。日本建築学会より1964年に制定（1967年改定）された高層建築技術指針[12]では、耐火設計についても触れられており、その設計概念のみではあるが、「はりの変形によって柱に悪影響を及ぼさないように考えておかなければならない。」と建物架構としての耐火設計を意識した記述も見られる。

耐火設計を適用する建物の構造種別は、鋼構造建物がその大多数を占めるのが現状である。これは、建築基準法および建築基準法施行令に仕様規定と性能規定が並存することに起因する。例えば、鉄筋コンクリート造の主要構造部材（柱や梁、壁、床）は、例示仕様（平12建告第1399号）によって耐火構造とみなすことができるため、特別な耐火対策を施さなくとも法規上は耐火性能が担保される。一方、鋼構造の主要構造部材を耐火構造とするには耐火被覆材を施す必要があり、吹付けロックウールやケイカル板、耐火塗料などが耐火被覆材として使用される。当然ながら、要求される耐火時間が長くなるほど耐火被覆材の厚さは厚くなり、耐火被覆工事費用が増大することになる。仕様規定では建物の最上階から数えた階数が15以上の階では柱と梁に3時間の耐火時間が要求される。都心部などの30階を超える超高層建物では、建物の半分以上の階で3時

間耐火仕様の耐火被覆材が必要となる。一方で、一般的な超高層事務所ビルでは、建物外周部に大きな開口部を有するため、可燃物の燃焼に寄与する酸素供給量が多く、耐火検証法に基づき火災時間を算出すると 90 分程度の火災時間となる。つまり、鋼構造の超高層事務所ビルでは、仕様規定により建物の耐火性能を担保するよりも、耐火設計を適用するほうが耐火被覆材の厚さが薄くなり、建設工事費の削減を図ることが可能となる。この耐火被覆材の合理化が現状における耐火設計適用の主目的となっており、その適用構造種別の多くが鋼構造建物に偏る要因の一つとなっている。

日本における耐火建築物の定義は、火災中および火災が終了した後も倒壊や崩壊をしてはならないというものである。これは、建物で火災が生じた場合の在館者の人命確保や、倒壊や崩壊による周辺建物への影響、例えば、外壁の崩落による隣接建物への延焼拡大や、崩壊時の瓦礫飛散による隣接建物の損傷などを抑制するためである。周辺建物の被害という観点では、建物規模が大きくなるほど、特に、建物高さが高くなるほどその影響度合いは大きくなると考えられる。コンクリートについても近年の技術開発の進歩による高強度化が進み、設計基準強度 300N/mm^2 の超高強度コンクリートの実用化事例も報告[13]されているが、一部の超高層集合住宅を除いて超高層建物の柱や梁には鋼材が多く採用されている。鋼材は高い強度と剛性を有し、その機械的性質のばらつきが小さいことから建物の柱や梁に適した構造材料ではあるが、熱伝導率が高く火災加熱による温度上昇が著しい材料でもある。一般的な炭素鋼は、 300°C 程度を超えると強度低下が生じ、剛性については 200°C 程度からヤング係数の低下が生じる[14]。そのため、火災時における鋼柱や鋼梁など部材レベルでの荷重支持能力を担保するには、これらの鋼部材に温度上昇を抑制するための耐火被覆材を施す必要があり、耐火被覆材を施した鋼柱や鋼梁の保有する火災時荷重支持能力（一般的には耐火時間）は、長期許容応力度に等しい応力が部材に生じるよう荷重載荷した状態での単純支持条件下での耐火認定試験により確認される。この単純支持条件下での部材単体の火災時荷重支持能力については、耐火試験方法[15]が確立していることから概ね解説されていると考えられる。一方で、高次の不静定構造となる実建物における柱や梁は、耐火試験とは異なる挙動を示すと考えられる。また、温度上昇による部材の熱膨張による材長変化が、接続される部材相互に及ぼす影響は無視できない。特に、火災加熱を受けた梁の熱膨張による伸び出しは、取り付く柱に過度な部材角を生じさせ、建物の層崩壊や全体崩壊などの脆性崩壊

を引き起こす可能性がある。前述のとおり、火災時における梁の伸び出しが建物の構造安定性及ぼす影響については既に 1960 年代前半から懸念されており、斎藤[16]は、鋼梁の火災時伸び出しが柱部材に過度な部材角を生じさせる前に、鋼梁に局部的破壊を生じさせて熱応力の緩和を図る耐火設計手法の概念を述べている。その後、日本における耐火構造に関する研究は、材料レベルに始まり、部材レベル、架構レベルと徐々に建物における対象範囲を広げるが、常に火災時耐力の解明を中心とする発展過程を経ており、鋼梁の火災時伸び出しを主眼とした研究は極めて少ない。また、実建物における鋼梁の火災時伸び出し挙動を耐火実験などで実験的に解明するには、実際と同様の部材境界条件を耐火実験で再現する必要があるが、実験装置上の制約からその実施が容易ではないことも鋼梁の火災時伸び出しをはじめとする建物架構の火災時変形挙動に関する研究が少ないと考えられる。

実建物では、当然ながら床スラブが存在し、通常この床スラブは鉄筋コンクリート造スラブ（以下、RC スラブと記す。）となる。鋼構造建物では RC スラブは鋼梁によって支持されているため、鋼梁の火災時伸び出し挙動に対して、同時に火災加熱を受ける高温状態の RC スラブが少なからず影響を及ぼすものと考えられる。火災加熱を受けるコンクリート部材には、鋼部材では通常問題とならない爆裂やひび割れ、過渡ひずみなどのコンクリート特有の現象が生じることが知られている。コンクリートの火災時における爆裂の要因には、水蒸気圧と内部応力（圧縮力）があるとされており[14]、一般的には水セメント比が小さく密実な内部構造を有する高強度コンクリートでの問題と捉えられているが、普通コンクリートでも爆裂が生じた事例が報告[17]されており、同報告では微細構造の差で爆裂の主要因が異なると述べている。火災時におけるコンクリートのひび割れについては、部材断面内の不均一な温度分布により生じる内部応力や、高温状態となることでコンクリートのヤング係数が減少し、部材としての剛性低下による変形の増大などに起因する現象である。火災時に限らず、コンクリート部材のひび割れを考慮した部材の応力変形状態を解析によって再現するには、離散ひび割れモデルを用いた有限要素法による解析（FEM 解析）が必要となる。火災時にはコンクリート部材の温度が時間で変化するため、解析モデルの要素ごとに材料特性を逐次変化させる必要があり、更に数値解析の煩雑さは増す。中島ら[18]は、このような FEM 解析に代わる手法として離散的構造解析手法（3 次元 RBSM）と 3 次元ト拉斯ネットワークモデルを統

合した解析モデルによるコンクリートの耐火性能評価手法を提案し、厚さ 150mm の RC スラブ（平面寸法 400mm×400mm）の耐火実験を再現している。同文献では、コンクリート部材の耐火性能評価手法として有用な解析手法と成り得ることを示唆しているが、実務レベルでの適用には至っていないのが現状である。コンクリートの過渡ひずみについては、国内外で多くの研究が行われている。Anderberg ら[19]によってその概念が示され、日本では、常世田ら[20]が普通コンクリート、豊田ら[21]が高強度コンクリートについて過渡ひずみの定式化を行っている。しかし、これら過渡ひずみの定式化は供試体による高温下での圧縮強度試験に基づくものであり、梁や床スラブなどの曲げ応力が卓越する部材については十分に解明されていない。このように、コンクリート部材の火災時挙動については、爆裂要因や過渡ひずみのような未解明な部分が多く残っていることに加えて、コンクリート部材についての数値解析に要する時間と労力に対して得られる結果の精確さが十分でなく、数値解析結果の妥当性を確認するための比較対象となる実建物での境界条件を模擬した耐火実験事例や火害事例が極めて少ないとても実建物における鋼梁（RC スラブの取り付く鋼梁）の火災時伸び出し挙動が解明されていない理由の一つであると考えられる。

1.2 建物架構の火災時崩壊メカニズム

1.2.1 梁の伸び出しに起因する崩壊メカニズム

鋼構造架構内に配された梁が火災加熱を受けると温度上昇によって材軸方向に熱膨張し（伸び出し），図 1.1 の概念図に示すとおり，取り付く柱の柱頭に水平変位を生じさせる。この柱頭水平変位と上階からの柱軸力による $P\cdot\Delta$ 効果によって柱の脚部には付加曲げ応力 $P\cdot\Delta$ が生じるため，柱の柱頭水平変位，すなわち，柱に過度な部材角が生じると層崩壊や建物の全体崩壊を引き起こす可能性がある。ここで，一般的な耐火設計における柱の部材角とは，梁の火災時伸び出しにより生じる柱の柱頭水平変位を柱高さ（階高）で除した値として定義されるため，本論文においても同様に定義する。なお，梁の伸び出しが柱によって拘束されると梁には熱応力として軸力が生じるため，柱梁接合部にはこの梁軸力と釣り合う水平反力 Q が生じ，柱頭水平変位と柱軸力による付加曲げ応力 $P\cdot\Delta$ とは別に水平反力 Q と柱高さ（階高） H による付加曲げ応力 $Q\cdot H$ も生じる。また，実建物のように柱頭柱脚にある程度の固定度を有する柱の場合，柱頭に強制変位（ここでは梁の伸び出しによる水平変位）が生じると，図 1.2 に示すように，柱自身にたわみ δ が生じる。細長比の大きな柱では，このたわみ δ と柱軸力 P による二次的な付加曲げ応力 ($P\cdot\delta$) の影響についても無視できない。

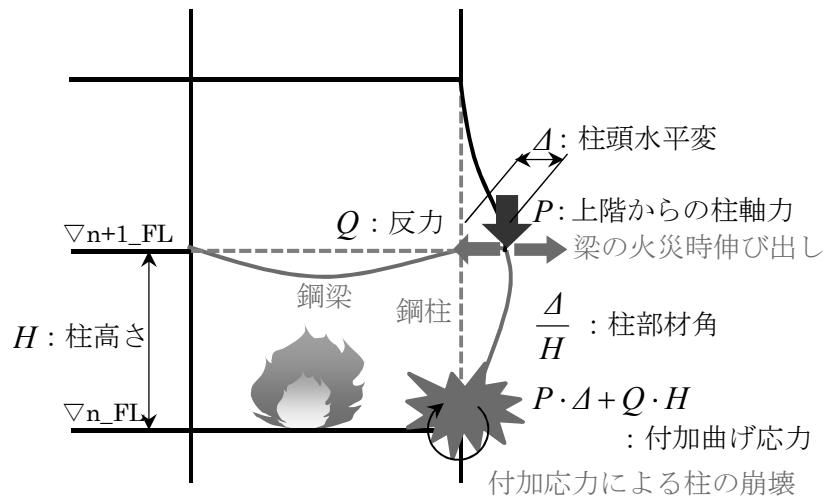


図 1.1 架構内に配された鋼梁の火災時伸び出しと柱部材角の概念図

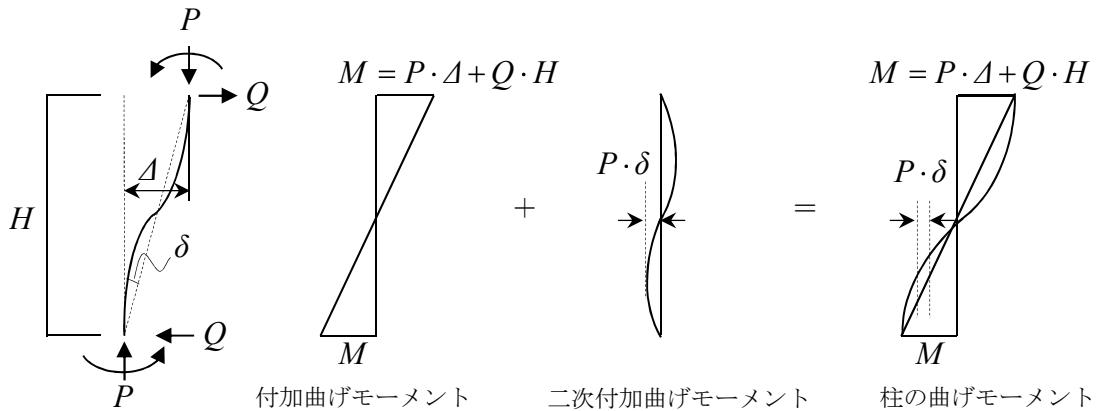


図 1.2 柱のたわみによる付加曲げ応力の概念図

1.2.2 建物架構の崩壊に至った火災事例

建物架構が大規模な崩壊に至った火災事例としては、2005年のワインザービル火災が記憶に新しい。これは、1979年にスペインの首都マドリード市に建設された超高層建物であるワインザービルで2005年2月に発生した火災であり、日本からは河野を団長とした調査団がその火害調査を行っている。調査報告書[22]によると、ワインザービルは地下5階、地上32階、塔屋1階の事務所を主用途とする建物高さは106mの超高層ビルであり、21階から出火した火災は最上階まで上階延焼した後に16階まで下階延焼（最終的には4階まで下階延焼）し、17階から上層の高層階がコア部分を残し崩壊した。図1.3は、文献[22]から転記した火災前後のワインザービルの外観である。

コア部分を残して崩壊した17階以上的一般階における構造的な平面架構の特徴としては、図1.4に示すとおり、建物中央部のコア部分にRC壁柱が配置され、コア部分から建物外周へ向けて張り出したRCスラブ（ワッフルスラブ）の先端を建物外周の鋼柱によって支持するというものであった。このような、耐震要素を建物中央のコア部分に集約し、建物外周に床スラブを支持するためだけの長期柱を配列する構造形式は、現在の日本の超高層建物でも一般的に計画されている。（ただし、日本の場合は長期柱に対しても幾らかの地震力負担を想定して設計されるため、長期荷重に対しては若干の余裕を有する。）ワインザービルが建設された1970年代のスペイン建築基準には、柱や梁に対して耐火性能を要求する規定がなく、建物外周の鋼柱は無耐火被覆で建設されてい

た。火災当時、ワインザービルは改修工事の途中であり、建設当初に無耐火被覆で計画されていた外周柱についても耐火被覆工事が行われていたが、耐火被覆工事は 16 階までが完了し、崩壊した 17 階以上では耐火被覆工事が未了の状態であった。このため、17 階以上における建物外周部の無耐火被覆鋼柱が火災加熱を受けることで著しく耐力低下したことが、17 階以上の建物外周部が崩壊した要因であるとされている。文献[22]の中で、日本における建物高さ 100m を超える超高層建物での火災発生頻度は、小規模な火災も含めて年間で概ね 0.1 件/棟との記述があるが、日本では部分崩壊を含めても建物が崩壊に至った火災事例は皆無に等しく、海外においてもその数は極めて少ない。しかし、近年における日本の超高層事務所ビルでは、執務空間の居住性向上や貸床面積の最大化を理由に居室内的柱を極力無くすために梁長さ（柱スパン）が長大化している。例えば、ワインザービルでは建物中心のコア部分から外周柱までの距離は 6.0m 程度であったが、コア部分から外周柱までの梁長さが 15m を超える建物も一般的となっている。このため、近年の超高層建物では火災時における梁の伸び出しに起因した建物崩壊が生じる可能性は高まっているものと考えられる。



図 1.3 ウィンザービル外観（写真）（文献[22]より転記）
(左：火災前、右：火災後)

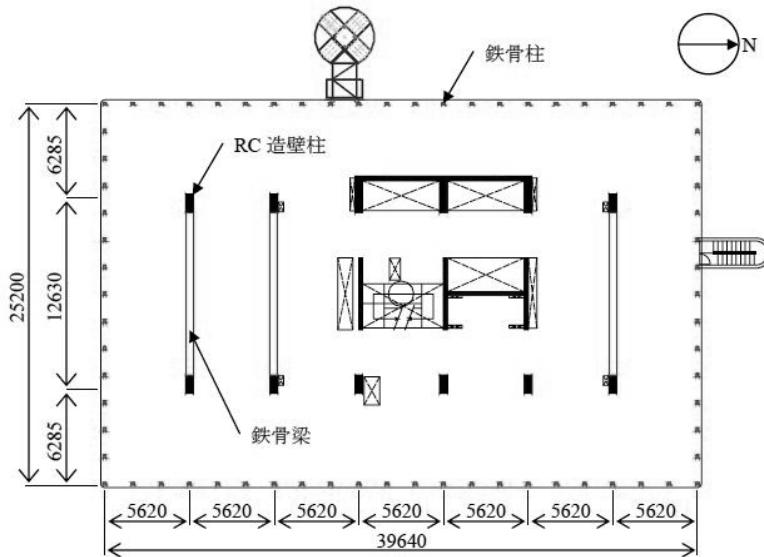


図 1.4 ウィンザービル 17 階～26 階平面図（文献[22]より転記）

鋼梁の火災時伸び出しが誘発した建物崩壊事例としては、World Trade center 7 (WTC7) の全体崩壊が挙げられる。2001 年 9 月 1 日に米国で発生した同時多発テロの際、航空機の衝突により崩壊した World Trade Center 1, World Trade Center 2 (WTC1, WTC2) に近接した World Trade center 7 (WTC7) は、航空機の直接的な追突を受けなかったにも関わらず建物全体が崩壊に至った。図 1.5 は、最初の航空機が WTC1 に衝突した直後の WTC7 の外観である。WTC7 は、地上 47 階の超高層事務所ビルであり、出荷原因こそ航空機の衝突によって崩壊する WTC1 および WTC2 から飛散した瓦礫による特異な事例ではあるが、火災により建物が全体崩壊した数少ない事例である。

アメリカ国立標準技術研究所(NIST)の報告書[23,24,25]によると、図 1.6 に示すように、床を支持する鋼小梁が火災加熱を受けたことで材軸方向に熱膨張し、直交して取り付く鋼大梁が面外方向に押し出された。図 1.7 の模式図に示すように、面外に押し出された鋼大梁の支持点となる柱梁接合部にはせん断力が生じる。WTC7 の柱梁接合部は図 1.8 に示すボルト接合であり、柱梁接合部に生じたせん断力によってこの接合部のボルトの破断により鋼大梁が脱落することで鋼柱が長柱状となり、火災加熱に加え長柱化による鋼柱の座屈耐力低下によって建物の進行性崩壊を引き起こしたとされている。



図 1.5 WTC7 崩壊前の外観（写真）（文献[25]より転記）

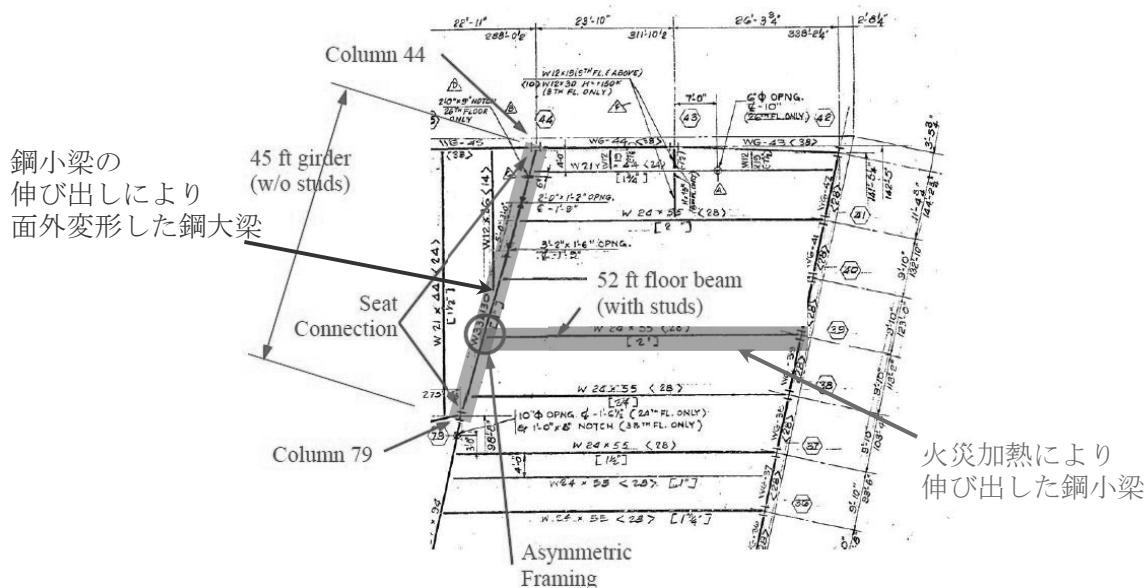


図 1.6 WTC7 梁伏図（文献[23]より転記した図に補記）

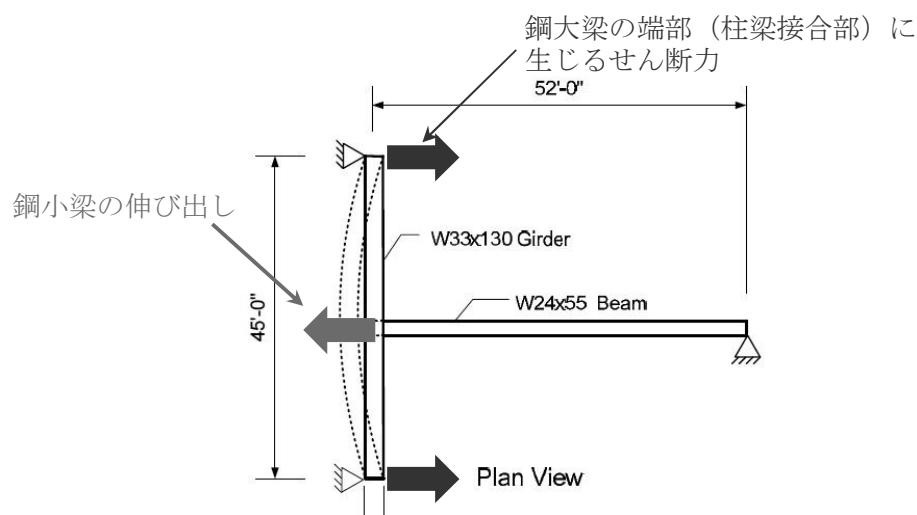


図 1.7 WTC7 鋼梁の面外変形概念図（文献[23]より転記した図に補記）

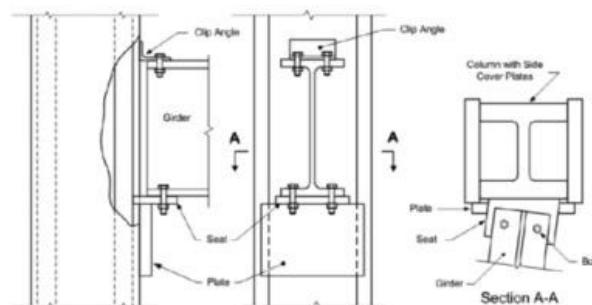


図 1.8 WTC7 における柱梁接合部（文献[23]より転記）

1.3 鋼梁の火災時伸び出しに関する既往研究

1.3.1 Cardington Fire Tests

1995 年から 1997 年に英国建築研究所(BRE: Building Research Establishment) の Cardington 試験所において、8 階建て実大鋼構造骨組の火災実験が実施された[26]。

図 1.9 に実験前の鋼構構造骨組の外観を示す。この一連の実大火災実験では、建物の角部分での火災や平面的に広範囲な火災などを想定した Test1～Test6 の火災実験が行われており、多くの貴重な実験結果を残している。その中の実験の一つに、架構外周柱の柱頭変位を計測した実験 (Test2) がある。同実験では、図 1.10 の試験体骨組平面図に示す範囲の鋼柱と鋼梁から成る架構を試験体架構内に設置したガス炉によって加熱し、架構外周柱の実験中の柱頭変位が計測されている。なお、この実験では鋼梁と鋼柱は無耐火被覆であった。文献[26]では、この実験について加熱を受ける架構構面の柱と梁のみを線材要素でモデル化した 2 次元解析モデルによる熱応力解析が行われており、架構外周柱における柱頭変位解析結果の時間推移が実験結果と併せて示されている。実験結果と解析結果は図 1.11 に示すとおり、加熱開始 30 分程度から大きく乖離している。この理由については、同文献に示された実験後の記録写真 (図 1.12) から推察する限り、鋼梁と鋼柱にはいずれも柱梁接合部付近に大きな局部座屈が確認でき、実験ではこの局部座屈によって鋼梁の材軸方向の伸び出しが吸収されていると考えられる。一方、解析では鋼の温度上昇による耐力低下やヤング係数の低下など鋼梁と鋼柱の材料非線形性がどのように考慮されていたかは不明ではあるが、解析モデルでは鋼梁および鋼柱を線材要素によりモデル化しており、局部座屈挙動を再現できる解析ではなかったと思われる。つまり、架構外周柱の柱頭水平変位について解析結果と実験結果が大きく乖離した主たる要因としては、局部座屈による鋼梁の材軸方向伸び出し量の緩和が解析では再現できていないためと考えられる。通常、このような鋼梁の局部座屈を解析によって再現するには、鋼梁のフランジやウェブを要素分割したシェル要素モデルやソリッド要素モデルによる有限要素法 (FEM) 解析が必要となる。なお、文献[26]の解析モデルは单一架構の 2 次元モデルであり、試験体架構の RC スラブ (合成デッキスラブ) や他構面の柱梁架構が反映されておらず、解析結果と実験結果の乖離には少なからず影響を及ぼしているものと考えられる。



図 1.9 Cardington Fire Tests 実大鋼構造骨組（写真）
(文献[26]より転記)

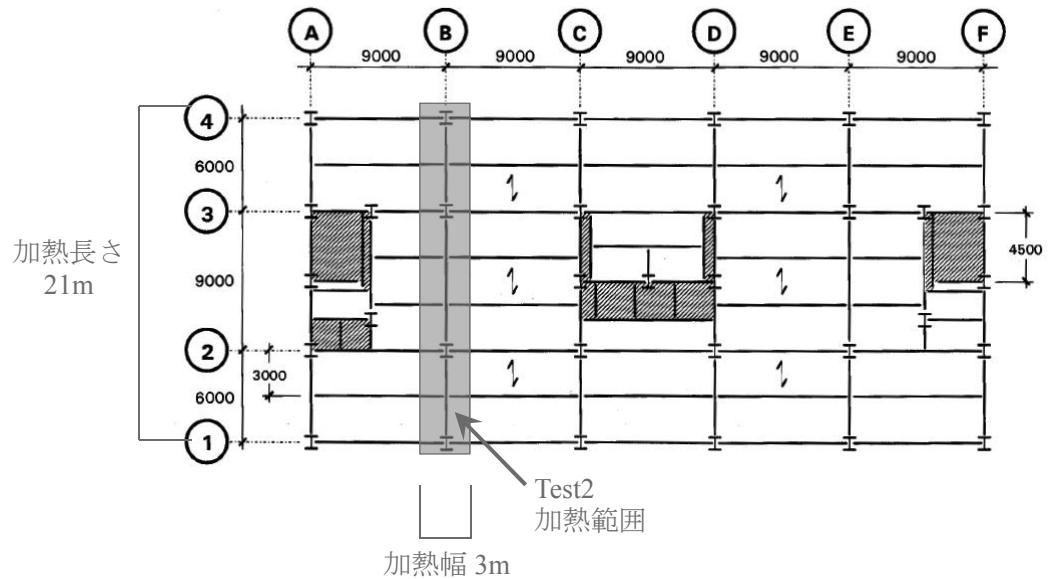


図 1.10 Cardington Fire Tests 骨組平面図（文献[26]より転記した図に補記）

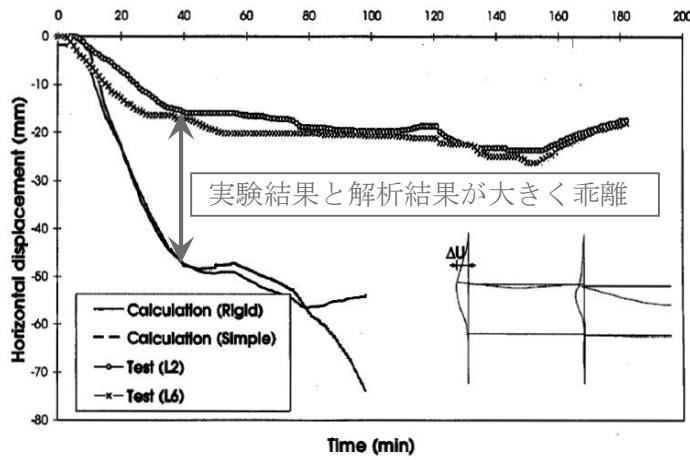


図 1.11 Cardington Fire Tests 外柱柱頭変位の解析結果
(文献[26]より転記した図に補記)



図 1.12 Cardington Fire Tests 鋼梁および鋼柱の局部座屈 (写真)
(文献[26]より転記)

1.3.2 3層4段型自走式プレハブ駐車場の実大火災実験

国内では、2000 年に図 1.13 に示す 3 層 4 段型自走式プレハブ駐車場の実大火災実験が報告されている[27]。この実験では、1 階鋼柱の柱頭（2 階床レベル）水平変位が計測されている。また、李ら[28]は、この実大火災実験に対して、RC スラブまでをモデル化した立体架構モデルによって熱応力解析を行っており、1 階鋼柱の柱頭水平変位についても解析結果と実験結果の比較を行っている。なお、RC スラブの解析モデルとし

では、線材要素を格子状に組み合わせた格子梁モデルが採用されている。文献[28]では、図1.14に示す1階柱頭変位計測位置の内、火災室に配される柱の柱頭水平変位(図1.14におけるX方向の水平変位)の内、計測位置1および計測位置3の実験結果と解析結果の比較が示されている。図1.15に実験結果と解析結果が比較的一致している計測位置3における変位量の実験結果と解析結果の比較を示す。X方向(架構外側への)柱頭変位の実験結果と解析結果は、加熱開始から加熱開始後35分程度まで精度よく一致しているが、加熱開始後35分以降で乖離が見られる。この両者の差が大きくなる、例えば、加熱開始後40分程度の時間における鋼梁の温度は400°C程度であり、耐火認定試験において温度判定により合否を判定する場合の鋼梁の許容平均鋼材温度が350°C(最高温度で450°C)[15]であることを考えると、火災時における鋼梁の伸び出し挙動という観点からは解析精度は十分でないと考えられる。

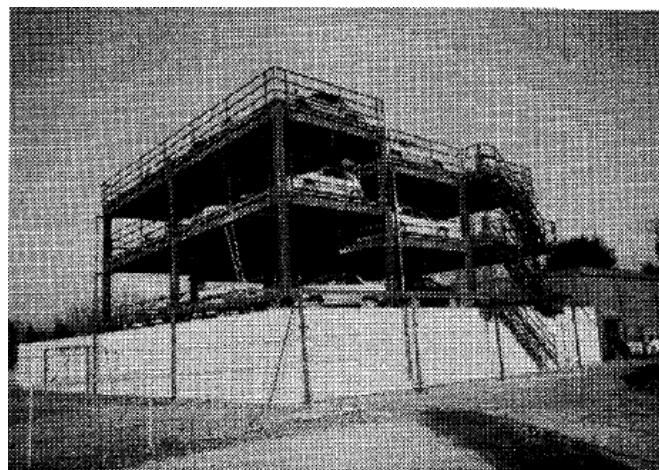


図1.13 3層4段型自走式プレハブ駐車場外観(写真)(文献[27]より転記)

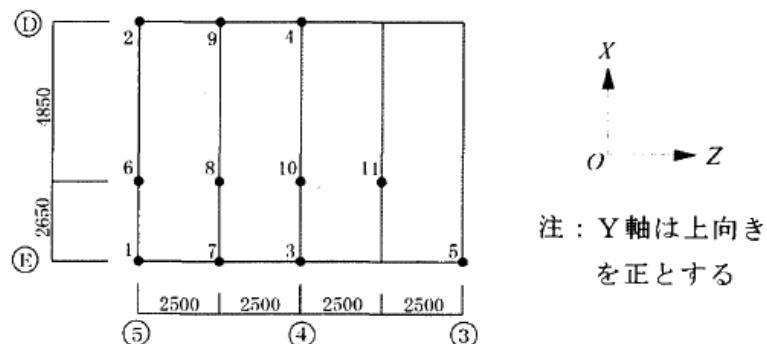


図1.14 3層4段型自走式プレハブ駐車場1階柱頭変位計測位置(文献[27]より転記)

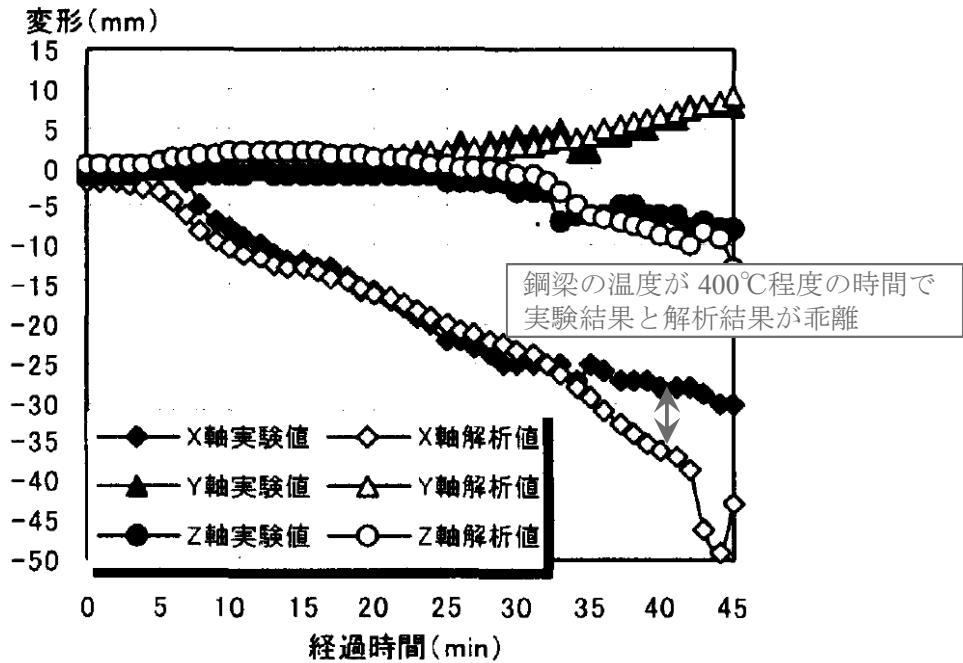


図 1.15 3層4段型自走式プレハブ駐車場柱頭変位（計測位置3）の解析結果
(文献[28]より転記した図に補記)

1.3.3 合成梁の火災時伸び出し量

梁の最も重要な機能の一つが床スラブの支持であり、実建物での梁には RC スラブが取り付くことが一般的である。常温時の構造設計ではこの RC スラブが梁の耐力や剛性を上昇させることが知られており、逆対称曲げモーメントを受けない小梁などでは RC スラブとの合成効果を考慮した、いわゆる合成梁として設計されることが多い。

安田ら[29]は、火災時においても RC スラブとの合成効果によって梁の火災時終局耐力が上昇することを、波形鋼板デッキにより構築された RC スラブと鋼梁から成る合成梁の実験的研究によって明らかにしている。このような合成梁では、鋼梁の火災時伸び出しを RC スラブが拘束する可能性があると考えられるが、文献[29]では実験で計測した鋼梁の上フランジおよび下フランジの水平変位計測結果の平均値を鋼梁の伸び出し量と定義し、図 1.16 に示す実験結果から、鋼梁の火災時伸び出し量は鋼の線膨張係数を $12 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ の定数として、鋼の線膨張係数と加熱長さ、鋼材温度の積から求まる自由膨張下での熱伸び量に概ね等しく、RC スラブによる鋼梁の伸び出し拘束効果は無いと結論付けている。

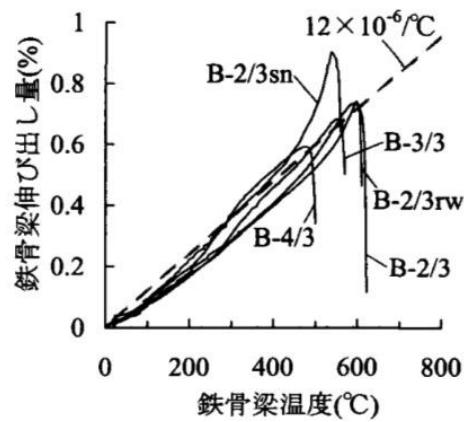


図 1.16 既往実験における合成梁の伸び出し量（文献[29]より転記）

同文献での試験体と耐火炉の設置方法は、図 1.17 に示すとおり試験体である合成梁の両端部が回転滑り支承を介して実験装置である耐火炉に設置されている。RC スラブ自体は鋼梁と頭付スタッドを介して一体となっている他は耐火炉などからの外的な拘束は受けておらず、加熱による温度上昇によって RC スラブにも鋼梁の伸び出しと同じ方向に伸び出しが生じる状態であった。また、文献[29]では鋼梁の自由膨張下での熱伸び量を算出する際の鋼梁の温度を、加熱範囲における上フランジおよびウェブ、下フランジの全計測結果の平均値としているが、同文献に示された鋼梁断面内の温度計測結果では、鋼梁の断面内温度分布は下フランジとウェブが概ね等しく、これらと比べて上フランジが 150°C～200°C 程度低い温度となっている。つまり、鋼梁の伸び出し量評価位置であるウェブ心（図心）での実際の鋼材温度は、平均温度よりも高い温度であった。なお、鋼の線膨張係数についても、文献[30]や文献[31]では温度依存性を有する変数として取り扱われており、鋼の温度が 250°C を超えると図 1.18 に示すとおり、これらの文献で規定される線膨張係数は $12 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ よりも大きくなる。このように、鋼梁の火災時伸び出し量は、採用する鋼材温度や鋼の線膨張係数によって、また、評価基点によって異なる値となり、自由膨張下における熱伸び量に対する比にも差が生じることとなる。

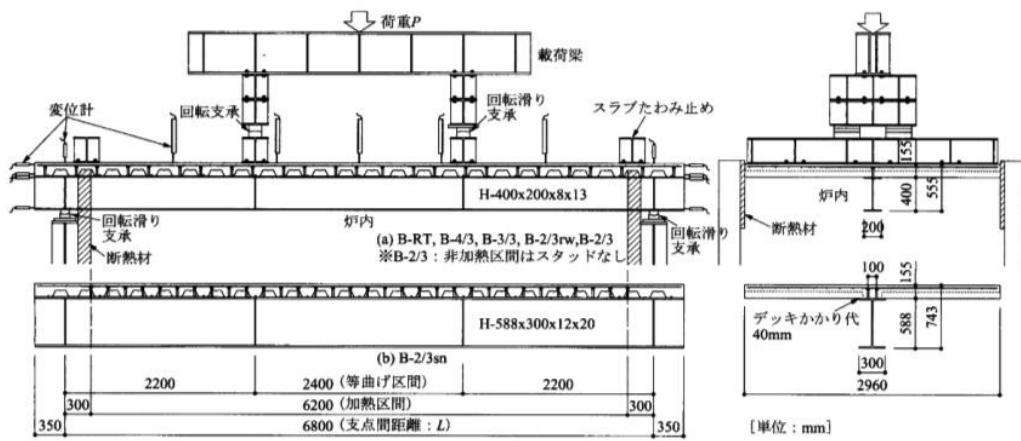


図 1.17 既往の合成梁耐火実験における試験体設置状況（文献[29]より転記）

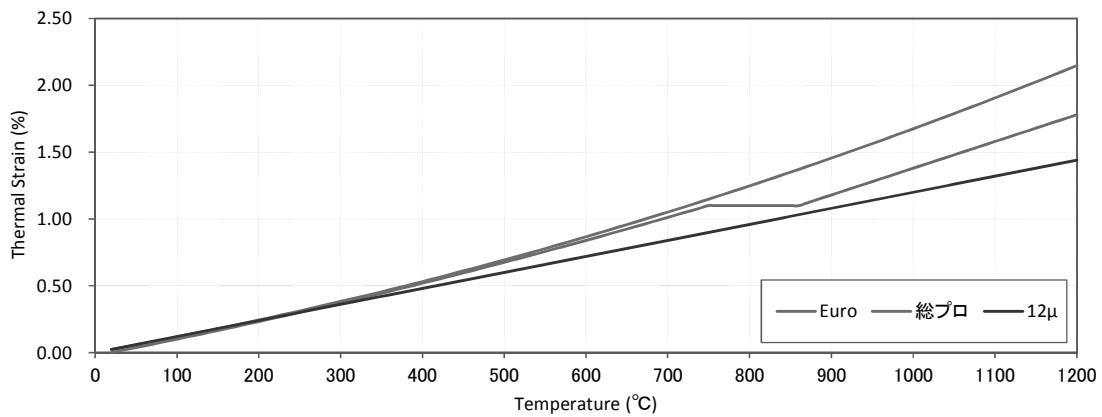


図 1.18 自由膨張下における鋼の熱ひずみ

1.4 過度な部材角が生じた柱の耐火性能

1.4.1 鋼柱の耐火性能

これまでにも日本では、鋼構造架構における鋼梁の火災時伸び出しが取り付く鋼柱に過度な部材角が生じさせることで、鋼柱の崩壊を誘発し、建物架構の層崩壊など建物の脆性的崩壊を引き起こす可能性について懸念されてきた。古村ら[32]は、数値解析によって火災時における鋼梁の伸び出しが鋼柱に与える影響は、柱の変形量そのものには比較的低い温度領域から現れるが、崩壊挙動が起こる高温領域ではほとんど現れないことを示した。また、岡部ら[33,34]は、強制部材角を与えた鋼柱の載荷加熱実験によって、全体曲げ座屈が高温時荷重支持能力を支配する鋼柱では、強制部材角が崩壊温度に及ぼす影響が小さいことを報告している。文献[34]では、図1.19に示す厚さ10mm(幅26mm)平鋼に、図1.20に示す実験装置を用いて高温下で一定軸力と強制部材角を与えた耐火実験を報告している。図1.21はその実験結果であり、プロットが実験結果を示し、実線および破線がそれぞれ高温クリープを考慮した数値解析結果と高温クリープを無視した数値解析結果を示している。鋼柱の崩壊温度が550°Cを超える場合(軸力比が小さい場合)では部材角の違いによる崩壊温度の差は大きくても50°C程度であるが、崩壊温度が550°C未満となる試験体(軸力比が大きい場合)では部材角の有無によって崩壊温度に100°C程度の差が生じており、高軸力の鋼柱ほど部材角が耐火性能に及ぼす影響は大きくなる傾向にあると考えられる。また、岡部らは同文献で、全体曲げ座屈が高温時の荷重支持能力を支配する鋼柱では強制部材角が崩壊温度に及ぼす影響は小さいとしながらも、局部座屈が全体曲げ座屈と連成して生じる場合の鋼柱の高温時崩壊挙動については不明な点が多いと述べている。

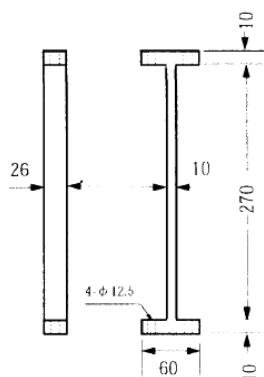


図1.19 既往の鋼柱耐火実験における試験体（文献[34]より転記）

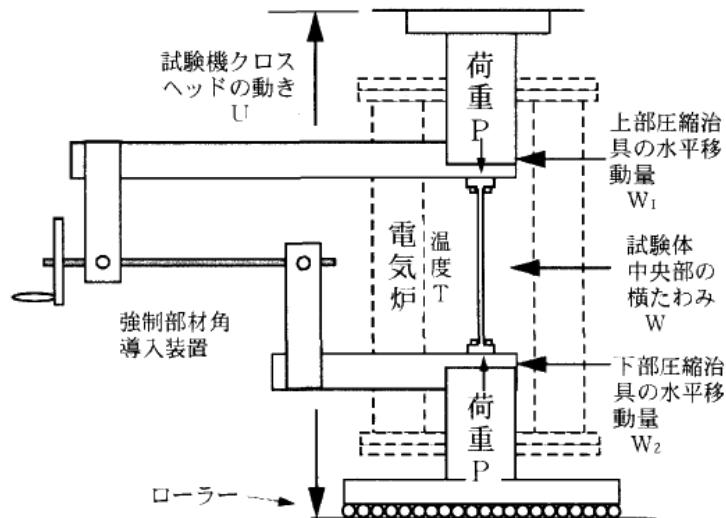


図 1.20 既往の鋼柱耐火実験における実験装置（文献[34]より転記）

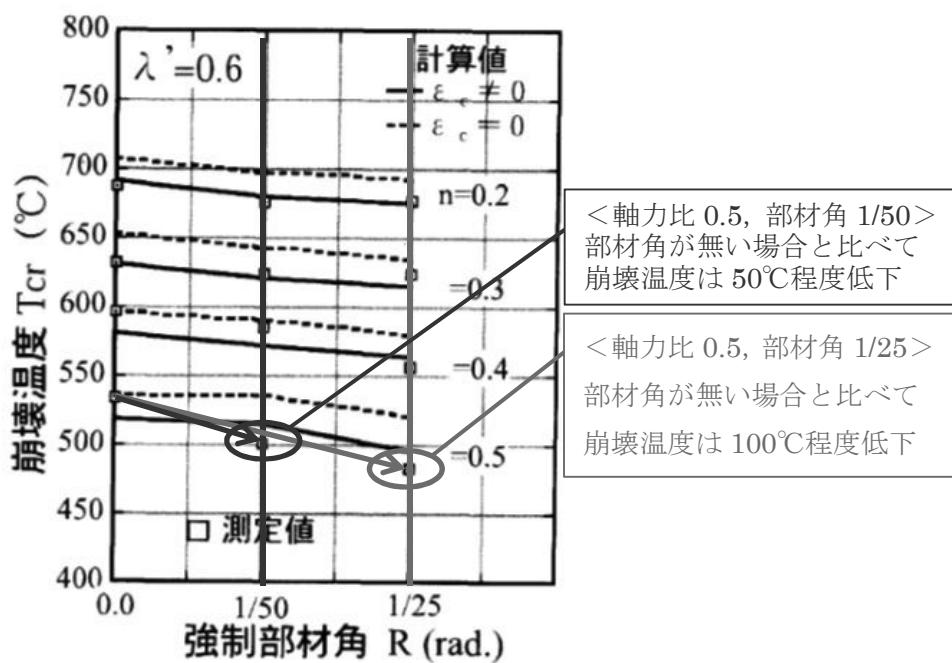


図 1.21 既往の鋼柱耐火実験における崩壊温度一強制部材角関係

(文献[34]より転記した図に補記)

1.4.2 無耐火 CFT 柱の耐火性能

近年の超高層建物では、柱に CFT 柱が採用される場合が多い。CFT 柱は鋼管内部にコンクリートを充填した構造であり、鋼とコンクリートのコンファインド効果によって高い軸圧縮耐力を有する。また、火災時には鋼管内部に充填されたコンクリートの高い熱容量によって、鋼管のみの場合と比べると鋼管の温度上昇が抑制される。このため、火災時間が 1 時間程度であれば、軸力保持の観点からは CFT 柱を無耐火被覆とともに可能である[35]。しかし、CFT 柱を採用する建物の大梁は鋼梁となることが一般的であり、特に、無耐火 CFT 柱の場合は鋼梁の火災時伸び出しによって与えられる強制部材角がその耐火性能に及ぼす影響が大きいと考えられる。西村ら[36]は、鋼梁の火災時伸び出しによる強制部材角を模擬した、図 1.22 に示す実験機構の CFT 柱の複合加力耐火実験を実施し、CFT 柱に生じる強制部材角がその耐火性能に及ぼす影響について報告している。表 1.1 に文献[36]で報告された耐火実験の試験体一覧を示す。試験体 CFT 柱に与える強制部材角に加え、鋼管の鋼材種と強度、幅圧比、断面寸法、コンクリートの骨材種別、軸力比を実験変数としており、各仕様で 1 体ずつの耐火実験ではあるが、連続的な実験変数の設定により一連の耐火実験に再現性を持たせている。図 1.23 は、同文献で報告されている無耐火被覆 CFT 柱試験体における鉛直変位の時間推移である。例えば、強制部材角のみを実験変数とした試験体 2 (柱の部材角 : 1/50) と試験体 4 (柱の部材角 : 1/100) 比較から、文献[36]では CFT 柱の耐火性能は部材角に依存すると結論付けられている。

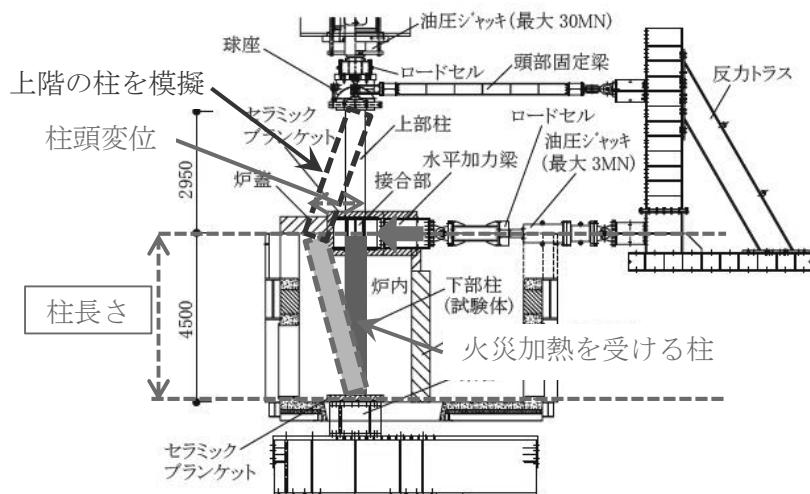


図 1.22 既往の無耐火 CFT 柱耐火実験での実験機構(文献[36]より転記した図に補記)

表 1.1 既往の無耐火 CFT 柱耐火実験の試験体一覧（文献[36]より転記）

試験体	鋼管			最大部材角 (rad.)※1	骨材	径長さ比 (L/B,L/D)	幅厚比 (B/t,D/t)	コンクリート 目標強度	施工方法 ※2	軸力比 ※3
	形状	断面	鋼種							
1	角形	600×600×19	BCP325	1/50	石灰岩	6.7	31.6	50	方法1	0.36
2	角形	600×600×19	BCP325	1/50	石灰岩	6.7	31.6	50	方法1	0.32
3	角形	600×600×19	BCP325	1/50	石灰岩	6.7	31.6	50	方法1	0.27
4	角形	600×600×19	BCP325	1/100	石灰岩	6.7	31.6	50	方法1	0.32
5	角形	600×600×19	BCP325	1/200	石灰岩	6.7	31.6	50	方法1	0.32
6	角形	600×600×19	BCP325	1/100	硬質砂岩	6.7	31.6	50	方法1	0.32
7	角形	600×600×25	BCP325	1/100	石灰岩	6.7	24.0	50	方法1	0.32
8	円形	609.6×19	STKN490B	1/100	石灰岩	6.7	32.1	50	方法1	0.32
9	角形	600×600×19	BCP325	1/100	石灰岩	6.7	31.6	50	方法2	0.32
10	角形	300×300×9	BCR295	1/50	石灰岩	7.0	33.3	50	方法1	0.32

※1 部材角=試験体の柱頭水平変位(接合部の水平変位)／試験体の筒体部長さ

※2 方法1:上下柱を分離し落とし込みでコンクリートを打設後PC鋼棒で結合、方法2:上下柱一体で圧入によりコンクリートを打設

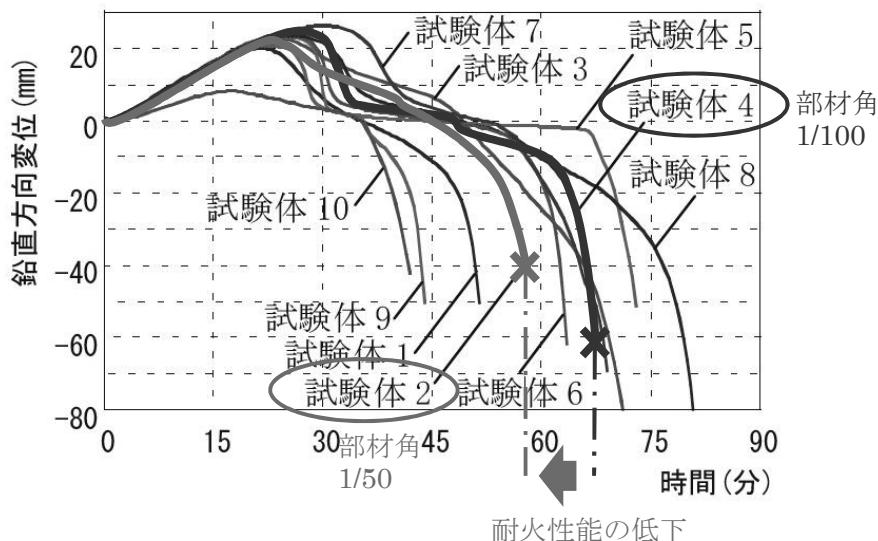
※3 常温時のコンクリートに対する軸力比 $N/(cA \cdot c \sigma B)$ 

図 1.23 既往の無耐火 CFT 柱耐火実験における鉛直変位－加熱時間関係

(文献[36]より転記した図に補記)

1.4.3 RC 柱の耐火性能

建物架構の構造形式を決定する要因の一つに経済性が挙げられる。材料としての価格を比較すると、一般的には鋼材はコンクリートと比べて高価な材料である。コンクリートの高強度化や免震建物の普及によって、超高層建物にも鉄筋コンクリート造の柱や梁が採用される場合がある。事務所ビルなどでは、広い執務空間など居住性の向上を理由に梁の長大スパン化が求められる傾向にあるため、鉄筋コンクリート造柱（以下、RC

柱と記す。) と鋼梁から成る合成構造架構の超高層建物も近年では建設されている。このような背景から、鋼梁の火災時伸び出しが RC 柱の耐火性能に及ぼす影響についての研究も行われており、松戸ら[37]は、RC 柱と鋼梁から成る部分架構の載荷加熱実験によって、鋼梁の火災時伸び出しが RC 柱の耐火性能に及ぼす影響について報告している。図 1.24 は、文献[37]で報告された耐火実験での各試験体の鉛直方向変位と加熱時間の関係を転記したものである。ここでは、実験機構や試験体仕様の詳細については省略するが、鋼梁と RC 柱の接合部鋼材の耐火被覆材の有無、柱軸力比、柱部材角の有無が実験変数となっている。柱部材角の有無が RC 柱の耐火性能に及ぼす影響を見るには、同図の試験体 No.1 と試験体 No.4 の比較となる。この実験結果では、 $1/50 \text{ rad}$ の部材角が生じた場合、部材角が生じない RC 柱と比べて崩壊に至るまでの時間が半分以下と耐火性能が大きく低下している。一般的に RC 柱は、仕様規定により耐火構造の柱とされているが、取り付く梁を鋼梁とした場合は、その火災時伸び出しによって RC 柱の耐火性能が大きく低下する危険性があり、RC 柱と鋼梁から構成される合成構造架構の建物は鋼構造建物以上に鋼梁の火災時伸び出しに対する配慮が必要になると考えられる。

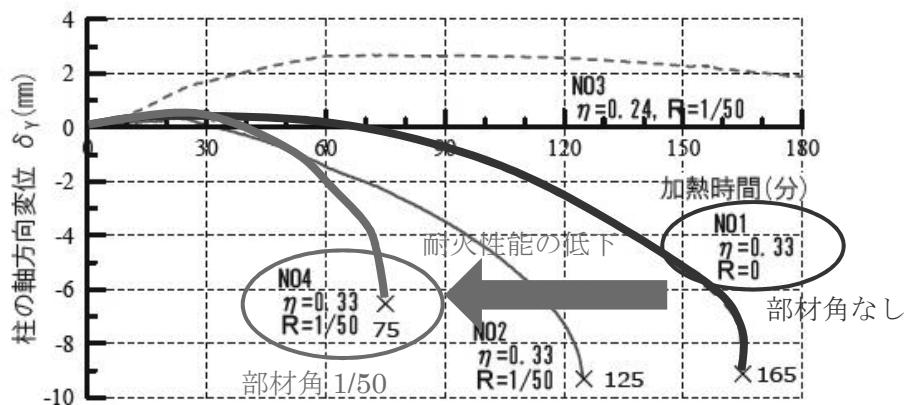


図 1.24 既往の RC 柱耐火実験における鉛直変位ー加熱時間関係

(文献[37]より転記した図に補記)

1.4.4 火災時における柱の許容部材角

既往の柱の耐火性能に関する実験的研究に見られるように、柱の構造形式によって影響度合の大小はあるものの、火災時における柱の耐火性能（鉛直荷重支持能力）は、柱に強制部材角が生じると単純中心載荷の場合（部材角が生じない場合）と比べて低下す

る。このため、耐火設計適用の大半を占める鋼構造建物では、その耐火設計で鋼柱の許容部材角を $1/50 \text{ rad}$ とすることが多い。これは、文献[34]での実験結果や耐火性能検証法で鋼柱の許容部材角を $1/50 \text{ rad}$ としていること[9]、火災時における鋼梁の伸び出しにより誘発された柱崩壊が起因となる建物の崩壊事例が現状では見当たらないことなどを総合的に考慮した結果であると考えられる。ここでは、火災時における鋼梁の伸び出しによって鋼柱に $1/50 \text{ rad}$ の部材角が生じる可能性について考える。問題を単純化するために、図 1.25 に示す建物架構の 1 本の鋼梁のみが火災加熱を受け、鋼梁には鋼の自由膨張下での熱伸び量と等しい伸び出しが生じるものとし、その伸び出し量を建物外柱の柱頭水平変位と仮定する。鋼梁の自由膨張下での伸び出し量は、日本の一般的な耐火設計で採用される鋼材温度と鋼の線膨張係数、加熱長さの積値とし、鋼の線膨張係数は $12 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ 、鋼材の温度は耐火認定試験での許容最大温度である 450°C [15] と仮定する。柱長さが 4.0m の場合、梁長さが 15.0m で柱の部材角が $1/50 \text{ rad}$ を超過する。近年の超高層事務所ビルでは、梁長さが 15.0m を超えることが一般的であり、耐火設計では鋼梁の火災時耐力から決まる限界部材温度が 550°C 程度まで許容される可能性があることを考慮すると、近年の超高層鋼構造建物では柱の部材角が $1/50 \text{ rad}$ を超過する可能性が高まっており、強制部材角が生じる柱そのものの耐火性能を把握することも重要ではあるが、実建物において正確な鋼梁の火災時伸び出し挙動を把握することが重要となる。

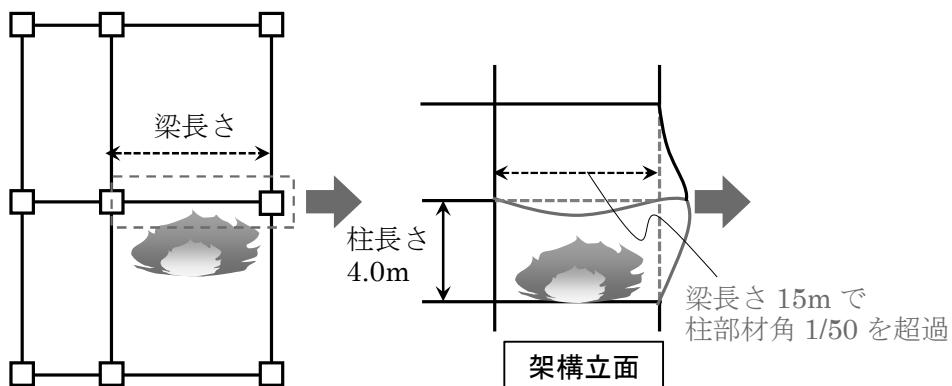


図 1.25 柱部材角 $1/50 \text{ rad}$ を超過する架構の概念図

1.5 現状の耐火設計における鋼梁の火災時伸び出し量評価方法

1.5.1 弹塑性熱応力解析

コンピューターの性能向上とその普及により、近年では、火災時における建物架構の応力変形挙動についての解析的研究も報告されている[38,39,40,41,42]。実務での耐火設計においても、鋼構造架構の火災時における応力変形挙動を把握する方法として、架構レベルでの解析プログラムを用いた数値解析による検証が多くなっている。解析に使用される解析プログラムは、市販される汎用プログラムから建設会社などが独自に開発した自社プログラム[43,44]まで多岐にわたるが、その解析手法は有限要素法（FEM）に基づく弾塑性解析が一般的である。この解析手法では、柱や梁の部材をソリッド要素やシェル要素などの有限要素により細分化した解析モデルを用い、鋼やコンクリートの材料非線形（塑性化）や大変形などの幾何学非線形を取り扱うこととなる。なお、火災時の熱応力解析では解析時間（火災時間）で要素の温度が変化するため、要素ごとにその温度に対応する高温時応力－ひずみ関係を逐次与える必要がある。これにより、例えば、鋼梁や鋼柱の局部座屈についても考慮することが可能となる。一方で、建物架構全体を有限要素で細分化するとなると、解析モデルの作成に大きな労力を要し、材料非線形や幾何学非線形を考慮すると収束計算の時間（解析時間）も膨大なものとなる。また、火災時における建物架構レベルの熱応力解析に限れば、解析結果との比較対象となる火害事例が少なく、解析の精確さを検証することが困難である。研究が実現象を精確に捉えることであるとすれば、設計実務は建物の安全性を担保することである。つまり、設計実務では必ずしも実現象を精確に捉える必要はなく、火災時における建物架構の構造安定性を確実に担保できていれば良いことになる。鋼梁の火災時伸び出し量について考えると、その伸び出し量を自由膨張下での熱伸び量に等しいとすることが、最も安全側の仮定となるが、建物架構に配された鋼梁の実際の火災時伸び出し量がこの仮定よりも小さい場合は建物に過剰な性能を付加することになる。また、物質の温度上昇による熱膨張と熱膨張が拘束された場合に生じる熱応力は相反関係にあり、建物架構の構造安定性として鋼梁の火災時伸び出し量を大きく見積ることは熱応力を小さく見積ることを意味し、必ずしも安全側の仮定とはならない。このようなことからも、設計実務においても鋼梁の精確な伸び出し挙動を把握することが重要となる。

1.5.2 RC スラブの解析モデル

火災時における建物架構の構造安定性を、解析プログラムを用いた数値解析により評価する際に問題となるのが RC スラブのモデル化である。梁や柱と違い、RC スラブの部材体積は建物架構の大半を占めるため、RC スラブをソリッド要素やシェル要素の有限要素でモデル化すると、その要素数は膨大なものとなる。また、RC スラブのように主たる構成材料がコンクリートの場合、火災加熱による熱応力および高温状態となることで剛性が低下した部材の大変形に起因するひび割れや爆裂現象など、実務レベルの解析技術では反映することが困難な現象を伴う。このようなことから、設計実務での解析モデルでは、鋼梁の鋼材温度を精確に再現するために梁上フランジの上端にのみ RC スラブを有限要素でモデル化することはあるが、その多くは RC スラブをモデル化しない柱と梁のみから成る架構解析モデルが採用されることが多い。河野ら[45]は、解析時間の短縮を意図した、建物の架構の柱と梁を材軸方向にのみ分割した線材要素モデルによる弾塑性熱応力解析の事例を報告しているが、RC スラブのモデル化はされていない。一方で、耐火構造分野の研究では RC スラブの解析モデルについて種々のモデルが提案されている。文献[28]で李らは、RC スラブを図 1.26 に示す線材要素を用いた交叉梁モデルに置換している。Usmani ら[46]は、コンクリートの異方性と不連続性による解析上の収束問題を解決するモデルとして図 1.27 に示すようなスラブ上面をシェル要素、スラブ下面を線材要素での交叉梁モデルとする複合モデルを提案している。一方、高木[47]は、図 1.28 に示すように RC スラブを直接的にモデル化するのではなく、鋼梁の境界条件として有効スラブ幅とスラブ厚さから設定した圧縮ばねによりスラブの効果をモデル化する手法を提案している。また、このモデルでは鋼梁の材端境界条件となる柱梁ボルト接合部を梁軸方向の非線形ばねでモデル化することに加え、火災区画外にある周辺架構の剛性（層剛性）までを考慮したモデル化を提案している。なお、層剛性については、コンクリートの弾塑性応答や鉄骨梁と RC スラブを接続するスタッド、上下階にある部材の立体的な相互作用などが複合的に影響し、評価が煩雑となることから、火災区画外にある鋼梁の弾性軸剛性の 8%程度の剛性を鋼梁材端に線形ばねとして与えている。

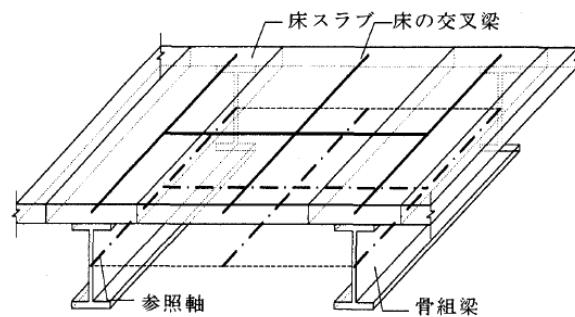


図 1.26 交叉梁モデルによる床スラブの解析モデル概念図（文献[28]より転記）

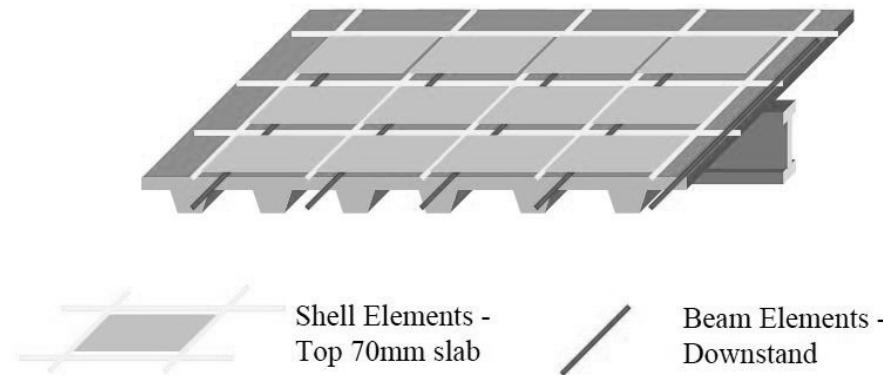


図 1.27 シェル要素による床スラブの解析モデル概念図（文献[46]より転記）

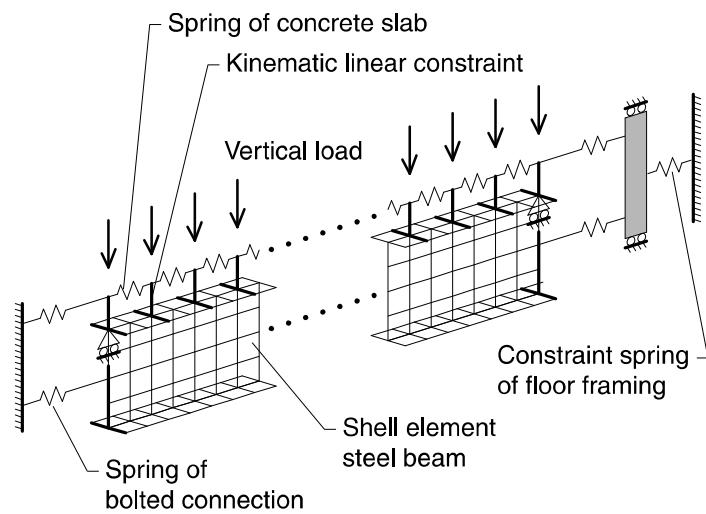


図 1.28 ばね置換した床スラブの解析モデル概念図（文献[47]より転記）

1.5.3 耐火性能検証法における評価方法

耐火性能検証法では、火災時における鋼梁の伸び出しに対する建物の構造安定性を担保する方法として、鋼梁および鋼柱の熱変形に対する限界部材温度を(1.1)式により規定している[9]。

$$T_{DP} = 20 + \frac{18000}{\sqrt{S}} \quad (1.1)$$

T_{DP} : 限界部材温度 (°C),

S : 火災室の床面積 (m^2)

この評価方法では、火災室を面積等価な正方形に置換し、その正方形の一辺を火災加熱によって伸び出す鋼梁の総長と仮定した上で、正方形の一辺（火災加熱を受ける鋼梁）が両側に均等に伸び出した場合の正方形角部の変位を柱の柱頭変位として取り扱っている。火災加熱による鋼梁の伸び出し量は、鋼梁の温度と鋼の線膨張係数 ($12 \times 10^{-6} K^{-1}$ の定数)、加熱長さ (\sqrt{S}) の積値、いわゆる一般的な耐火設計で用いられる自由膨張量の 80%と仮定しており、この伸び出し量(柱頭変位)により柱に生じる部材角が $1/50$ rad となる鋼梁の温度を限界部材温度として規定したものである。なお、耐火性能検証法の解説書である文献[9]では、(1.1)式を誘導する過程で鋼梁の伸び出し量を自由膨張量の 40%として取り扱っているような記述が見られるが、これは鋼梁の伸び出しを図 1.29 に示す概念図のように鋼梁の伸び出しを正方形の片側に集約して取り扱っているためである。

耐火性能検証法における評価方法は、日本では唯一、鋼梁の伸び出しに対する建物の構造安定性を高度な解析を用いて評価できる方法である。ただし、(1.1)式は火災室の床面積のみを変数としているため、建物の平面形状に依らず、床面積が同じであれば鋼梁の限界部材温度は等しくなる。例えば、図 1.30 は床面積が同じで建物の一辺の長さが異なる 2 つの建物の平面模式図であり、左側の平面形状（正方形）と比べて右側の平面形状（長方形）のほうが X 方向鋼梁の累積伸び出し量が大きくなることは自明である。しかし、耐火性能検証法での評価方法により算出される鋼梁限界部材温度は等しくなり、同図右側の平面形状では危険側の評価となる。このように、耐火性能検証法は鋼梁の火災時伸び出しに対する建物の構造安定性を評価する唯一の合理的評価手法であ

るが、その評価の精確さという観点では十分ではない。なお、(1.1)式では建物の階高（柱長さ）を4.0mとして仮定しているため、評価対象となる建物の階高が4.0mを下回る場合は危険側の評価となる。

耐火性能検証法は建築基準法および建築基準法施行令、関連告示により規定された法令であり、その中で規定される検証方法や評価方法は、ある程度簡易で全ての設計者が特別な技術や解析を用いなくとも使用できる必要がある。つまり、耐火性能検証法での種々の仮定に基づく評価方法は法の不備ではなく、設計者が耐火性能検証法における評価方法の意味を理解し、建物ごとに適用の是非を判断することが本来の姿であると考えられる。

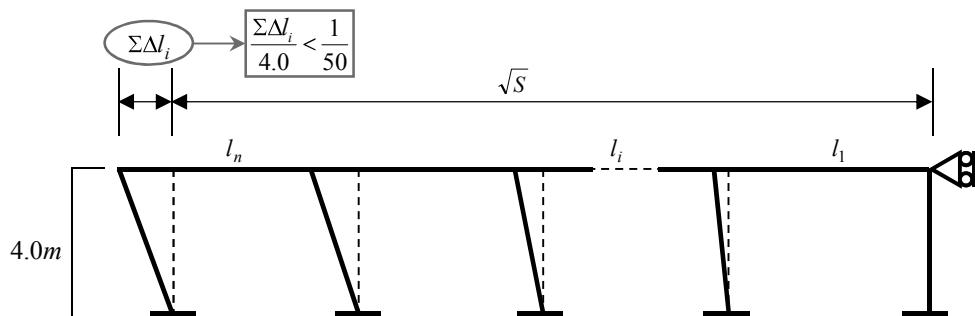


図 1.29 耐火性能検証法における鋼梁の伸び出し概念図

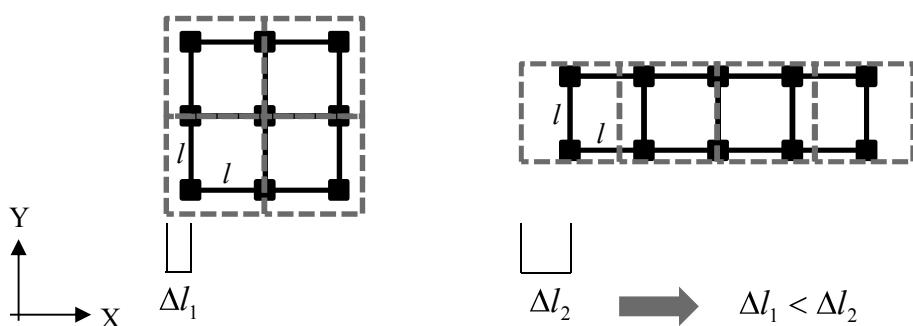


図 1.30 床面積が等しく平面形状が異なる建物平面の一例

1.6 本論文の目的と位置付け

鋼構造架構における鋼梁の火災時伸び出しは、取り付く柱に過大な部材角（柱頭水平変位）を生じさせる可能性があるが、鋼梁の伸び出しが建物架構の崩壊を誘発した火災事例は、出火要因の特異性から WTC7 の火災事例を除くと皆無に等しい。日本における建物架構は、地震荷重によってその部材断面寸法や使用材料の強度が決定する場合が多いため、火災時における建物架構としての鉛直荷重支持能力の余裕度は比較的高いと考えられる。また、火災が発生した場合でも、消防設備の整備や迅速な消防活動によって比較的小規模な火災に留まることが多いと考えられる。このため、これまでの日本の鋼構造架構では、梁の火災時伸び出しによって建物架構が崩壊に至る可能性は高くはなかった。しかし、近年の鋼構造建物、特に超高層事務所ビルでは、梁長さが 15m を超える長大スパン化が一般的となり、火災時における梁の伸び出し量も相対的に大きくなり、梁の伸び出しが火災時における建物架構の崩壊要因となる可能性が高まっている。

また、無耐火 CFT 柱や RC 柱に過度な部材角が生じると、鋼柱と比べてその耐火性能（鉛直荷重支持能力）の低下は著しく、CFT 柱と鋼梁で形成される架構（広義では、鋼構造架構）や RC 柱と鋼梁から成る混合構造架構では、鋼梁の火災時伸び出し挙動が無視できなくなると考えられる。一方で、鋼梁の火災時伸び出し挙動については、十分に解明されておらず、現状の弾塑性熱応力解析などの数値解析では、実現象を精確に再現することは困難であると考えられる。実務レベルでの耐火設計では、鋼梁の火災時伸び出しに対する建物架構の構造安定性を評価する方法として、日本では唯一、高度な数値解析などを用いない合理的評価手法として、耐火性能検証法で規定される簡易な評価方法が採用されることが多いが、全ての建物において安全側の評価とはならず、鋼梁の火災時伸び出し挙動評価の精確さという観点からも十分ではない。

図 1.31 に示すような鋼構造架構を考えた場合、火災加熱を受ける鋼梁は鋼柱に接続され、その接合部に直交方向から鋼梁が取り付く。また、一般的に鋼梁の上端には RC スラブが設置されており、その RC スラブを介して同一構面にない鋼柱や鋼梁とも連続的に接続されている。つまり、鋼梁の火災時伸び出し挙動はこれら周辺部材の影響を複合的に受けるため、火災加熱を受ける鋼梁に直接取付く鋼柱や鋼梁はその伸び出しを拘束するものと考えられ、火災加熱を受ける鋼梁に取り付き同時に火災加熱を受ける RC

スラブの面内応力伝達能力が期待できれば、その RC スラブを介して接続される周辺柱梁架構も伸び出し拘束に寄与すると考えられる。この場合、火災加熱を受ける鋼梁に直接取付く鋼柱と直交鋼梁については曲げ剛性、同時に火災加熱を受ける RC スラブについては面内剛性、非火災（非加熱）範囲の RC スラブに剛床を仮定すれば周辺架構の水平剛性が鋼梁の火災時伸び出し拘束効果となり、鋼梁の火災時伸び出し量は自由膨張下における熱伸び量よりも小さくなると考えられる。

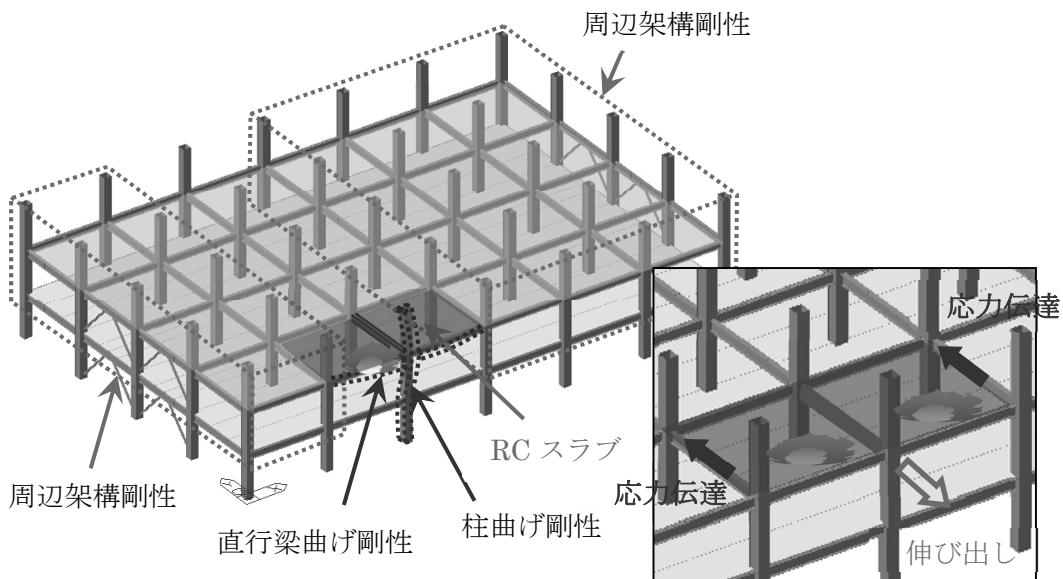


図 1.31 鋼構造架構における梁の火災時伸び出しに対する拘束要素

材料レベルで考えると、鋼の高温下での機械的性質は概ね解明されており、常温下と同様に鋼の高温下での機械的性質は鋼材種ごとに比較的安定している。このため、柱や直交する梁など鋼部材が鋼梁の火災時伸び出し挙動に与える影響のみであれば、汎用構造解析プログラムなどを用いた数値解析によってその影響を比較的精確に予測することが可能である。一方、コンクリート部材は、火災時には爆裂やひび割れなどが生じるが、その発生要因や発生の有無がコンクリートの微細構造の差によって異なり、不明確な点も多く数値解析によりその挙動を捉えることは現状では困難である。

このような背景から、本論文では図 1.31 に示したような一般的な鋼構造ラーメン架構における中間構面の最外スパンに位置する鋼梁を対象として、RC スラブが鋼梁の火

災時伸び出し挙動に及ぼす影響について実験的および理論的考察を行い、RC スラブ付鋼梁の火災時伸び出し量の定量的な把握と RC スラブが鋼梁の火災時伸び出しを拘束するメカニズムについて明らかにすることを目的とする。また、この結果を踏まえた上で、耐火設計などの実務で使用できる簡便かつ精度のよい鋼構造架構における鋼梁の火災時伸び出し量評価手法を提案する。

なお、実際の鋼構造建物における床スラブには、在来工法により構築された等厚スラブ以外に波形鋼板デッキにより構築された合成スラブなども使用され、建物平面形状を含む耐震要素（周辺架構）の配置などの構造計画も様々である。これら全ての建物の状況を一度に包含できる耐火実験を実施することは極めて困難であるため、本論文は将来的に様々な建物の設計実務で適用可能となる鋼梁の火災時伸び出し量評価手法構築と耐火設計技術の高度化のための基礎研究として位置付ける。

本論文は第 1 章から第 5 章までの 5 章で構成され、各章の要約は以下に示すとおりである。

第 1 章では、はじめに日本における耐火構造に係わる建築法令の変遷に触れ、耐火設計（性能設計）の必要性が 1960 年代前半に有識者によって既に議論されていたが、その広い普及は 2000 年の建築基準法改正以降であることを述べた。また、火災によって建物架構が崩壊に至った事例は極めて少ないが、鋼梁の火災時伸び出しが建物の脆性的破壊を引き起こす要因となり得る可能性があること、実建物における鋼梁の火災時伸び出し挙動が十分に解明されていないことを既往の研究より示し、本論文の目的と位置付けを明確にした。

第 2 章では、本論文での対象となる両側 RC スラブ付鋼梁の加熱実験における試験体とその使用材料の材料試験結果、実験方法、実験計測結果について述べる。更に実験結果より、RC スラブ付鋼梁の火災時伸び出し量について、一般的な慣用値として取り扱われる自由膨張下での熱伸び量および既往研究との比較を行い、RC スラブが鋼梁の火災時伸び出しを拘束する効果について定量的に述べる。なお、実験での試験体は実験装置（耐火炉）上の制約から、加熱する鋼梁の長さやスラブ支持スパンは実建物と比べて若干小さな寸法となっているが、梁断面寸法や RC スラブ厚さについては実建物で用いられる寸法と概ね等しいものである。

第3章では、実験での計測結果を基に、RCスラブが鋼梁の火災時伸び出しを拘束する効果とそのメカニズムについて明らかにする。また、その拘束効果をRCスラブの面内曲げ剛性による抵抗として捉え、RCスラブの火災時面内剛性評価式を提案し、RCスラブ付鋼梁の火災時伸び出し量評価式を提案する。更に、計測したジャッキ反力を用いて、鋼梁に生じる熱応力としての軸力の変動を定性的に評価し、RCスラブ自身の熱膨張が加熱梁の伸び出し量に及ぼす影響についての考察を行うとともに、加熱梁の局部座屈や面外方向への変形による熱応力の緩和についての考察を行う。

第4章では、第3章で提案した伸び出し量評価式を鋼構造架構に拡張適用した鋼構造架構における梁の火災時伸び出し量評価手法を提案する。また、この評価手法を既往の周辺架構を模擬した非加熱プレース架構付鋼梁の耐火実験に適用し、評価手法の精度と妥当性を示す。更に、評価手法の概念を取り入れた汎用構造解析プログラムによる線形解析手法の一例を示すことで評価手法の有用性を示す。

第5章では、前章までの考察のまとめを総括として述べ、今後の課題について述べる。

第1章の参考・引用文献

- [1] 建築物荷重指針・同解説 2015, 日本建築学会, 2015.2
- [2] 柴田明徳, 最新 耐震構造解析第3版, 森北出版株式会社, 2014.12
- [3] 大橋雄二:建築基準法の構造計算規定及びその荷重組合せと長期・短期概念の成立過程, 日本建築学会構造系論文報告集, 第424号, 1991.6
- [4] 河井宏充:建築物の耐風設計と風荷重規基準, 日本建築総合試験所技術報告, 第130号, No.657, pp.4~10, 2007.10
- [5] 建築基準法改正経過総覧, 建設省住宅局建築指導課, 市街地建築課, 東京法令出版, 1981.7
- [6] 20世紀の災害と建築防災の技術, 財団法人日本建築防災協会, 技報堂出版, 2002.7
- [7] 河野守, 山名俊男, 五頭辰紀:既存不適格建築物の防火性能診断法に関する研究, 国土技術政策総合研究所資料, 第369号, 2007.1
- [8] 竹市尚広, 建築物の性能担保を目的とした社会的規制の分布, 名古屋大学博士学位論文, 2004.3
- [9] 国土交通省住宅局建築指導課他:2001年版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
- [10] 浜田稔, 横井鎮男:超高層建物の防火について, 建築雑誌, 第78巻, 第922号, pp.120~122, 1963.2
- [11] 大澤昭彦:高度地区指定による高さ制限の変遷に関する研究, 公益社団法人日本都市計画学会都市計画論文集, Vol.47, No.3, pp.211~216, 2012.10
- [12] 高層建築技術指針—増補改訂版—, 日本建築学会, 1967.6
- [13] 太田貴士, 山本佳城, 今井和正, 清水良広, 村松晃次:設計基準強度 300N/mm² の超高強度コンクリートの実用化, その1 免震建物のRC細柱への適用, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), pp.103~104, 2014.9
- [14] 構造材料の耐火性ガイドブック, 日本建築学会, 2009
- [15] 防耐火性能試験・評価業務方法書, 一般財団法人日本建築総合試験所, 2014.1

- [16] 斎藤光：鉄骨構造部材の火災時の熱応力について、日本建築学会論文報告集、第 89 号, p.218, 1963.9
- [17] 本間礼人, 菅原進一, 高治遠：コンクリートの爆裂性状に関する研究、日本建築学会学術講演梗概集（北陸），pp.1393～1394, 1992.8
- [18] 中島浩亮, 中村光, 国枝稔, 山本佳士：3 次元 RBSM を用いたコンクリートの耐火性能評価手法の開発、日本コンクリート工学会, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, NO.1, pp.937～942, 2009
- [19] Anderberg Y. and Thelandersson S.: Stress and Deformation Characteristics of Concrete at High Temperature 2. Experimental Investigation and Material Behaviour Model, Division of Structural Mechanics and Concrete Construction, Lund Institute of Technology, Bulletin No.54, Lund, Sweden, 1976
- [20] 常世田昌寿, 豊田康二, 織茂俊泰, 菊田繁美, 高橋孝二, 堀昭夫, 松戸正士, 中込昭, 平島岳夫, 上杉英樹：普通コンクリートの過渡ひずみに関する実験的研究、構造工学論文集 Vol.48B, pp.149～154, 2002.3
- [21] 豊田康二, 山下平祐, 常世田昌寿, 平島岳夫, 上杉英樹：火災加熱を受ける 100N/mm^2 級高強度コンクリートの過渡ひずみに関する実験的研究、日本建築学会構造系論文集、第 75 卷, 第 648 号, pp.453～460, 2010.2
- [22] 国土技術政策総合研究所, マドリード市ワインザービル火災調査報告書, 2005.1
- [23] National Institute of Standards and Technology : Structural Fire Response and Probable Collapse Sequence of World Trade Center Building 7, VOLUME1, 2008.11
- [24] National Institute of Standards and Technology : Structural Fire Response and Probable Collapse Sequence of World Trade Center Building 7, VOLUME2, 2008.11
- [25] National Institute of Standards and Technology : Final Report on the Collapse of World Trade Center Building 7, 2008.11
- [26] British steel plc, Swinden Technology Centre: THE BEHAVIOUR OF MULTI-STORY STEEL FRAMED BUILDINGS IN FIRE, 1999

- [27] 北野貴之, 須川修身, 増田秀昭, 安部武雄, 上杉英樹 : 3層4段型自走式プレハブ駐車場の実大火災実験（その1：1階最深部火災を受ける架構骨組の挙動）, 構造工学論文集 vol.46B, pp.747~757, 2000年3月
- [28] 李宇光, 上杉英樹, 若松孝旺 : 火災加熱を受ける鉄骨立体骨組の応力変形解析, 日本建築学会構造系論文集, 第595号, pp.151~158, 2005.9
- [29] 安田聰, 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.2771~2278, 2008.12
- [30] Eurocode4—Design of composite steel and concrete structures—Part1-2: General rules—structural fire design, BS EN1994-1-2:2005.
- [31] 建築物の総合防火設計法（第4巻耐火設計法）, 日本建築センター, 1989.4
- [32] 古村福次郎, 右田健児, 安部武雄, 岡部猛, 金和中 : 鋼梁一柱部材の加熱時構面内弾性クリープ変形挙動に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第395号, pp.121~131, 1989.1
- [33] 岡部猛, 安部武雄, 立川貴之 : 強制部材角を受ける鋼柱の高温時の座屈荷重, 構造工学論文集 Vol.49B, pp.375~382, 2003.3
- [34] 岡部猛, 安部武雄 : 一定軸荷重と強制部材角を受ける鋼柱の高温時の崩壊挙動, 日本建築学会構造系論文集, 第587号, pp.205~212, 2005.1
- [35] 一般社団法人新都市ハウジング協会, 無耐火被覆CFT造柱 耐火設計指針・同解説及び陸設計例, 2004.3
- [36] 西村俊彦, 河野守, 長岡勉 : 複曲率形式の複合加力を受ける無耐火被覆CFT柱の耐火性能に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第78巻, 第686号, pp.885~894, 2013.4
- [37] 松戸正士, 佐藤幸博, 佐々木仁, 平島岳夫, 井口真吾 : 鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁混合構造の耐火性能—その1部分架構を対象とした載荷加熱実験結果および柱梁接合部の耐火性能—, 日本建築学会構造系論文集, 第77巻, 第679号, pp.1463~1471, 2012.9
- [38] 蜂谷梢, 北野雄貴, 日谷有城, 平島岳夫 : 火災時における鉄骨架構の応力変形挙動, その1 解析概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, A-2, 防火, 海洋, 情報システム技術, pp.53~54, 2011.8

- [39] 北野雄貴, 蜂谷梢, 日谷有城, 平島岳夫:火災時における鉄骨架構の応力変形挙動, その2 変形挙動, 日本建築学会大会学術講演梗概集, A-2, 防火, 海洋, 情報システム技術, pp.55~56, 2011.8
- [40] 日谷有城, 北野雄貴, 蜂谷梢, 平島岳夫:火災時における鉄骨架構の応力変形挙動, その3 熱応力及び崩壊温度, 日本建築学会大会学術講演梗概集, A-2, 防火, 海洋, 情報システム技術, pp.57~58, 2011.8
- [41] 平島岳夫, 生田浩子, 濱田直之:鉄骨架構の火災時および火害後における応力変形性状に及ぼす床スラブの影響, その1 解析概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, A-2, 防火, 海洋, 情報システム技術, pp.203~204, 2008.9
- [42] 平島岳夫, 生田浩子, 濱田直之:鉄骨架構の火災時および火害後における応力変形性状に及ぼす床スラブの影響, その2 解析結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, A-2, 防火, 海洋, 情報システム技術, pp.205~206, 2008.9
- [43] 池田憲一, 松井和幸, 折原信吾, 広田正之:メガトラス鉄骨架構の耐火設計, 日本建築学会大会学術講演梗概集, A-2, 防火, 海洋, 情報システム技術, pp.55~56, 2004.8
- [44] 松井和幸, 池田憲一:3次元骨組解析による鉄骨造建物の火災時挙動, 日本建築学会大会学術講演梗概集, A-2, 防火, 海洋, 情報システム技術, pp.271~272, 2003.9
- [45] Mamoru Kohno, Tomohito Okazaki: Performance Based Fire Engineering in Japan, International Journal of High-Rise Buildings, Vol 2, No.1, pp.23-30, 2013.3
- [46] The University of Edinburgh : Behaviour of steel framed structures under fire conditions, MAIN REPORT, June 2000.
- [47] Jiro Takagi, Gregory G. Deierlein : COLLAPSE PERFORMANCE ASSESSMENT OF STEEL-FRAMED BUILDINGS UNDER FIRES, Dissertation thesis, Stanford University, 2007.3

This page is intentionally left blank.

第 2 章

RC スラブ付鋼梁の実大火災実験

2.1 はじめに

第 1 章で述べたとおり、鋼構造架構における鋼梁の伸び出しは鋼梁に接続される柱や直交梁の拘束を受け、鋼梁に取り付き同時に火災加熱を受ける RC スラブが面内応力伝達能力を有していれば、RC スラブを介して連続的に接続される同一構面にない周辺柱架構も伸び出し拘束に寄与する可能性がある。鋼構造架構の柱および梁の鋼部材については、その高温時の機械的性質が概ね安定していることから、RC 部材のような爆裂現象やひび割れが生じないため数値解析によりその火災時挙動が比較的再現し易い。一方で、RC スラブについては、その火災時挙動を解析的に検証することが現状では極めて困難である。また、本論文で着目する鋼梁の火災時伸び出しに対する RC スラブの拘束効果に主眼を置いた実験的研究やその拘束効果が検証できる火災事例も少なく、実現象を定量的に把握するという観点からも火災時における RC スラブの面内応力伝達能力の有無を確認するための実験的考察が必要となる。

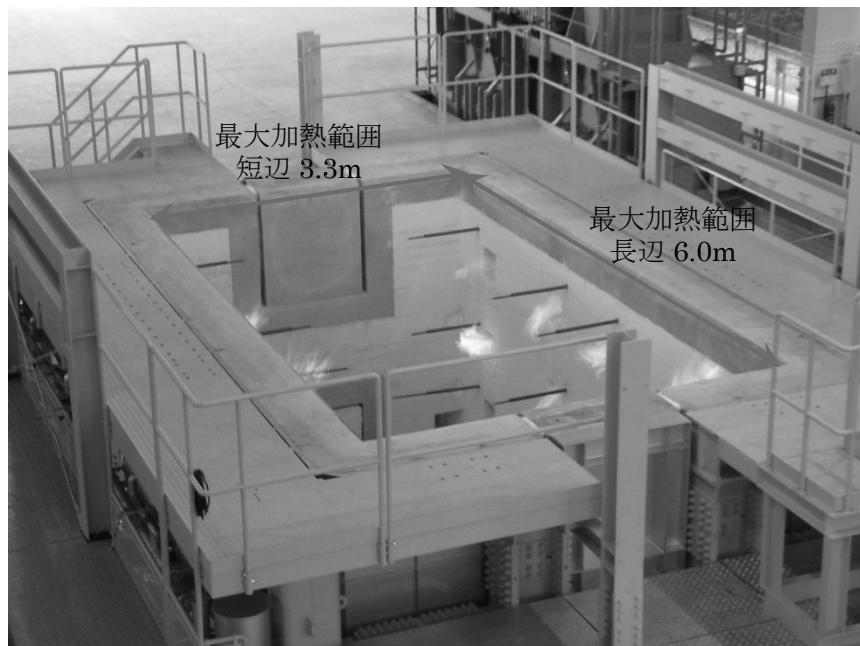
柱や梁などの主要構造部材における耐火性能や火災時挙動を把握するための耐火実験では、試験体の断面寸法すなわち熱容量がその実験結果に大きく影響する。一般的に、部材に作用する応力レベルが同じであれば、部材断面寸法が大きい試験体ほど耐火性能は向上する。これは、断面寸法が大きいほど部材の熱容量が大きく、加熱による部材断面の温度上昇が緩やかとなるため、温度上昇によって材料としての強度やヤング係数が低下する断面内の範囲が相対的に小さくなる、つまりは断面内で健全な部分の占める割合が大きくなることに起因している。このため、部材の耐火実験では、より実建物の部材寸法に近い試験体のほうが対象とする部材の火災時における実挙動を精確に捉える

ことができる。また、部材断面寸法の違いは部材に生じる熱応力に大きな影響を与える。火災加熱を受ける部材にはその拘束度（固定度）に応じた熱応力が生じる。最も簡単な例では、部材端部が完全に拘束され材軸方向の伸縮が生じず、かつ、局部座屈や全体座屈などの部材面外方向の変形を無視すると、理論上の部材に生じる熱応力は材料の線膨張係数とヤング係数、温度の積によって求まるためである[1]。温度上昇による単位断面積当たりの力、すなわち熱応力は同じ材質で構成された部材の場合は、その温度が同じであれば断面寸法によらず熱応力は等しくなる。鉛直荷重など外力により部材断面内に生じている応力が同じ場合は、この熱応力が部材単体での火災時荷重支持能力に及ぼす影響は同レベルであると考えられる。しかし、複数の部材が連続する架構の耐火性能について考える場合は部材間での＜力＞の伝達が問題となり、加熱により生じる＜力＞の大小関係は部材断面寸法に大きく依存する。また、部材温度が同じであっても部材間の拘束度（固定度）が違えば生じる熱応力が異なるため、試験体の設置に用いる実験治具や実験装置からの外的な拘束度の観点からも実建物における架構の火災時挙動を把握するには実大試験体による耐火実験が有用である。

本章で述べる RC スラブ付鋼梁の耐火実験についても、実建物での火災時における鋼梁の伸び出しを RC スラブが拘束する効果について定量的な把握とそのメカニズムの解明を目的としており、鋼梁と RC スラブの界面（接続部）での応力伝達が問題となる。よって、梁や床スラブの断面寸法および部材長さなど、より実建物に近い寸法とした試験体による耐火実験の実施が望ましい。一方で、実験装置である耐火炉にはその大きさに制約があり、完全な実大寸法架構での耐火実験は困難である。そこで、図 2.1 に示す株式会社竹中工務店が保有する国内最大級の載荷加熱試験用大型耐火炉（以下単に、耐火炉と記す。）によって、加熱範囲や部材長さ、スラブ支持間隔は実建物と比べると若干小さくなるが、鋼梁および RC スラブの断面寸法については概ね実建物と等しい試験体による実大耐火実験を実施した。なお、部材の耐火認定試験[2]など一般的な耐火実験では部材の火災時荷重支持能力の有無を確認することを主目的とするため、外力として部材に長期許容応力度の相当する応力が試験体に生じる鉛直荷重を載荷した状態で行うが、本論文では鋼梁の火災時伸び出しに対する RC スラブの拘束効果のみを可能な限り精確に抽出する必要があることから、鋼梁および RC スラブとも自重による鉛直荷重以外の荷重載荷は行わない計画としている。



(a) 外観



(b) 耐火炉着火状況

図 2.1 載荷加熱試験用大型耐火炉（写真）

2.2 試験体

2.2.1 試験体仕様

試験体は図 2.2 および図 2.3 に示すとおり、加熱を受ける鋼梁（以下単に、加熱梁と記す。）と厚さ 150mm の等厚 RC スラブにより構成された、両側 RC スラブ付鋼梁である。RC スラブは在来型枠により構築されており、頭付スタッド（ $\phi 16@200$, $h=100$ ）によって鋼梁と接続している。実験では実建物での火災による鋼梁の温度上昇を再現するため、加熱梁には吹付けロックウールと並び広く使用される耐火被覆材である無機繊維フェルトを基材とする乾式巻き付け型耐火被覆材（ニチアス株式会社製）を施している。試験体の種類は表 2.1 に示すとおり、加熱梁の断面寸法と耐火被覆材の認定耐火時間を実験変数とした計 4 体である。これは、鋼梁の断面寸法が違えば鋼梁の温度が同じであってもその鋼梁に生じる熱力（熱応力と断面積の積値）に差が生じ、耐火被覆材の認定耐火時間が違えば同じ断面寸法であっても温度上昇の程度に差が生じるため、これらが鋼梁の火災時伸び出し挙動に対する RC スラブの拘束効果がどのように影響するかを定量的に把握することで本論文が提案する評価手法に汎用性を持たせることを意図している。

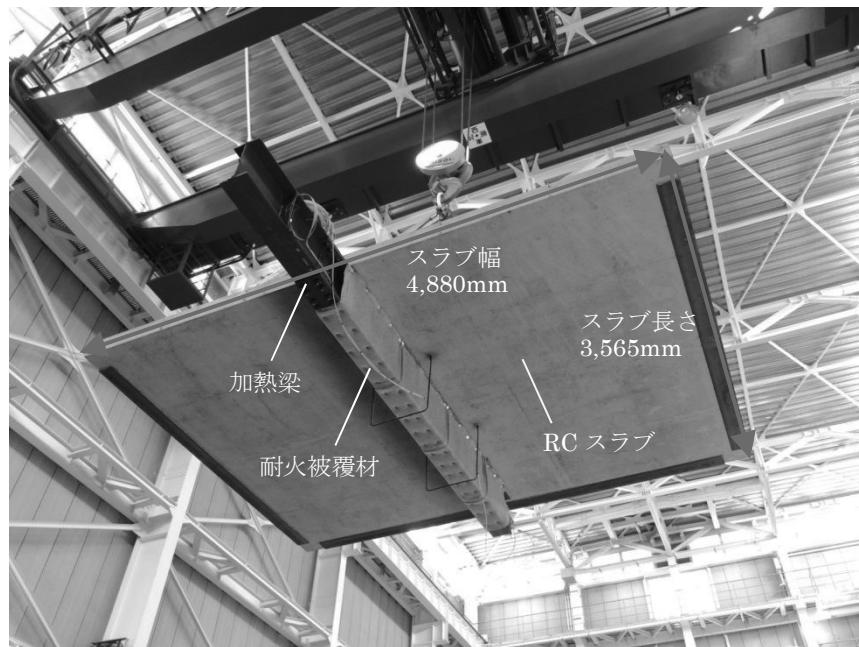


図 2.2 試験体外観（写真）

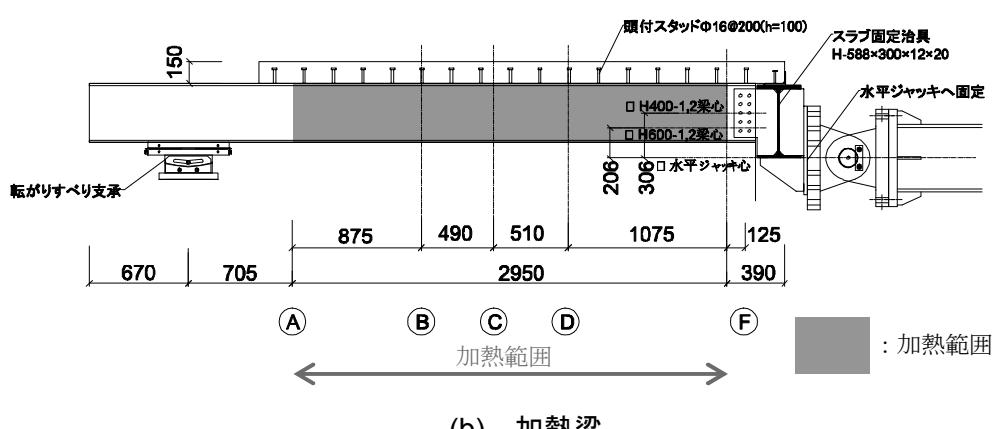
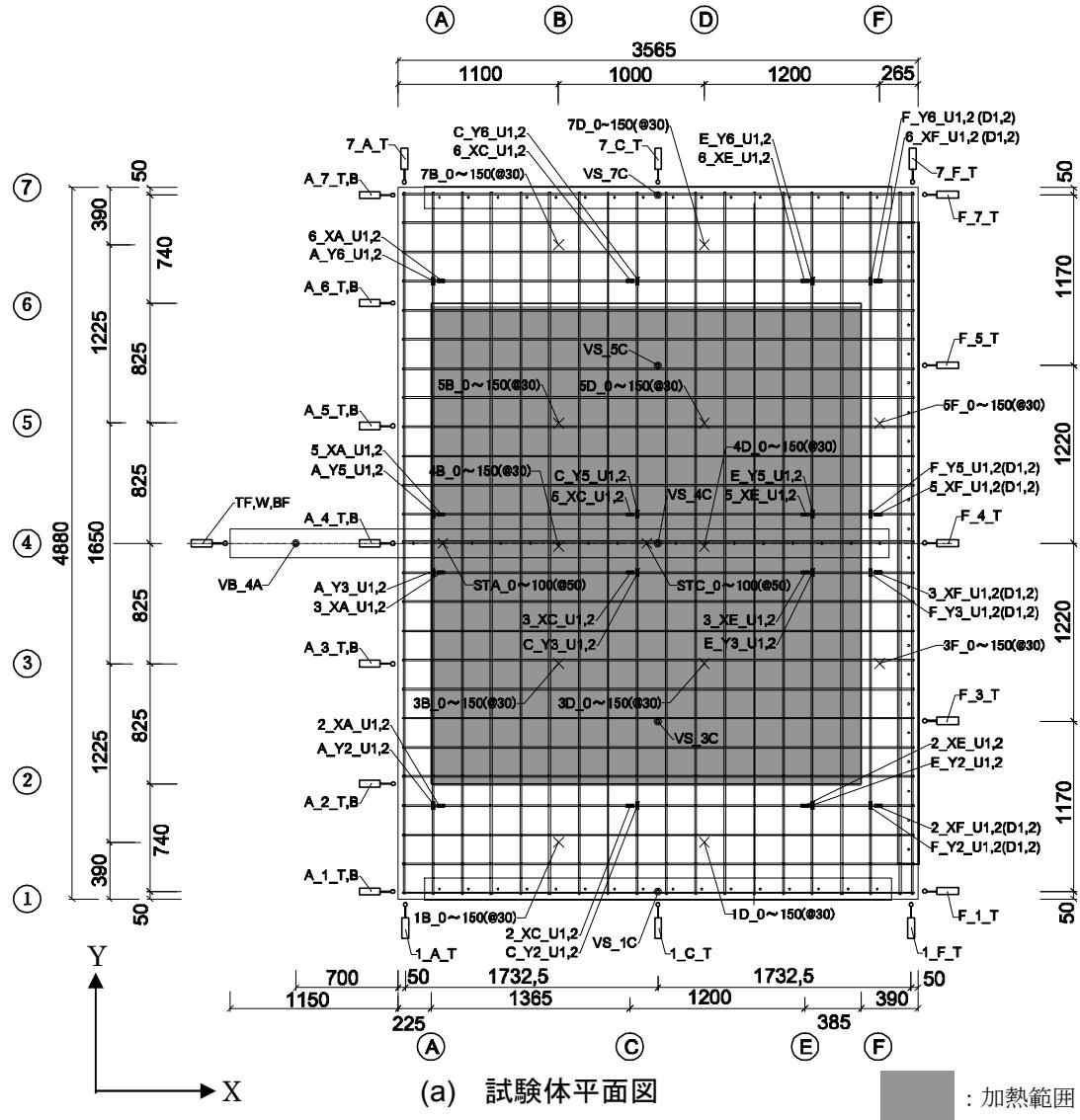


図 23 試験体図（次頁に續く）

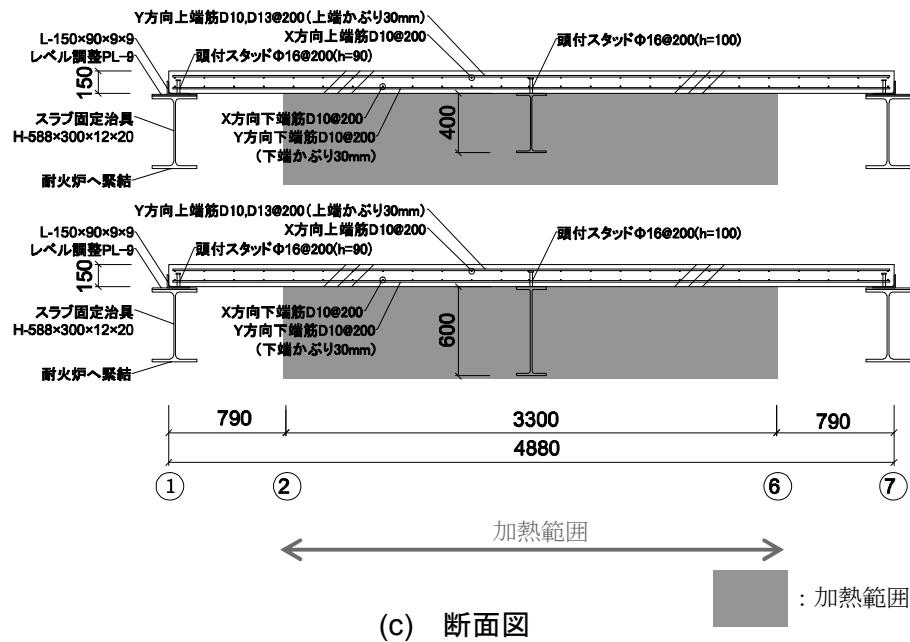


図 2.3 試験体図

表 2.1 試験体仕様一覧

試験体	加熱梁断面寸法	耐火被覆材の耐火時間
H400-1	H-400×200×8×13	1 時間耐火
H400-2	H-400×200×8×13	2 時間耐火
H600-1	H-600×200×11×17	1 時間耐火
H600-2	H-600×200×11×17	2 時間耐火
【共通事項】		
① 鋼材種：SN490B		
② コンクリート強度：Fc27		

2.2.2 使用材料

建築材料における開発技術の進歩により、近年の超高層建物には引張強さ 590N/mm^2 級を超える高強度鋼材やコンクリート強度 100MPa を超える高強度コンクリートなど超高強度材料も一般的に使用されつつあるが、本論文における試験体は実際の鋼構造架構における大梁と床スラブを模擬するものである。実建物で床スラブに使用されるコンクリート強度は、それほど高くはなく $\text{Fc}18\sim\text{Fc}27$ 程度が現実的であることから、試験体 RC スラブのコンクリートは呼び強度で 27N/mm^2 のコンクリートを採用した。鋼梁については、小梁では SS400 鋼材や引張強さ 490N/mm^2 級までの SM 鋼材および SN 鋼材の使用が一般的であるが、大梁については建物の超高層化によって引張強さが $520\text{N/mm}^2\sim550\text{N/mm}^2$ 級の高強度鋼の使用が主流となりつつある。高強度鋼材については高温引張強度試験の結果が幾つか報告[3,4,5]されているが、汎用性および再現性の高い評価手法を構築するにはその試験データの数は少ない。本論文では、耐火設計などの実務で使用できる簡便な鋼梁の火災時伸び出し量評価手法の構築が目的であり、より多くの素材試験（高温引張強度試験）によって耐力低下率やヤング係数低下率が一般的に広く認知されているほうが評価手法の信頼性や汎用性が高まるため、試験体加熱梁の鋼材種は実建物での大梁にも多く使用され、その高温時材料特性が概ね明らかとなっている SN490B 材とした。

表 2.2 に試験体の RC スラブに打設したコンクリートの配合計画を示し、表 2.3 および図 2.4 に実験日におけるコンクリート供試体の圧縮強度試験結果を示し、表 2.4 および図 2.5 に RC スラブに配筋した鉄筋の常温下での引張強度試験結果を示す。また、表 2.5 および表 2.6、図 2.6 および図 2.7 に加熱梁に用いた H 形鋼材と同一ロットの H 形鋼材フランジ部から採取した試験片によって、常温下から 800°C まで 100°C 刻みで実施した高温引張試験結果を示し、図 2.8 および図 2.9 にその高温引張試験片の試験前後の外観を示す。なお、各材料の強度試験方法は、コンクリートの圧縮強度試験については JIS A 1113、鉄筋の常温下における引張強度試験については JIS Z 2241、鋼材の高温引張試験については JIS G 0567 にそれぞれ準拠している。

表 2.2 コンクリートの配合計画

配合計画			
種類	呼び強度	スランプ	粗骨材の最大寸法
普通	27	18cm	20mm
空気量		塩化物含有量	
4.5%以下		0.30kg/m ³ 以下	
使用材料			
セメント：普通ポルトランドセメント		密度：3.16	
骨材			
△	産地 種類	粒の大きさ	密度
細骨材	茨城県行方市麻生 陸砂	5mm 以下	2.56
粗骨材	茨城県笠間市片庭 碎石	5mm~20mm	2.65
混和剤：AE 減水剤 遅延形 I 種 (製品名：マスターポゾリス 78R)			
配合 (kg/m ³)			
セメント	水	細骨材	粗骨材
327	180	835	917
水セメント比 (W/C)		細骨材率 (s/a)	
55.0%		48.5%	

表 2.3 コンクリートの常温圧縮強度試験結果

試験体	材齢 (日)	含水率 (%)	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)
H400-1	108	7.25	30.5	26.9×10^3
H400-2	129	6.77	31.7	25.5×10^3
H600-1	147	6.76	33.4	27.7×10^3
H600-2	139	6.14	33.7	25.7×10^3

表 2.4 鉄筋の常温引張試験結果

鉄筋	鉄筋種別	0.2%オフセット耐力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	弾性係数 × 10 ⁵ (N/mm ²)	破断伸び (%)
D10	SD295A	350	489	1.76	17.2
D13	SD345	380	556	1.86	17.5

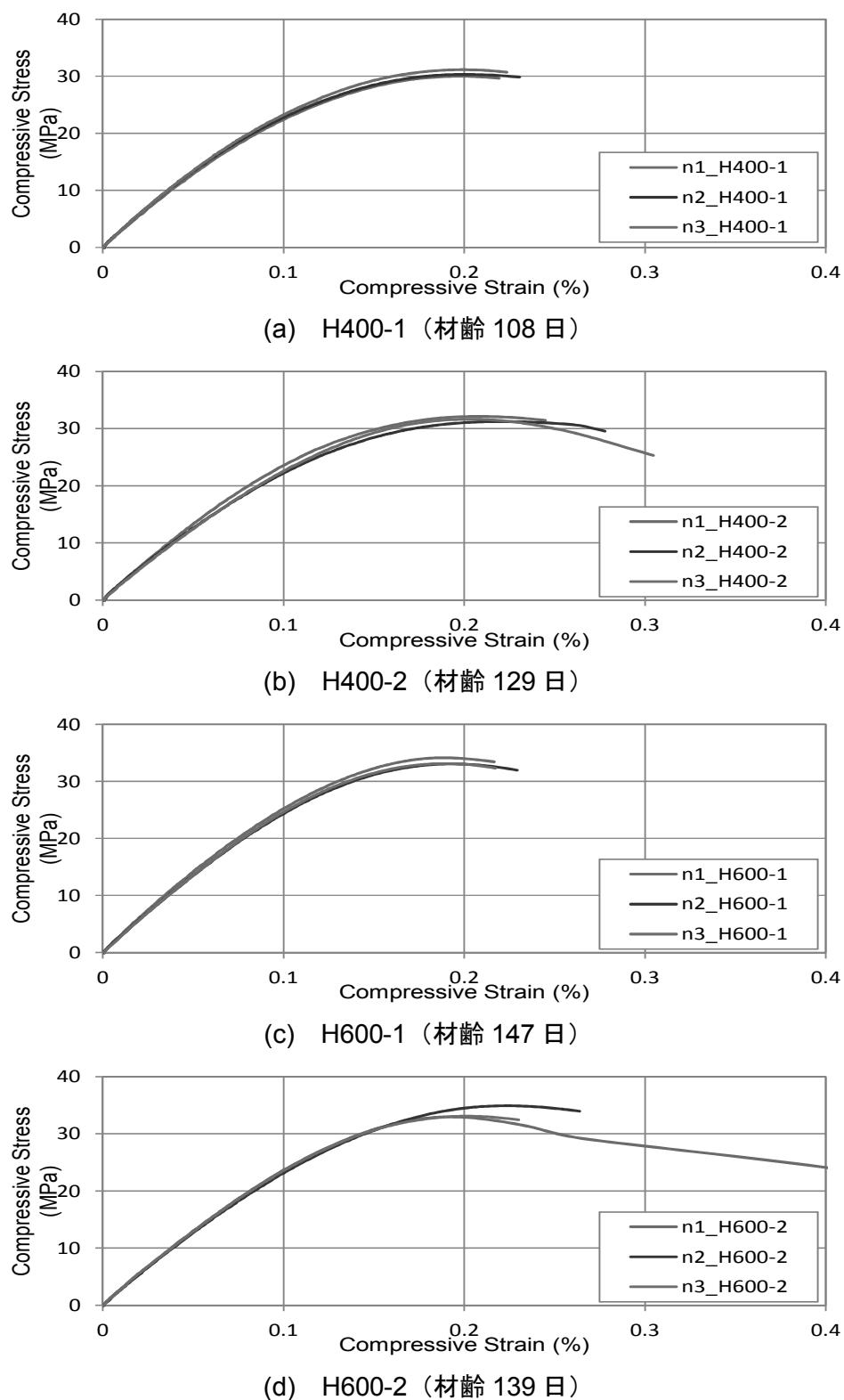


図 2.4 コンクリート供試体圧縮強度試験結果

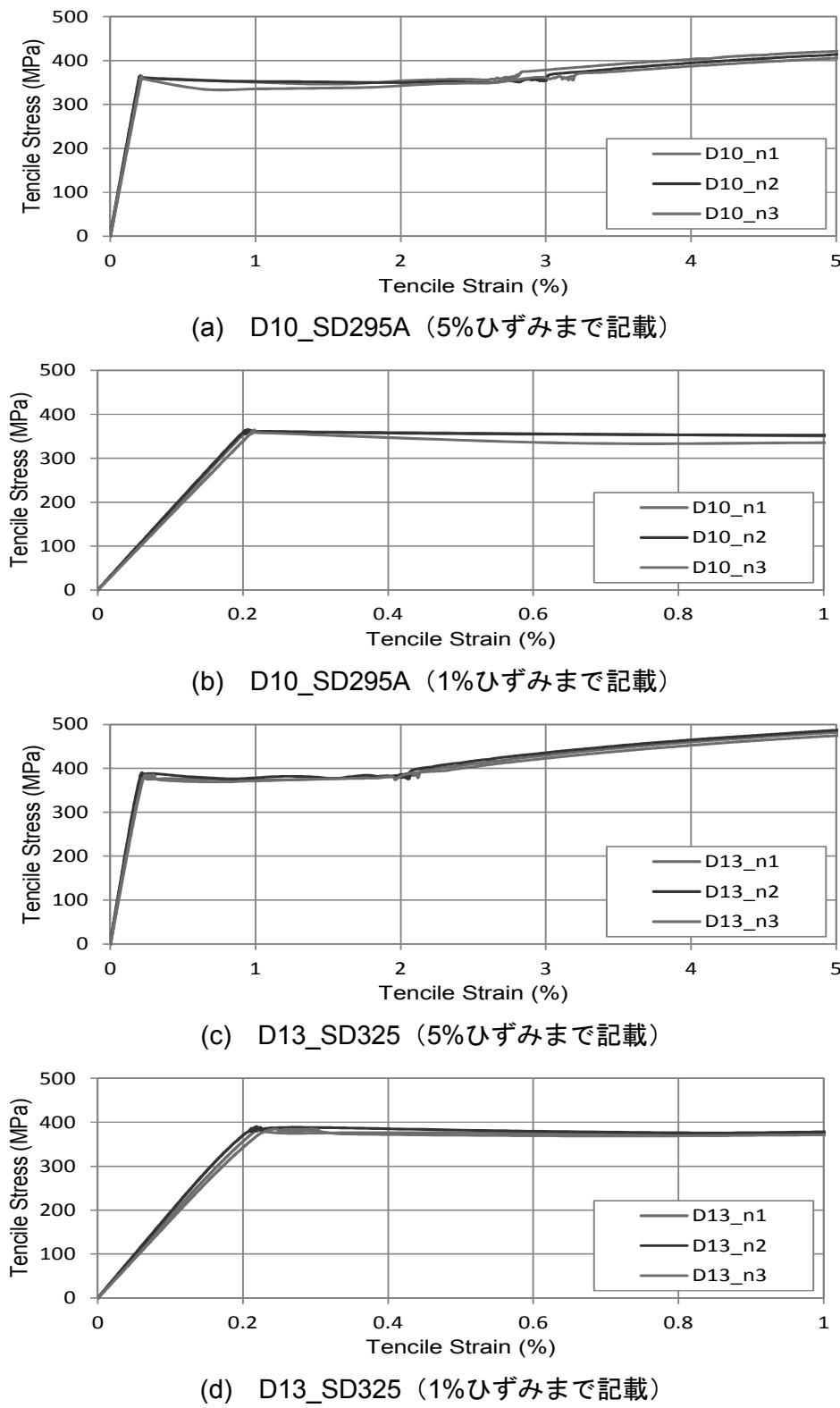


図 2.5 鉄筋常温引張試験結果

表 2.5 鋼材の高温引張試験結果 (H400-1, H400-2 フランジ部)

温 度	0.2%耐力 (N/mm ²)		1 %ひずみ時 応力 (N/mm ²)		引張強さ (N/mm ²)		伸び(%)		絞り(%)		ヤング係数 ×10 ⁵ (N/mm ²)	
	個値	平均	個値	平均	個値	平均	個値	平均	個値	平均	個値	平均
RT	361	361	353	352	538	538	32.8	33.8	78.0	77.5	1.71	1.85
	361		351		538		34.8		77.0		1.99	
100	358	348	328	332	501	502	31.5	31.5	75.0	74.7	1.57	1.71
	337		336		503		31.5		74.3		1.86	
200	308	314	337	344	552	559	21.8	21.7	65.9	65.1	2.28	2.30
	320		351		566		21.5		64.3		2.32	
300	252	258	311	316	580	584	30.2	28.2	65.6	65.1	1.89	1.81
	263		321		587		26.2		64.5		1.73	
400	265	265	289	291	504	503	31.2	30.0	75.9	77.5	1.21	1.38
	265		292		502		28.7		79.1		1.56	
500	213	214	246	245	346	346	43.0	40.2	87.1	87.7	1.98	1.62
	215		243		346		37.3		88.3		1.26	
600	139	139	143	142	189	188	70.5	63.9	89.8	89.8	1.28	1.34
	138		140		187		57.2		89.7		1.39	
700	61	62	59	59	86	87	86.1	82.1	89.5	92.6	0.99	0.65
	62		59		87		78.1		95.7		0.32	
800	40	40	40	40	67	66	109.7	117.2	88.4	89.2	0.50	0.46
	39		39		65		124.7		90.0		0.42	

表 2.6 鋼材の高温引張試験結果 (H600-1, H600-2 フランジ部)

温 度	0.2%耐力 (N/mm ²)		1 %ひずみ時 応力 (N/mm ²)		引張強さ (N/mm ²)		伸び(%)		絞り(%)		ヤング係数 ×10 ⁵ (N/mm ²)	
	個値	平均	個値	平均	個値	平均	個値	平均	個値	平均	個値	平均
RT	372	371	359	364	547	548	32.8	35.5	76.6	76.8	1.71	1.82
	370		368		549		38.2		77.0		1.94	
100	335	358	332	340	512	514	33.2	32.5	75.3	74.5	1.85	1.81
	381		348		516		31.7		73.6		1.77	
200	320	327	352	353	574	572	20.5	21.1	65.0	63.4	1.68	1.76
	334		354		569		21.7		61.7		1.83	
300	269	274	336	344	596	598	28.3	27.2	64.5	64.9	1.77	1.89
	278		351		600		26.0		65.2		2.00	
400	268	270	303	306	514	513	32.7	31.2	78.4	79.3	1.73	1.69
	271		308		511		29.7		80.1		1.66	
500	226	227	260	261	354	357	31.7	37.1	81.7	84.8	1.57	1.67
	227		261		360		42.5		87.8		1.76	
600	143	142	146	146	193	191	52.1	60.6	79.7	83.2	1.92	1.58
	140		145		189		69.0		86.6		1.24	
700	62	62	59	60	88	88	81.8	75.8	94.7	95.7	0.83	0.88
	62		60		87		69.8		96.6		0.92	
800	39	40	40	41	68	69	125.7	108.3	80.1	82.6	0.36	0.40
	40		41		69		90.8		85.0		0.44	

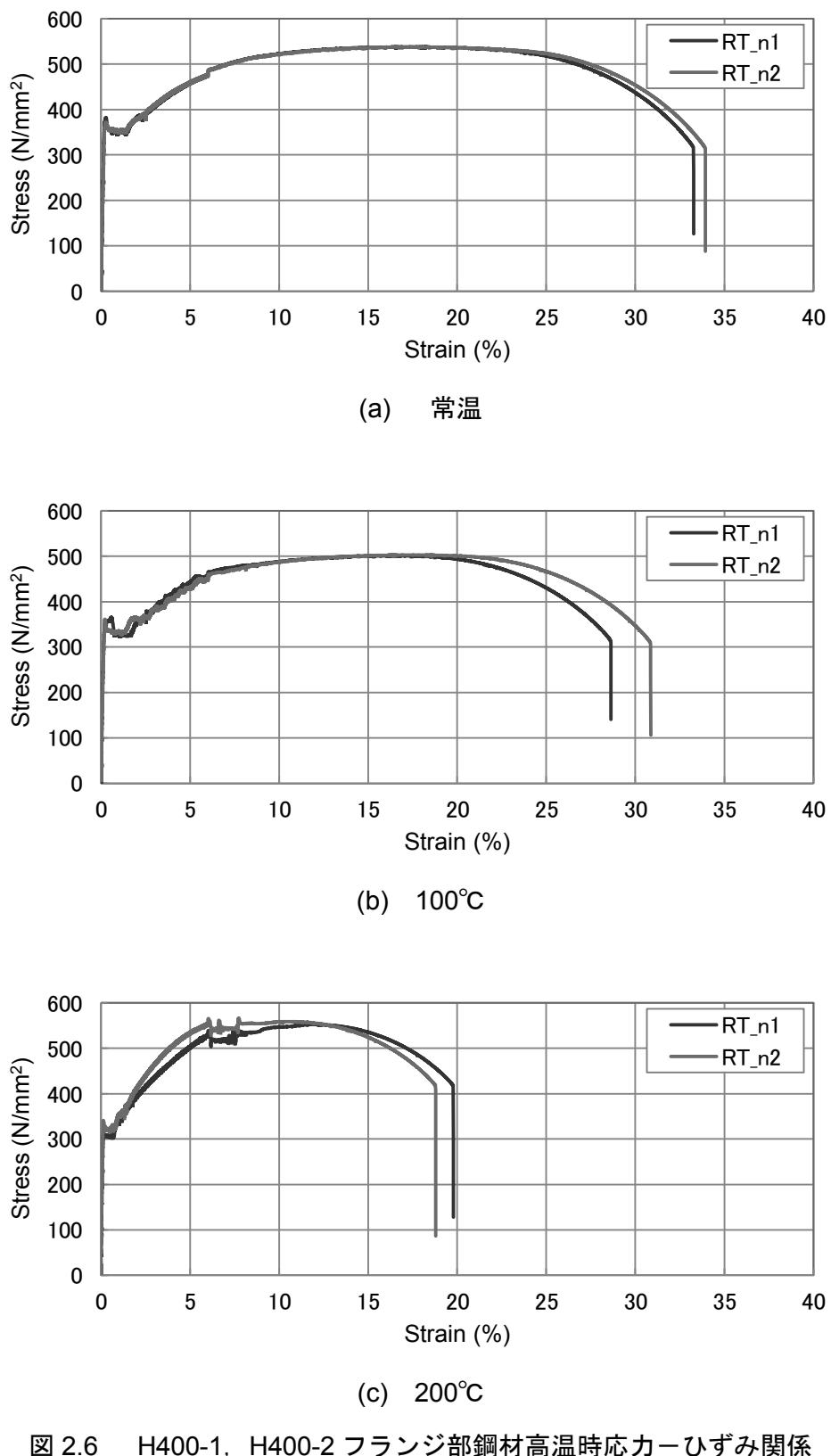


図 2.6 H400-1, H400-2 フランジ部鋼材高温時応力－ひずみ関係
(次頁へ続く)

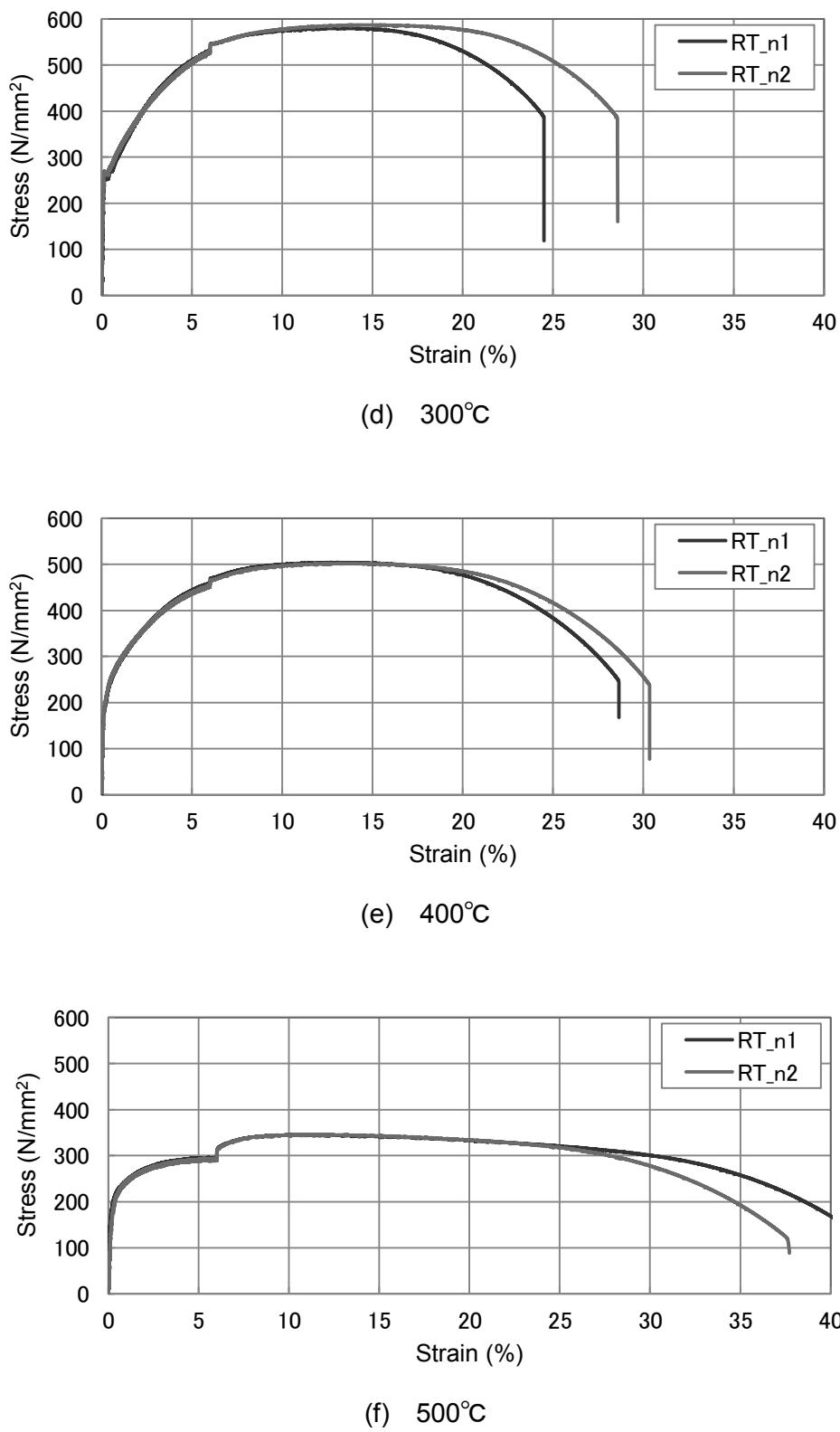


図 2.6 H400-1, H400-2 フランジ部鋼材高温時応力－ひずみ関係
(次頁へ続く)

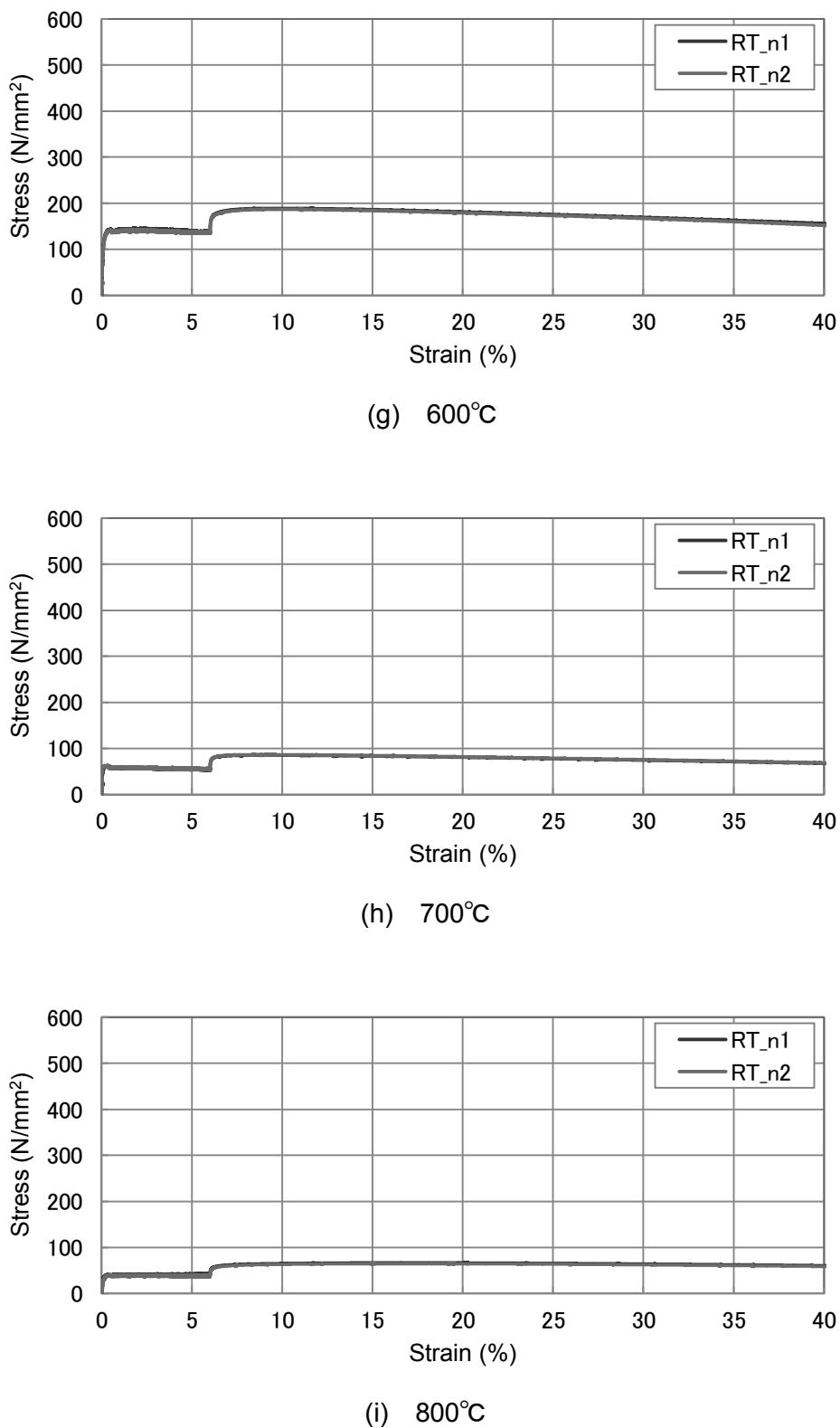


図 2.6 鋼材の高温時応力－ひずみ関係 (H400-1, H400-2 フランジ部)

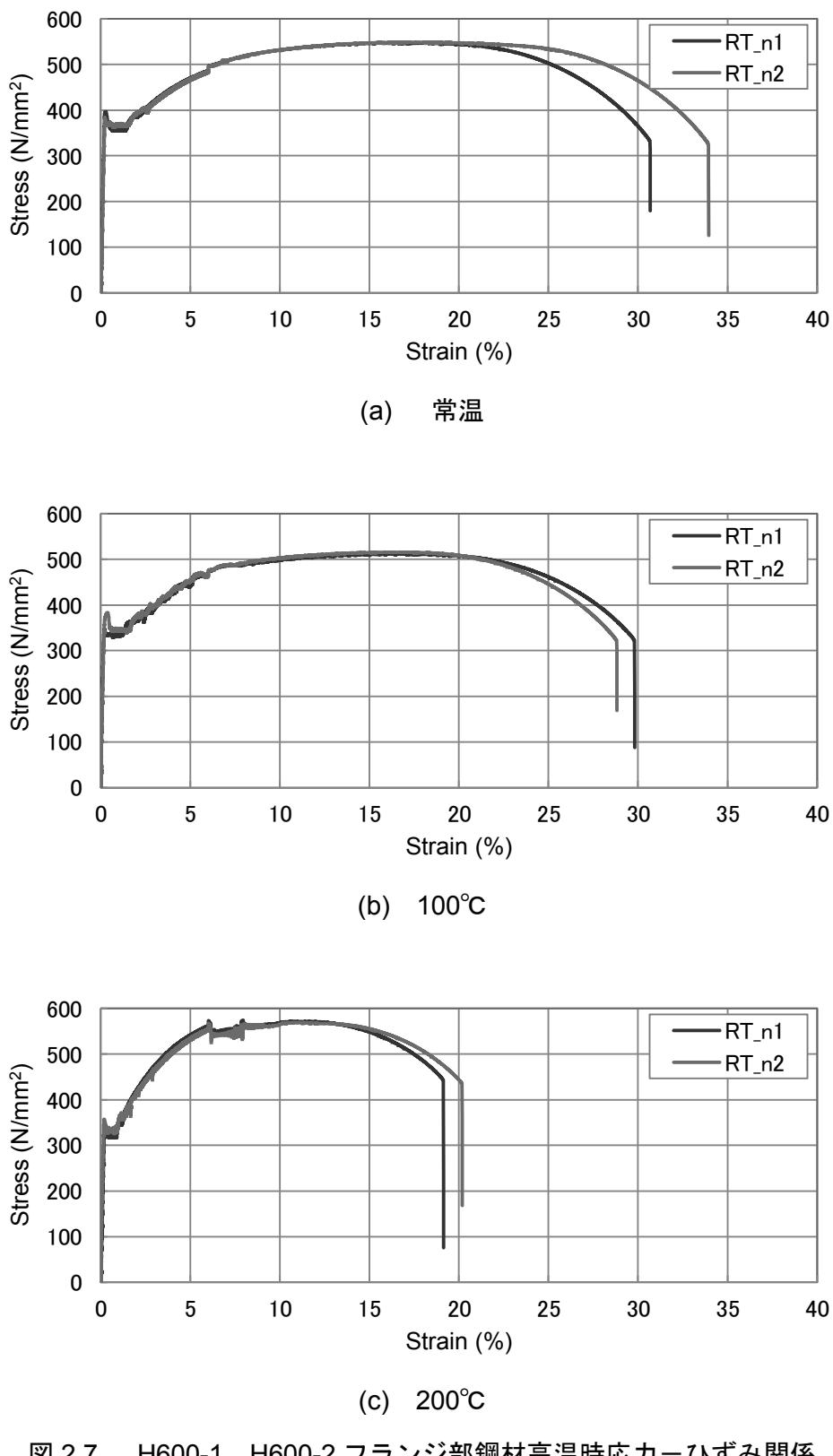


図 2.7 H600-1, H600-2 フランジ部鋼材高温時応力－ひずみ関係
(次頁へ続く)

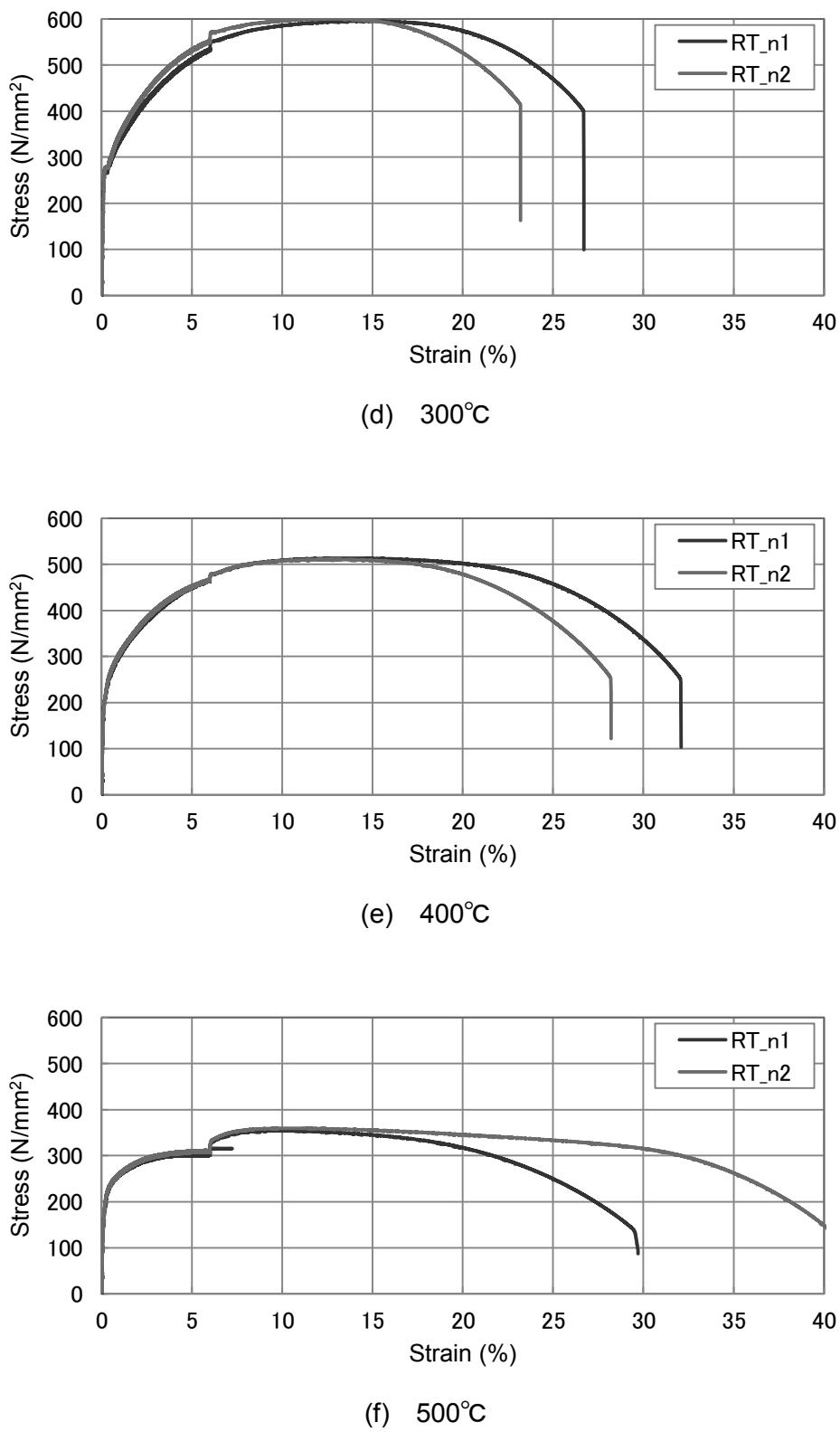


図 2.7 H600-1, H600-2 フランジ部鋼材高温時応力－ひずみ関係
(次頁へ続く)

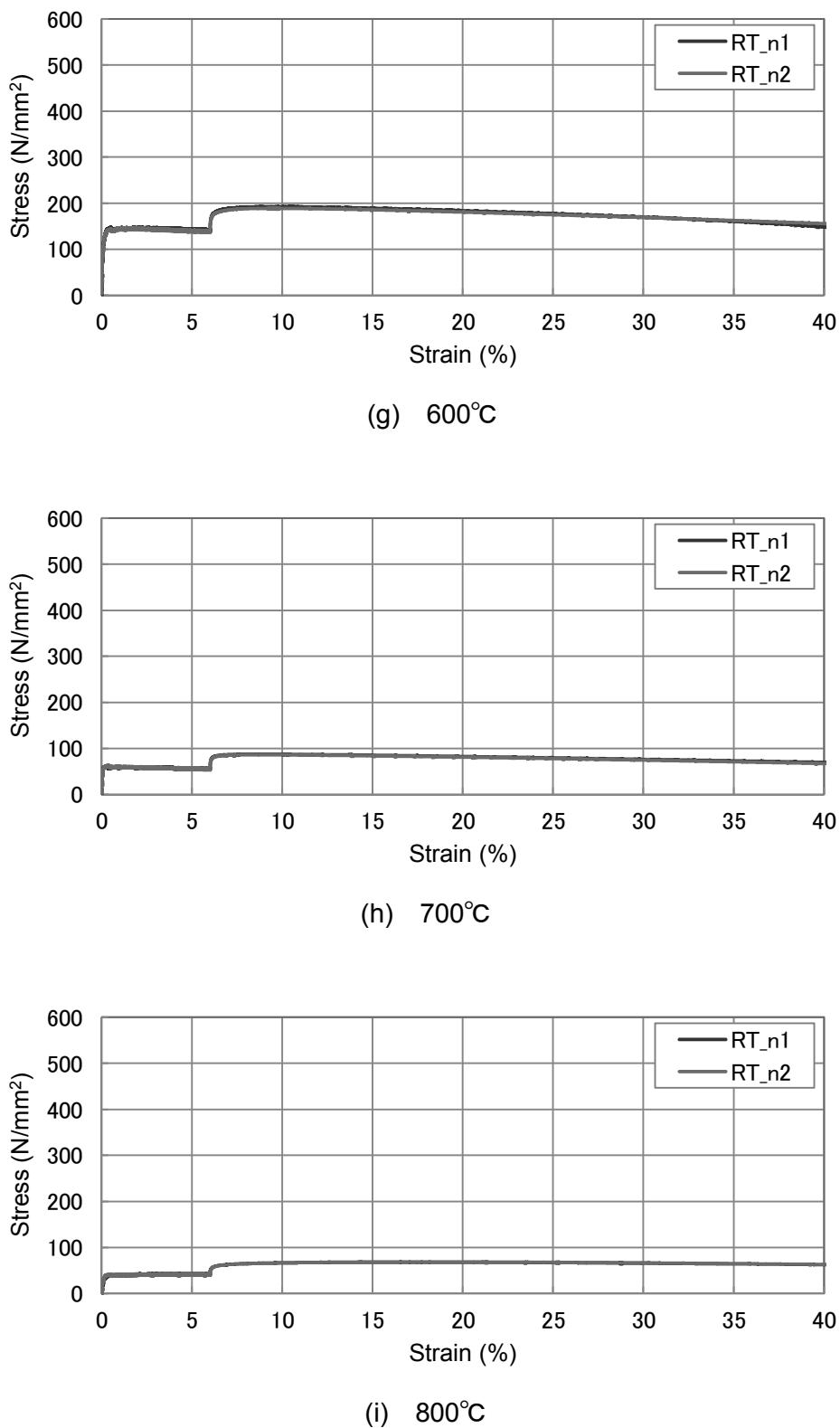


図 2.7 鋼材の高温時応力－ひずみ関係 (H600-1, H600-2 フランジ部)

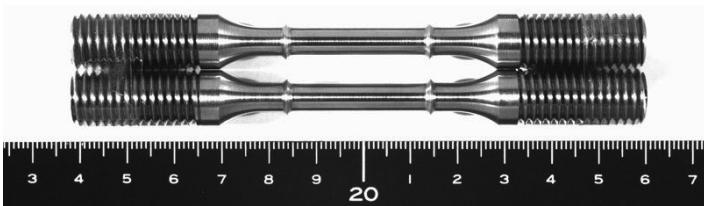
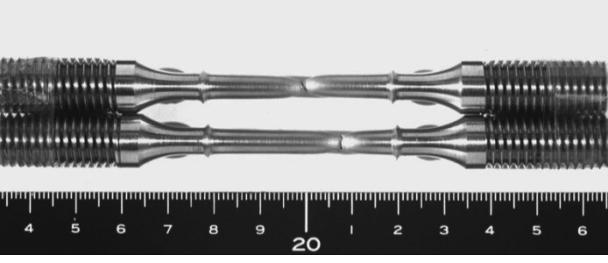
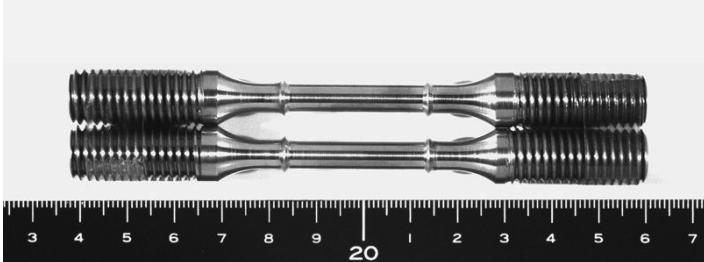
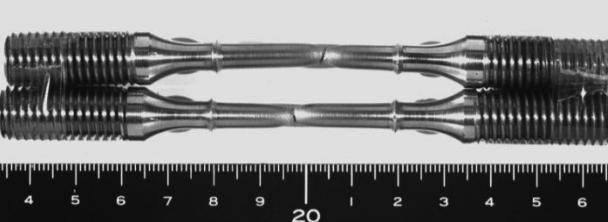
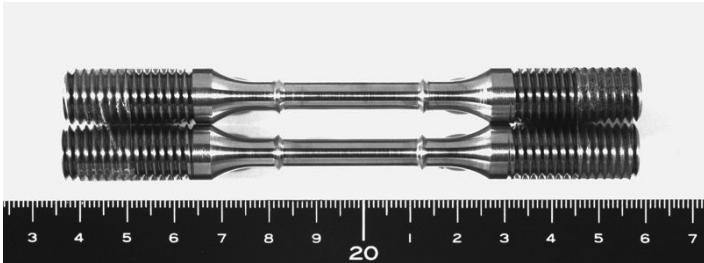
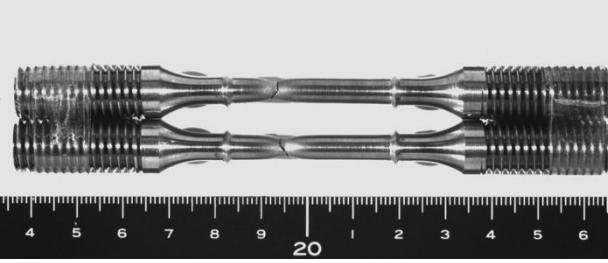
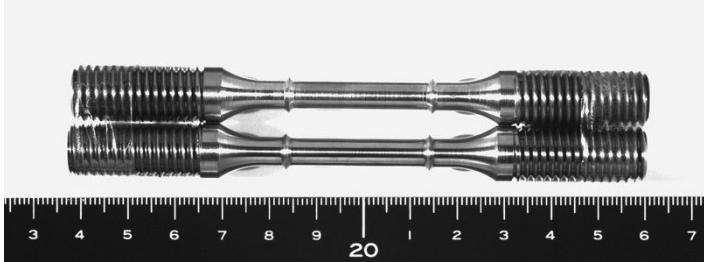
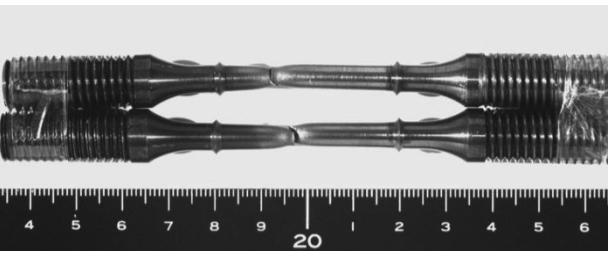
H400-1, H400-2	
加熱温度	常温
試験前	
試験後	
(a) 常温	
H400-1, H400-2	
加熱温度	100°C
試験前	
試験後	
(b) 100°C	

図 2.8 H400-1, H400-2 フランジ部高温引張試験片（写真）

(次頁へ続く)

H400-1, H400-2	
加熱温度	200°C
試験前	
試験後	

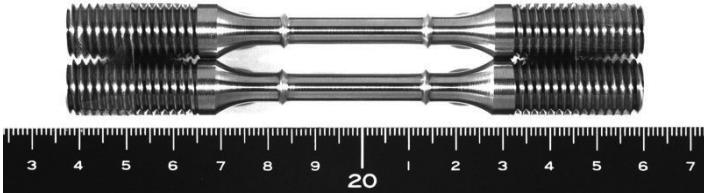
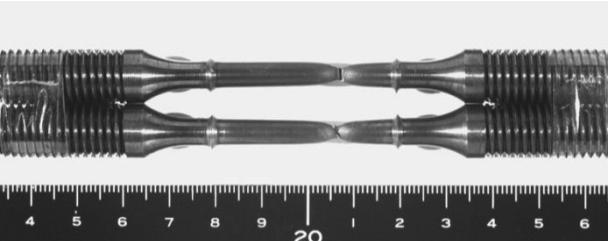
(c) 200°C

H400-1, H400-2	
加熱温度	300°C
試験前	
試験後	

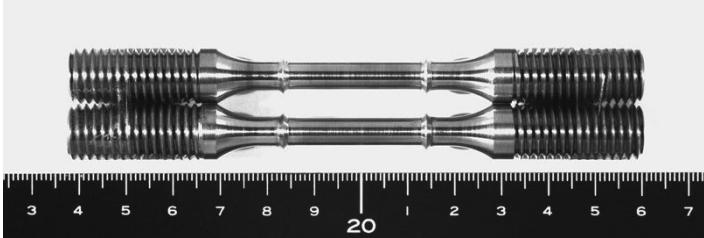
(d) 300°C

図 2.8 H400-1, H400-2 フランジ部高温引張試験片（写真）

(次頁へ続く)

H400-1, H400-2	
加熱温度	400°C
試験前	
試験後	

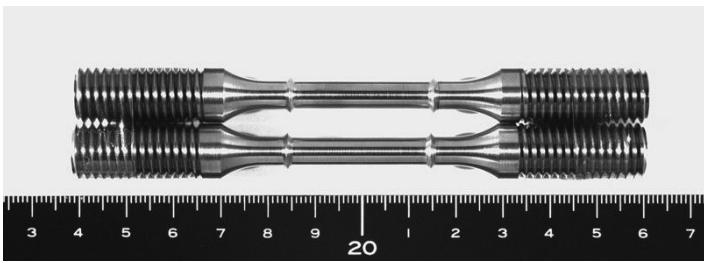
(e) 400°C

H400-1, H400-2	
加熱温度	500°C
試験前	
試験後	

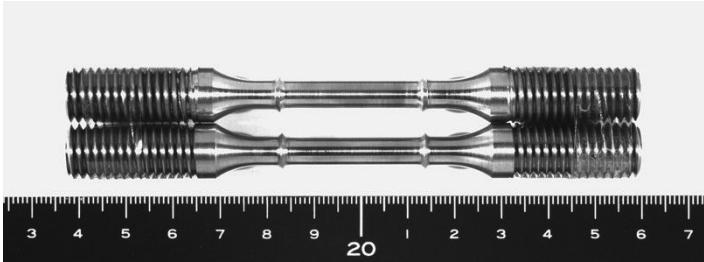
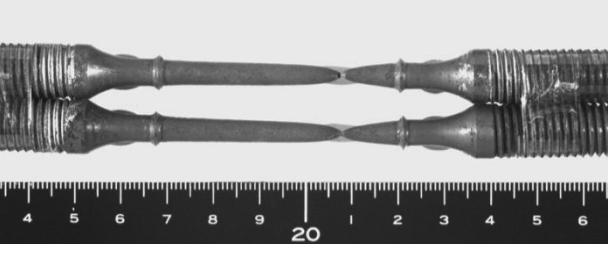
(f) 500°C

図 2.8 H400-1, H400-2 フランジ部高温引張試験片（写真）

(次頁へ続く)

H400-1, H400-2	
加熱温度	600°C
試験前	
試験後	

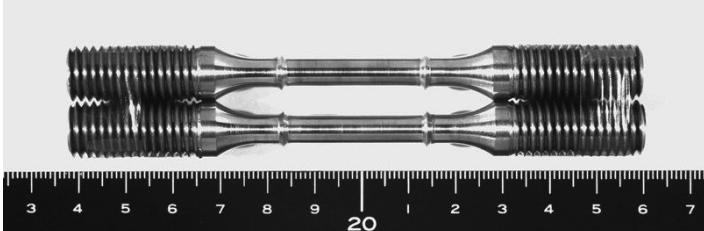
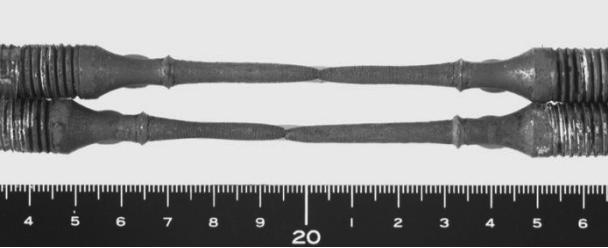
(g) 600°C

H400-1, H400-2	
加熱温度	700°C
試験前	
試験後	

(h) 700°C

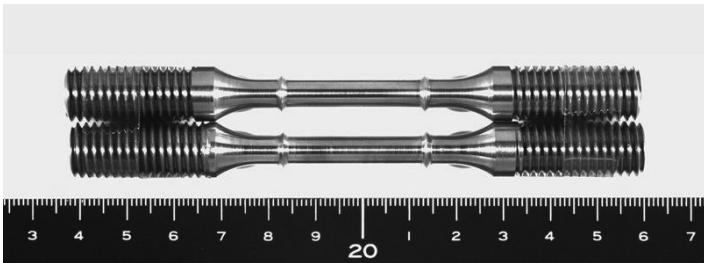
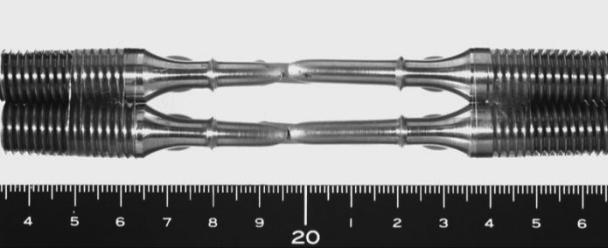
図 2.8 H400-1, H400-2 フランジ部高温引張試験片（写真）

(次頁へ続く)

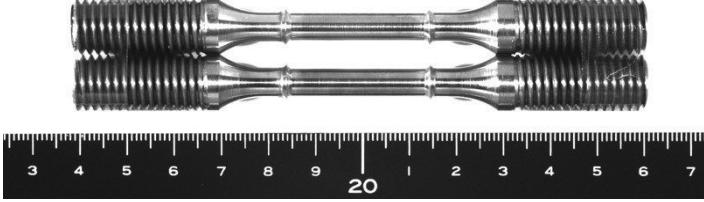
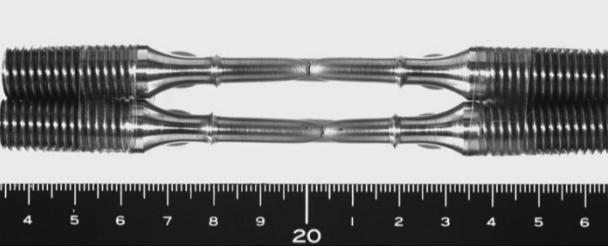
H400-1, H400-2	
加熱温度	800°C
試験前	
試験後	

(i) 800°C

図 2.8 H400-1, H400-2 フランジ部高温引張試験片（写真）

H600-1, H600-2	
加熱温度	常温
試験前	
試験後	

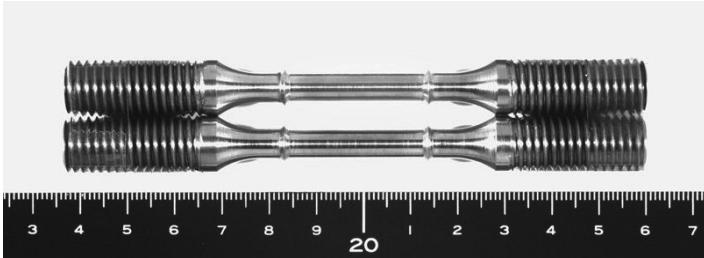
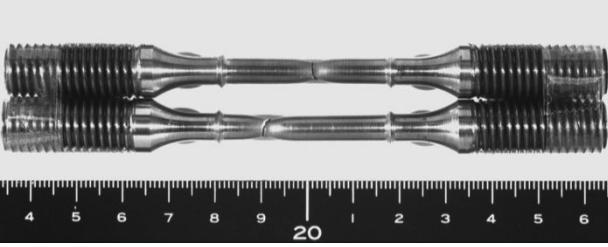
(a) 常温

H600-1, H600-2	
加熱温度	100°C
試験前	
試験後	

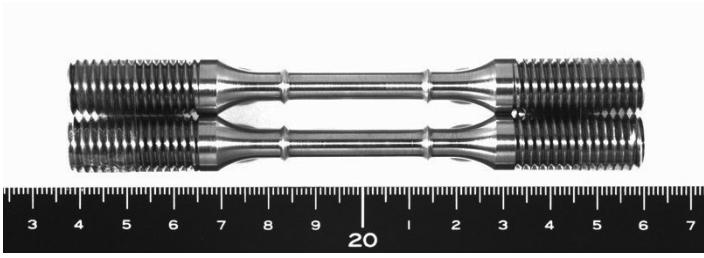
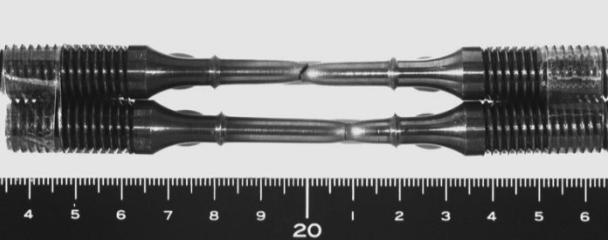
(b) 100°C

図 2.9 H600-1, H600-2 フランジ部高温引張試験片（写真）

(次頁へ続く)

H600-1, H600-2	
加熱温度	200°C
試験前	
試験後	

(c) 200°C

H600-1, H600-2	
加熱温度	300°C
試験前	
試験後	

(d) 300°C

図 2.9 H600-1, H600-2 フランジ部高温引張試験片（写真）

(次頁へ続く)

H600-1, H600-2	
加熱温度	400°C
試験前	
試験後	

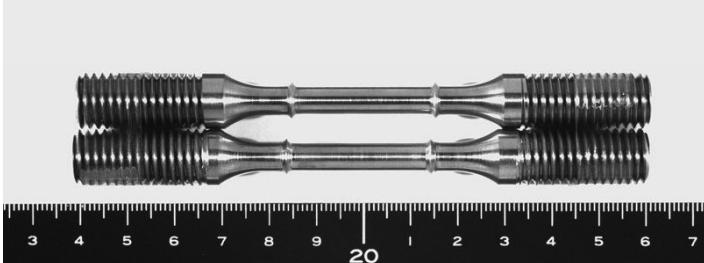
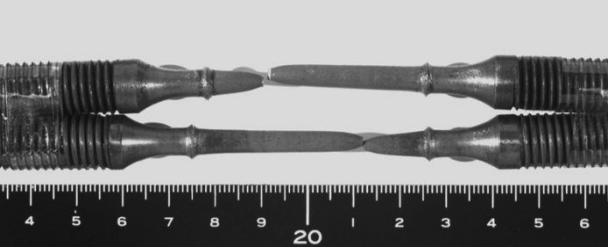
(e) 400°C

H600-1, H600-2	
加熱温度	500°C
試験前	
試験後	

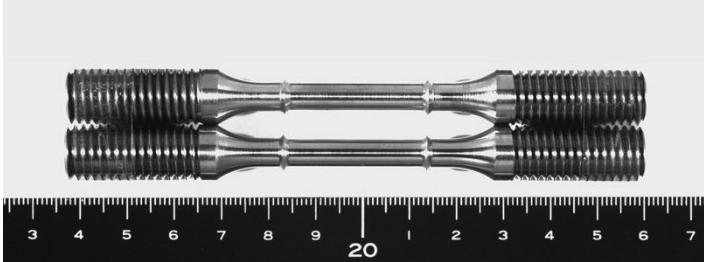
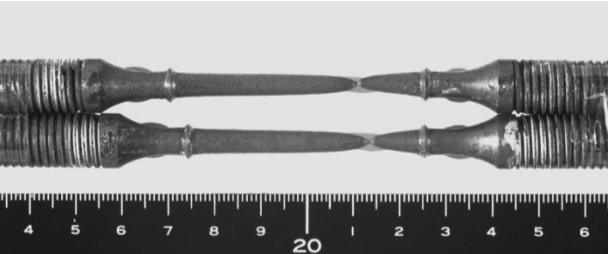
(f) 500°C

図 2.9 H600-1, H600-2 フランジ部高温引張試験片（写真）

(次頁へ続く)

H600-1, H600-2	
加熱温度	600°C
試験前	
試験後	

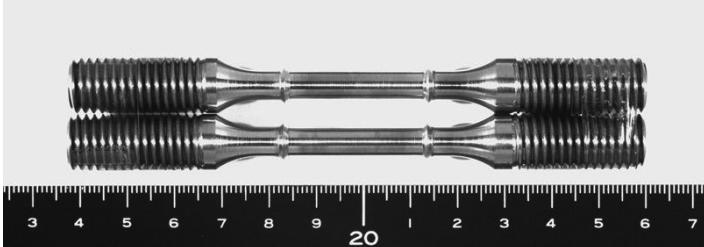
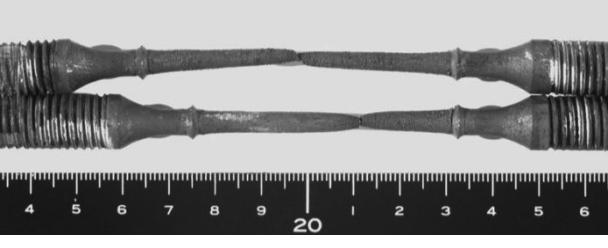
(g) 600°C

H600-1, H600-2	
加熱温度	700°C
試験前	
試験後	

(h) 700°C

図 2.9 H600-1, H600-2 フランジ部高温引張試験片（写真）

(次頁へ続く)

H600-1, H600-2	
加熱温度	800°C
試験前	
試験後	

(i) 800°C

図 2.9 H600-1, H600-2 フランジ部高温引張試験片（写真）

2.3 試験体と実験装置の接続

試験体と耐火炉の設置方法は図 2.10 に示すとおり、加熱梁の一端は水平ジャッキを介して反力トラスと接続し、他端は転がりすべり支承により支持することで、加熱梁の材軸方向伸び出しが一方向にのみ生じる機構としている。試験体 RC スラブの加熱梁伸び出し側の 1 辺（図 2.3 の A 通）を除く 3 辺（図 2.3 の F 通, 1 通, 7 通）のスラブ下端には不等辺山形鋼（L-150×90×9×9）が打込まれている。また、耐火炉外周には鋼製の耐火炉フレームが設置されており、試験体レベル調整を兼ねた接続用鋼製治具（H-588×300×12×20）が耐火炉フレーム上に PC 鋼棒によって緊結されている。この接続用鋼製治具に高力ボルトにより接合した鋼板（t=9mm）と RC スラブ下端の山形鋼を試験体外側から隅肉溶接することで、RC スラブの 3 辺は水平方向の移動に対して固定端となる機構としている。図 2.11 に試験体の耐火炉への設置状況を示す。

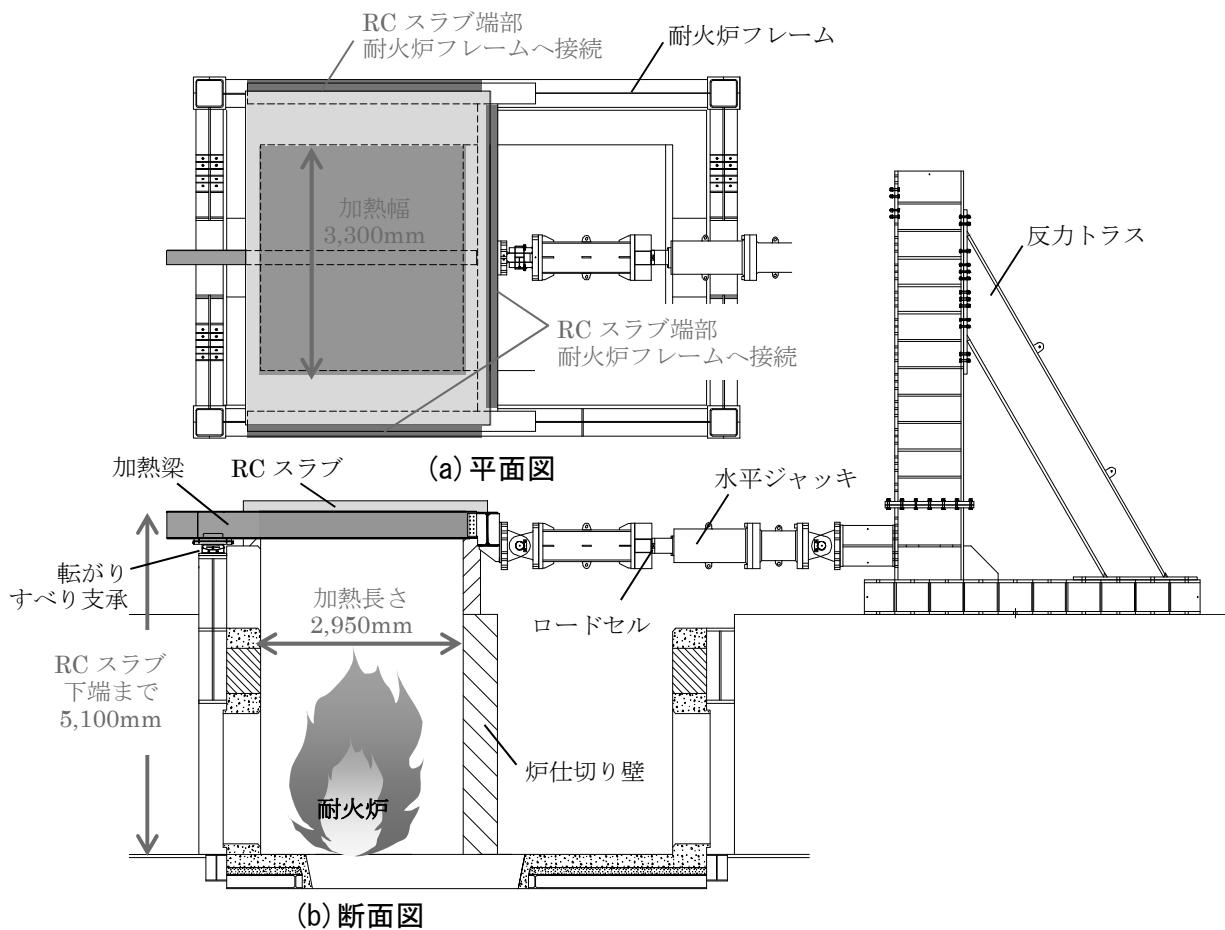
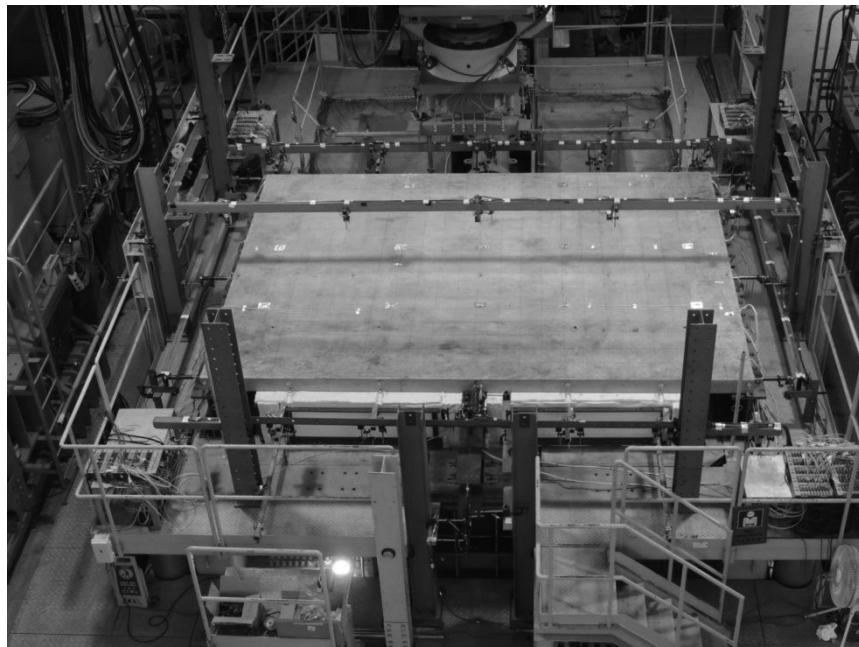
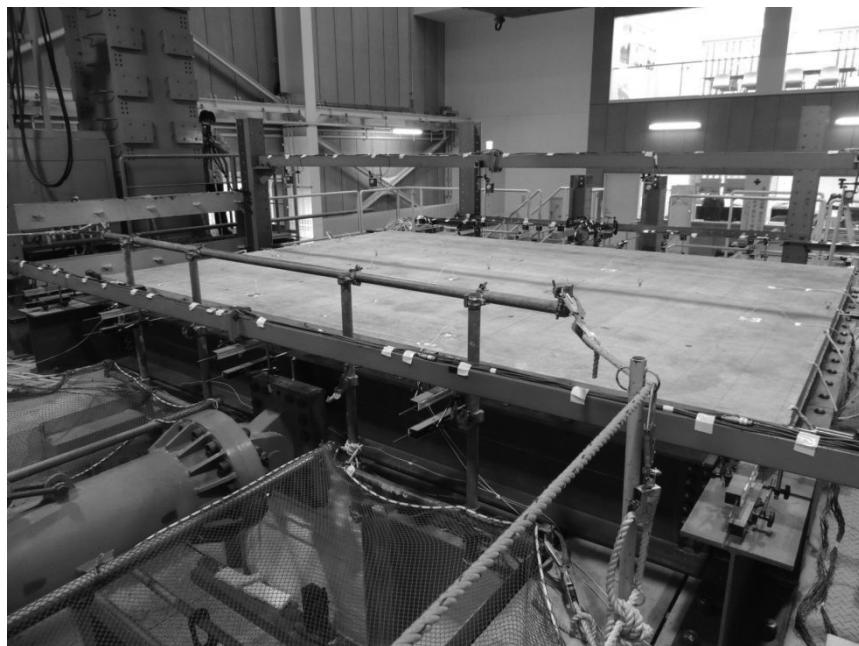


図 2.10 試験体設置概要図



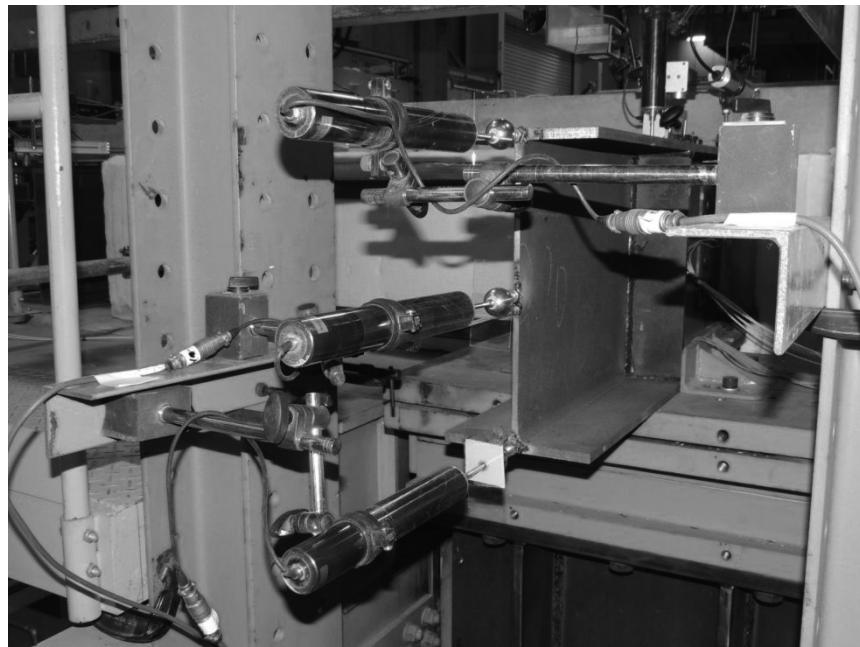
(a) 全景



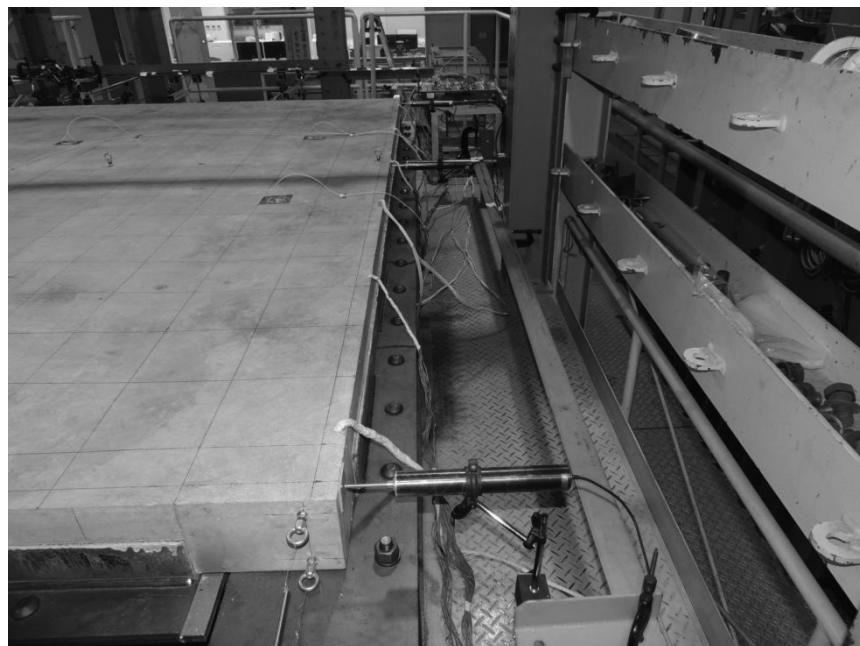
(b) 加熱梁固定端側

図 2.11 試験体設置状況（写真）

(次頁へ続く)



(c) 加熱梁自由端端側



(d) RC スラブ 7 通側

図 2.11 試験体設置状況（写真）

試験体およびその境界条件（設置状況）が模擬する実建物の火災状況は、図 2.12 の建物平面に示すように鋼梁 1 本とその鋼梁の両側に取り付く RC スラブのみが火災加熱を受ける極めて小さな範囲での火災である。実建物では、加熱を受ける鋼梁には柱や直交梁が取り付いたため、それらの曲げ剛性が加熱梁の火災時伸び出しに影響を及ぼすものと考えられるが、本論文では加熱梁の火災時伸び出しに対する RC スラブの拘束効果および周辺架構への応力伝達能力の有無を定量的に把握することを目的の一つとしており、問題を単純化するために加熱梁に取り付く柱や直交梁については試験体としては模擬していない。

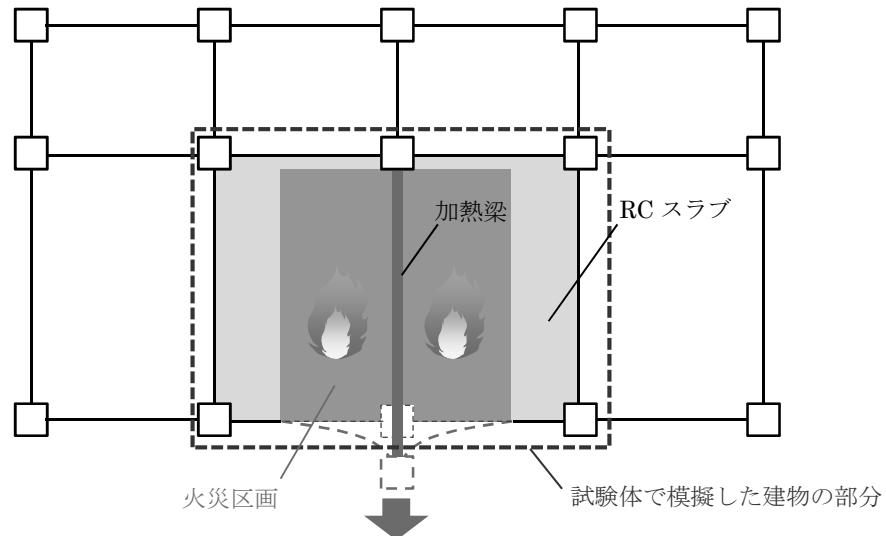


図 2.12 試験体が模擬する建物の部分

2.4 実験方法

試験体の加熱は一般的な梁の耐火認定試験[2]と同様に、図 2.13 に示す ISO 834 標準加熱曲線に準拠した加熱曲線により行った。ただし、試験体自重以外の外力としての鉛直荷重は載荷せずに実験を行っている。これは、既に述べたとおり、本論文での耐火実験の目的が RC スラブの取り付く鋼梁の火災時伸び出し量および、その RC スラブが鋼梁の火災時伸び出しを拘束する効果について定量的に把握することであり、実験で計測される加熱梁の水平変位に鉛直方向変位（鉛直たわみ）による引き戻し成分[6]を含まないようにすることを意図している。加熱梁に施す耐火被覆材の認定耐火時間は、1 時間耐火または 2 時間耐火である。実建物では、建築基準法や建築基準法施行令など関連規基準で要求される耐火時間（火災時間）に見合った耐火被覆材を計画するため耐火被覆材の耐火性能以上の火災時間は想定していないが、本論文の実験では加熱梁の耐火時間を超えても加熱を継続し、変位計などの実験装置の能力限界までを加熱時間としている。

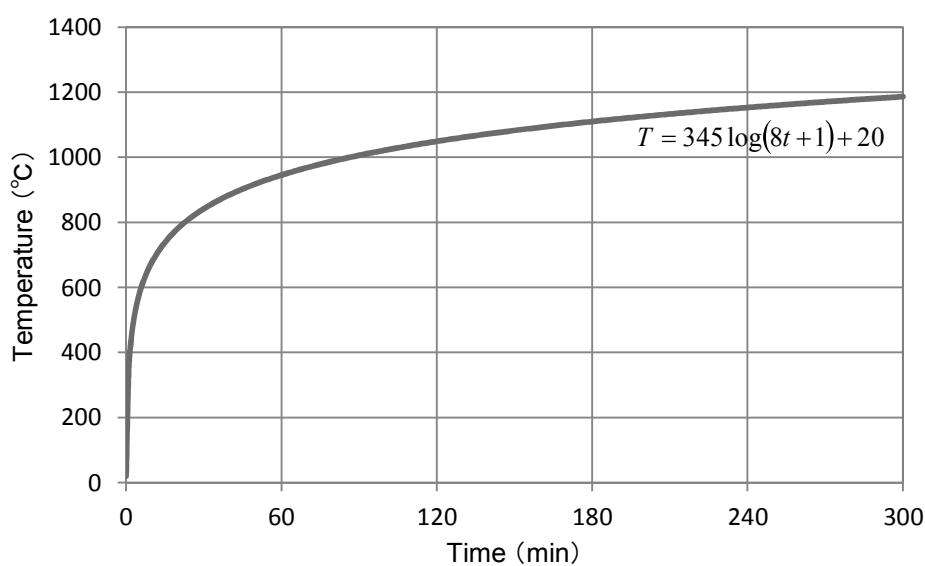


図 2.13 ISO 834 標準加熱曲線

2.5 計測項目

2.5.1 加熱梁温度

加熱梁の温度計測は図 2.14 に示すとおり、加熱範囲である B 通および D 通の 2 断面と非加熱範囲である自由端支持点付近の 1 断面で、それぞれ上フランジ 2 点、ウェブ 2 点、下フランジ 2 点の合計 18 点で K 型熱電対 $\phi 0.65\text{mm}$ によって計測した。なお、試験体の加熱温度として B 通と C 通における加熱梁近傍の雰囲気温度を計測している。

図 2.15 に加熱梁の熱電対設置状況を示す。

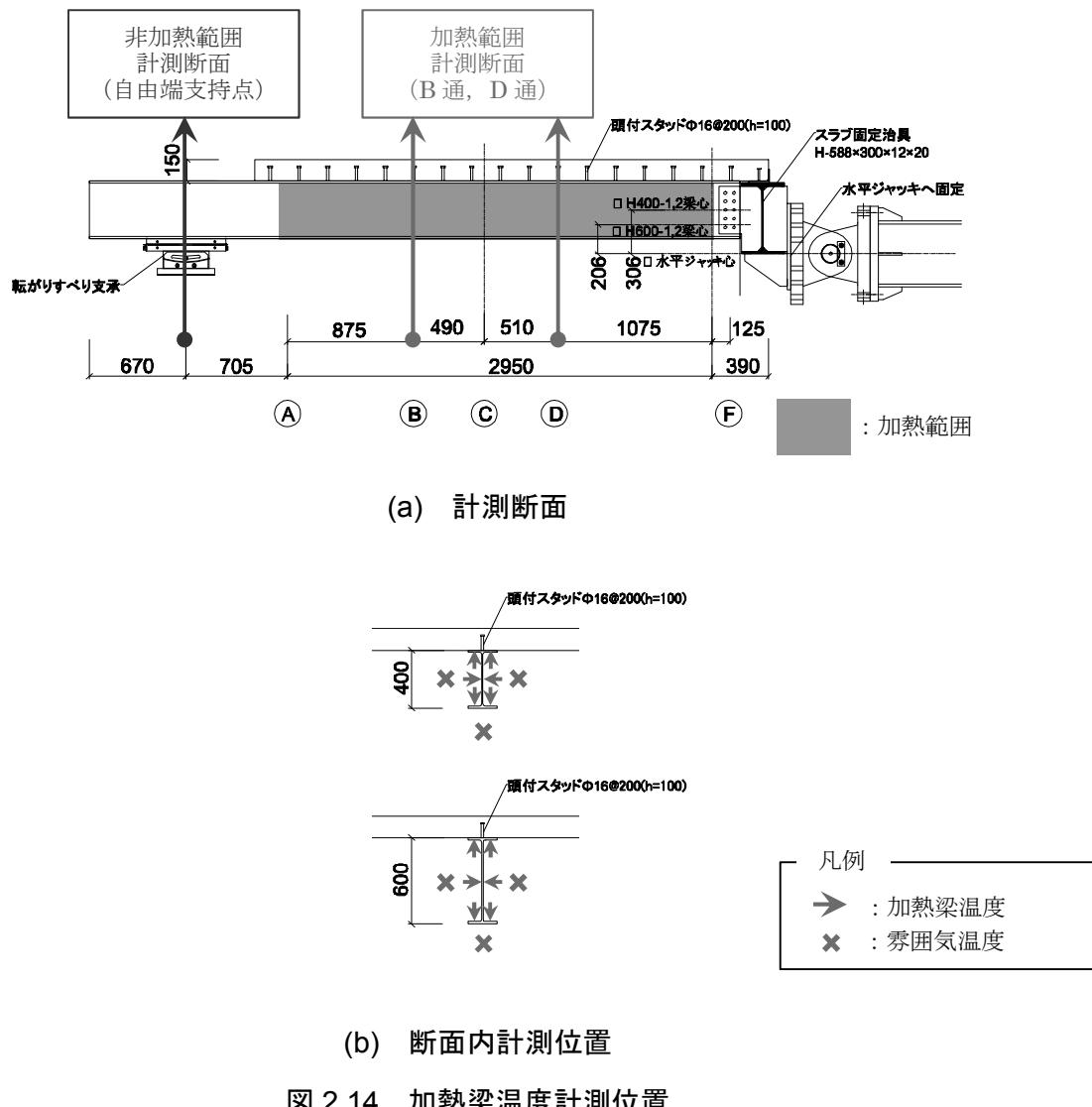
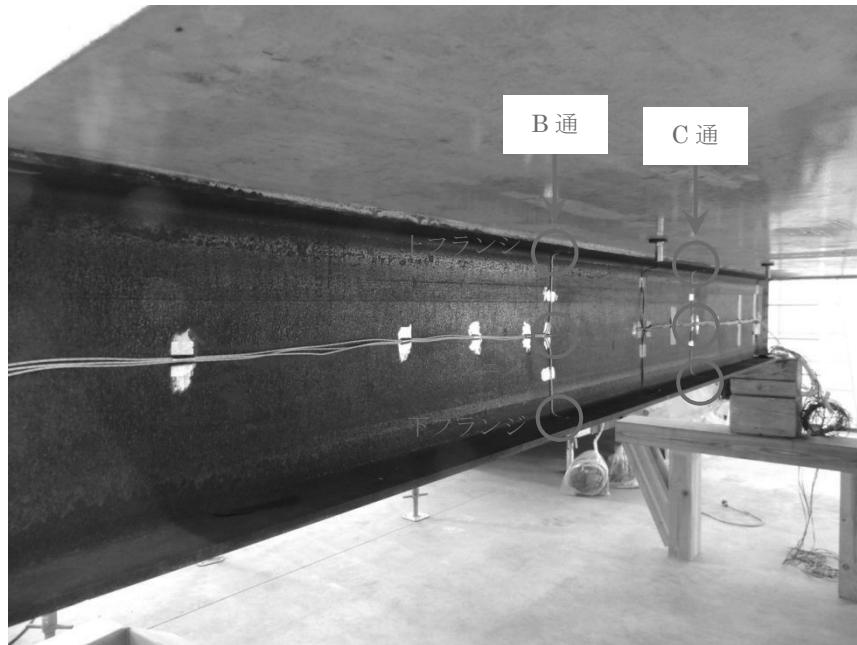
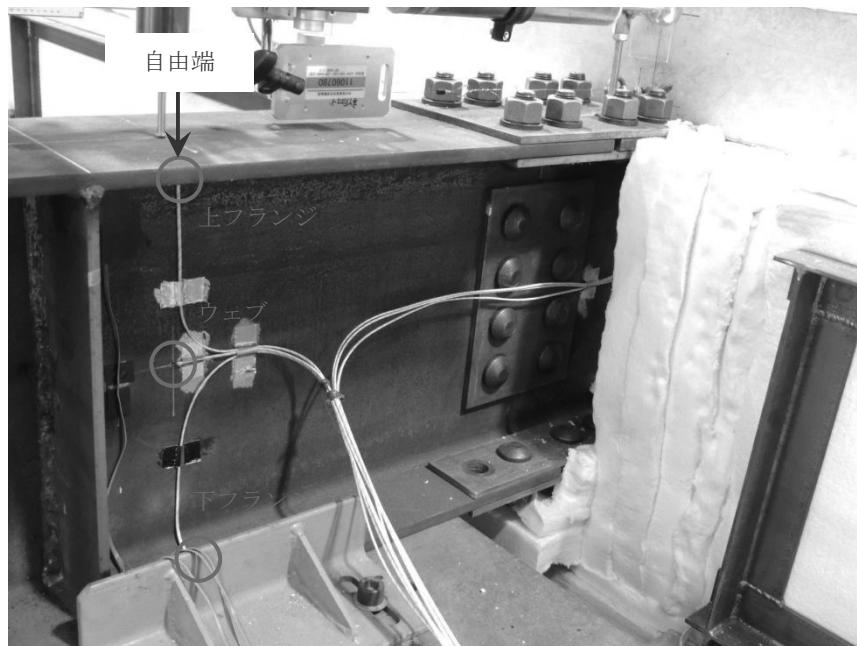


図 2.14 加熱梁温度計測位置



(a) 加熱範囲 (H400-1)



(b) 自由端支持点 (H400-1)

図 2.15 加熱梁温度計測用熱電対設置状況 (写真)

2.5.2 RC スラブ温度

RC スラブの温度計測位置は、図 2.16 に示す加熱範囲 6 点（加熱梁直上 2 点を含む）と非加熱範囲 7 点（加熱梁直上 1 点を含む）の平面位置で、それぞれ図 2.17 に示すように加熱面から非加熱面まで厚さ方向に 30mm 間隔で 6 点、合計 78 点のコンクリート温度を K 型熱電対 $\phi 0.65\text{mm}$ によって計測した。また、加熱梁直上に設置した頭付スタッドの温度を根元からから 50mm 間隔で計測している。図 2.18 にコンクリート打設前の熱電対設置状況を示す。

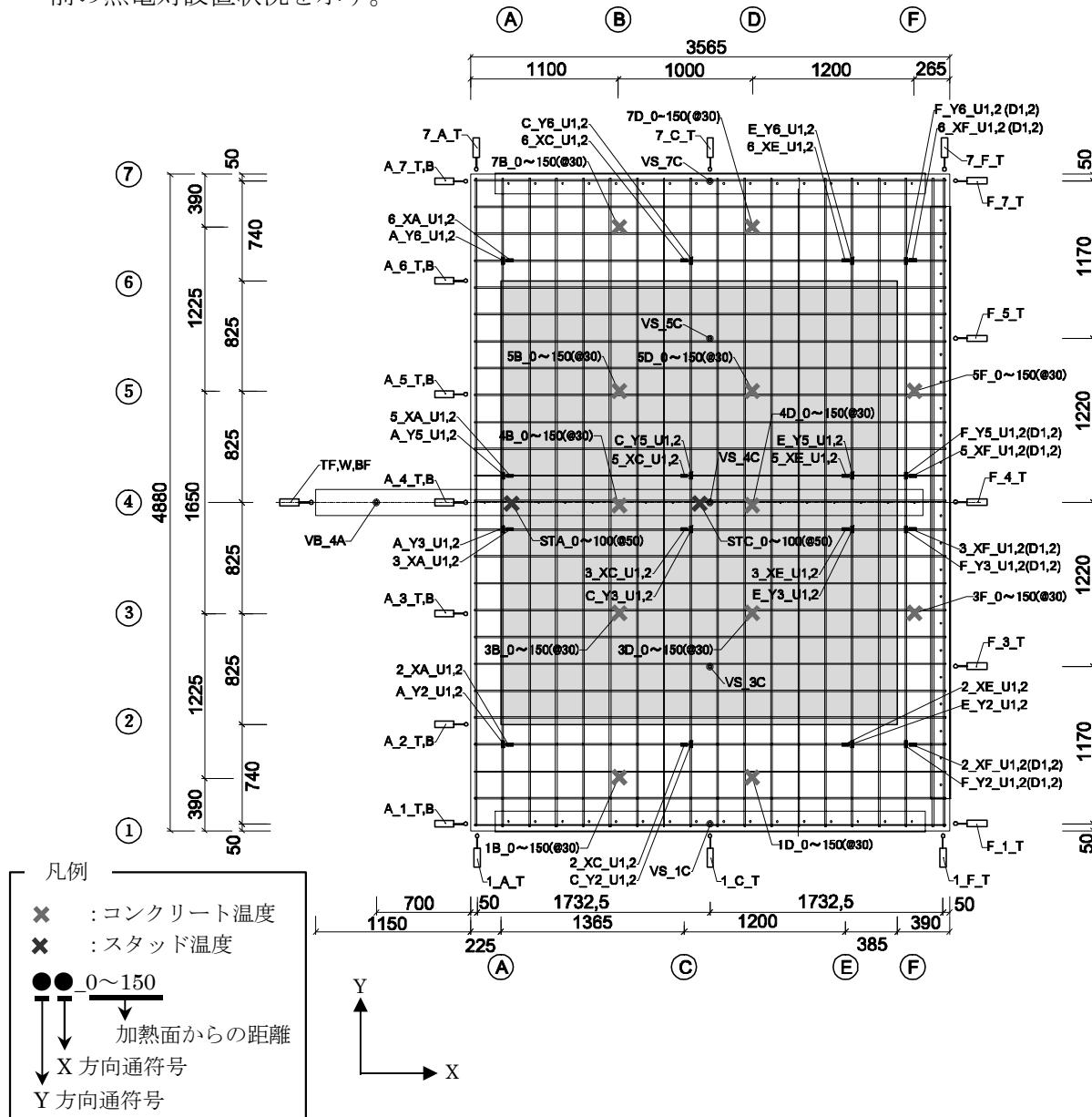


図 2.16 RC スラブ温度計測位置（平面）

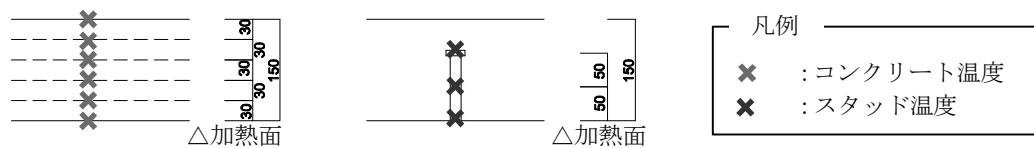
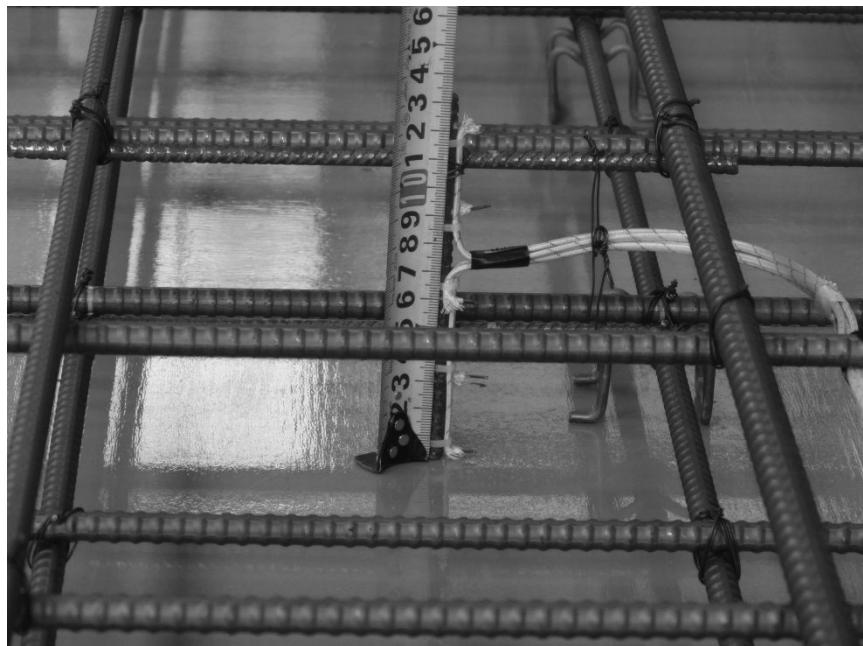
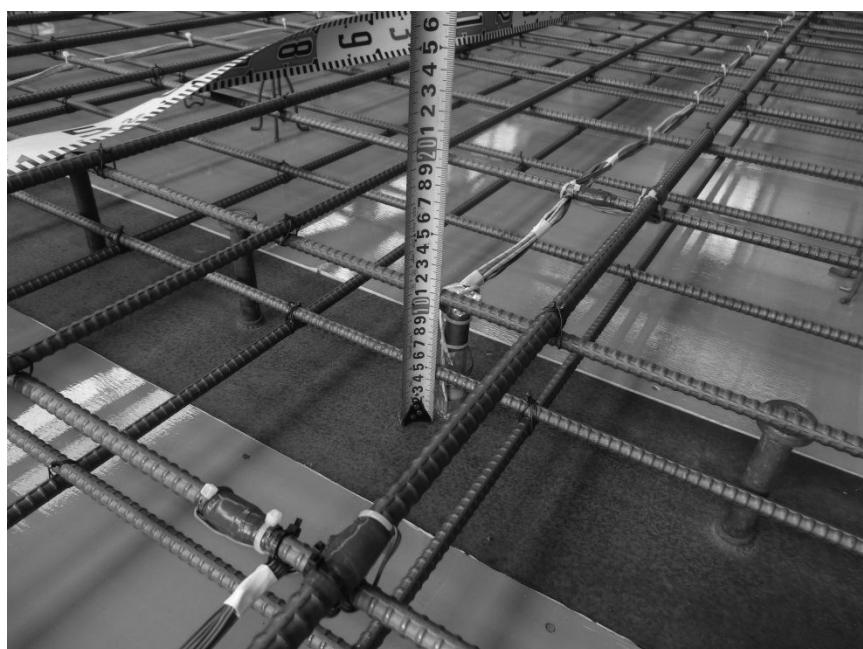


図 2.17 RC スラブ温度計測位置（断面）



(a) コンクリート部



(b) スタッド部

図 2.18 RC スラブ温度計測熱電対設置状況（写真）

2.5.3 加熱梁変位

加熱梁の変位は図 2.19 に示すように、自由端側梁中心軸上の上フランジ心およびウェブ心、下フランジ心の 3 点で水平変位を計測し、自由端側支持点の上フランジ位置で鉛直変位を計測した。固定端側についてはその水平変位を水平ジャッキにより拘束しているため、理論上水平変位は生じない試験体設置状況となっているが、ジャッキストロークを加熱梁の固定端水平変位と読み替えることとした。図 2.20 に加熱梁の変位計設置状況を示す。

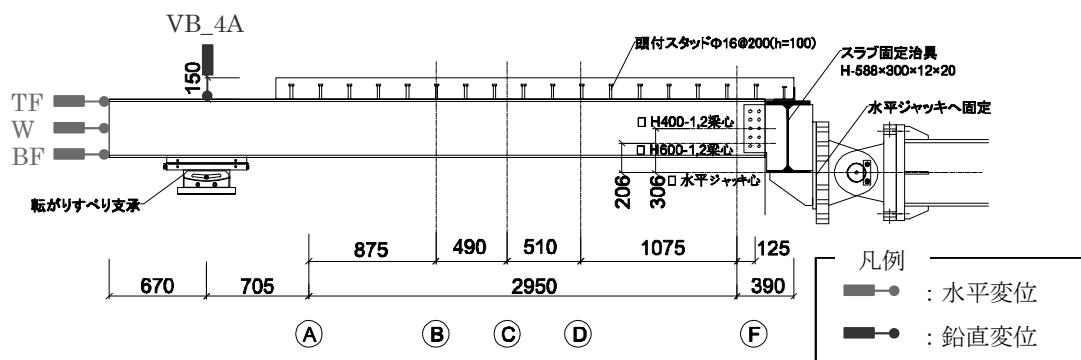


図 2.19 加熱梁変位計測位置



図 2.20 加熱梁変位計設置状況（写真）

2.5.4 RC スラブ変位

RC スラブの変位は図 2.21 に示す平面位置で、鉛直変位および水平変位を計測した。水平変位については、加熱梁の自由端側となる A 通の 1 辺はスラブ上端から 25mm 下がりとスラブ下端から 25mm 上がりの位置で、他の 3 辺 (F 通, 1 通, 7 通) はスラブ上端から 25mm 下がりの位置を計測位置としている。

図 2.22 に RC スラブの変位計設置状況を示す。

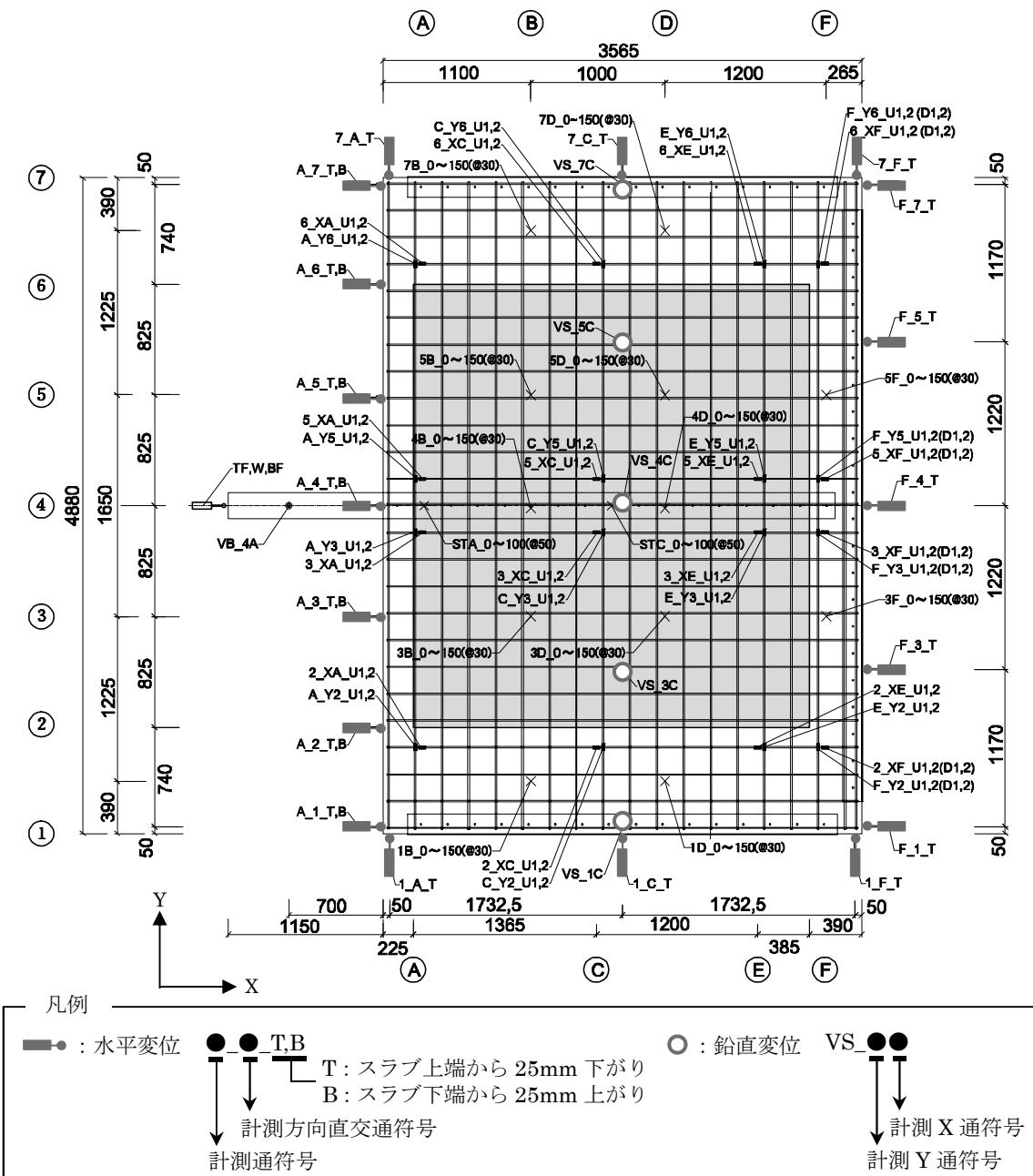
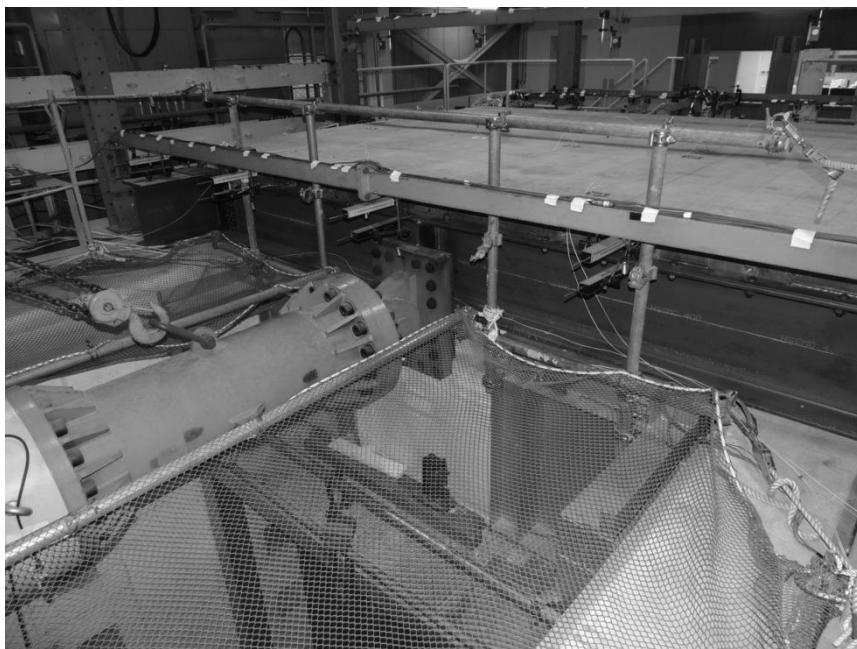


図 2.21 RC スラブ変位計測位置



(a) 自由端側（A通）水平変位



(b) 固定端側（F通）水平変位

図 2.22 RC スラブ変位計設置状況（写真）

(次頁へ続く)



(c) 1通スラブ固定端水平変位



(c) 鉛直変位

図 2.22 RC スラブ変位計設置状況（写真）

2.5.5 加熱染ひずみ

加熱梁のひずみは図 2.23 に示すように、自由端側支持点（非加熱範囲）および C 通（加熱範囲）、F 通固定端接合部近傍（非加熱範囲）の 3 断面において、上フランジ 2 点、ウェブ 2 点、下フランジ 2 点の合計 12 点で加熱梁の材軸方向（伸び出し方向）鋼材ひずみを計測した。なお、ひずみ計測に用いた一般用 FLK-2-11 型ひずみゲージ（（株）東京測器研究所製）の補償上限温度は 80°C（ひずみ限界 5%）であり、計測により得られるひずみ値は参考値として取り扱い、定性的な事象の考察に用いるものとする。

図 2.24 に加熱梁のひずみゲージ設置状況を示す。

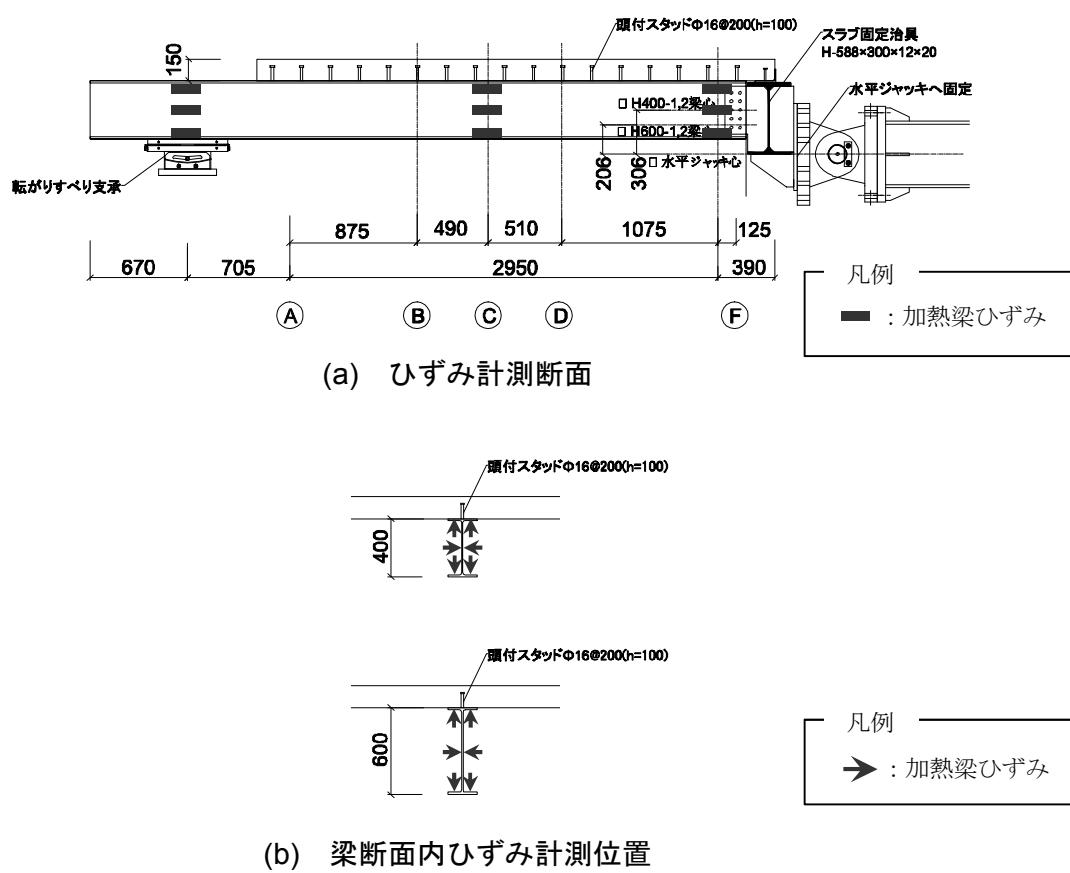
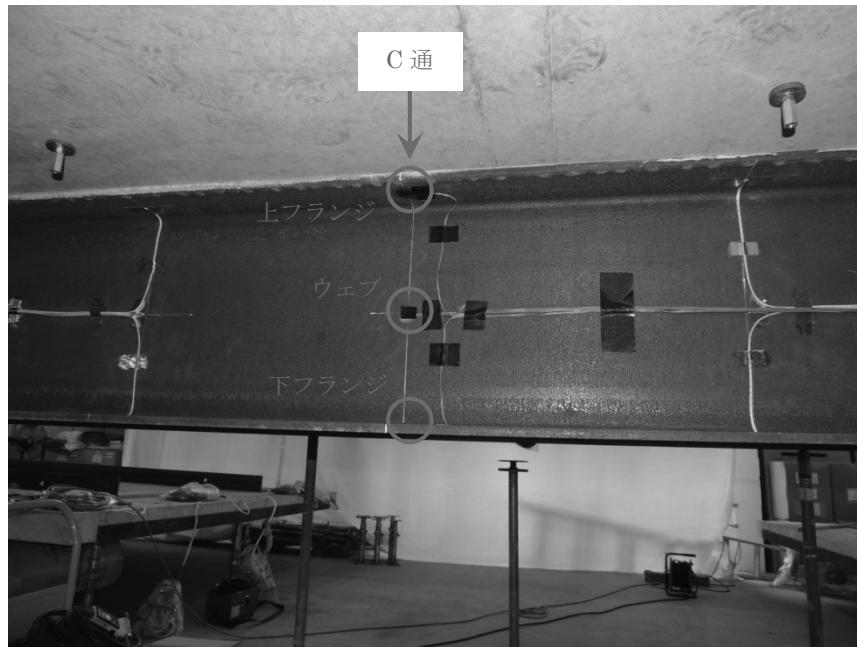
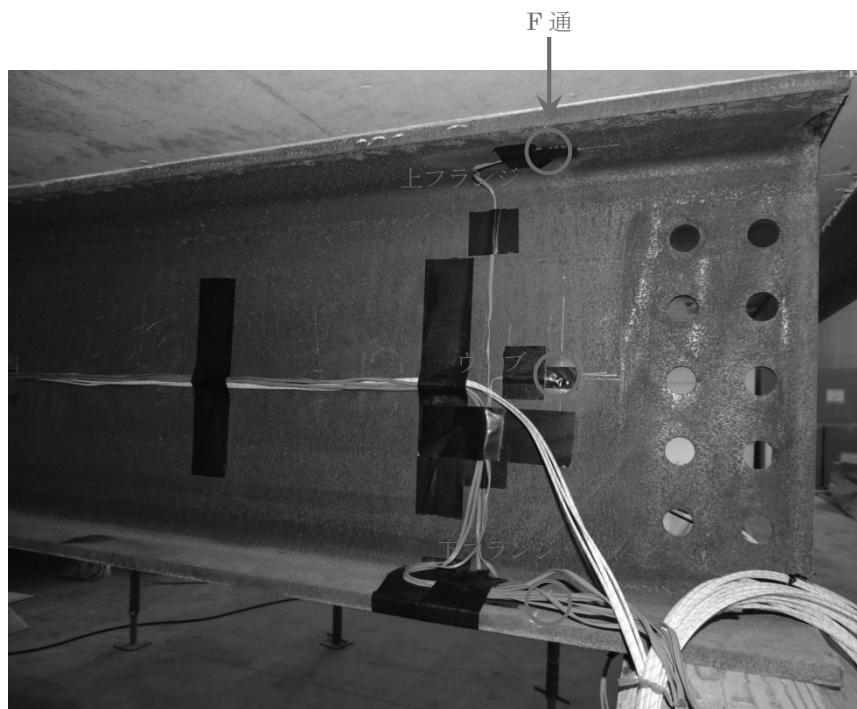


図 2.23 加熱梁ひずみ計測位置



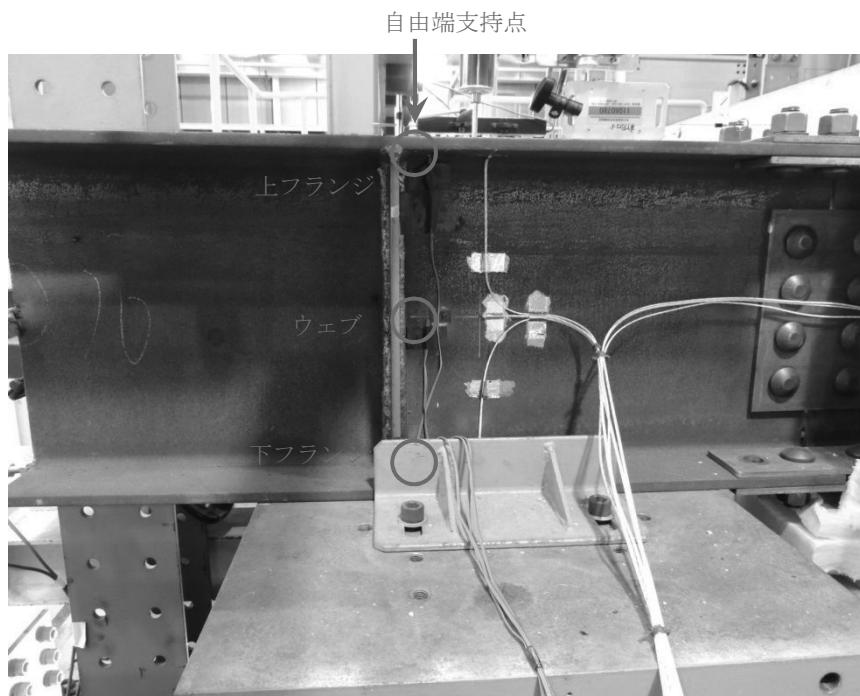
(a) C 通



(b) F 通

図 2.24 加熱梁ひずみゲージ設置状況（写真）

(次頁へ続く)



(c) 自由端支持点

図 2.24 加熱梁ひずみゲージ設置状況（写真）

2.5.6 RC スラブ鉄筋ひずみ

RC スラブに配筋した鉄筋のひずみは図 2.25 に示す平面位置で、F 通位置については XY 両方向とも上端筋および下端筋、その他の位置では XY 両方向とも上端筋のみの鉄筋ひずみを計測した。なお、ひずみゲージの鉄筋への取り付け位置は鉄筋の平面軸に対して両側に位置するよう設置している。鉄筋ひずみ計測についても一般用 FLK-2-11 型ひずみゲージ（補償上限温度は 80°C、ひずみ限界 5%）による計測であり、計測結果は定性的な事象の考察に用いるものとする。

図 2.26 に鉄筋のひずみゲージ設置状況を示す。

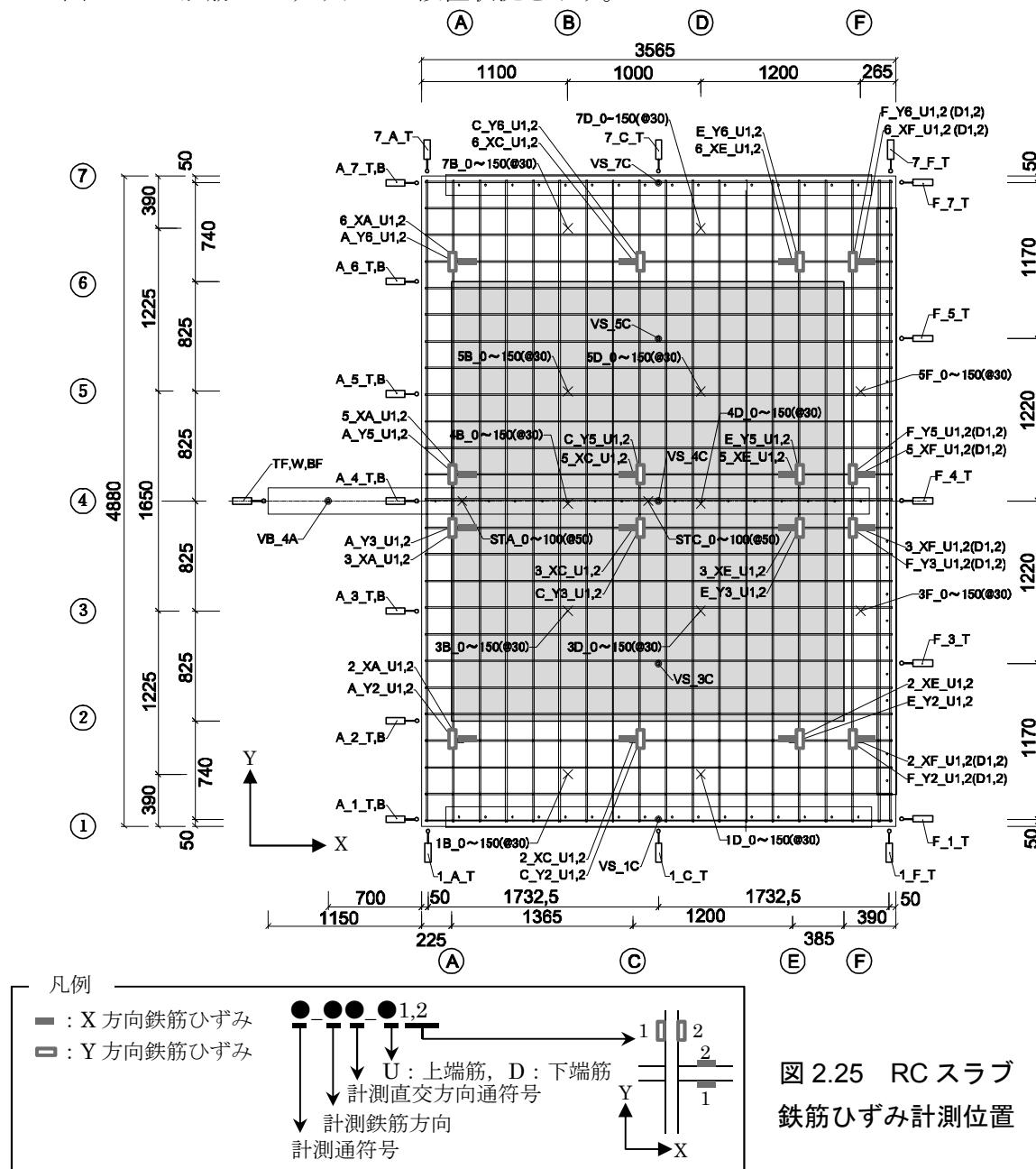




図 2.26 RC スラブ鉄筋ひずみゲージ設置状況（写真）

2.5.7 スタッドひずみ

加熱梁上フランジに打設した頭付スタッドの根元ひずみは、図 2.27 に示す位置で一般用 FLK-2-11 型ひずみゲージ（補償上限温度は 80°C, ひずみ限界 5%）により計測した。加熱梁および鉄筋と同様に計測で得られたひずみ値は、定性的な事象の考察に用いるものとする。

図 2.28 に頭付スタッドのひずみゲージ設置状況を示す。

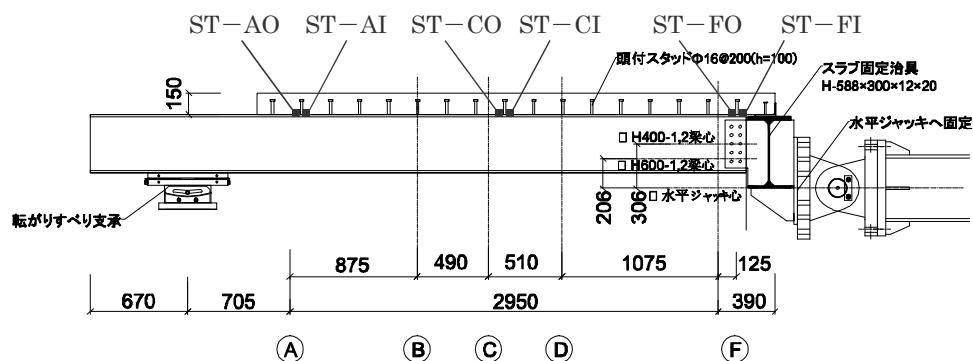


図 2.27 スタッド根元ひずみ計測位置



図 2.28 スタッドひずみゲージ設置状況（写真）

2.5.8 水平ジャッキ反力

加熱梁固定端は水平ジャッキを介して反力トラスに固定され、水平ジャッキにより変位拘束されている。このため、加熱梁の温度上昇に伴う材軸方向の熱膨張（伸び出し）がRCスラブによって拘束されると、加熱梁と水平ジャッキの接続部には反力が生じるためこの反力を水平ジャッキに取り付けたロードセルによって計測した。なお、試験体RCスラブの3辺は鋼製治具を介して耐火炉フレームに固定されている。更に、水平ジャッキと加熱梁の接続にはこの鋼製治具を介しているため、計測される水平ジャッキ反力には鋼製治具を介して伝達されるRCスラブの熱応力成分が含まれる。このように、水平ジャッキへの応力伝達経路が複雑となるため、水平ジャッキ反力の計測値が加熱梁に生じる軸力そのものの値とはならない。しかしながら、大局的には実験時間中に加熱梁に生じる軸力の時間変化を捉えるものと考えられるため、計測したジャッキ反力は加熱梁に生じる軸力の挙動、つまり加熱梁の伸び出しに対するRCスラブの拘束効果の有無の定性的考察に用いるものとする。

2.5.9 RCスラブのひび割れ

一般的（火災時に限らず）にRCスラブ部材の応力に対する抵抗機構を考察するには、そのひび割れ状況を観察することが有用である。本論文においても加熱梁の伸び出しに対するRCスラブの拘束メカニズムを考察するために、実験中のひび割れ発生箇所および発生順序、発生時間を目視により観察し、実験後（試験体冷却後）の残留ひび割れについてそのひび割れ幅をクラックスケールにより計測した。

2.6 実験結果

2.6.1 加熱梁温度

各試験体の加熱終了時間は表 2.7 に示すとおりであり、H400-1 については加熱梁水平変位計測用の変位計設置方法の理由から、加熱開始後 72 分で計測限界に達したため加熱を終了した。他の試験体については、変位計設置方法を改善し、耐火被覆材の認定耐火時間を大きく超過した時間まで加熱を行った。加熱梁の温度計測断面位置（A 通、B 通、D 通）それぞれでの、上フランジおよびウェブ、下フランジ各部位の 2 点平均鋼材温度（非加熱範囲である A 通については各部位とも 1 点のみの計測結果）と加熱温度を図 2.29～図 2.32 に示す。いずれの試験体も、下フランジとウェブが加熱終了まで概ね等しい温度で推移している。上フランジについては、下フランジやウェブと比べて低い温度で推移しており、耐火被覆材の認定耐火時間と概ね等しい時間では下フランジよりも 200°C 程度低い温度となり、その後、両者の温度差が徐々に縮まる傾向にあった。一般的に、耐火被覆材が施され梁上端に床スラブが取り付く鋼梁が火災加熱を受けると、鋼材の熱伝導率の高さから下フランジとウェブは概ね同じ温度で上昇するが、上フランジについては梁上端に取り付くスラブへの熱伝導の影響によって下フランジやウェブと比べるとその温度上昇は低くなる。この上フランジと下フランジ（ウェブ）の温度差は、スラブの熱容量に依存するため熱容量の大きな、例えば、RC スラブでは温度差は大きくなり、ALC（軽量気泡コンクリート）板のように熱容量が小さい場合ではその温度差は小さくなる[6]。なお、本論文での実験では、加熱途中（耐火被覆材の認定耐火時間を大きく上回った時間）で耐火被覆材が脱落しており、耐火被覆後の加熱梁鋼材温度は全断面で均一な温度分布となった。

表 2.7 試験体の加熱時間

試験体	耐火被覆材の脱落時間 (分)	加熱終了時間 (分)
H400-1	脱落なし	72 (変位計計測限界)
H400-2	213	216
H600-1	136	288
H600-2	219	288

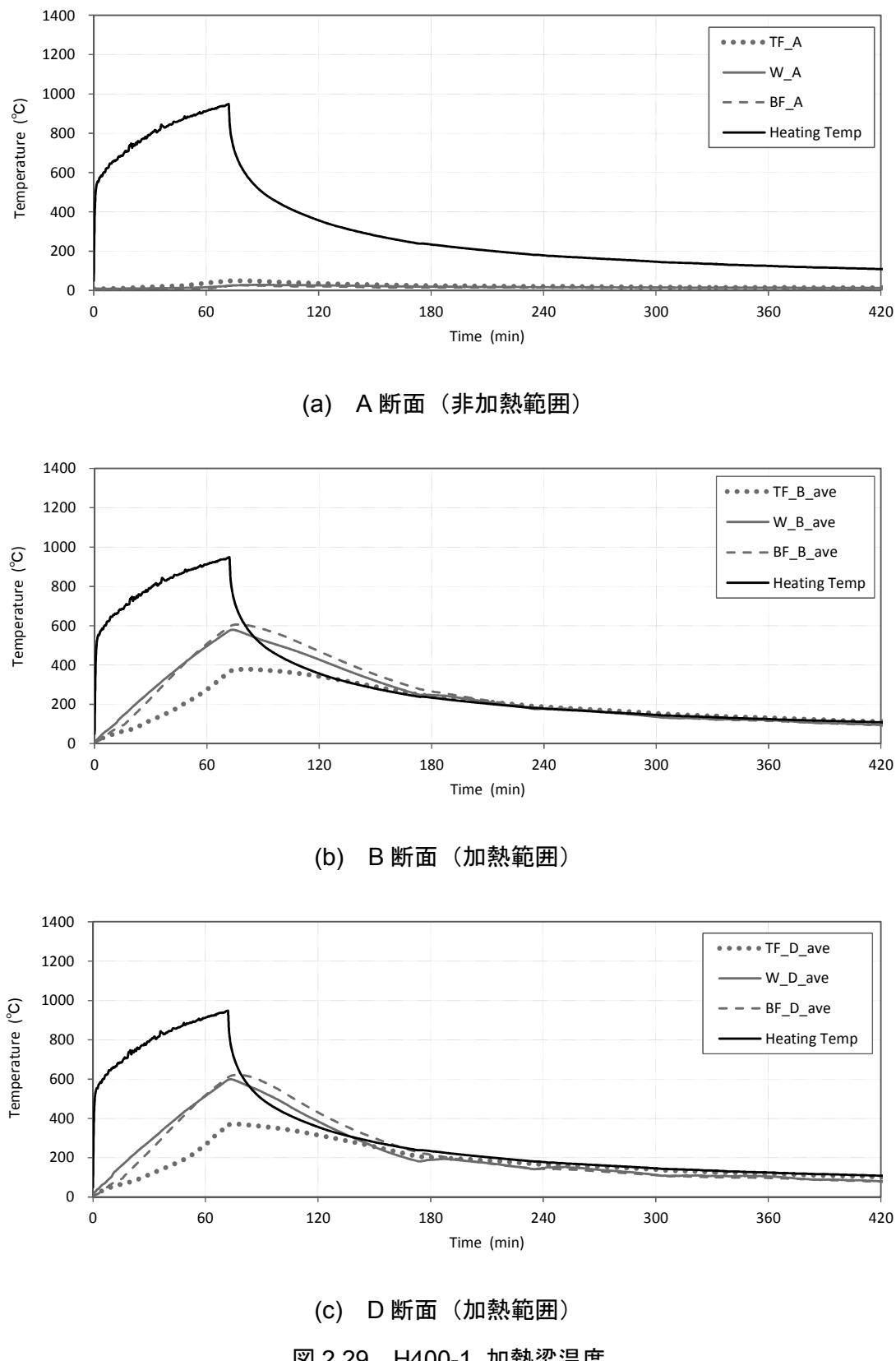


図 2.29 H400-1 加熱梁温度

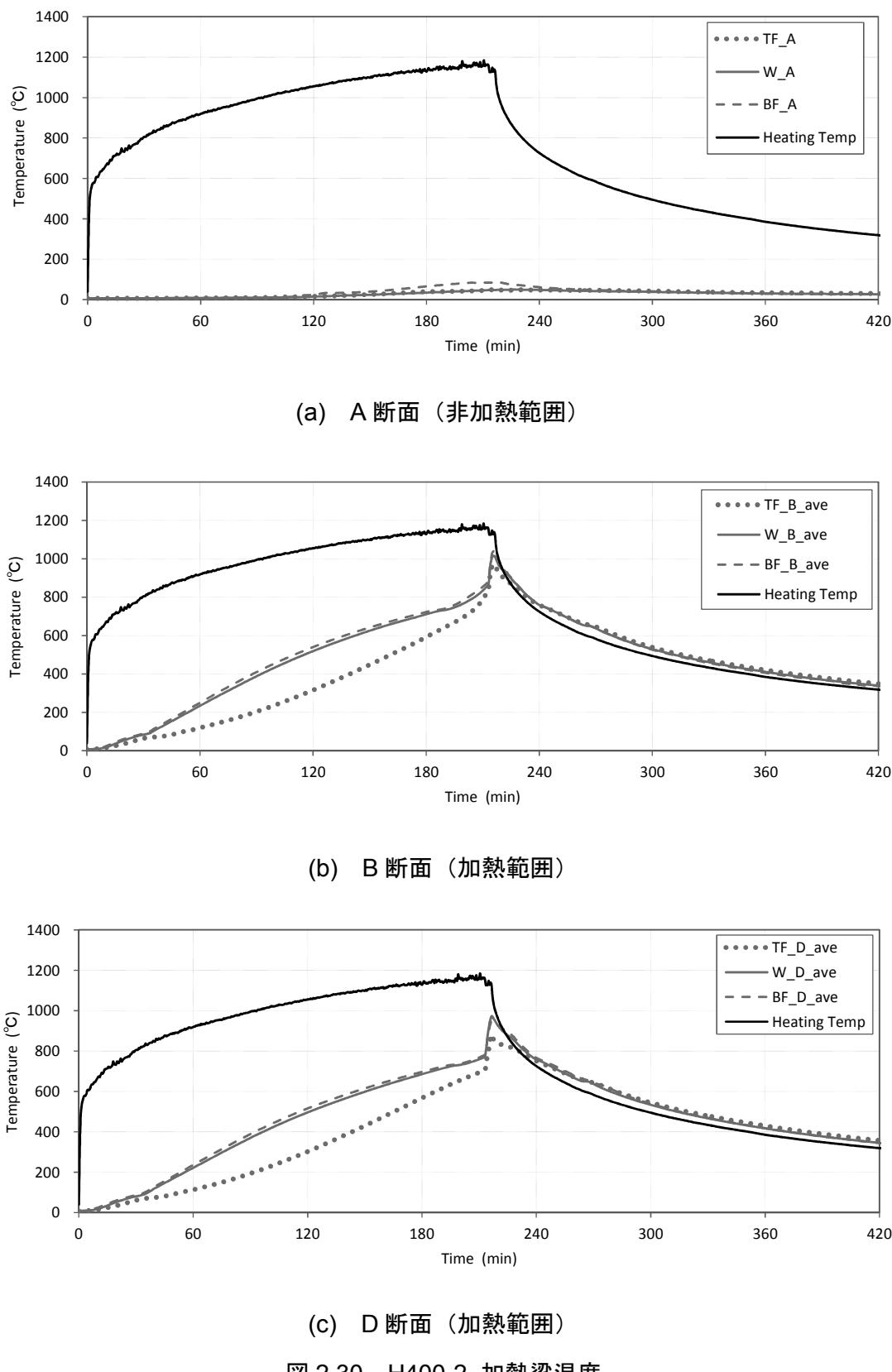


図 2.30 H400-2 加熱梁温度

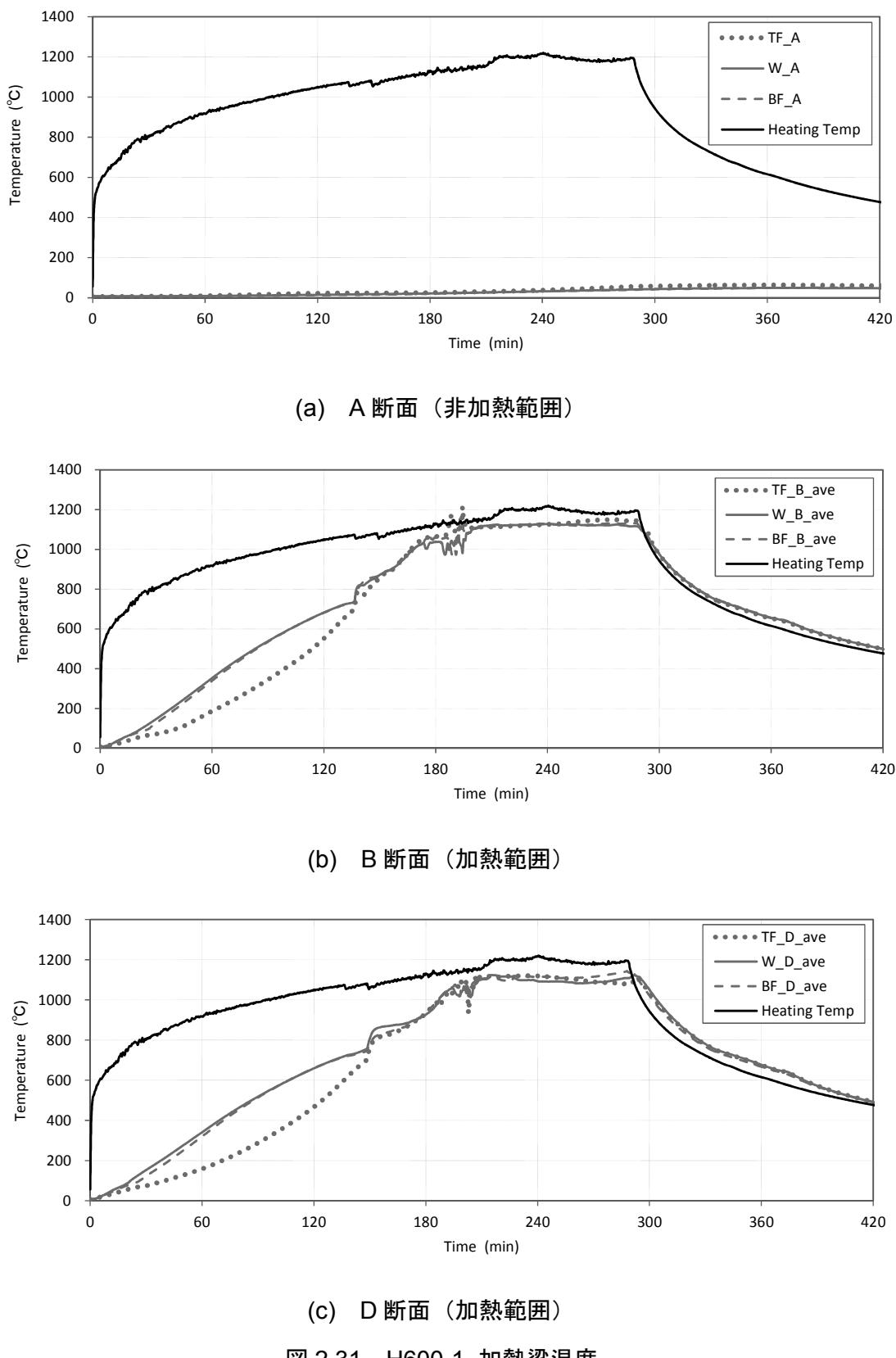


図 2.31 H600-1 加熱梁温度

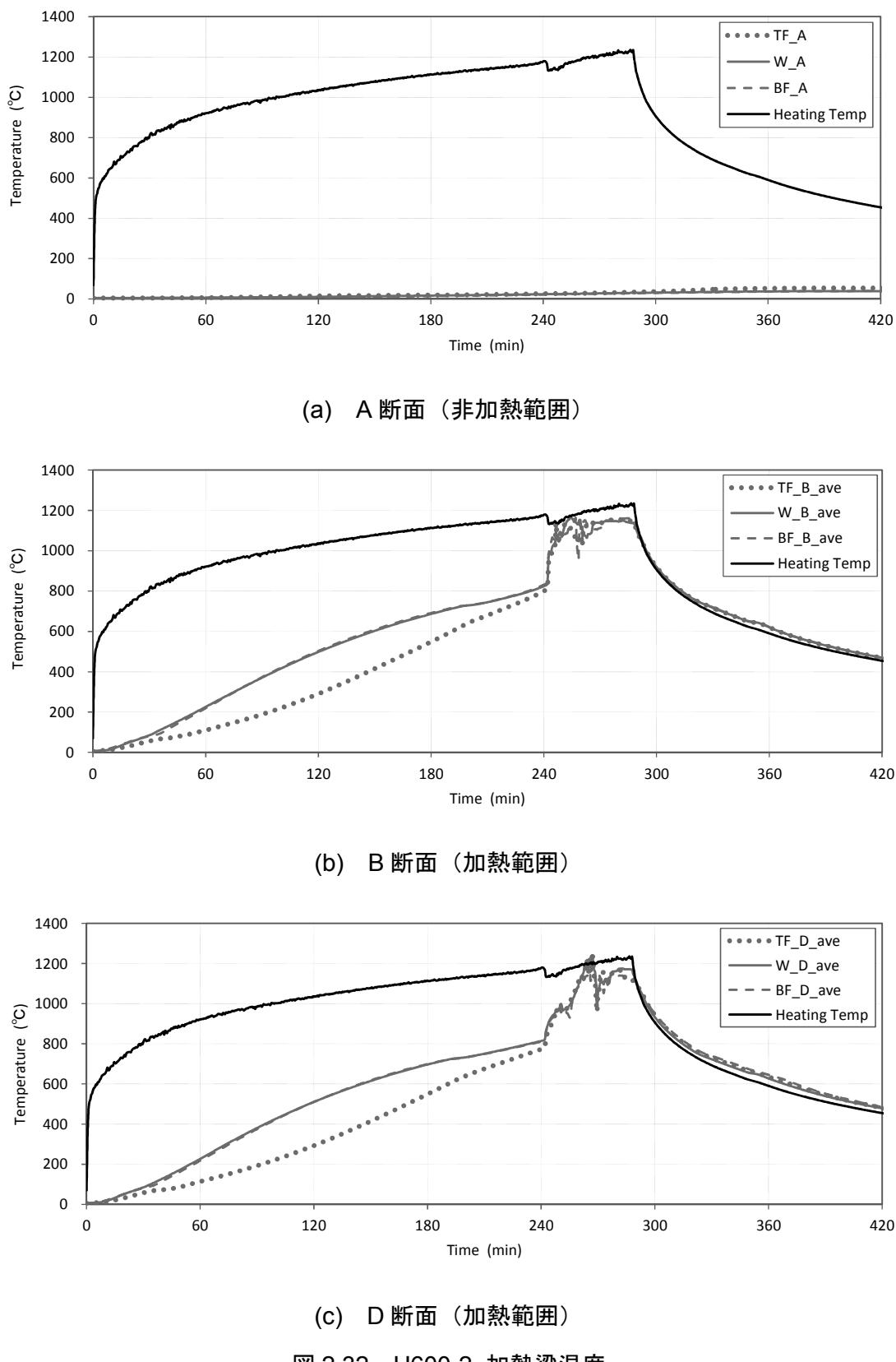


図 2.32 H600-2 加熱梁温度

2.6.2 RC スラブ温度

各試験体の RC スラブの断面内温度分布を図 2.33～図 2.36 に示す。同じ加熱時間における加熱範囲（図 2.16 の 3B, 3D, 5B, 5D）の RC スラブ断面内温度分布は、全ての試験体で大きな差異は見られなかった。これは、全ての試験体の RC スラブが同じ加熱時間で同等の熱劣化、すなわち、コンクリートの強度とヤング係数の低下度合が同等であったことを意味する。加熱面から遠い位置ほどコンクリート内部の含水に起因する 100°C 付近での温度停滞が顕著に表れており、同じ厚さ 150mm の在来型枠工法により構築された RC スラブの既往耐火実験[7,8]と概ね同様の傾向である。なお、RC スラブ上端面（非加熱面）に近い位置での 100°C 停滞の時間が既往耐火実験[7,8]よりも長い時間継続しているのは、既往耐火実験[7,8]の RC スラブのコンクリート含水率が 5%～6% 程度であったのに対して、本研究での試験体では 6%～7% と若干高めであったためである。加熱梁の上フランジ直上（図 2.16 の 4B, 4D）でのコンクリート温度については、RC スラブが直接の加熱を受けず、加熱梁上フランジからの熱伝導による温度上昇であるため、直接加熱を受ける部分（加熱範囲）と比べると低い温度上昇となっている。このため、加熱梁に施した耐火被覆材が 1 時間耐火の試験体（H400-1, H600-1）と比べて、2 時間耐火の耐火被覆材を施した試験体（H400-2, H600-2）は温度上昇が緩やかである。なお、加熱途中に耐火被覆材が脱落した試験体 H400-2 および H600-1, H600-2 では、耐火被覆脱落後に RC スラブのコンクリート温度が急激に上昇しているが、これは耐火被覆材の脱落によって加熱梁上フランジの鋼材温度が加熱温度と概ね等しくなったためである。非加熱範囲（図 2.16 の 1B, 1D, 3F, 5F, 7B, 7D）については、加熱終了後も加熱範囲からのコンクリート内部の熱伝導によって温度上昇が生じているが、加熱終了時の RC スラブ下端面のコンクリート温度で 100°C 未満であった。なお、加熱範囲との境界に比較的近い位置にあった計測位置 3F および 5F では他の非加熱範囲計測位置（1B, 1D, 7B, 7D）と比べると若干高い温度となっている。

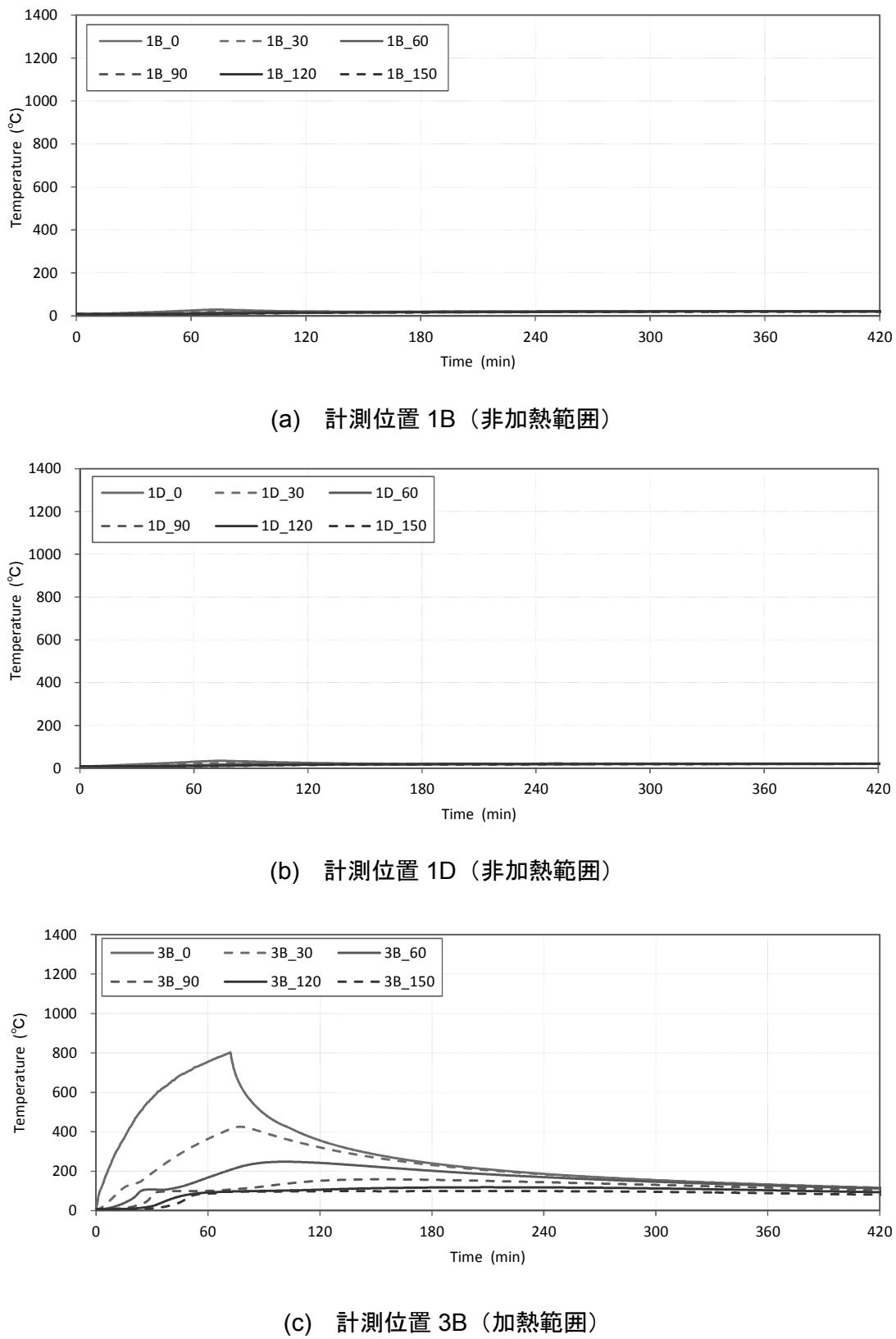


図 2.33 H400-1_RC スラブ温度 (次頁へ続く)

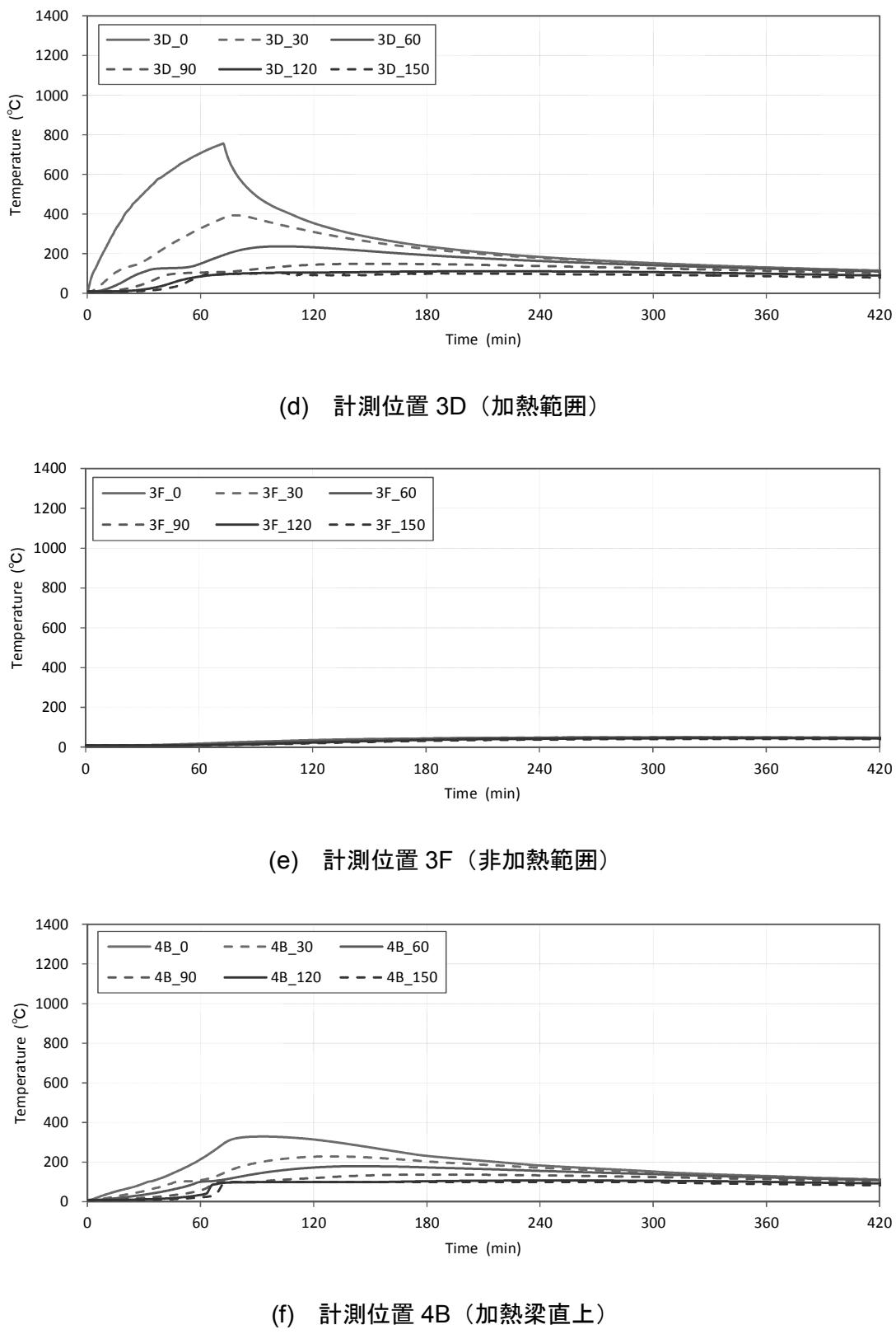
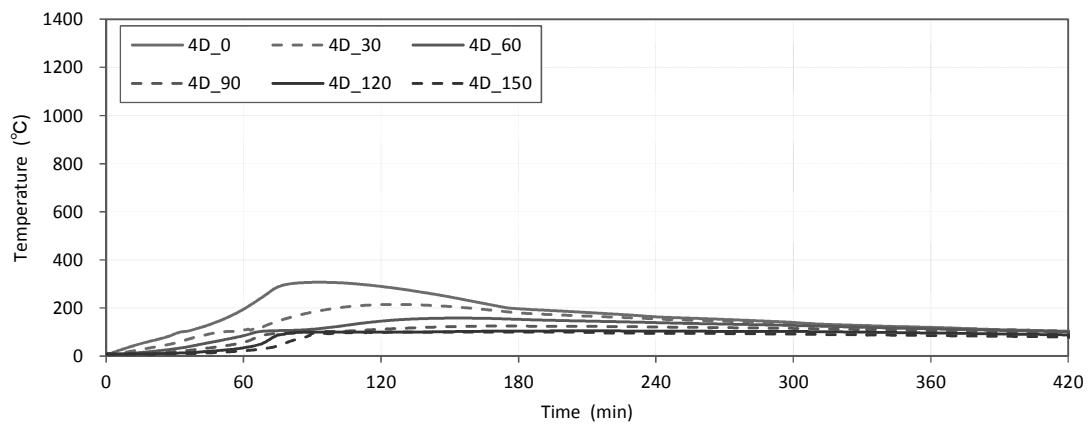
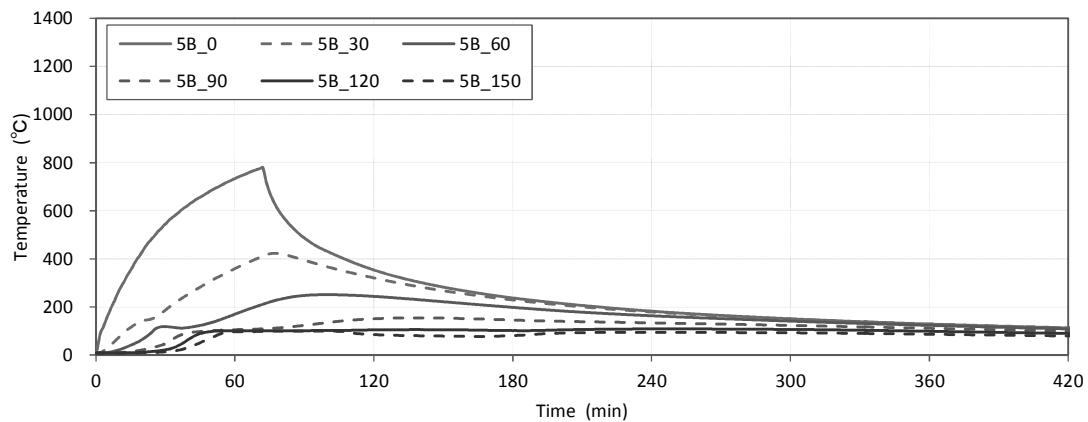


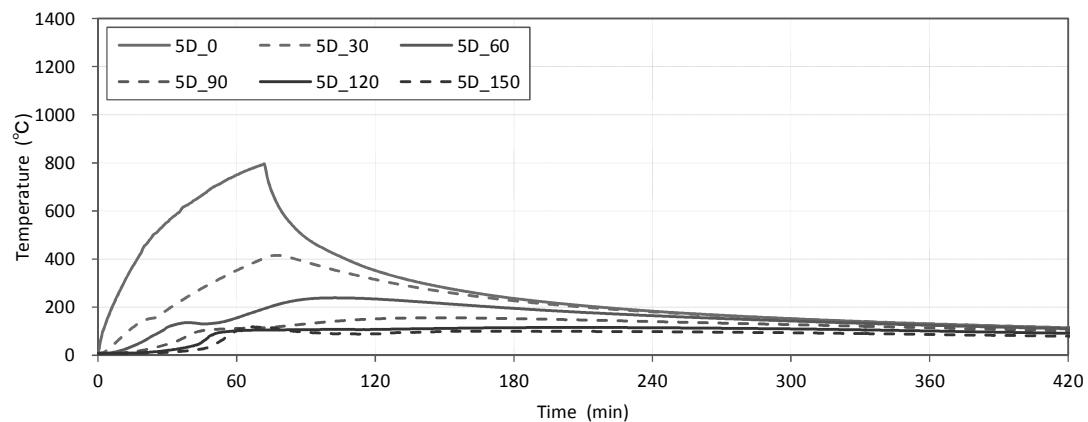
図 2.33 H400-1_RC スラブ温度 (次頁へ続く)



(g) 計測位置 4D (加熱梁直上)

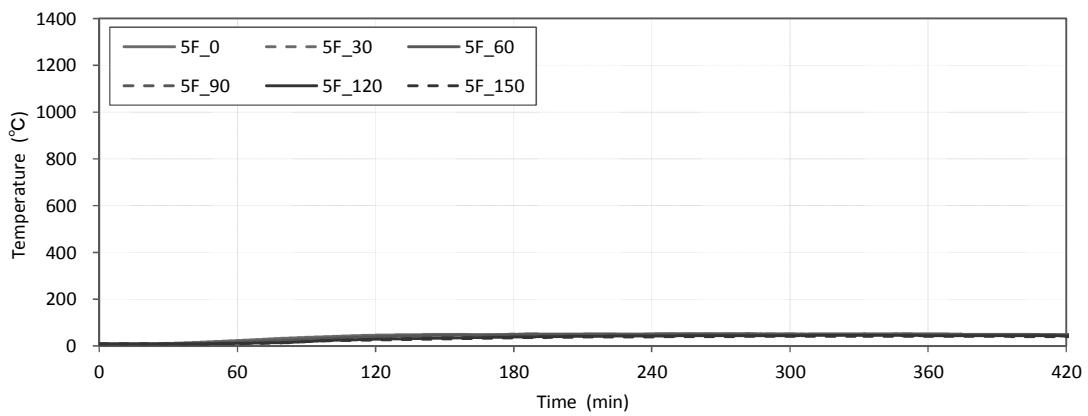


(h) 計測位置 5B (加熱範囲)

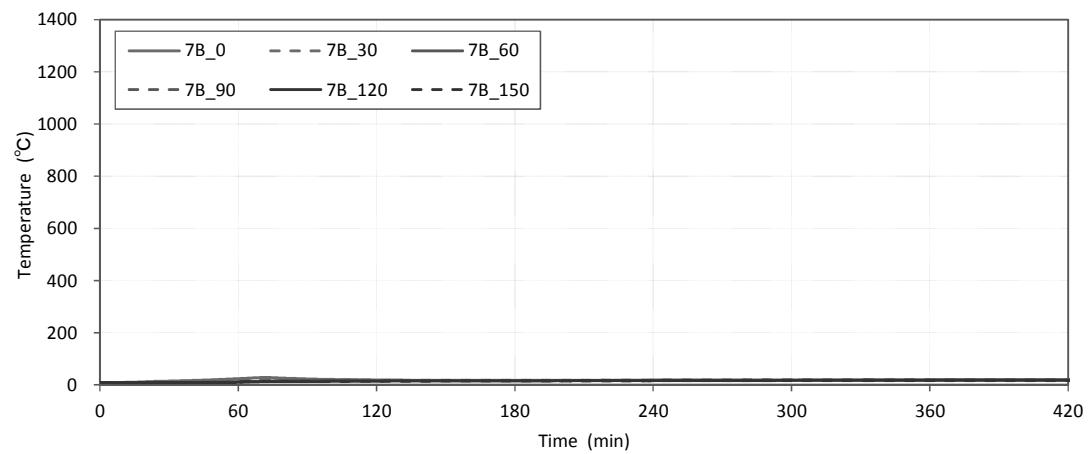


(i) 計測位置 5D (加熱範囲)

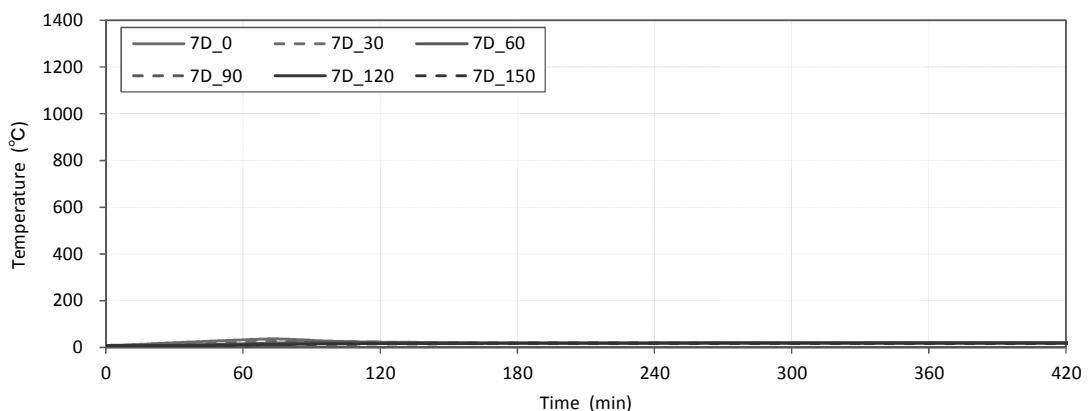
図 2.33 H400-1_RC スラブ温度 (次頁へ続く)



(j) 計測位置 5F (非加熱範囲)



(k) 計測位置 7B (非加熱範囲)



(l) 計測位置 7D (非加熱範囲)

図 2.33 H400-1_RC スラブ温度

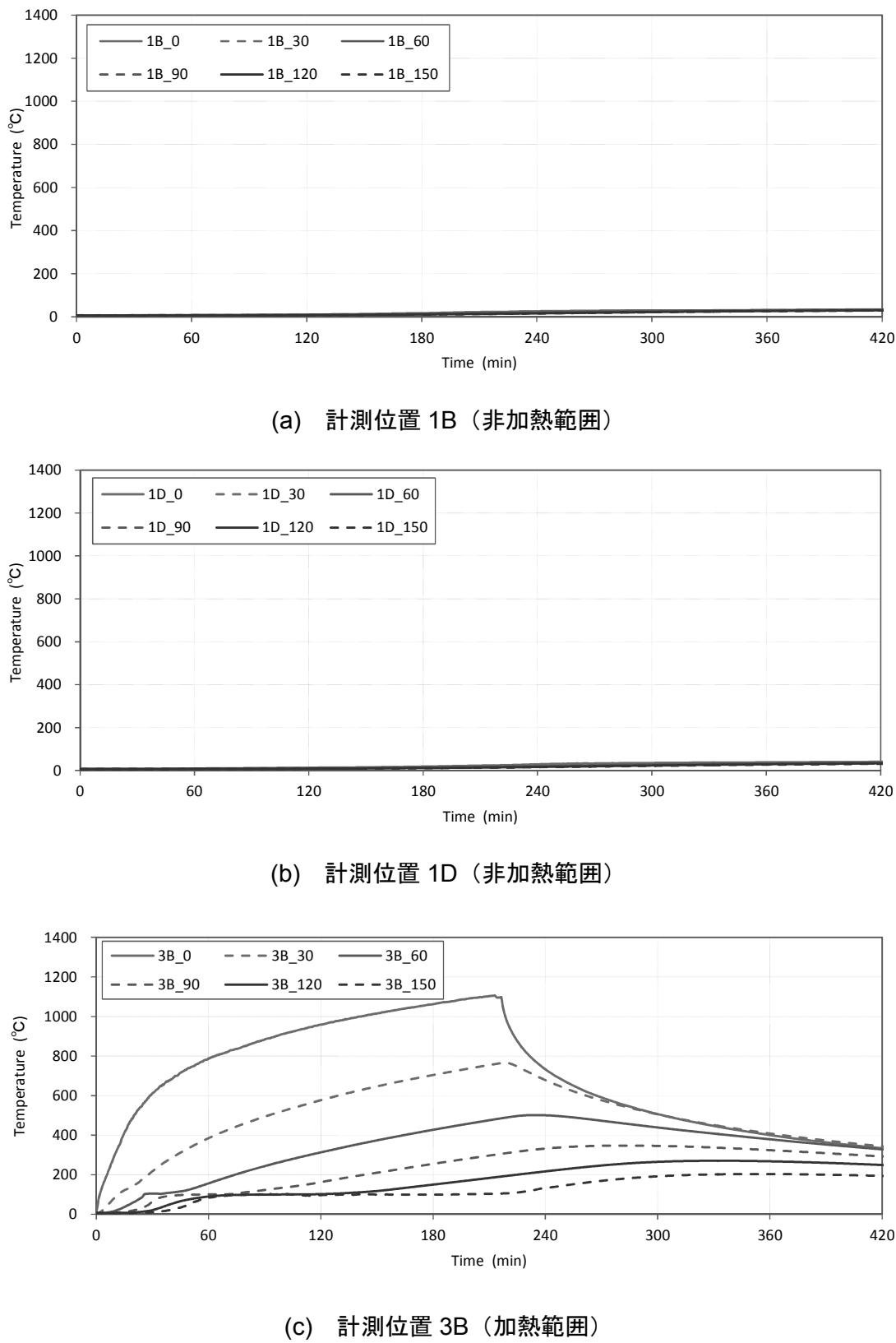


図 2.34 H400-2_RC スラブ温度 (次頁へ続く)

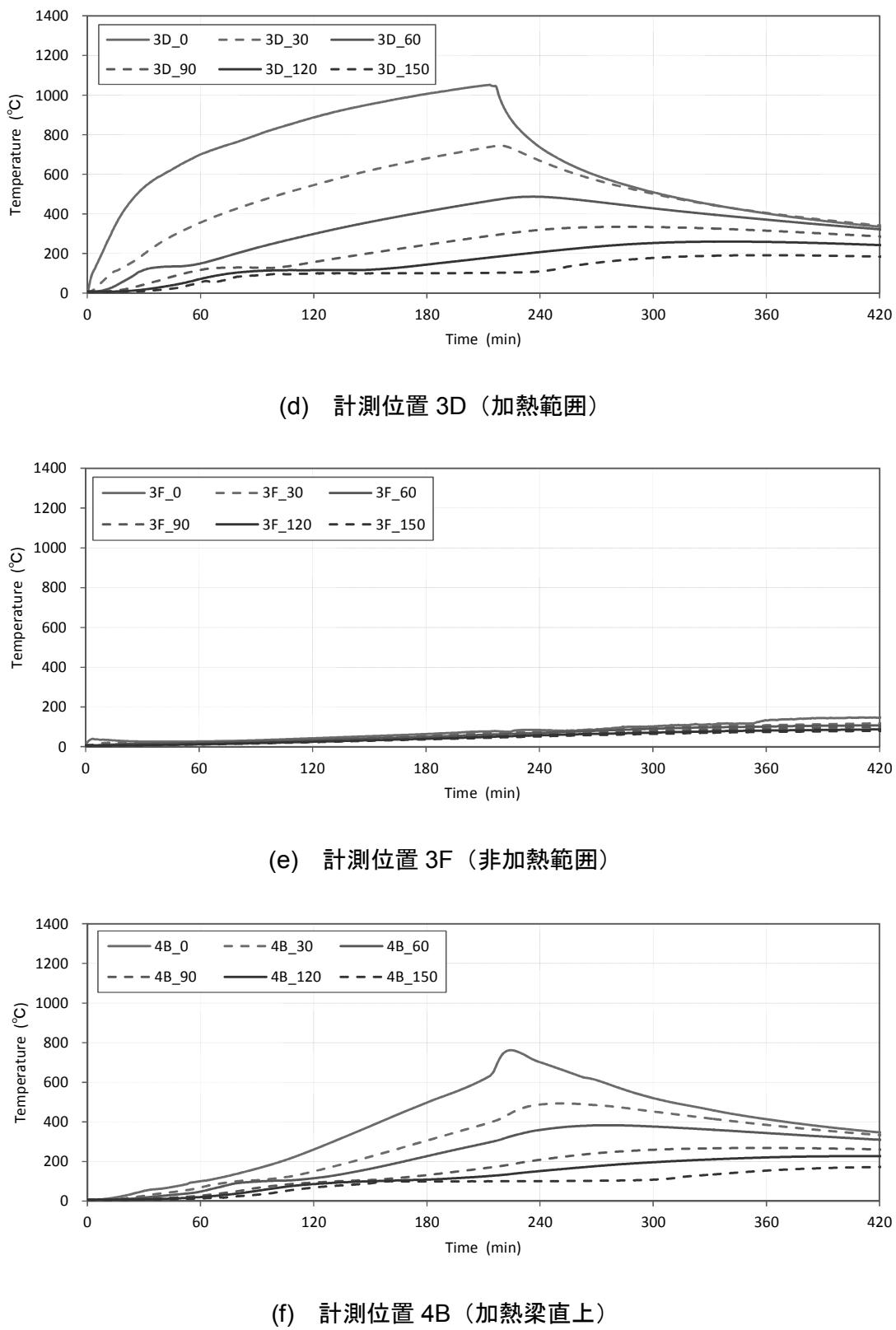
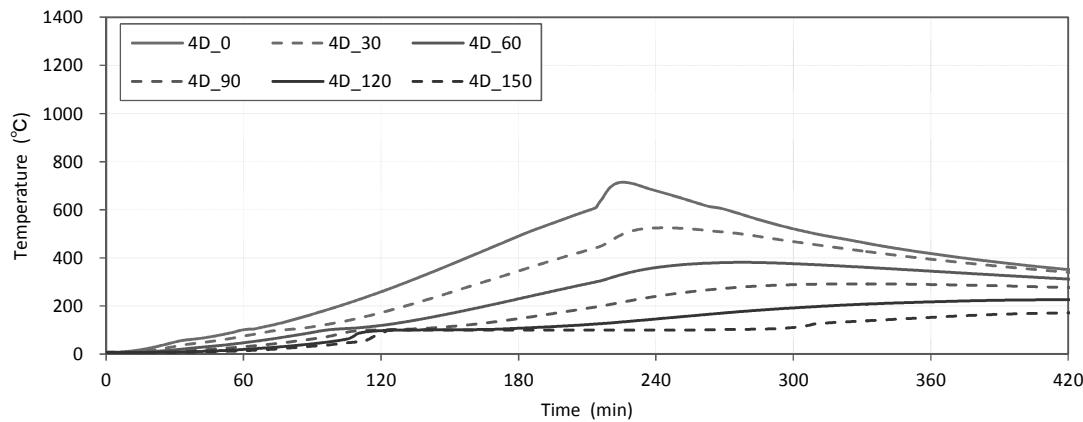
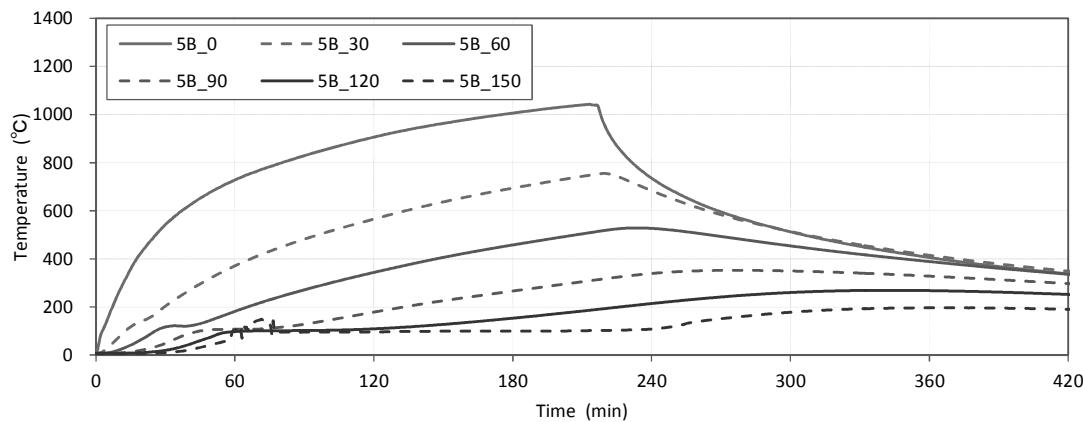


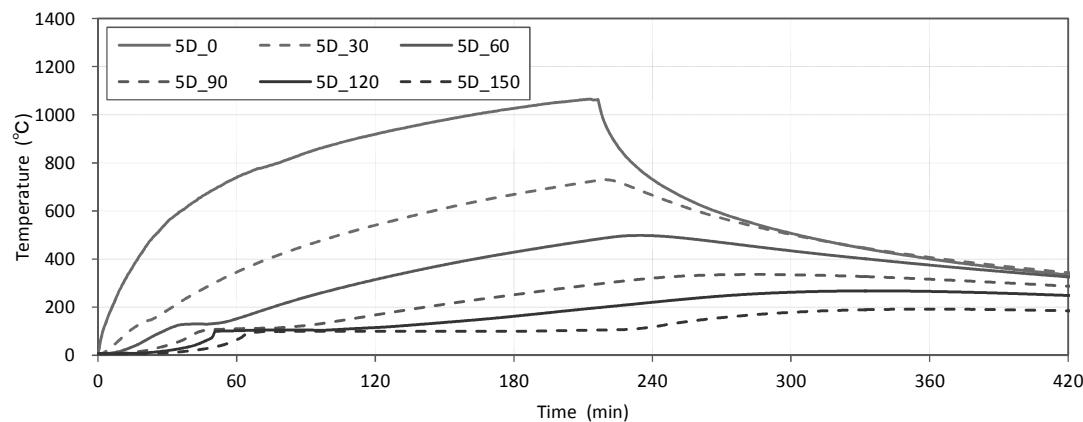
図 2.34 H400-2_RC スラブ温度 (次頁へ続く)



(g) 計測位置 4D (加熱梁直上)

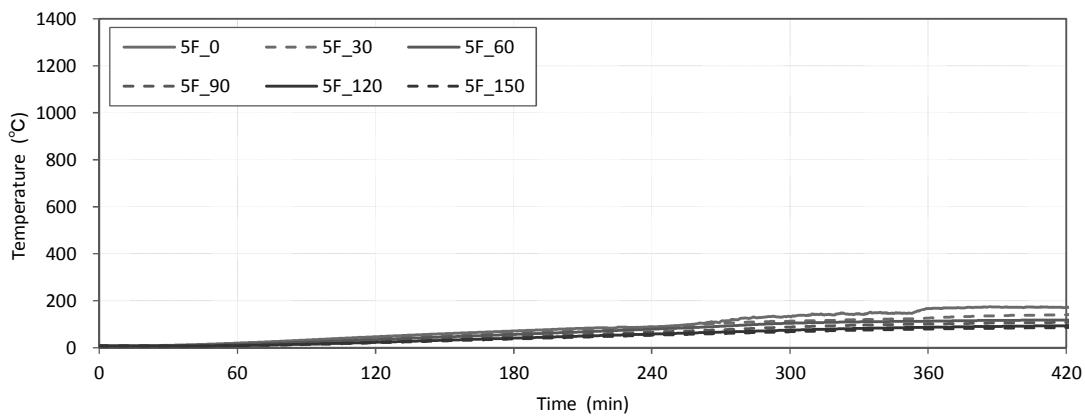


(h) 計測位置 5B (加熱範囲)

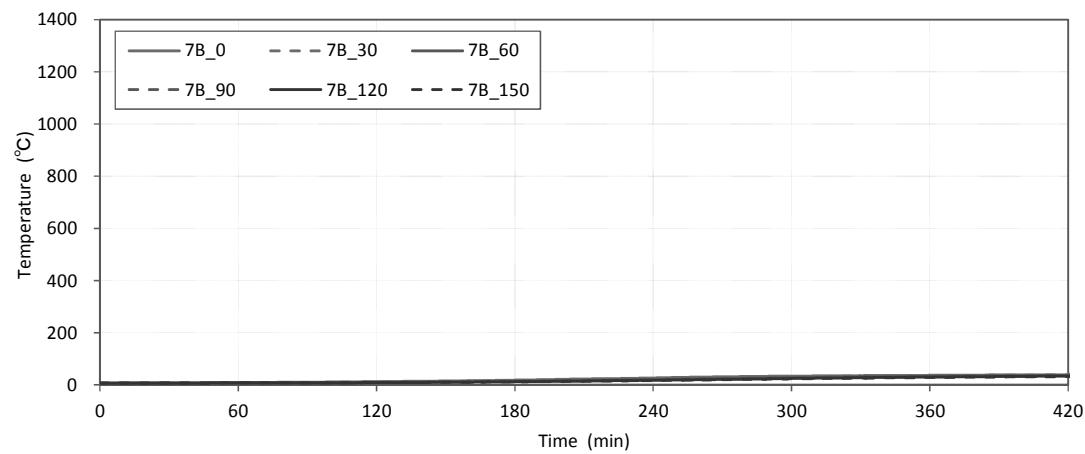


(i) 計測位置 5D (加熱範囲)

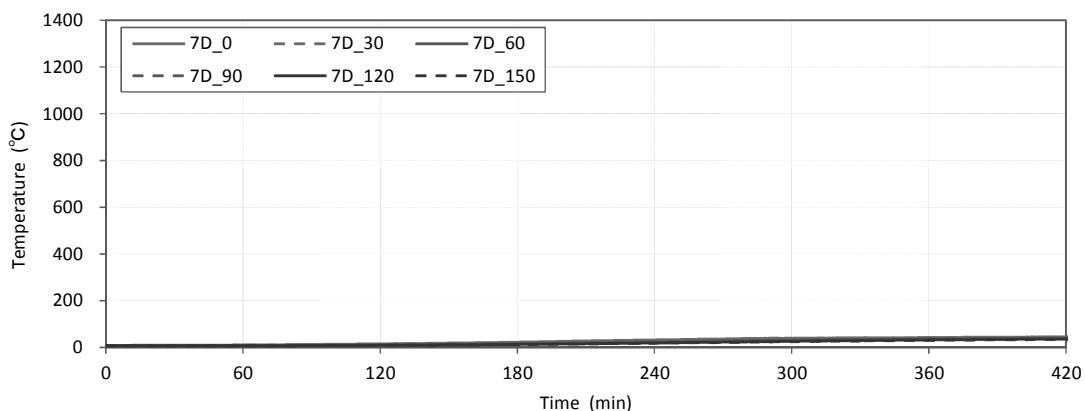
図 2.34 H400-2_RC スラブ温度 (次頁へ続く)



(j) 計測位置 5F (非加熱範囲)



(k) 計測位置 7B (非加熱範囲)



(l) 計測位置 7D (非加熱範囲)

図 2.34 H400-2_RC スラブ温度

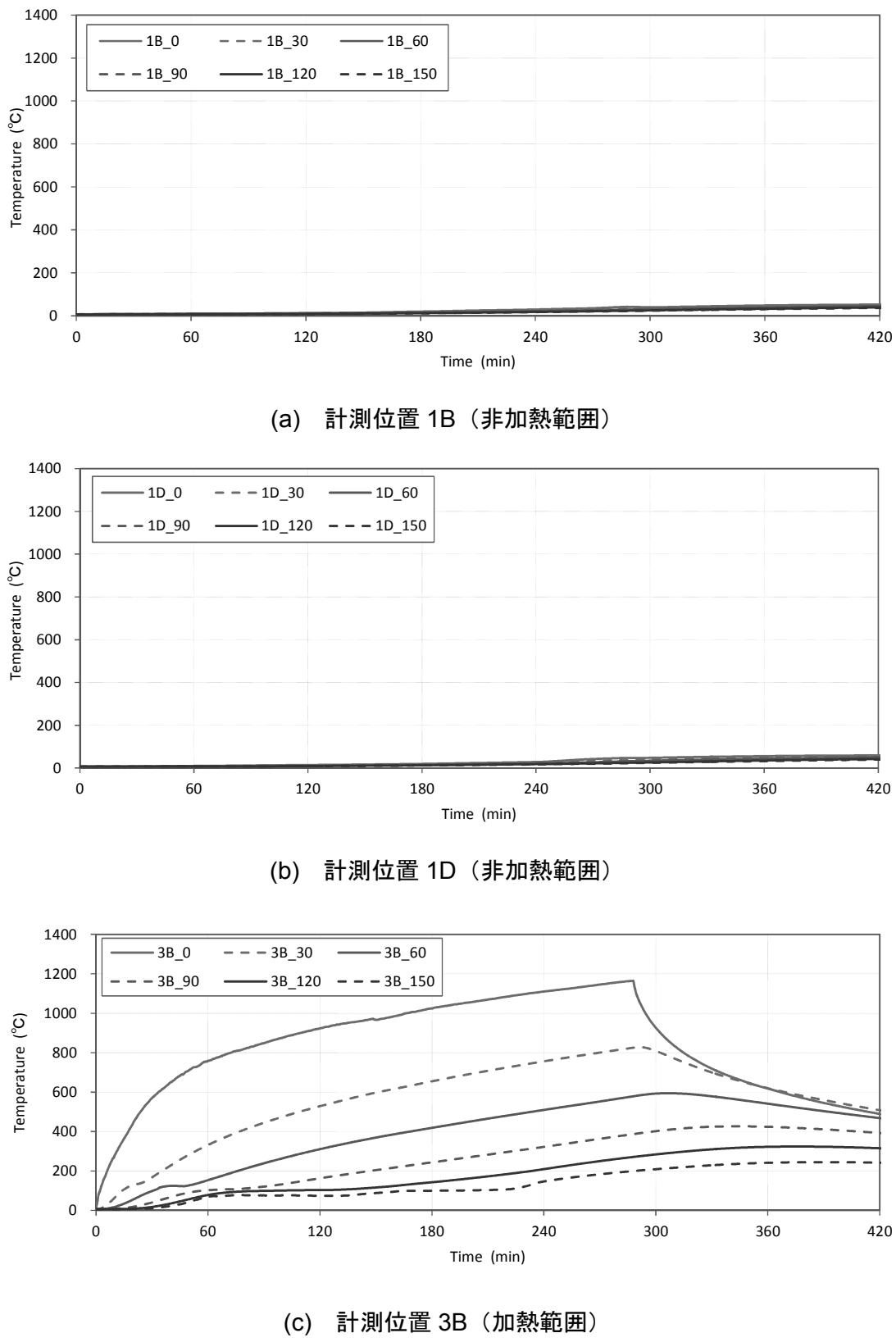


図 2.35 H600-1_RC スラブ温度 (次頁へ続く)

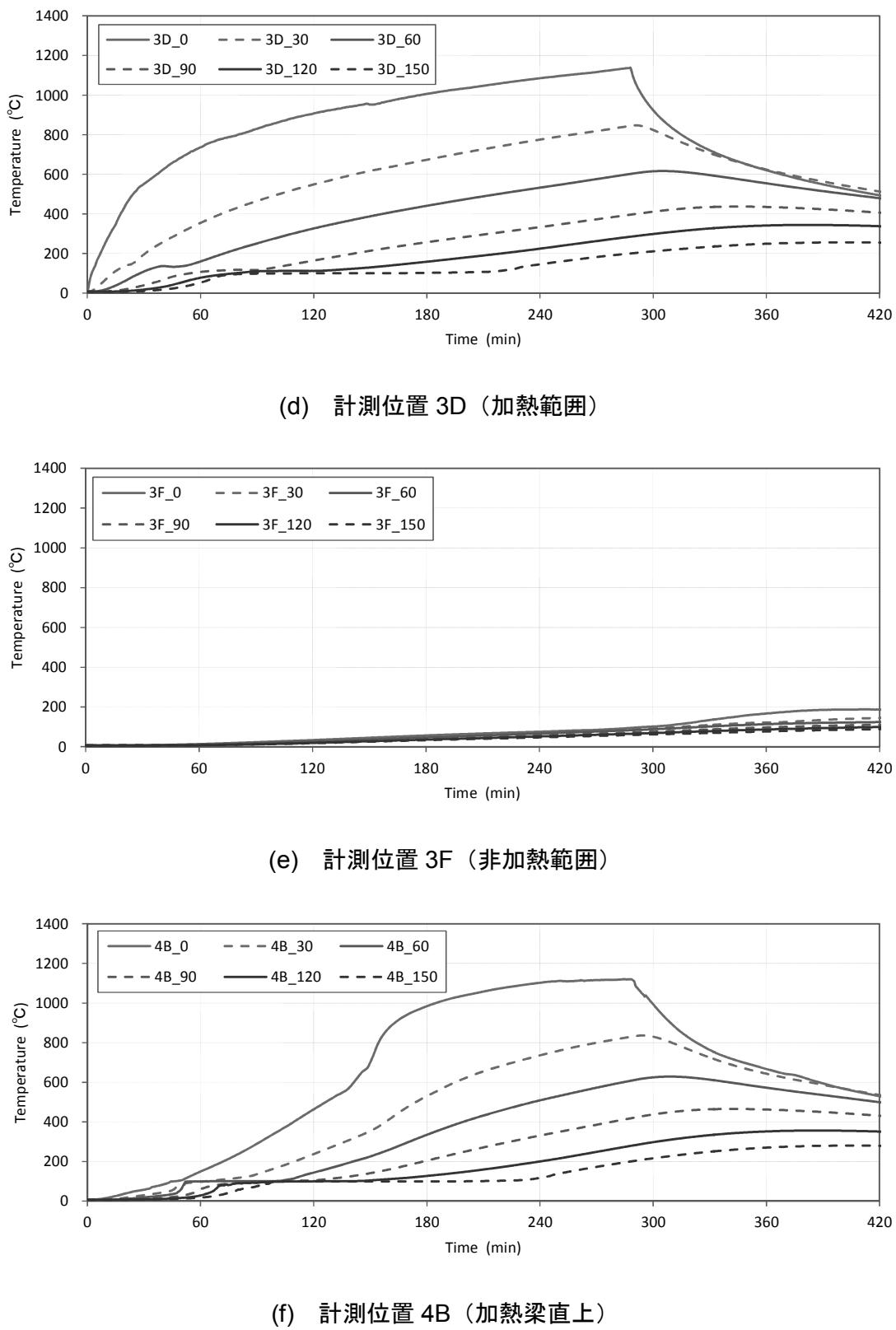
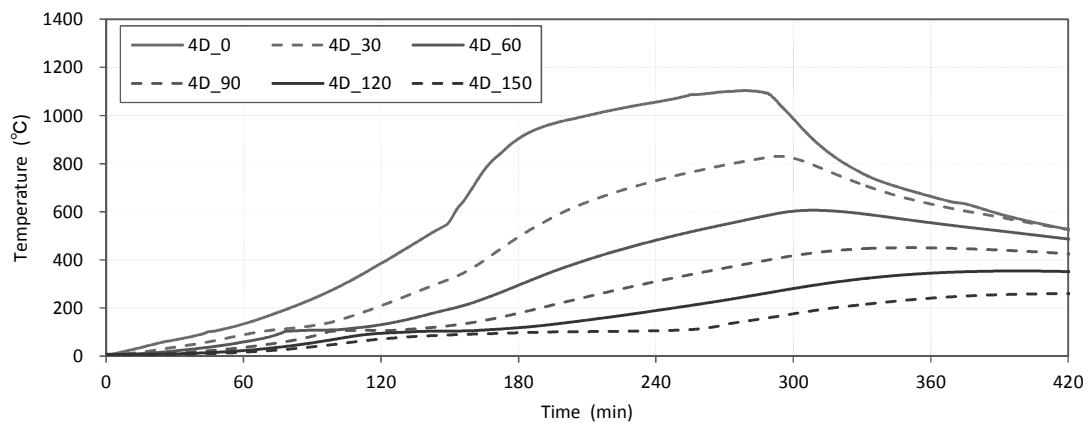
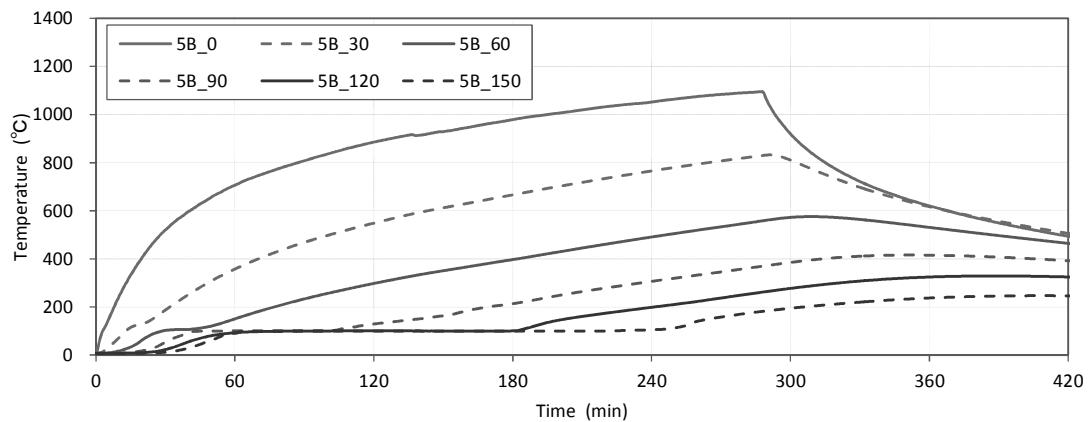


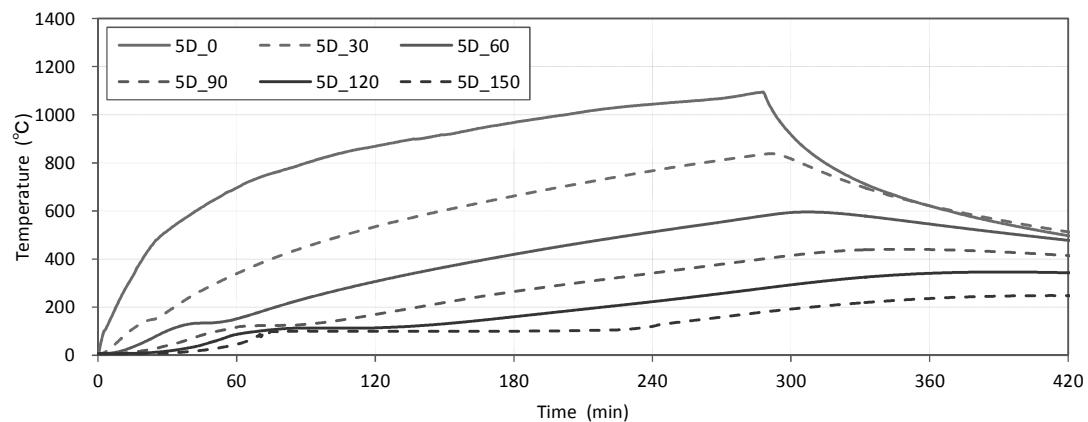
図 2.35 H600-1_RC スラブ温度 (次頁へ続く)



(g) 計測位置 4D (加熱梁直上)

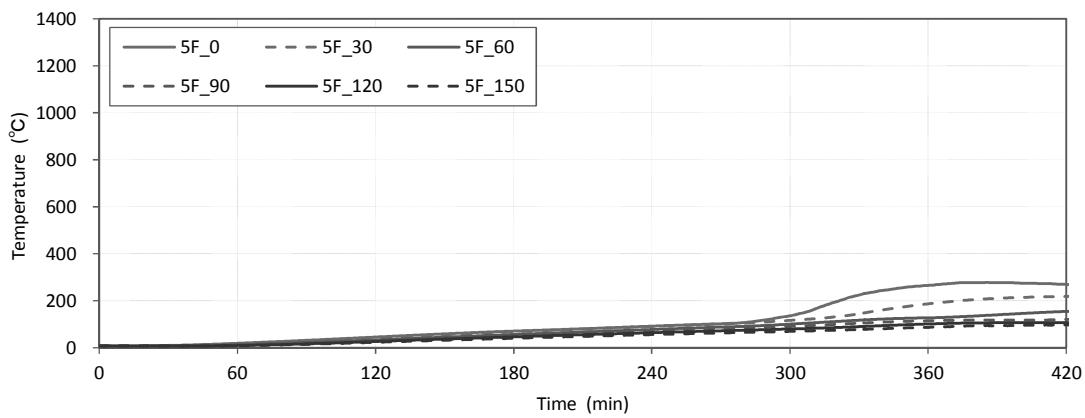


(h) 計測位置 5B (加熱範囲)

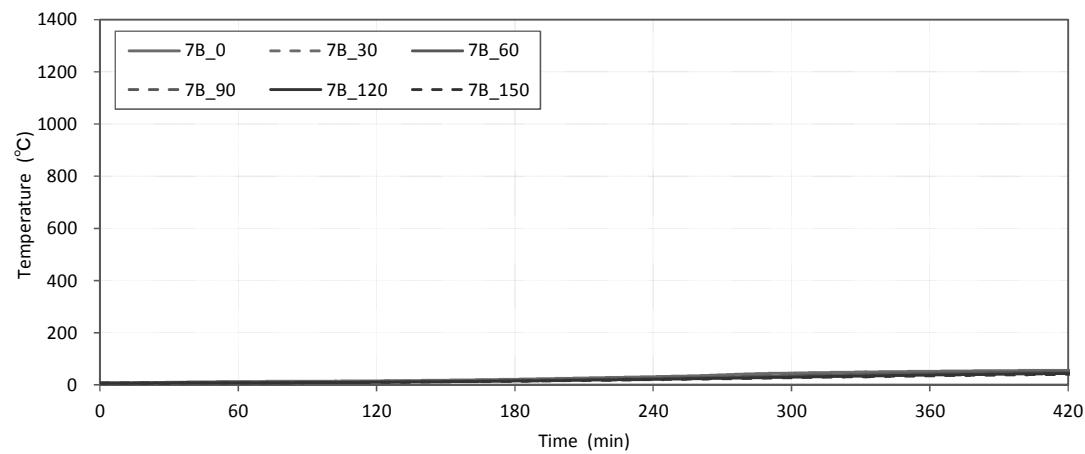


(i) 計測位置 5D (加熱範囲)

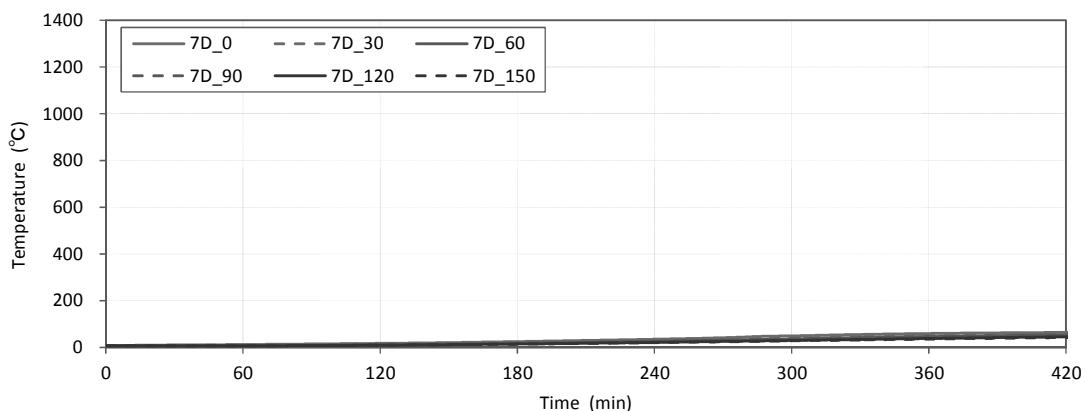
図 2.35 H600-1_RC スラブ温度温度 (次頁へ続く)



(j) 計測位置 5F (非加熱範囲)



(k) 計測位置 7B (非加熱範囲)



(l) 計測位置 7D (非加熱範囲)

図 2.35 H600-1_RC スラブ温度

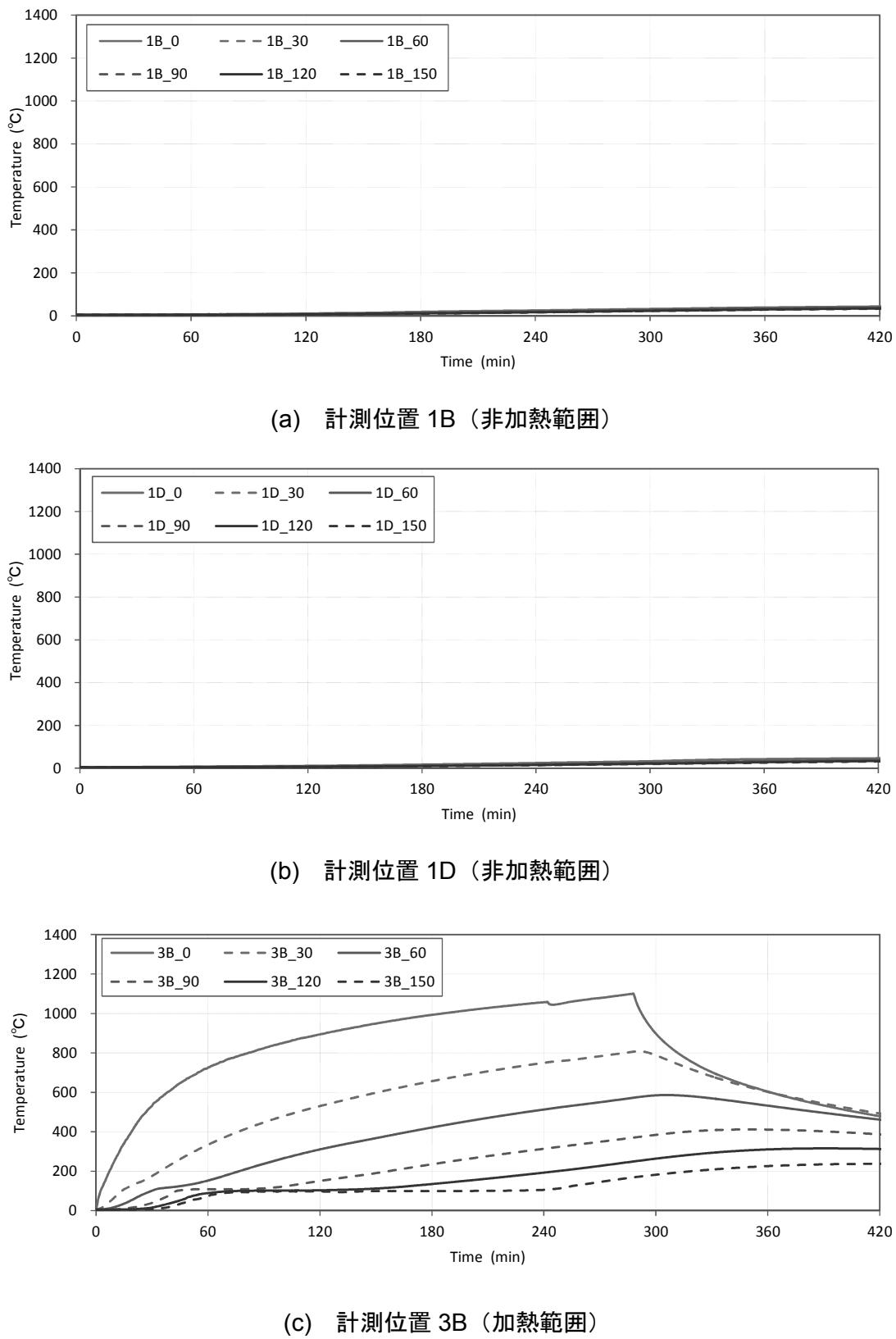


図 2.36 H600-2_RC スラブ温度 (次頁へ続く)

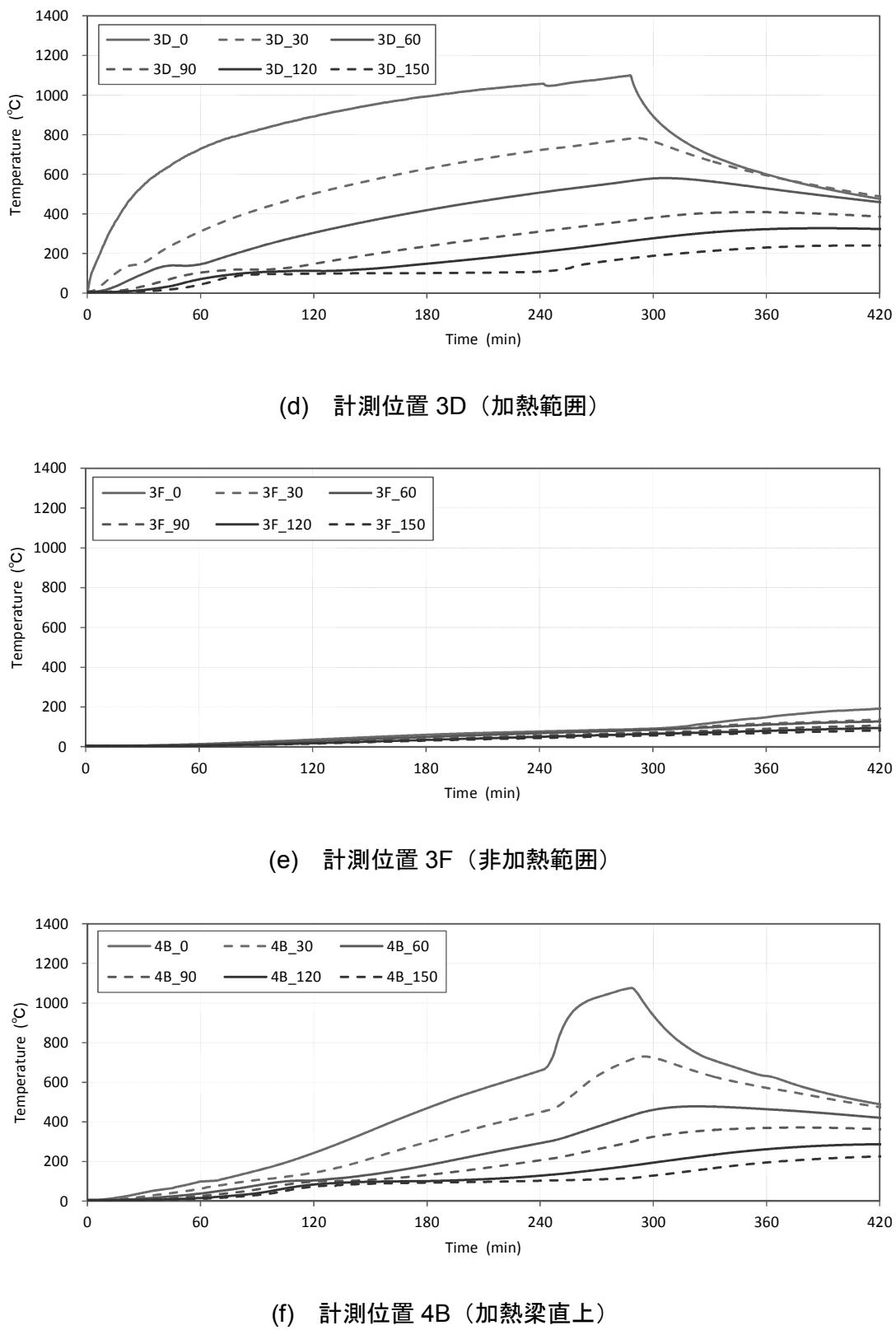
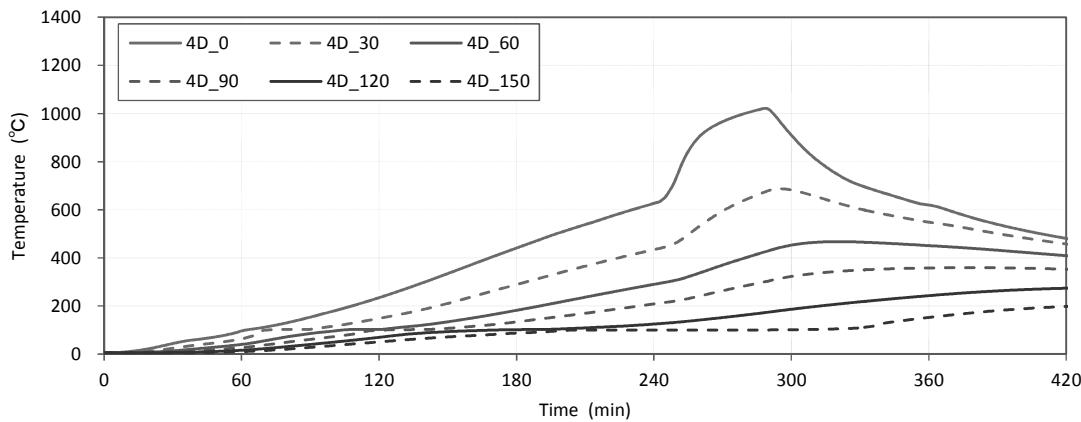
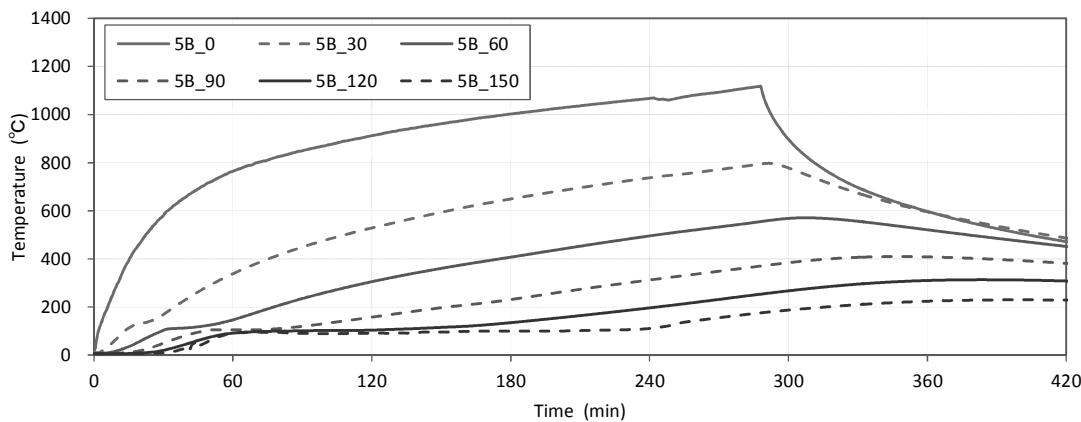


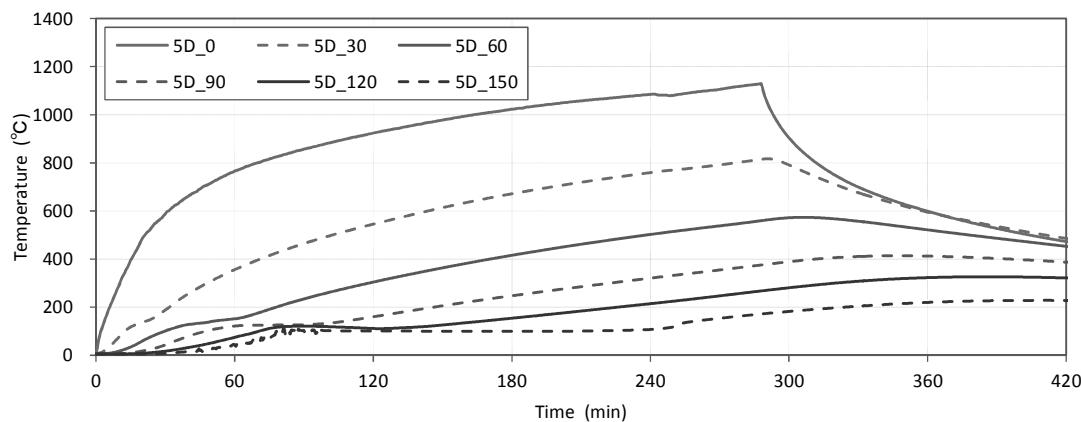
図 2.36 H600-2_RC スラブ温度 (次頁へ続く)



(g) 計測位置 4D (加熱梁直上)

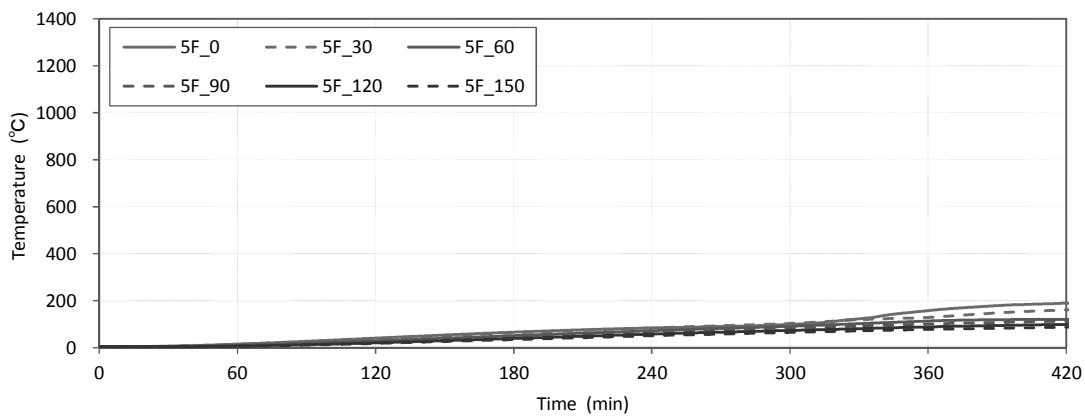


(h) 計測位置 5B (加熱範囲)

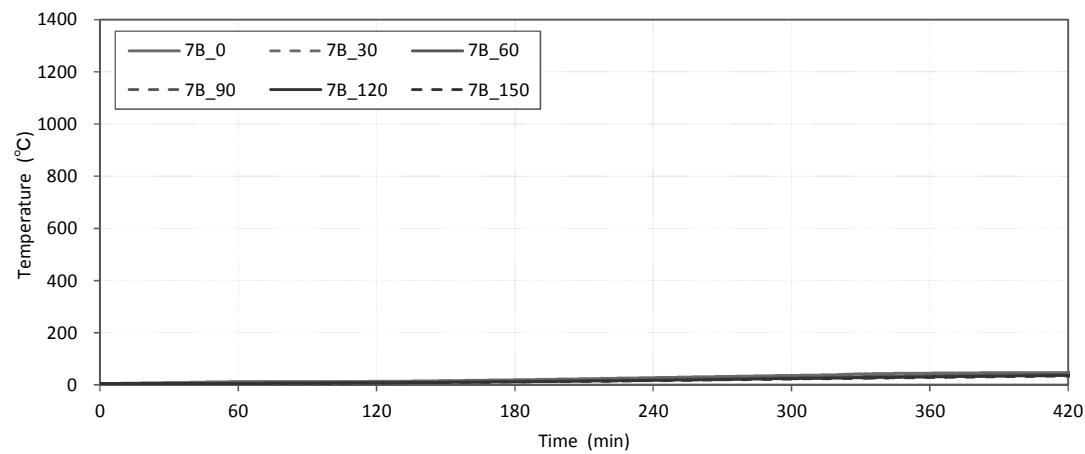


(i) 計測位置 5D (加熱範囲)

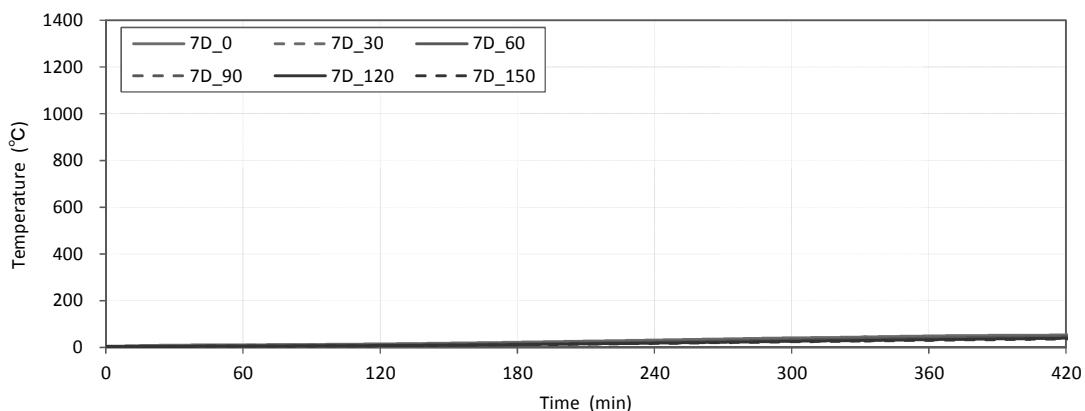
図 2.36 H600-2_RC スラブ温度 (次頁へ続く)



(j) 計測位置 5F (非加熱範囲)



(k) 計測位置 7B (非加熱範囲)



(l) 計測位置 7D (非加熱範囲)

図 2.36 H600-2_RC スラブ温度

2.6.3 加熱梁水平変位

各試験体の自由端側（A通側）で計測した加熱梁の上フランジおよびウェブ、下フランジの水平変位時間推移を図2.37に示す。加熱梁に施した耐火被覆材が1時間の耐火認定品である試験体H400-1とH600-1については、加熱初期には上フランジおよびウェブ、下フランジの水平変位に大きな差は生じていないが、加熱開始後30分程度から顕著な差が生じはじめ、その後概ね線形に変位が増大している。H400-1については、変位計測システム上の理由から比較的早い段階で加熱を終了しているが、H600-1では更に加熱が進んだ加熱開始後200分程度から下フランジにおける水平変位の増大率が鈍化している。なお、この時間は加熱梁上フランジの温度が下フランジおよびウェブと同程度の温度となる時間である。一方、耐火被覆材が2時間の耐火認定品である試験体H400-2とH600-2では、上フランジおよびウェブ、下フランジの水平変位に顕著な差が生じ始める時間は加熱開始後45分程度であり、耐火被覆材の耐火時間の違いから1時間耐火仕様の試験体よりも若干その時間は遅い。また、同じ加熱時間で比較すると、1時間耐火仕様の試験体よりも加熱梁の温度上昇が遅いため、変位量としては小さい値となっているが、各部位の水平変位に差が生じ水平変位が線形に増大した後に加熱梁上フランジの温度が下フランジ、ウェブと同程度の温度となる加熱開始後190分から210分程度の時間で水平変位の増大率が鈍化するなど、1時間耐火仕様の試験体と概ね同様の挙動を示している。

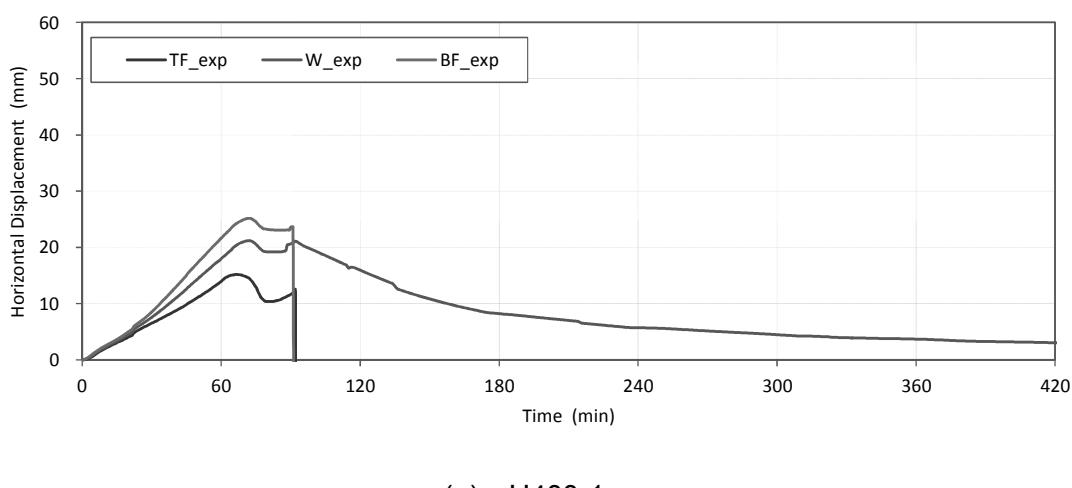


図2.37 加熱梁水平変位（次頁へ続く）

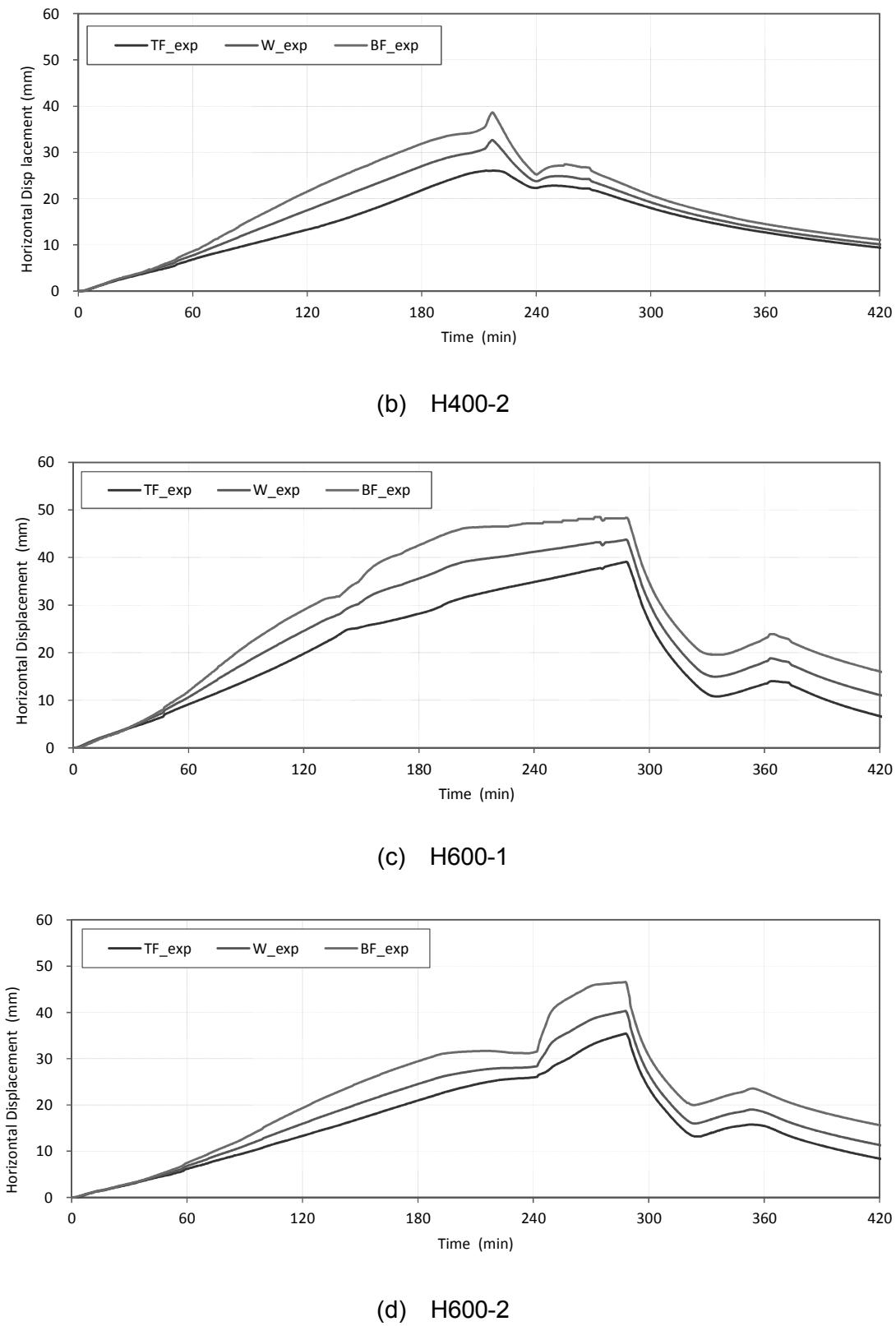


図 2.37 加熱梁水平変位

2.6.4 RC スラブ水平変位

各試験体の自由端側（A 通側）で計測した RC スラブの上端水平変位を図 2.38 に、下端水平変位を図 2.39 に示し、固定端側（F 通側）での上端水平変位計測結果を図 2.40、加熱梁に平行する 2 辺端（1 通側, 7 通側）での上端水平変位計測結果を図 2.41 に示す。なお、これらの図では試験体に対して外側へ伸び出す方向の変位を正值として記している。いずれの試験体もスラブ面内方向に拘束を受けない A 通の加熱梁伸び出しと同じ方向のスラブ水平変位は、非加熱範囲（計測位置 A_1_T, B および A_7_T, B）においては 1mm 未満の極めて小さな変位であった。加熱範囲（計測位置 A_3_T, B および A_5_T, B）と加熱梁直上位置（計測位置 A_4_T, B）の RC スラブ水平変位は、加熱開始から概ね等しい変位で推移し、加熱時間が短かった試験体 H400-1 を除いて、H400-2 および H600-2 では加熱開始後 110 分～120 分程度、H600-1 では加熱開始後 60 分程度で RC スラブ上下端とも加熱梁直上の水平変位が加熱範囲の水平変位を上回る結果となった。また、概ねこの時間から加熱範囲の水平変位の増大率が鈍化している。加熱梁直上 RC スラブのコンクリート温度が加熱範囲のコンクリート温度と比べて低いことから、加熱初期では加熱梁直上の RC スラブが加熱範囲にある周辺 RC スラブの伸び出しによって引っ張られていると推察される。加熱範囲と非加熱範囲の境界付近である計測位置 A_2_T, B および A_6_T, B については、その変位の時間推移については加熱範囲と概ね同様の挙動を示しているが、変位量としては加熱範囲における水平変位の 70%程度であった。加熱梁の伸び出し方向に対して固定端側となる F 通における加熱時間中の RC スラブ上端水平変位は、いずれの試験体も A 通より小さく、最大でも試験体 H600-1 で加熱終了時（加熱開始後 288 分）に 3.62mm であった。なお、いずれの試験体も加熱終了後も水平変位が増大しているが、これは加熱終了後も RC スラブの高温部（加熱面に近い部分）から低温部（非加熱面に近い部分）への熱伝導により RC スラブ断面内の温度上昇が継続しているためである。加熱梁の伸び出し方向に平行する 1 通および 7 通の Y 方向（加熱梁伸び出し方向に対する直交方向）RC スラブ水平変位は、加熱梁の自由端となる A 通ほど大きな変位が生じており、固定端となる F 通ほど小さな変位となっている。これは、F 通には RC スラブ固定用治具として設置した鉄骨梁が、1 通および 7 通の RC スラブ固定用鉄骨梁に接続されているのに対して、A 通には RC スラブ固定用鉄骨梁が設置されておらず、1 通および 7 通の固定用鋼製治具

の面外への倒れを含めた A 通側における試験体 Y 方向の拘束度が小さかったためである。また、これら試験体 RC スラブの加熱終了時における 1 通および 7 通の RC スラブ Y 方向変位量は、試験体 H400-1（加熱時間 72 分）では A 通計測位置 9mm 程度、C 通計測位置 4mm 程度、F 通計測位置 1mm 程度であった。試験体 H400-2（加熱時間 216 分）では、A 通計測位置 15mm 程度、C 通計測位置 6mm 程度、F 通計測位置 1mm 程度であった。加熱時間の最も長い試験体 H600-1 と H600-2（いずれも加熱時間 288 分）では、A 通計測位置 18mm 程度、C 通平均計測位置 7mm 程度、F 通計測位置 2mm 程度であった。RC スラブの加熱終了時における Y 方向水平変位は、加熱時間が長いほど大きくなっているが、同加熱時間での水平変位はいずれの試験体も概ね同程度である。

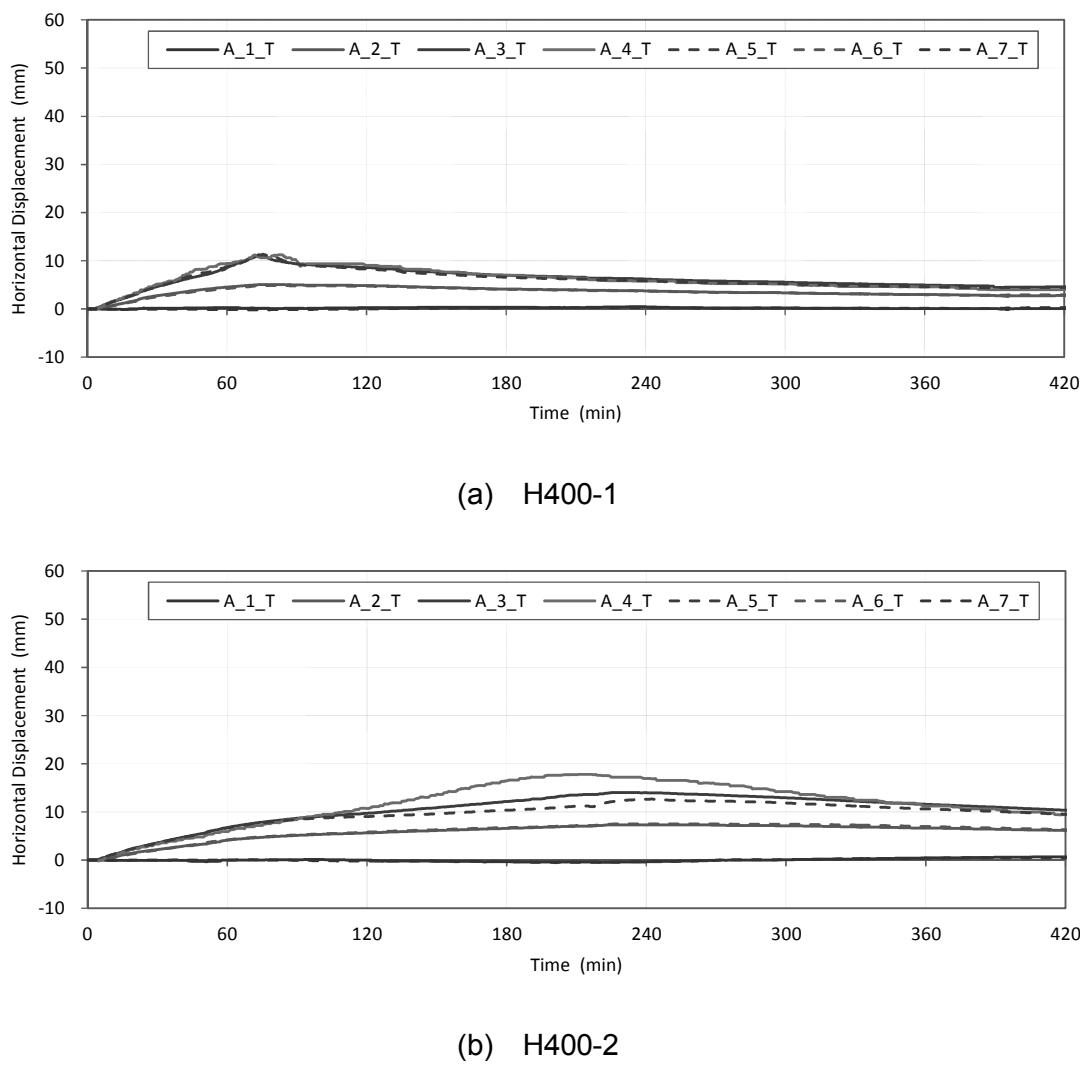
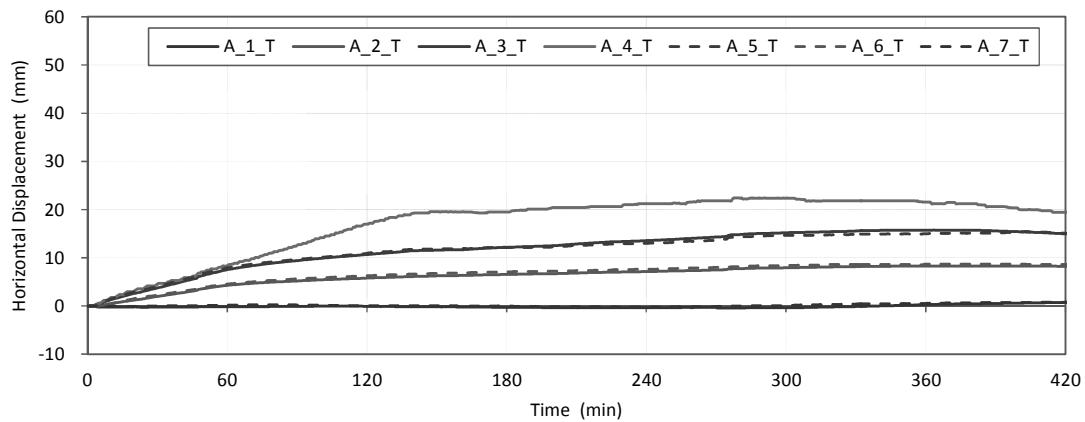
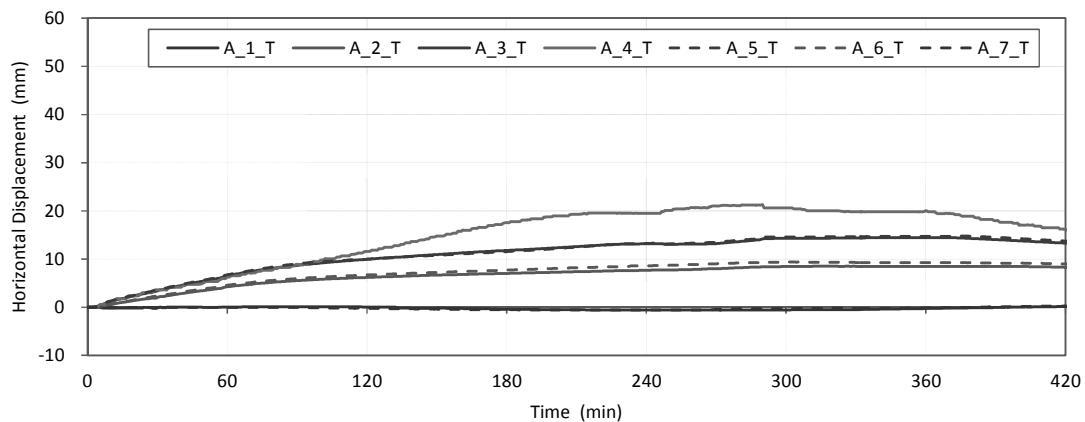


図 2.38 A 通_RC スラブ水平変位_上端（次頁へ続く）

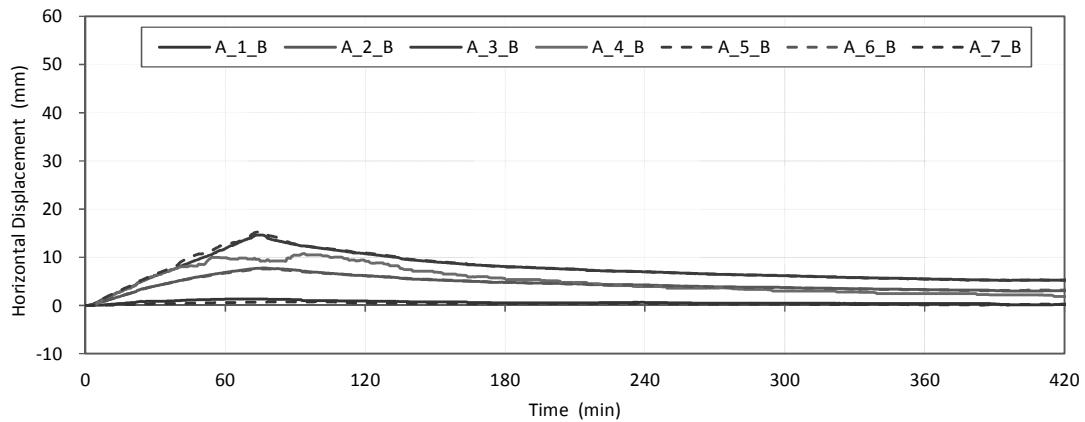


(c) H600-1



(d) H600-2

図 2.38 A 通_RC スラブ水平変位_上端



(a) H400-1

図 2.39 A 通_RC スラブ水平変位_下端（次頁へ続く）

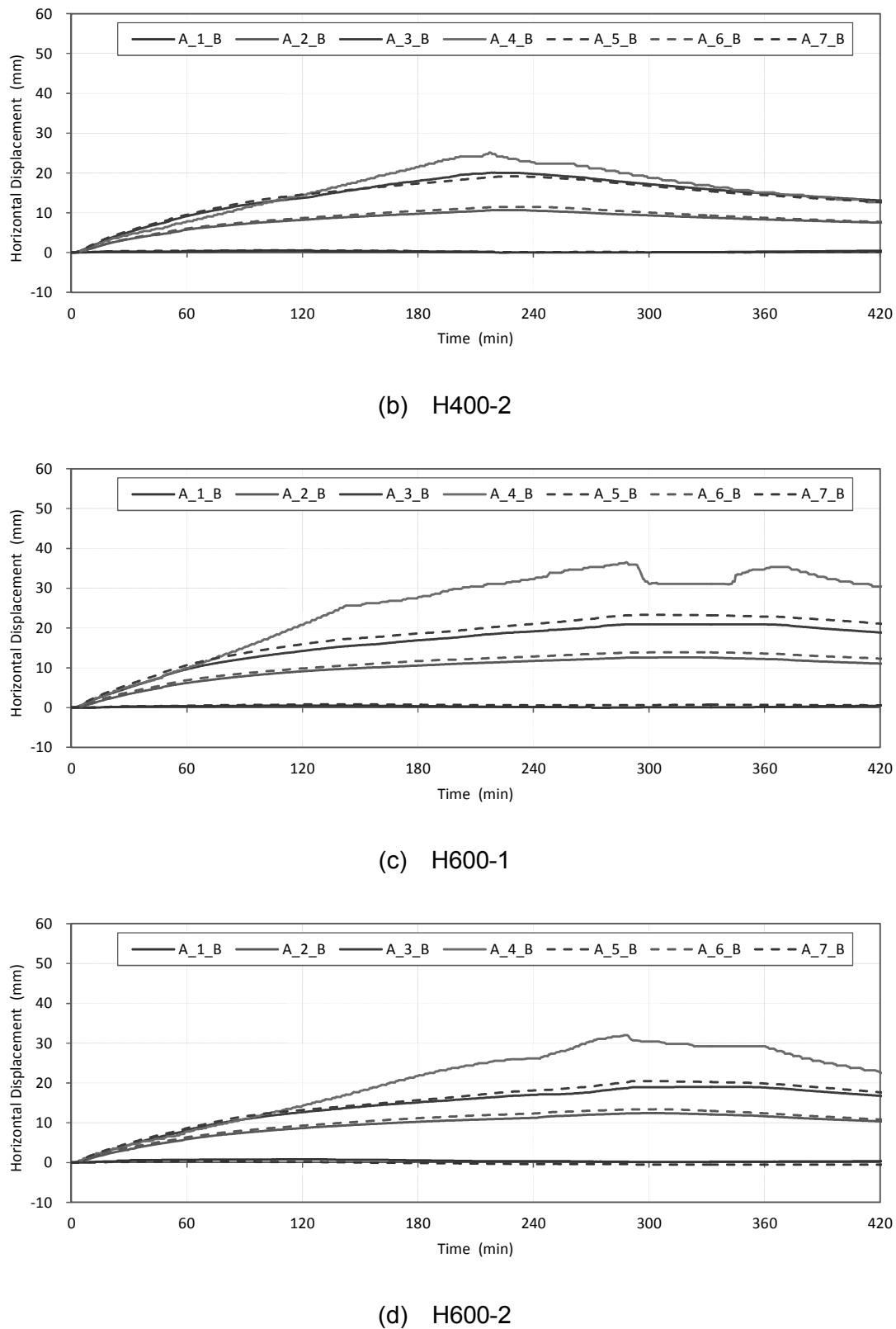


図 2.39 A 通_RC スラブ水平変位（下端）

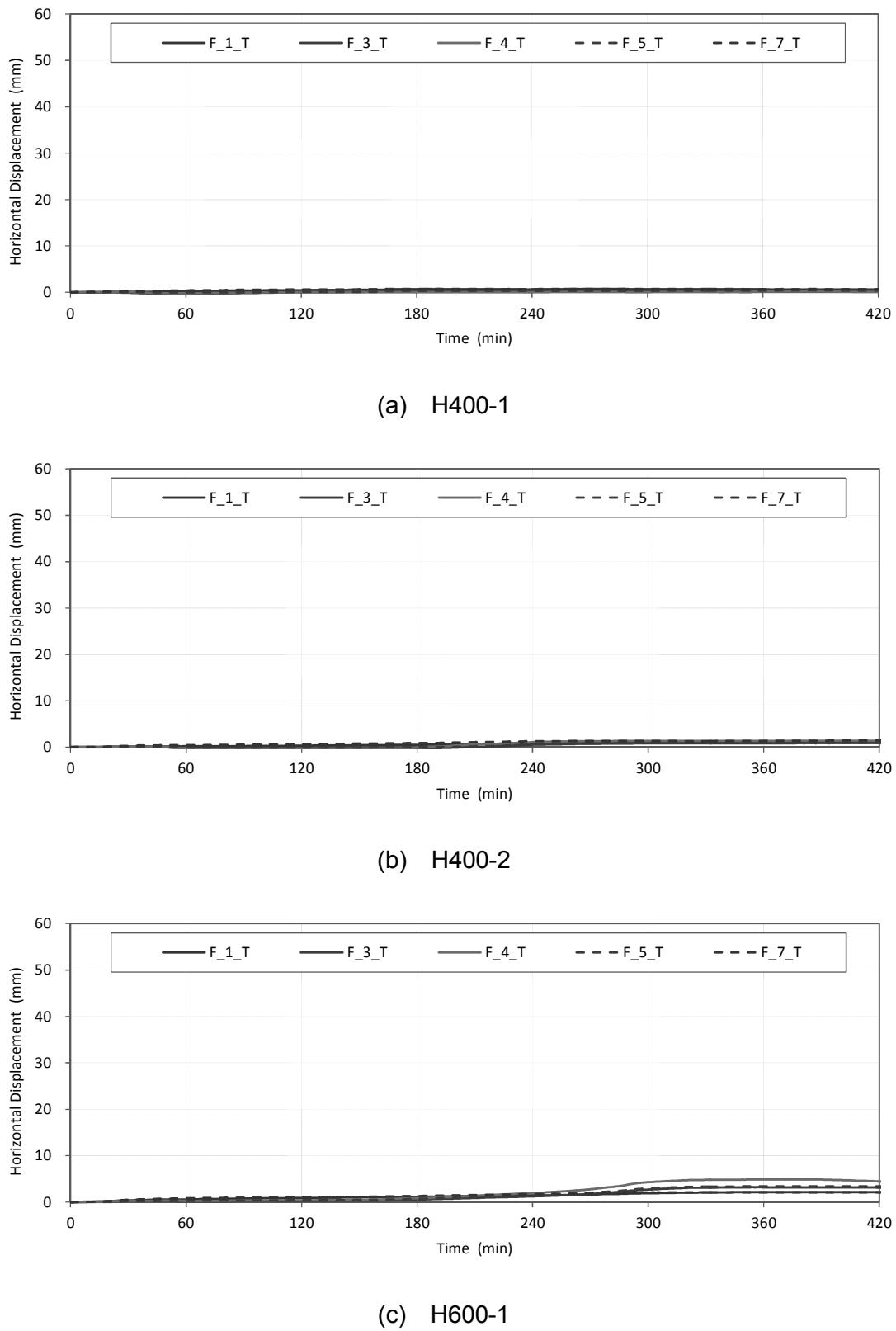
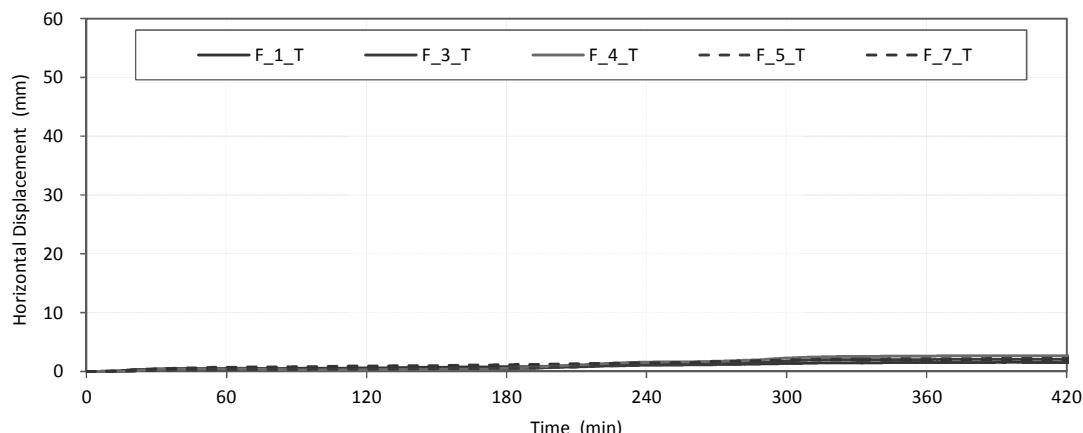
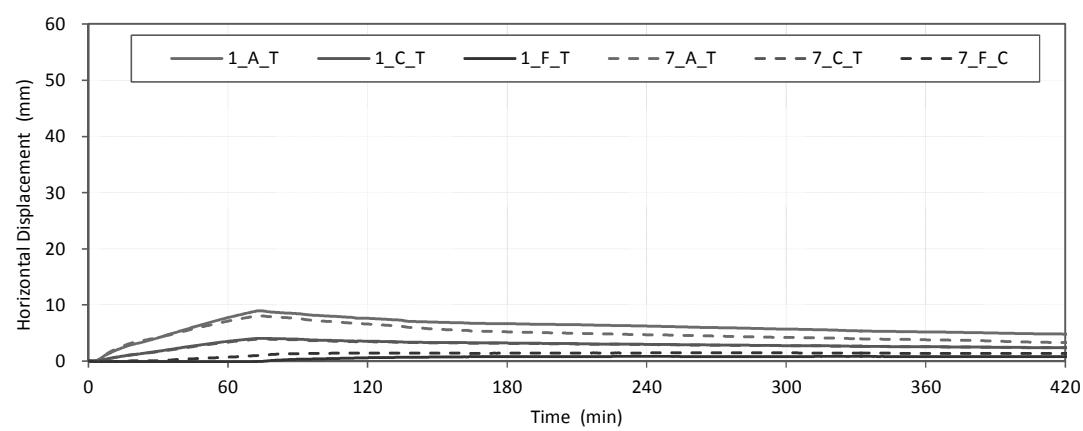


図 2.40 F 通_RC スラブ水平変位_上端 (次頁へ続く)

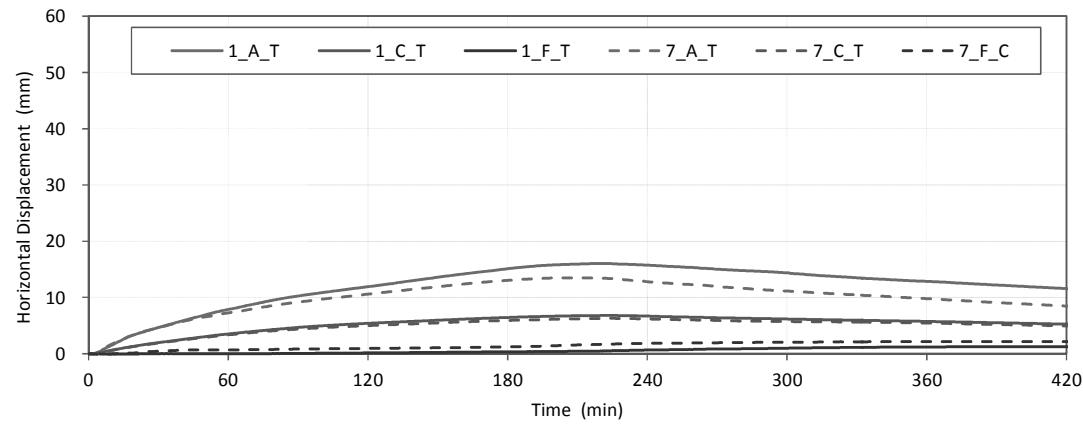


(d) H600-2

図 2.40 F 通_RC スラブ水平変位_上端

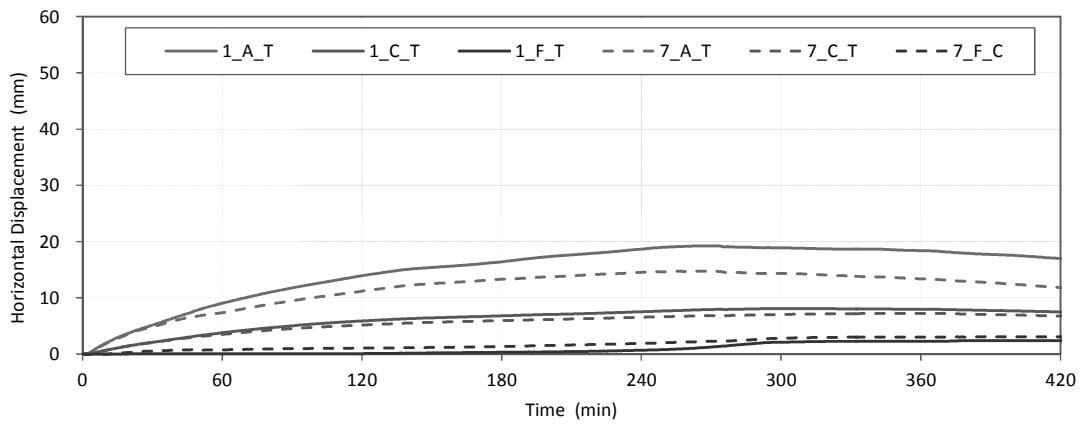


(a) H400-1

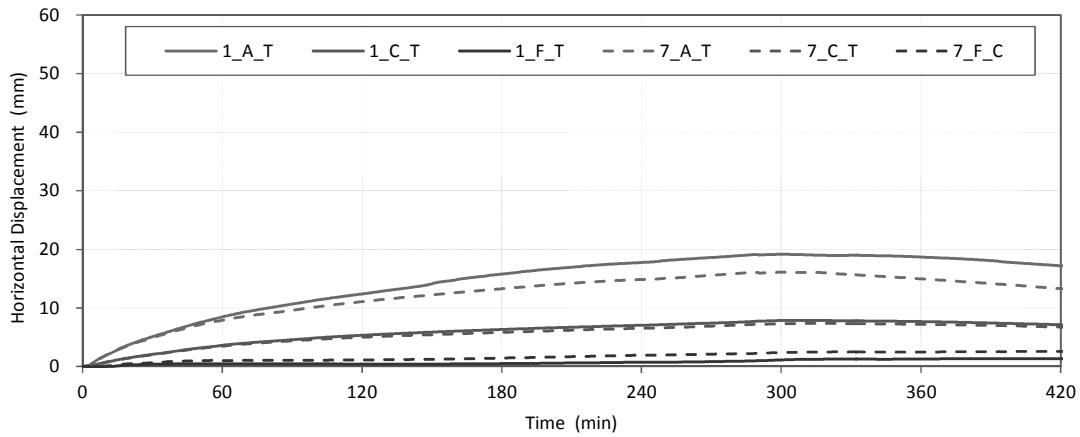


(b) H400-2

図 2.41 1 通, 7 通_RC スラブ水平変位_上端 (次頁へ続く)



(c) H600-1



(d) H600-2

図 2.41 1通, 7通_RCスラブ水平変位(上端)

2.6.5 試験体鉛直変位

各試験体の加熱梁自由端支持点の上フランジおよび試験体の加熱範囲中心軸となる C 通上の RC スラブ上端で計測した鉛直変位を図 2.42 に示す。同図では、試験体の下側（炉内側）への変位を負値、上側への変位を正値で記している。いずれの試験体も、加熱範囲にある RC スラブ中央部（計測位置 3C および 5C）では加熱開始直後から下向きの鉛直変位が徐々に増加し、 $-10\text{mm} \sim -15\text{mm}$ 程度の鉛直変位に収束している。耐火炉フレームとの接続部である計測位置 1C, 7C（いずれも非加熱範囲）では、鉛直変位量は最大でも $+1\text{mm}$ 程度であった。加熱梁の直上で試験体加熱範囲の中心部（計測位置 4C）については、加熱初期から下向きの変位（ -5mm 程度）が生じるが、加熱途中で緩やかに上向きの変位（ $+3\text{mm} \sim +5\text{mm}$ 程度）に転じ、その後再び下向きの変位へと移行する。加熱梁の自由端側支持点（計測位置 4A）は、転がりすべり支承によって支持されているため下向きの変位は生じないが、加熱途中から上向きの変位が急増し、試験体 H400-1 は加熱終了時（加熱開始後 72 分）で最大 $+42.38\text{mm}$ となり、H400-2 は加熱開始後 173 分で最大 $+36.60\text{mm}$ 、H600-1 は加熱開始後 161 分で最大 $+25.32\text{mm}$ 、H600-2 は加熱開始後 191 分で $+22.20\text{mm}$ に達した後に加熱途中に緩やかに負値へと移行している。加熱梁の鉛直方向の変形性状（たわみ形状）としては、加熱梁中央部（計測位置 4C）の鉛直変位は時間によってその正負が交番するが、加熱梁自由端（計測位置 4A）の鉛直変位は常に正値であり、その絶対値が加熱梁中央部の鉛直変位よりも大きいことから加熱時間中において加熱梁は常に下向き（耐火炉内）に湾曲する単曲率に近いたわみ形状となっていたことが窺える。

一般的に、床や梁などの部材で火災加熱による断面内温度分布が不均一となる部材は、その断面内で温度が高い側に湾曲することが知られている[9,10]。また、鉛直荷重を支持する床や梁が火災加熱を受けると、温度上昇によって材のヤング係数の低下するため曲げ剛性などの部材剛性が低下し鉛直変位が増大する傾向にある。試験体に生じた鉛直変位（たわみ）は、これら断面内温度分布の不均一性と梁および RC スラブの曲げ剛性の低下が複合的に影響したために生じたものである。試験体では外力としての鉛直荷重は載荷しておらず鉛直方向の荷重としては自重のみであるが、実建物では床スラブ上の積載荷重や仕上げ荷重によってこの鉛直変位は更に増大すると考えられる。

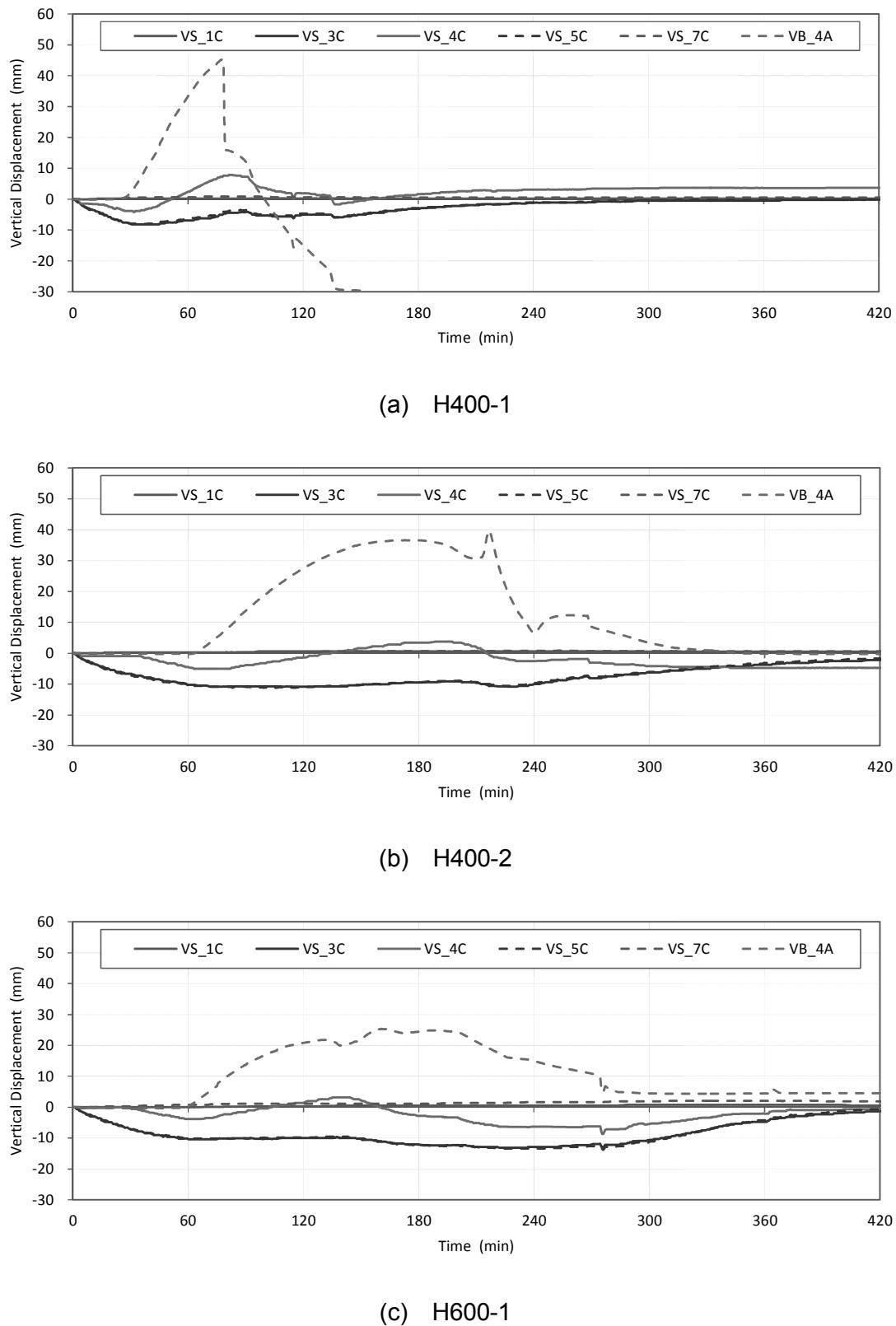
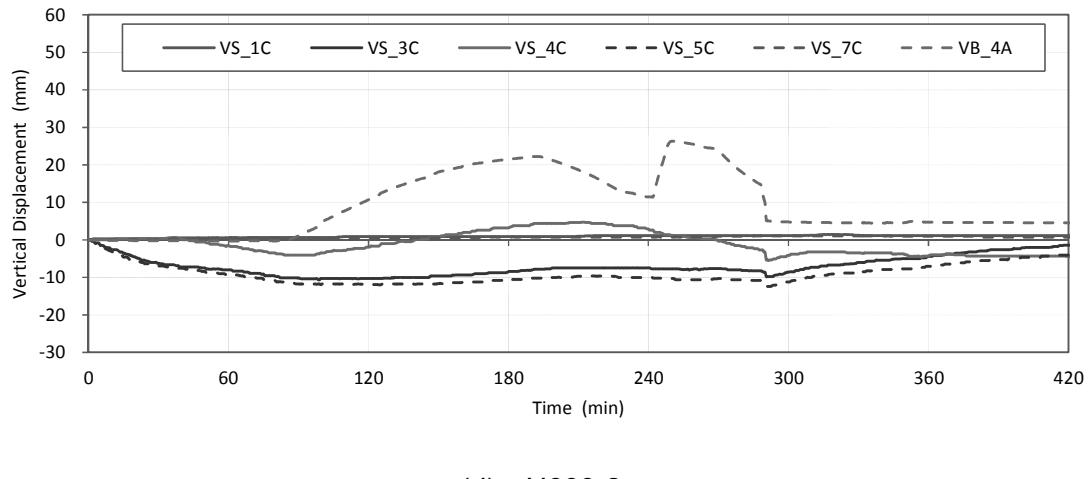


図 2.42 試験体鉛直変位（次頁へ続く）



(d) H600-2

図 2.42 試験体鉛直変位

2.6.6 加熱梁ひずみ

加熱梁の上フランジおよびウェブ、下フランジにおけるひずみ計測結果を図 2.43~図 2.45 に示す。なお、これらの図では引張ひずみを正值で記し、圧縮ひずみを負値で記している。また、計測に用いたひずみゲージ (FLK-2-11 : (株)東京測器研究所) は温度補償範囲の上限が 80°Cかつひずみ限界 5%であるため、非加熱部である計測位置 A を除いては計測値が異常値を示すまでの表記としている。加熱梁の自由端(計測位置 A)ではウェブに引張ひずみが生じており、加熱終了時に試験体 H400-1 で 0.02%程度、試験体 H400-2 と H600-2 で 0.03%程度、試験体 H600-1 で 0.04%程度であった。加熱梁中央部 (計測位置 C) については、いずれの試験体も加熱開始後 30 分~60 分で計測不能 (ひずみ計測値が異常値) となつたが、計測中のひずみの定性的な挙動としては加熱開始直後から上フランジには引張ひずみが生じ、そのひずみは 0.03%~0.05%程度に収束した後計測限界を超えるひずみとなつた。ウェブおよび下フランジについては、試験体 H400-1 を除くと加熱開始直後に引張ひずみが生じるが、加熱時間の経過とともにそのひずみは緩やかに減少し (試験体 H600 シリーズのウェブでは、ひずみそのものは小さいが圧縮側に転じている。), その後再び引張ひずみが急増している。試験体 H400-1 では、下フランジの挙動は他の試験体と概ね同じ挙動を示しているが、ウェブについては加熱初期から圧縮側のひずみが 0.05%程度まで急増し、加熱開始後 10 分程度で引張側のひずみに線形的に急転している。加熱梁の固定端であり加熱範囲と非加熱範囲の境界

付近でもある計測位置 F については、試験体によって時間は異なるが加熱初期から一定の時間はひずみに大きな変化は生じなかった。その後の固定端（計測位置 F）でのひずみの挙動としては、H400-1 では加熱開始後 30 分程度で下フランジおよびウェブに圧縮ひずみが生じ（加熱終了直前に下フランジにも圧縮ひずみが生じ始めている。），H400-2 では加熱開始後 120 分程度で上フランジおよびウェブに圧縮ひずみが生じ、下フランジには引張ひずみが生じている。H600 シリーズについては、H600-1 では加熱開始後 90 分程度、H600-2 では加熱開始後 110 分程度で全断面に圧縮ひずみが生じ、H600-1 は圧縮側でひずみゲージの計測限界を超過したが、H600-2 では下フランジおよびウェブのひずみが再び引張側へ転じる挙動を示している。これらのひずみ計測結果から、加熱梁の自由端には大きな応力や熱膨張が生じず、加熱梁中央付近では加熱開始後 30 分から 60 分程度の時間帯で加熱梁の上フランジが外的的作用によって引っ張られ、試験体によってその時間は異なるが、加熱がある程度進行した時間から固定端側に圧縮軸力が生じていることが定性的ではあるが推察される。なお、これらひずみの計測値には鋼材の温度上昇による熱膨張ひずみが含まれる。

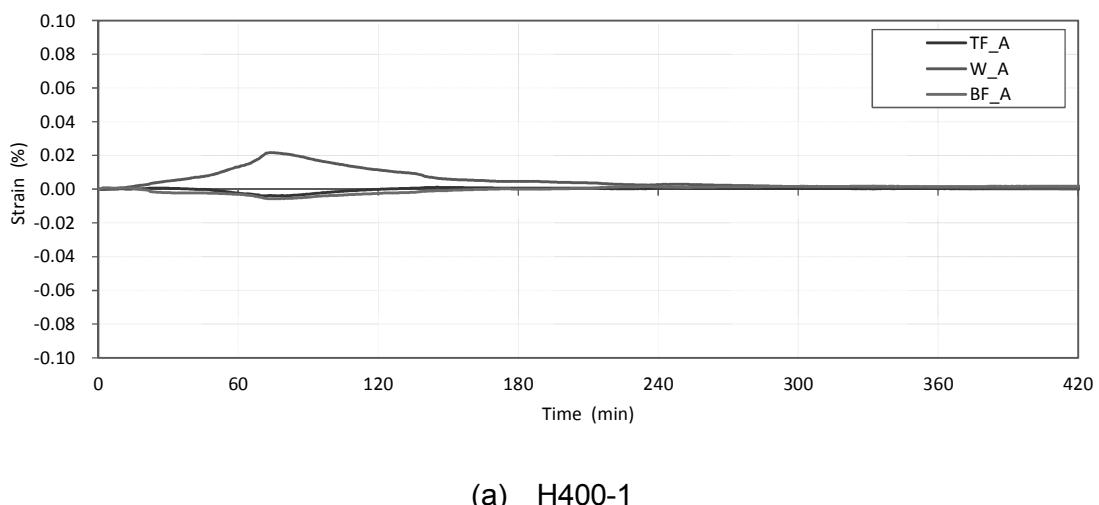


図 2.43 A 通端_加熱梁ひずみ（次頁へ続く）

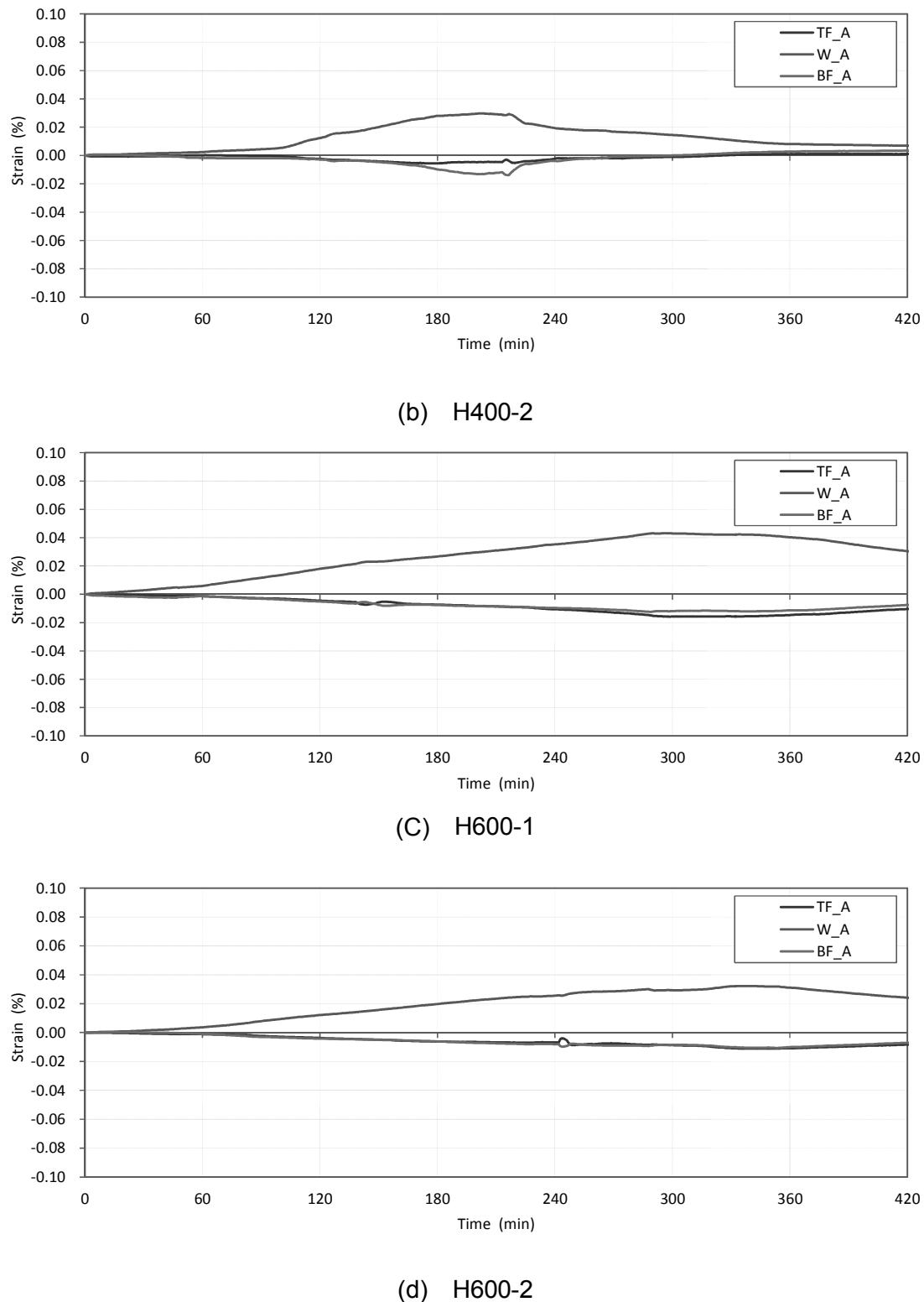


図 2.43 A 通端_加熱梁ひずみ

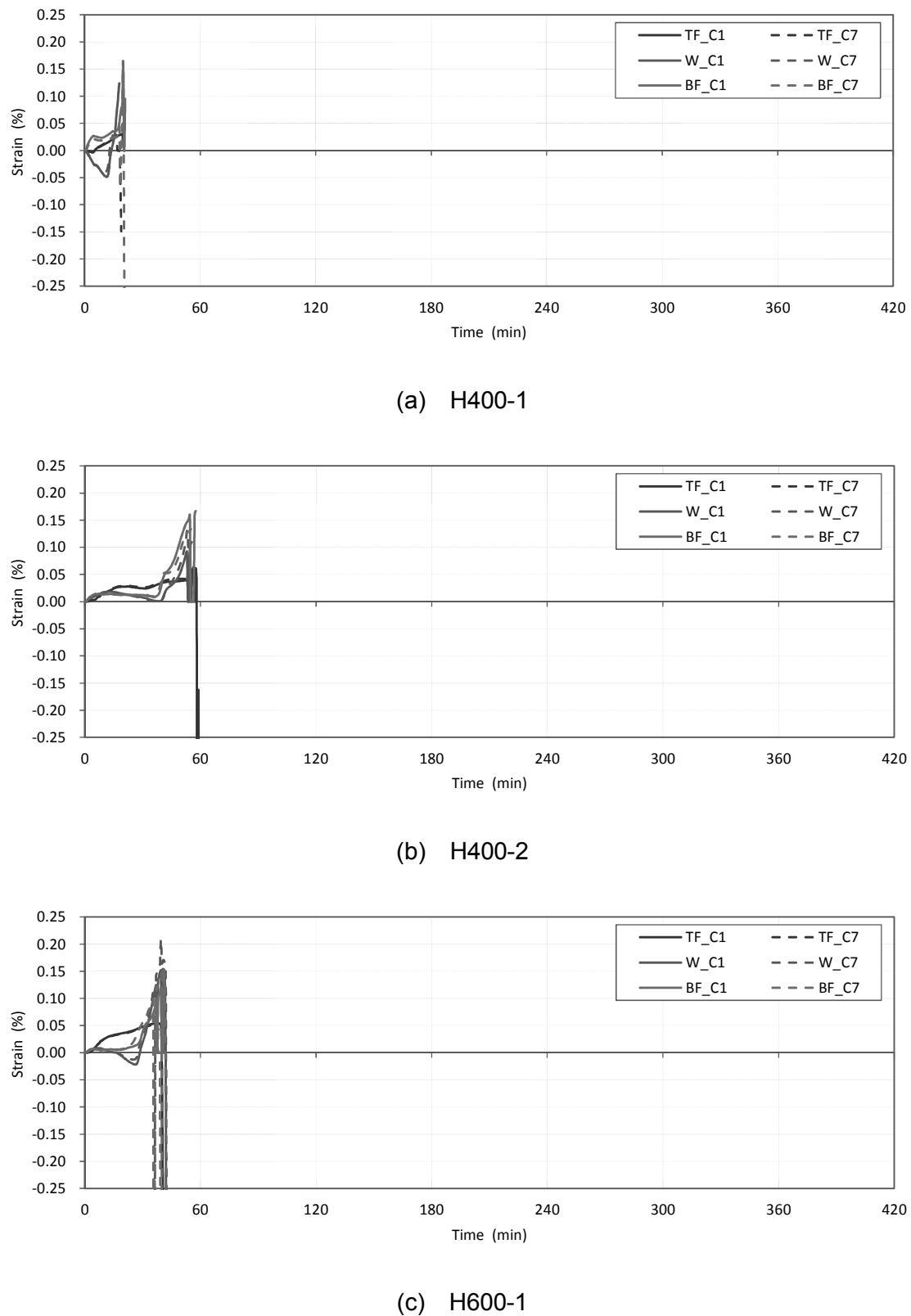
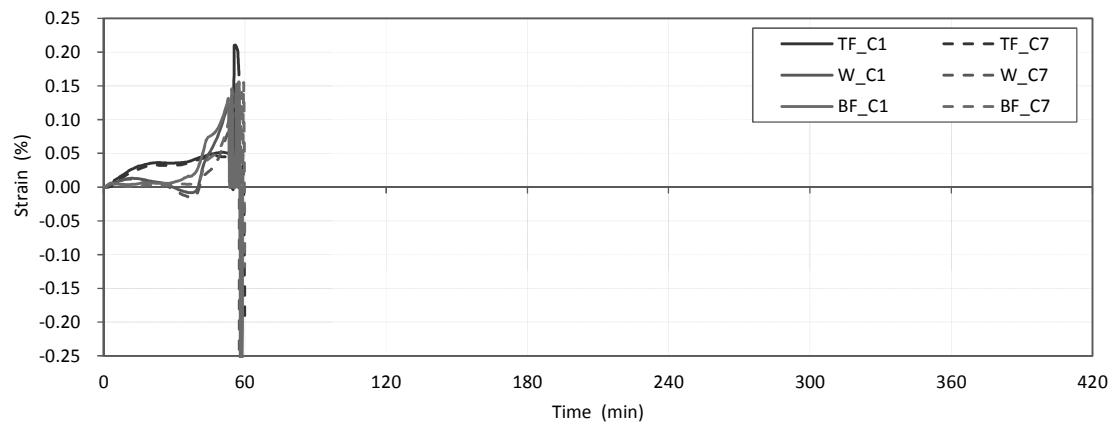
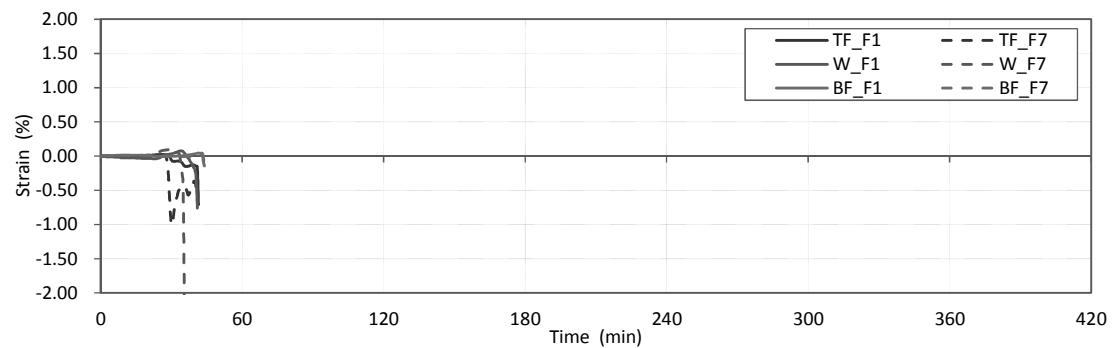


図 2.44 C 通_加熱染ひずみ (次頁へ続く)

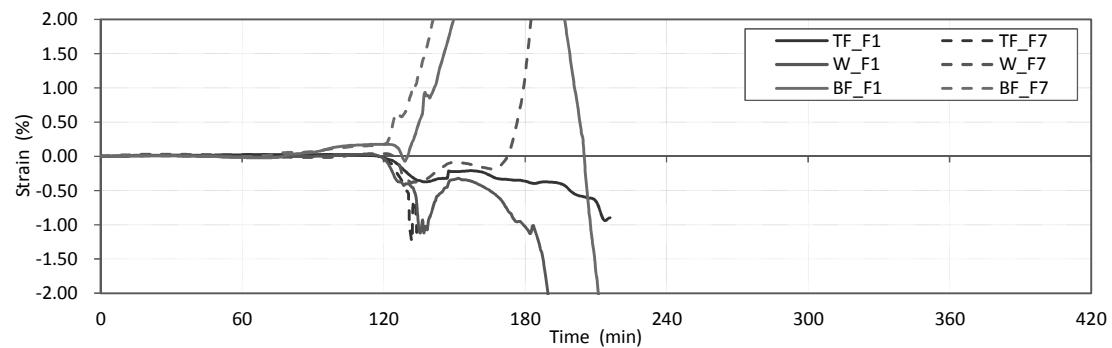


(d) H600-2

図 2.44 C 通_加熱梁ひずみ

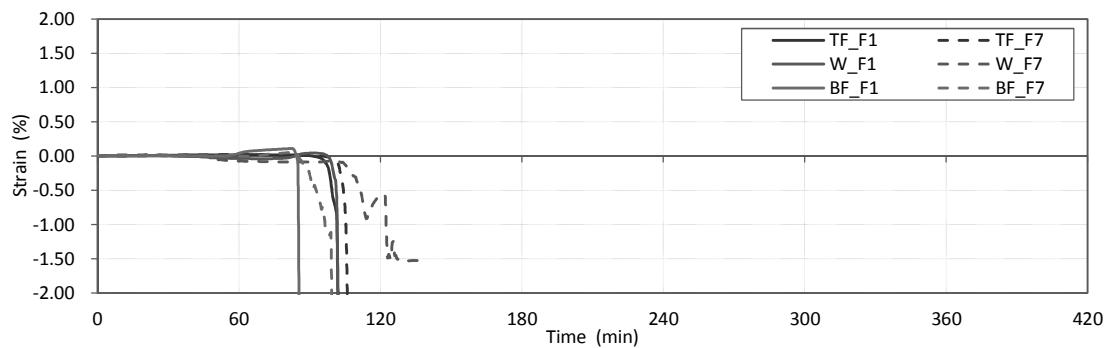


(a) H400-1

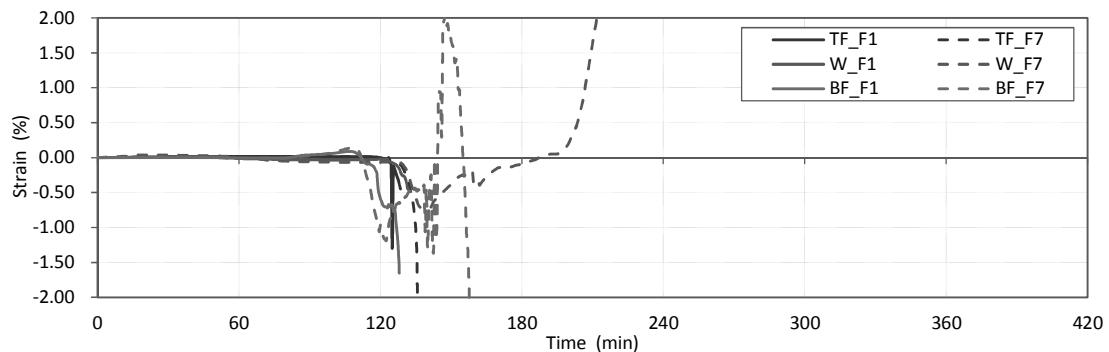


(b) H400-2

図 2.45 F 通端_加熱梁ひずみ (次頁へ続く)



(c) H600-1



(d) H600-2

図 2.45 F 通端_加熱梁ひずみ

2.6.7 鉄筋ひずみ

RC スラブに配筋した鉄筋のひずみ計測結果を図 2.46～図 2.49 に示す。鉄筋ひずみの計測に用いたひずみゲージについても、加熱梁と同様の FLK-2-11 ((株)東京測器研究所, 補償上限温度 80°C, ひずみ限界 5%) を用いているため、ひずみ計測値が非常値を記録するまで、または、加熱終了までの計測結果を記載している。

X 方向の鉄筋については、加熱範囲に近い非加熱範囲である 2 通上および 6 通上では、加熱開始後の引張ひずみは加熱梁の固定端側となる F 通側下端が最も大きく、加熱終了まで 0.02% 程度の一定値となっている。上端筋についても全計測位置で、加熱開始から加熱終了まで挙動は F 通下端筋と概ね同様であり、若干のばらつきはあるが 0.010%～0.015% 程度の引張ひずみを加熱終了まで保っている。一方で、加熱梁際に位置する 3 通上および 5 通上では、E 通および F 通（上下筋とも）には大きなひずみは生じておらず、加熱範囲（C 通, E 通）に 0.01%～0.02% 程度の引張ひずみが生じ、この値を一定時間保った後に加熱開始後 150 分から 180 分程度から圧縮側のひずみに転じる挙動を示している。これらひずみの計測結果には加熱梁と同様に、鉄筋の温度上昇による熱膨張ひずみが含まれる。例えば、Eurocode4[11]に規定される自由膨張下での鋼の熱膨張ひずみは、鋼材温度を θ_a として(2.1)式によって定義されている。

$$\left. \begin{aligned} \Delta\ell/\ell &= -2.416 \times 10^{-4} + 1.2 \times 10^{-5} \times \theta_a + 0.4 \times 10^{-8} \times \theta_a^2 && \text{for } 20^\circ C < \theta_a \leq 750^\circ C \\ \Delta\ell/\ell &= 11 \times 10^{-3} && \text{for } 750^\circ C < \theta_a \leq 860^\circ C \\ \Delta\ell/\ell &= -6.2 \times 10^{-3} + 2 \times 10^{-5} \times \theta_a && \text{for } 860^\circ C < \theta_a \leq 1200^\circ C \end{aligned} \right\} \quad (2.1)$$

試験体 RC スラブの非加熱範囲（2 通上, 6 通上）鉄筋位置での加熱終了時コンクリート温度は、高くても（H600-2 で）下端筋で 40°C 程度、上端筋で 30°C 程度であった。このコンクリート温度が鉄筋の温度に等しいと仮定し、(2.1)式により鉄筋の熱ひずみ量を算出すると、 $1 \times 10^{-3} \sim 2 \times 10^{-3}$ % 程度の熱ひずみとなる。当該鉄筋のひずみ計測結果が 0.1%～0.2% 程度と理論上の自由膨張下での熱ひずみよりも大きいことから、非加熱範囲 X 方向の鉄筋には引張力が作用していたと考えられる。加熱範囲鉄筋位置

での加熱終了時コンクリート温度については、試験体 H400-1 については下端筋位置で 400°C 程度、上端筋位置で 100°C 程度であり、試験体 H400-2（加熱時間 216 分）については下端位置で 750°C 程度、上端筋位置で 200°C 程度、試験体 H600-1 と H600-2（いずれも加熱時間 288 分）については下端位置で 800°C 程度、上端筋位置で 300°C 程度であり、いずれの試験体も加熱範囲では上下端筋の温度はひずみゲージの補償上限温度 80°C を大きく上回っていたと考えられる。一例として、加熱時間の最も長かった試験体 H600-1 および H600-2 で鉄筋位置でのコンクリート温度が鉄筋温度に等しいと仮定し、(2.1)式から鉄筋の熱ひずみを算出すると下端筋で 1.1% 程度、上端筋で 0.001% 程度のひずみとなる。加熱範囲での鉄筋ひずみの計測結果における信頼度は低いものの、自由膨張下での熱ひずみと比べると、下端筋については小さなひずみ、上端筋については大きなひずみが生じている。この結果から、RC スラブの X 方向（加熱梁の伸び出し方向）断面内には加熱面側に圧縮応力、非加熱面側に引張応力が生じていた可能性が窺える。

Y 方向鉄筋については、いずれの試験体も加熱開始 30 分～60 分で A 通上および C 通上の梁際（計測位置：A_Y3, C_Y3, A_Y5, C_Y5）で引張側のひずみが 2% 程度まで上昇した後に 1% 程度で一旦は収束し、再び加熱開始後 180 分程度から低下し始め、1.0%～2.0% 程度の圧縮ひずみへと転じている。一方で、同じ加熱範囲である E 通上の鉄筋については、鉄筋ひずみの時間推移の挙動は概ね A 通および C 通と同様の傾向にあるが、引張ひずみの最大値は 0.2% 程度と小さくなっている。また、非加熱範囲である F 通上については、鉄筋の全長に亘って加熱開始直後に引張側のひずみが 0.1%～0.2% 程度生じ、その後加熱終了まで一定値を保っている。ここでも、鉄筋ひずみ計測値には熱ひずみが含まれ、かつ、加熱範囲における計測値の信頼度は低いが、RC スラブの定性的な挙動としては、加熱梁の中央部から自由端にかけて加熱梁際に大きな変形が生じていたことが窺える。

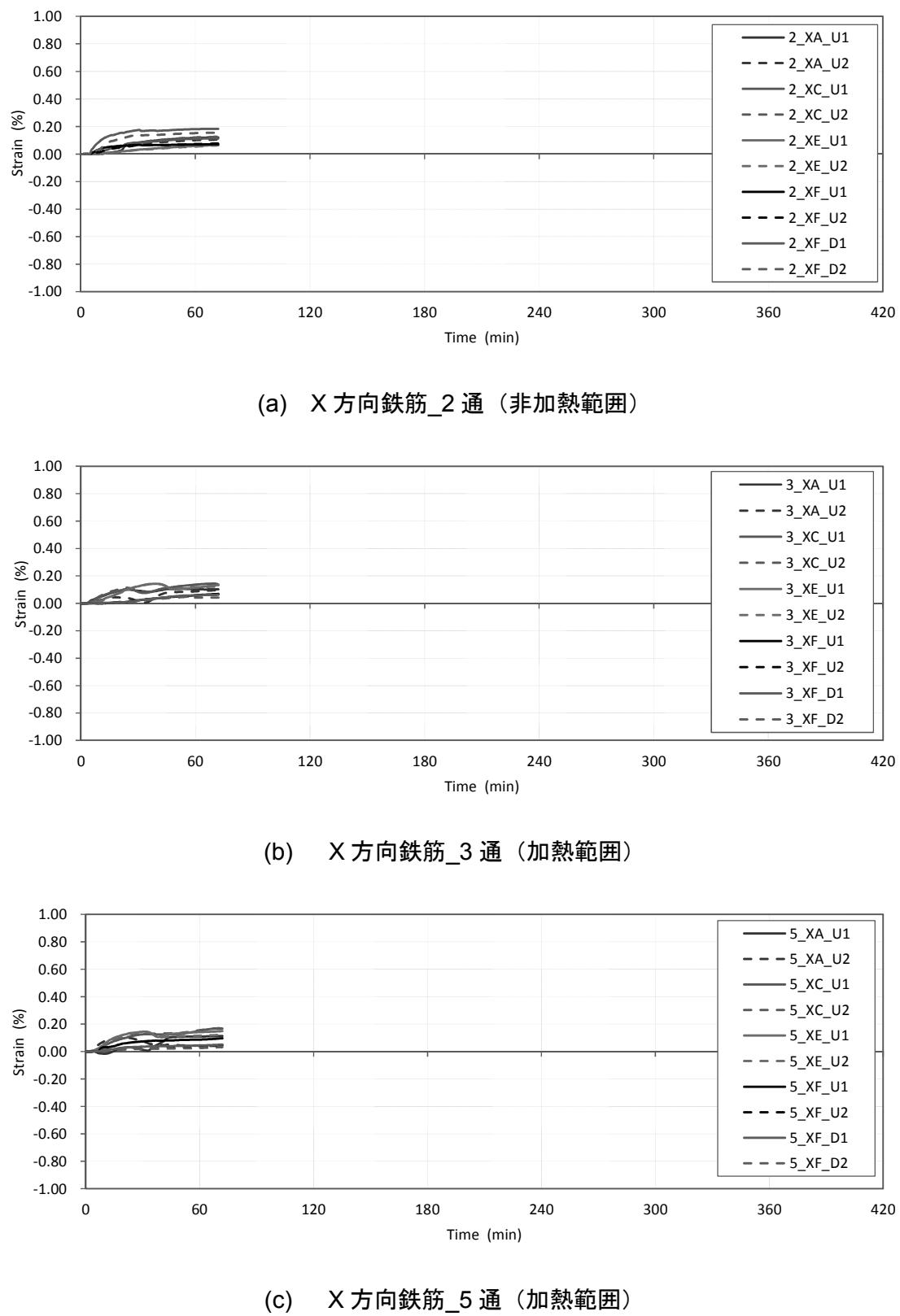
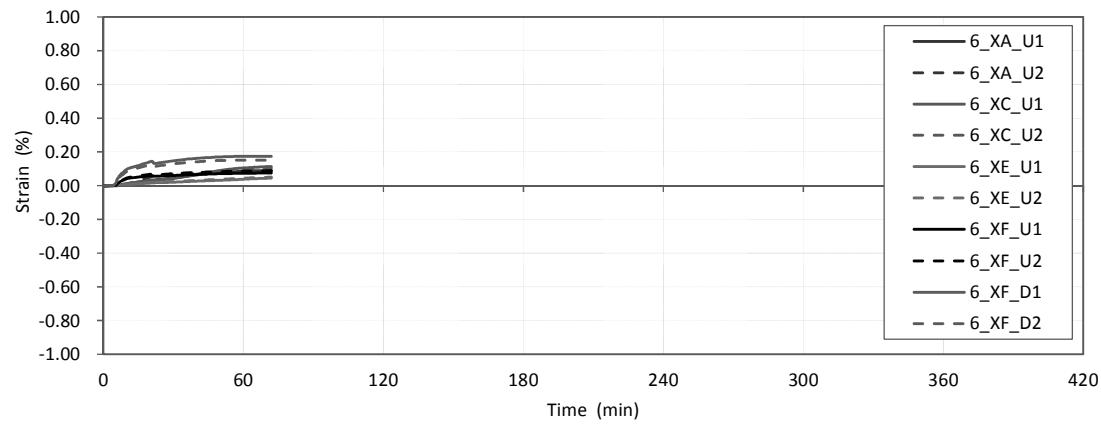


図 2.46 H400-1 鉄筋ひずみ（次頁へ続く）



(d) X 方向鉄筋_6 通 (非加熱範囲)

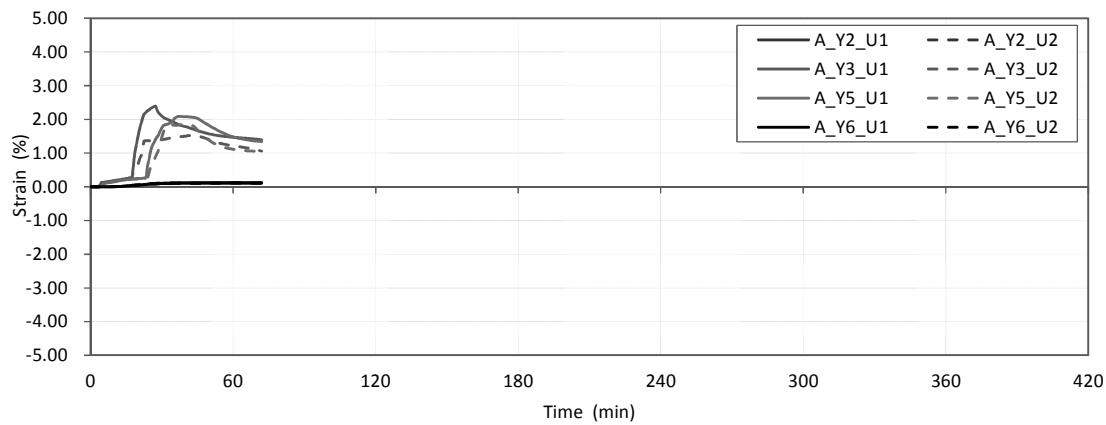
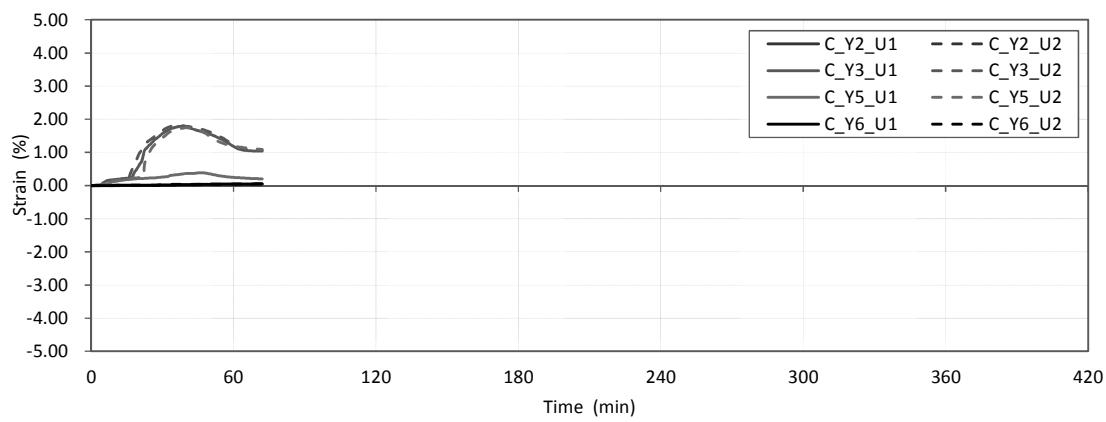
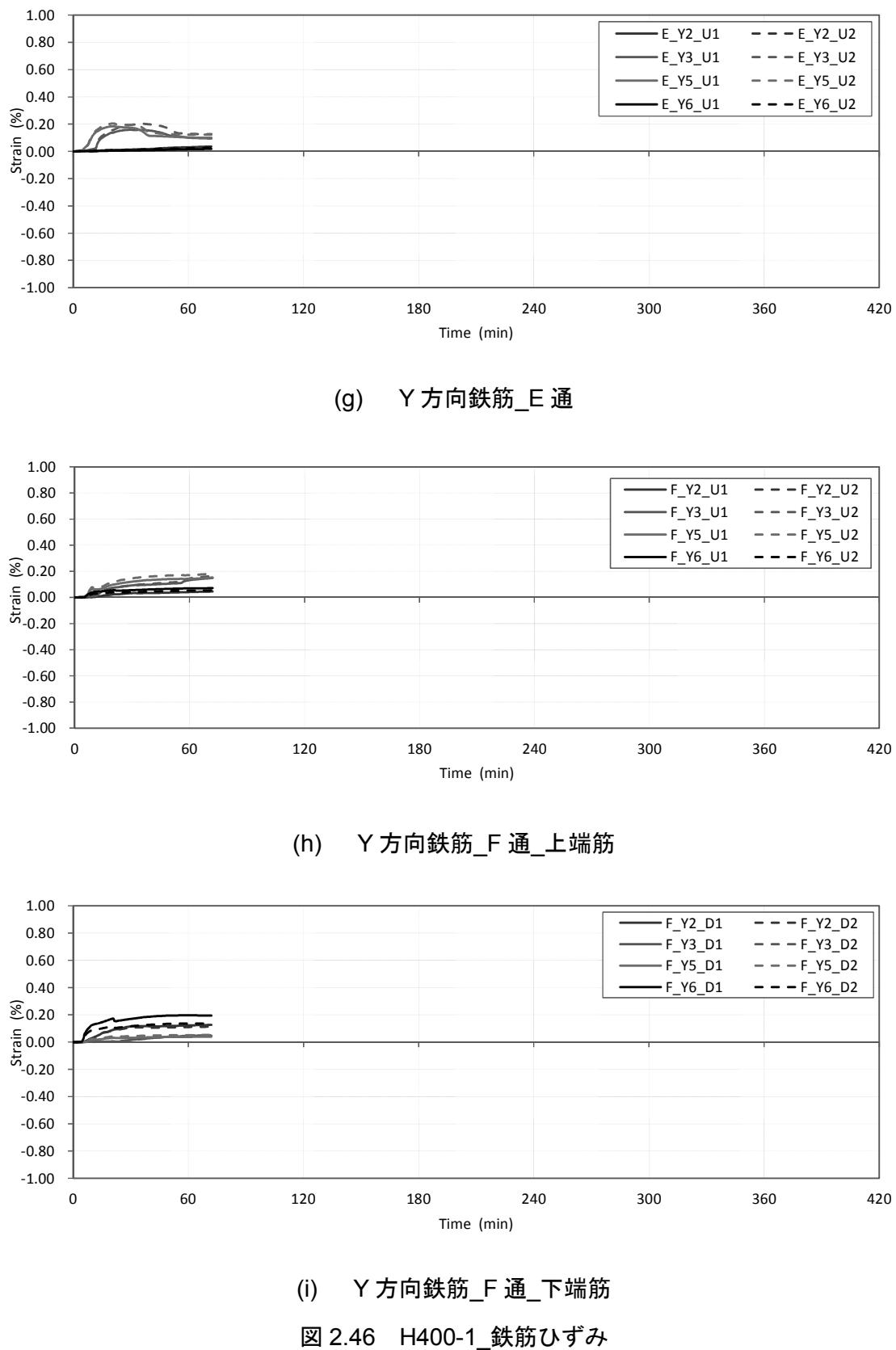
(e) Y 方向鉄筋_A 通 $\pm 5\%$ ひずみまで記載(f) Y 方向鉄筋_C 通 $\pm 5\%$ ひずみまで記載

図 2.46 H400-1_鉄筋ひずみ (次頁へ続く)



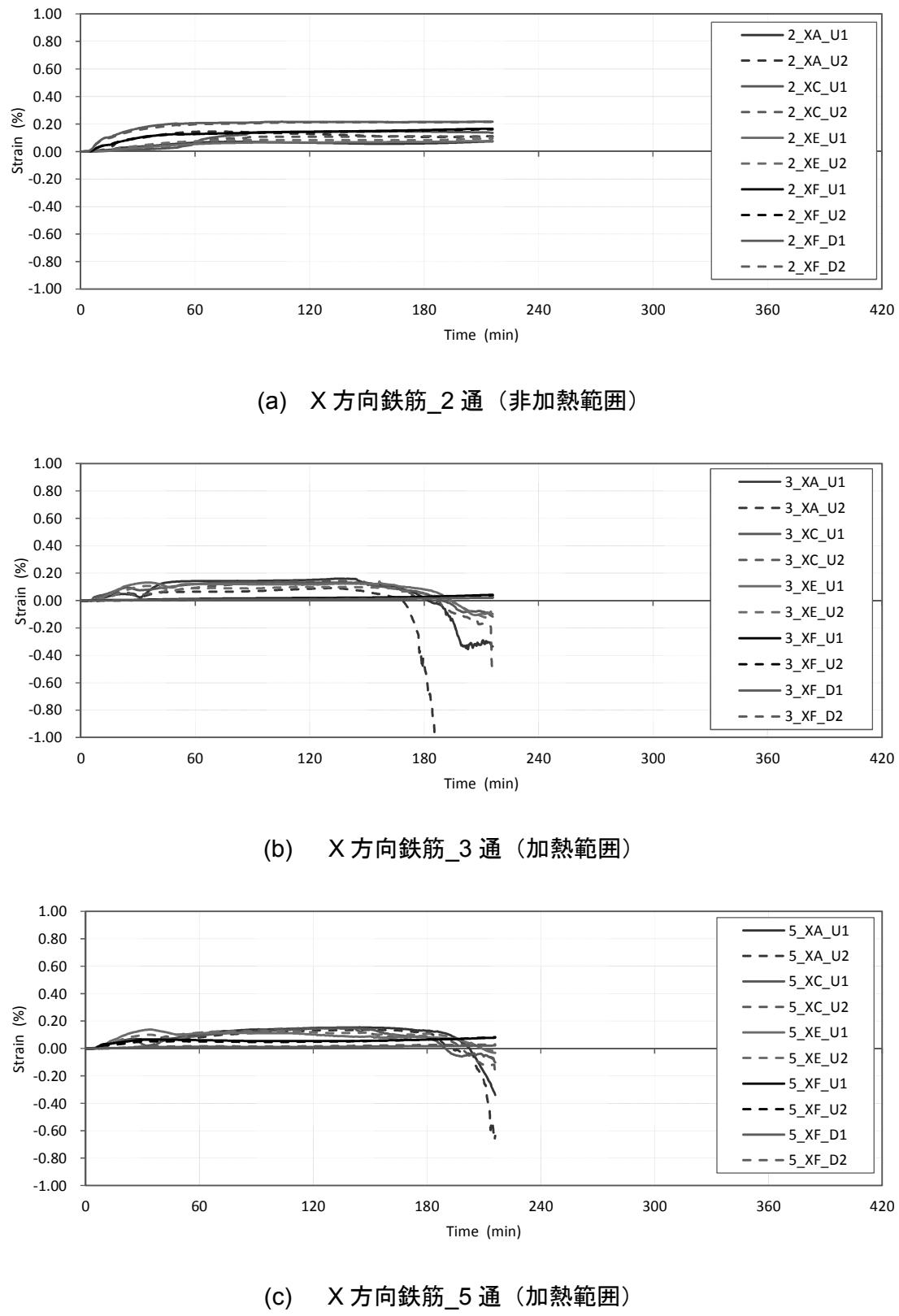
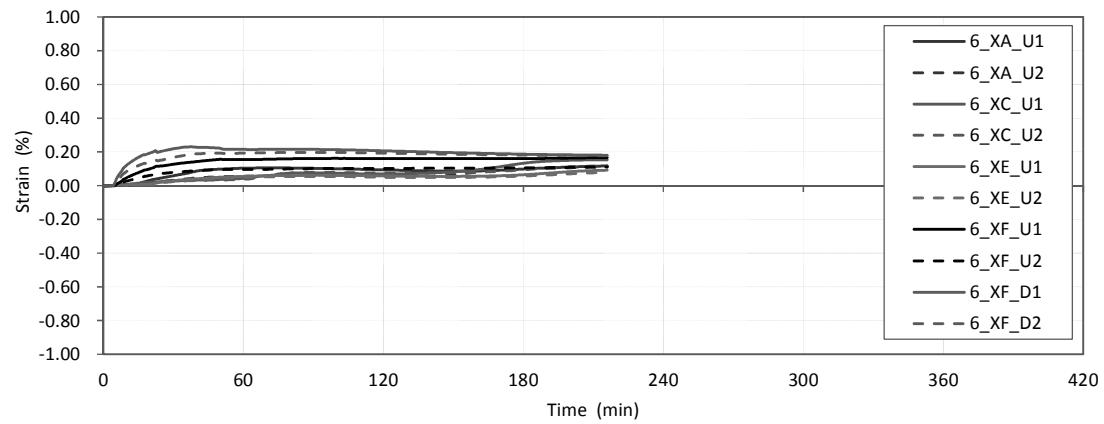


図 2.47 400-2_鉄筋ひずみ (次頁へ続く)



(d) X 方向鉄筋_6 通 (非加熱範囲)

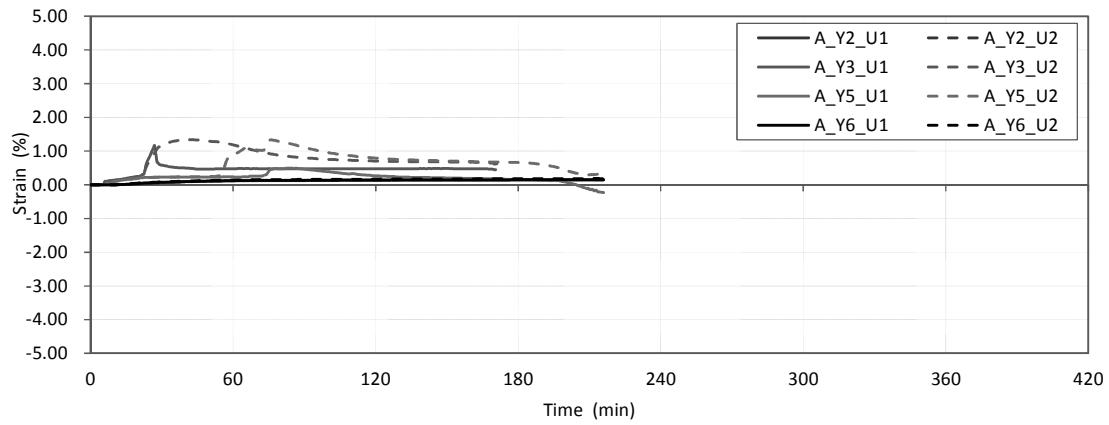
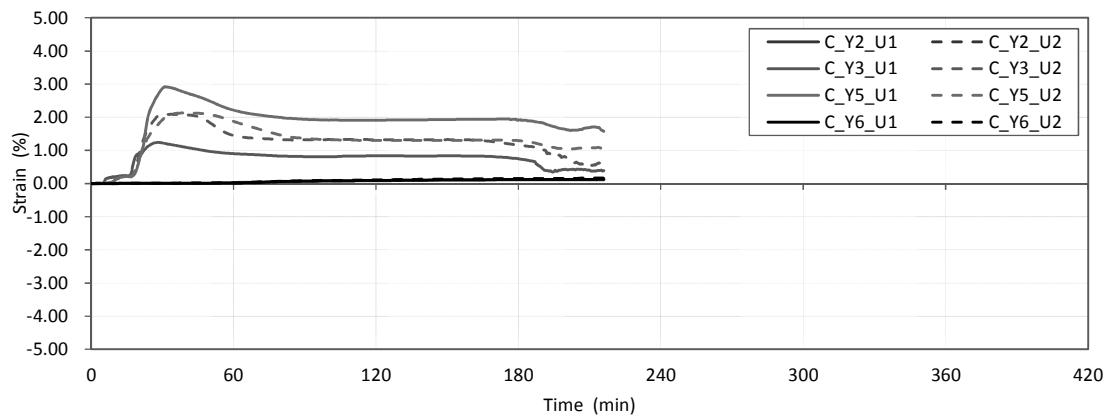
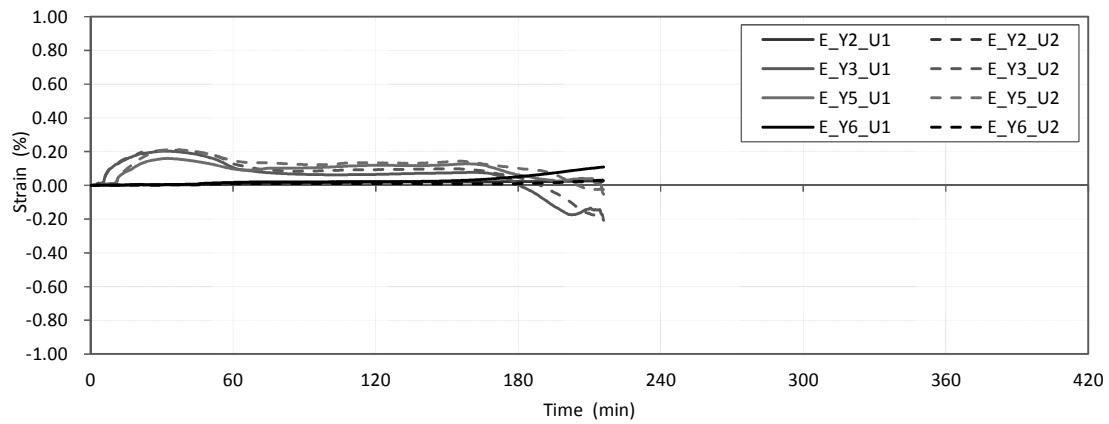
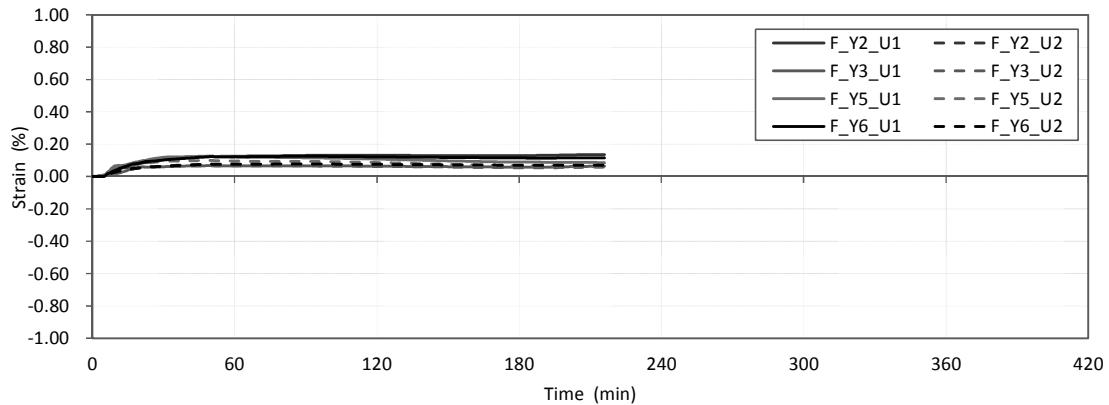
(e) Y 方向鉄筋_A 通 $\pm 5\%$ ひずみまで記載(f) Y 方向鉄筋_C 通 $\pm 5\%$ ひずみまで記載

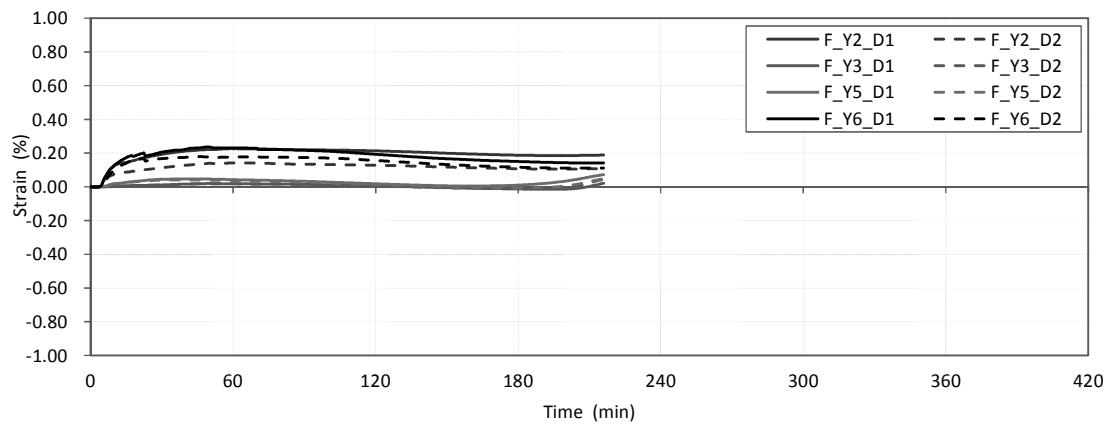
図 2.47 400-2 鉄筋ひずみ (次頁へ続く)



(g) Y 方向鉄筋_E 通



(h) Y 方向鉄筋_F 通_上端筋



(i) Y 方向鉄筋_F 通_下端筋

図 2.47 400-2_鉄筋ひずみ

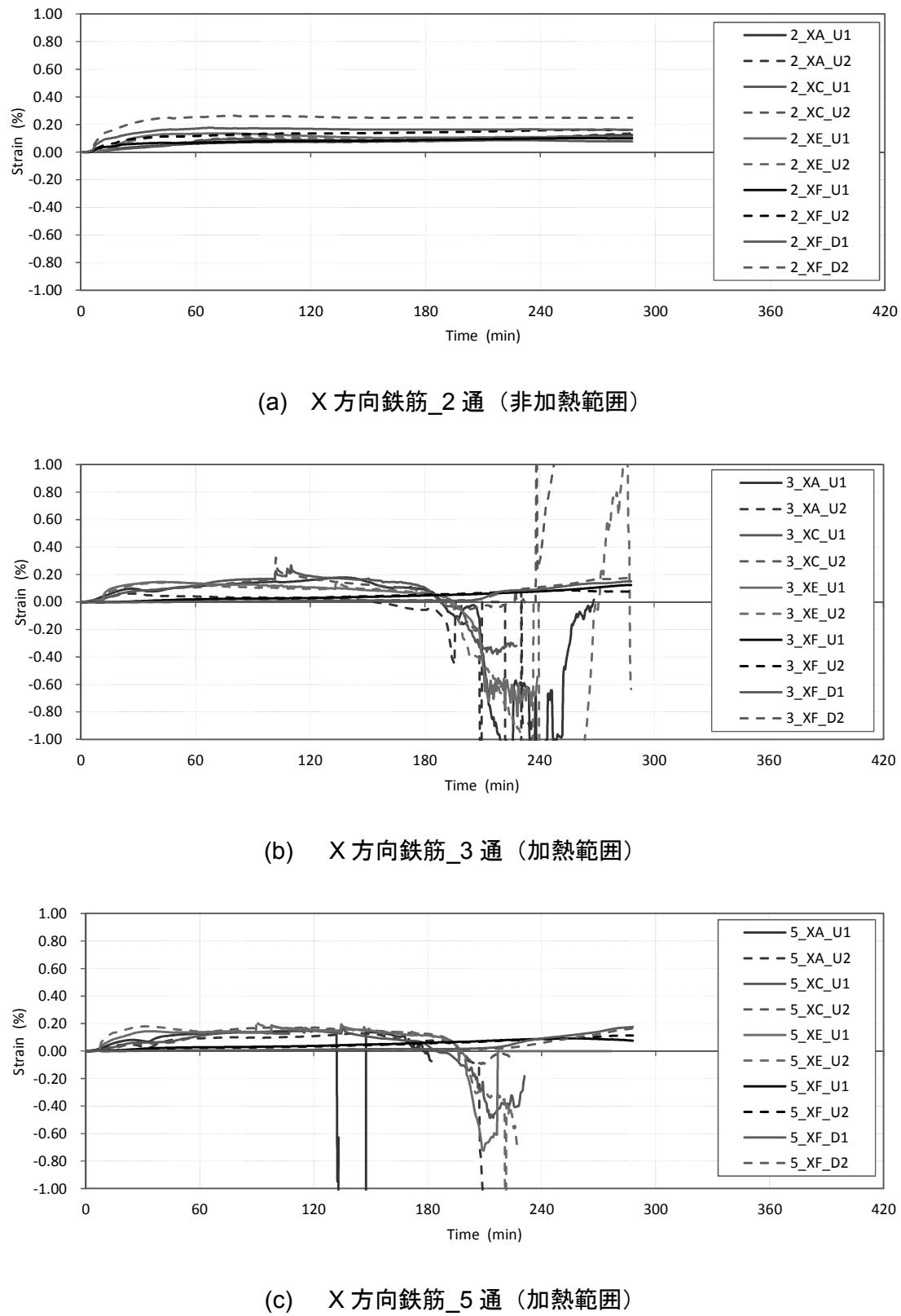
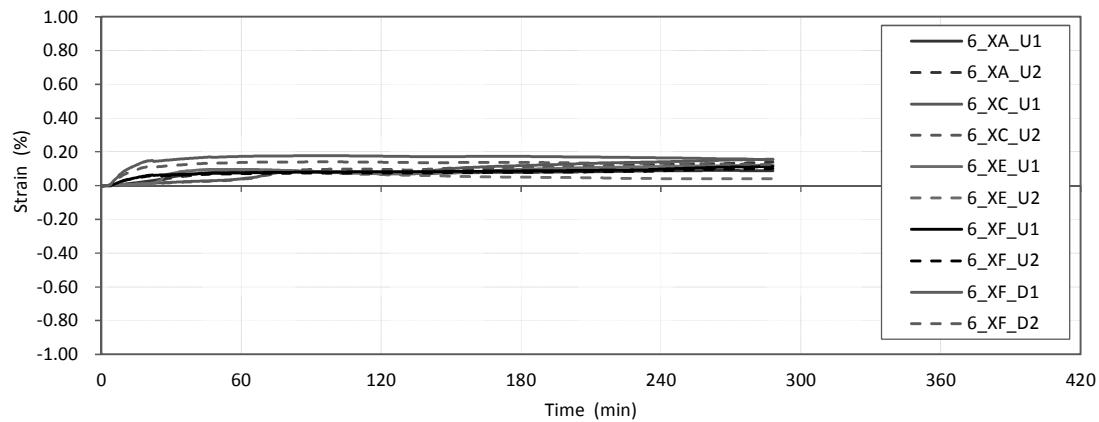


図 2.48 H600-1_鉄筋ひずみ（次頁へ続く）



(d) X 方向鉄筋_6 通（非加熱範囲）

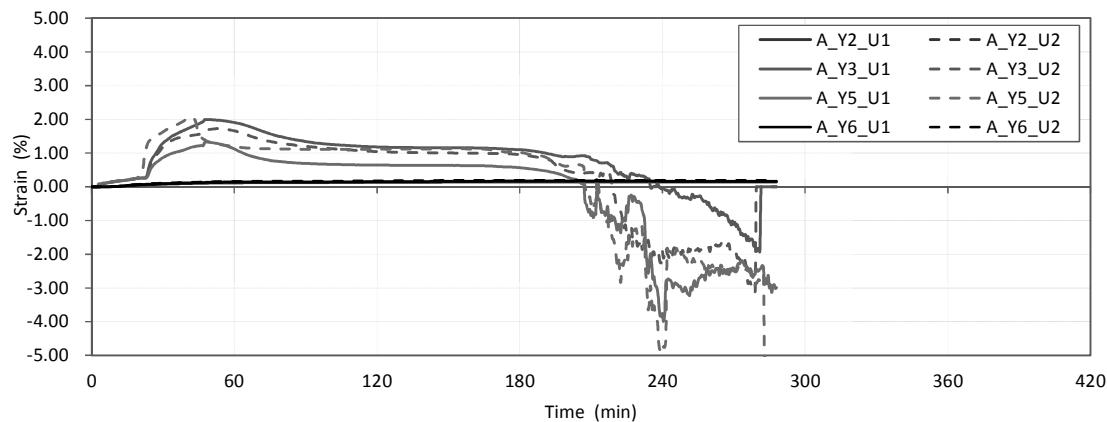
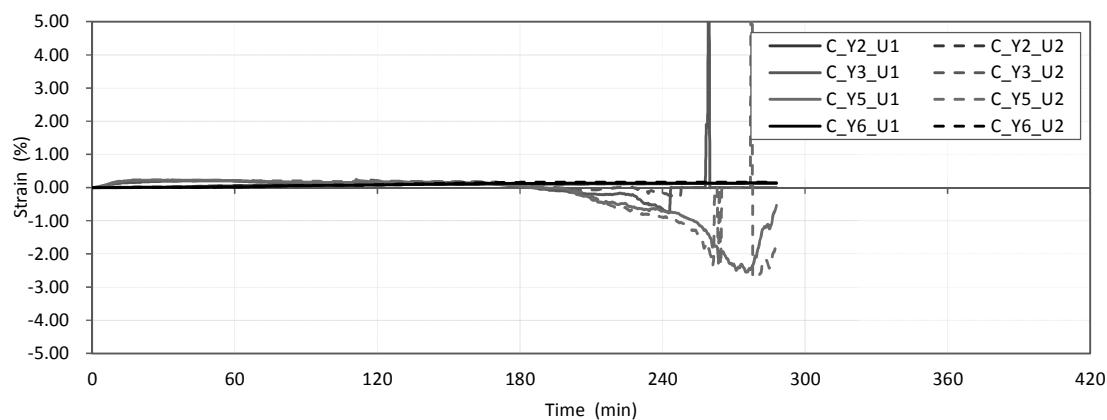
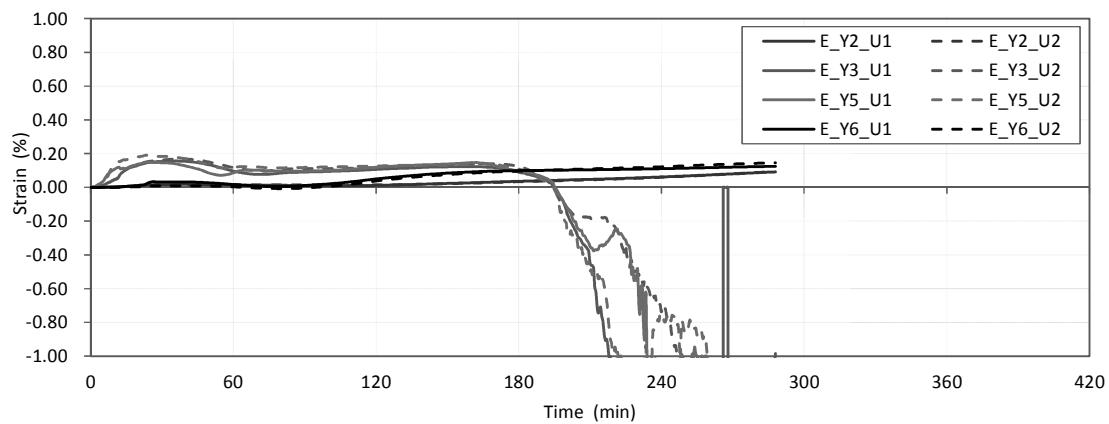
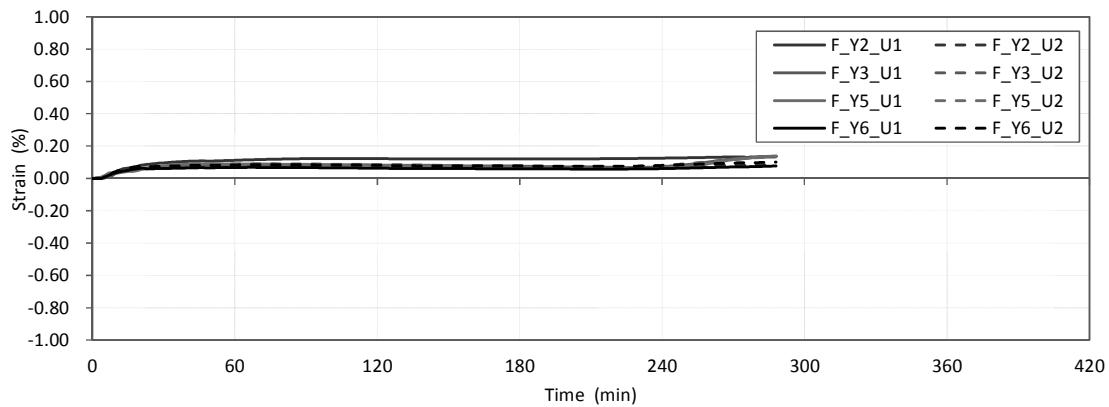
(e) Y 方向鉄筋_A 通 $\pm 5\%$ ひずみまで記載(f) Y 方向鉄筋_C 通 $\pm 5\%$ ひずみまで記載

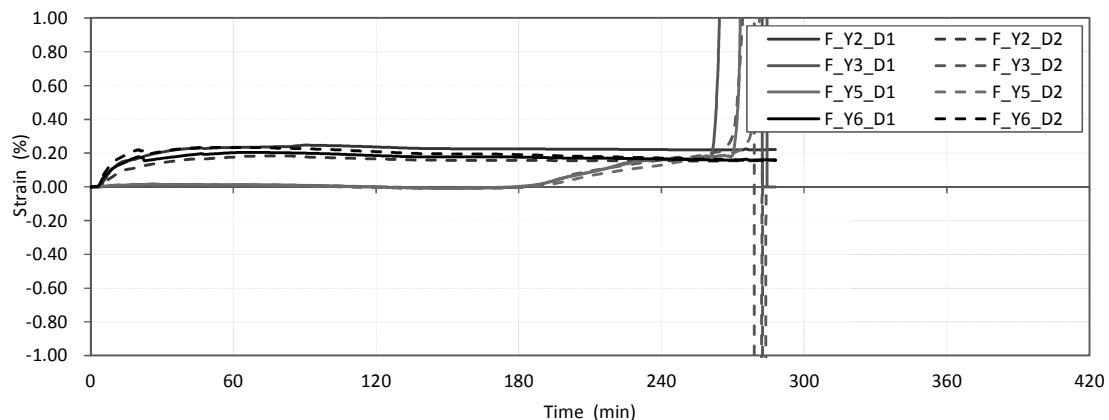
図 2.48 H600-1 鉄筋ひずみ（次頁へ続く）



(g) Y 方向鉄筋_E 通



(h) Y 方向鉄筋_F 通_上端筋



(i) Y 方向鉄筋_F 通_下端筋

図 2.48 H600-1 鉄筋ひずみ

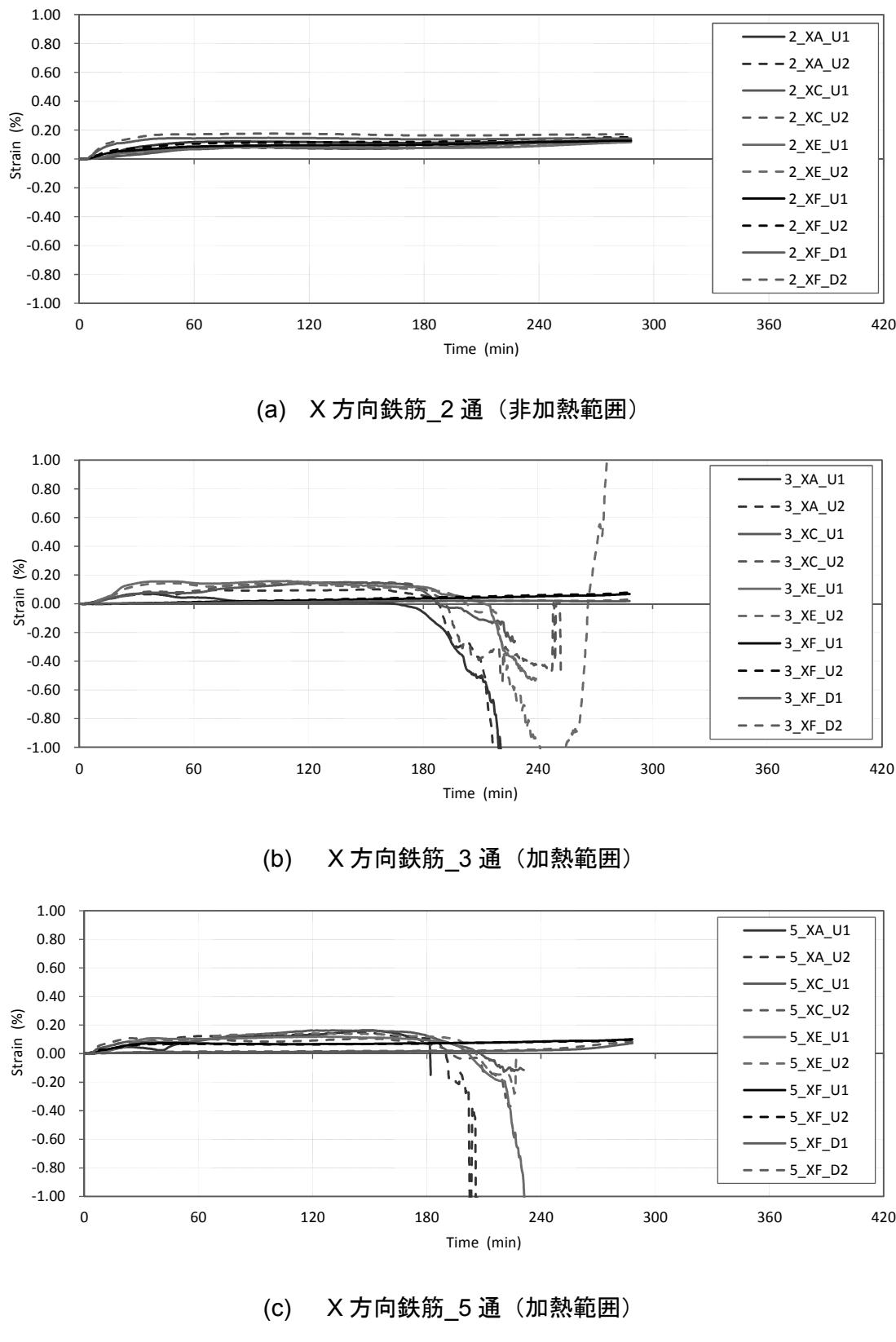
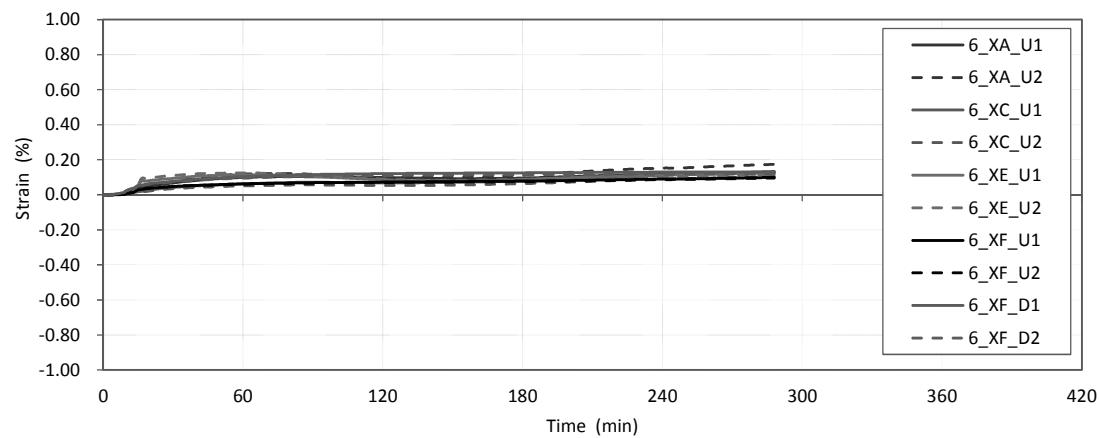


図 2.49 H600-2 鉄筋ひずみ (次頁へ続く)



(d) X 方向鉄筋_6 通（非加熱範囲）

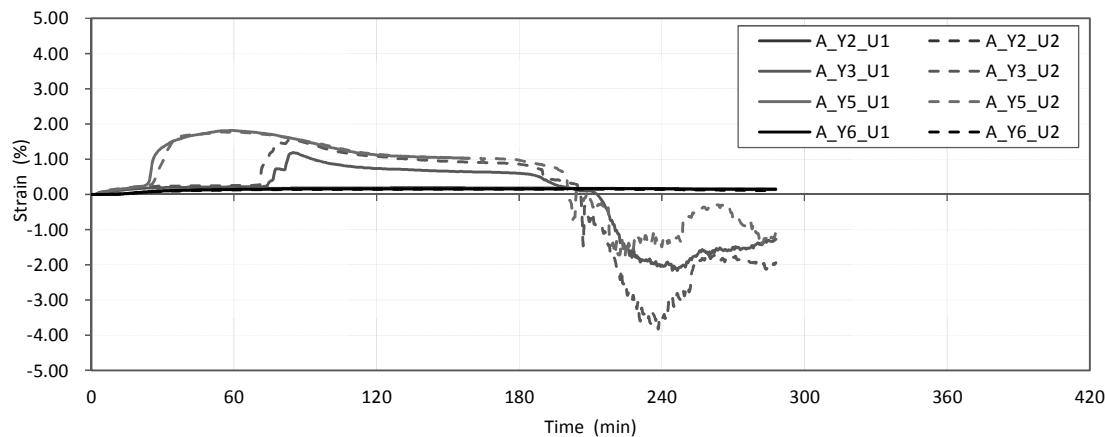
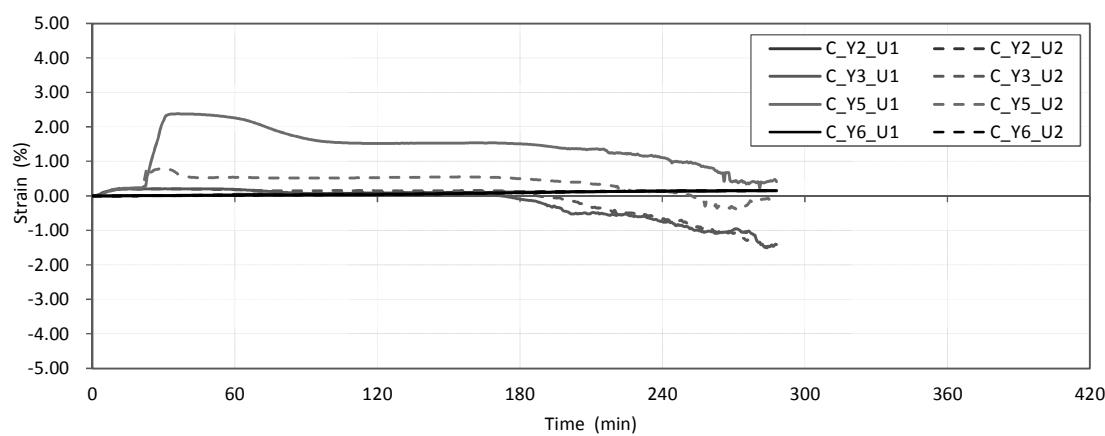
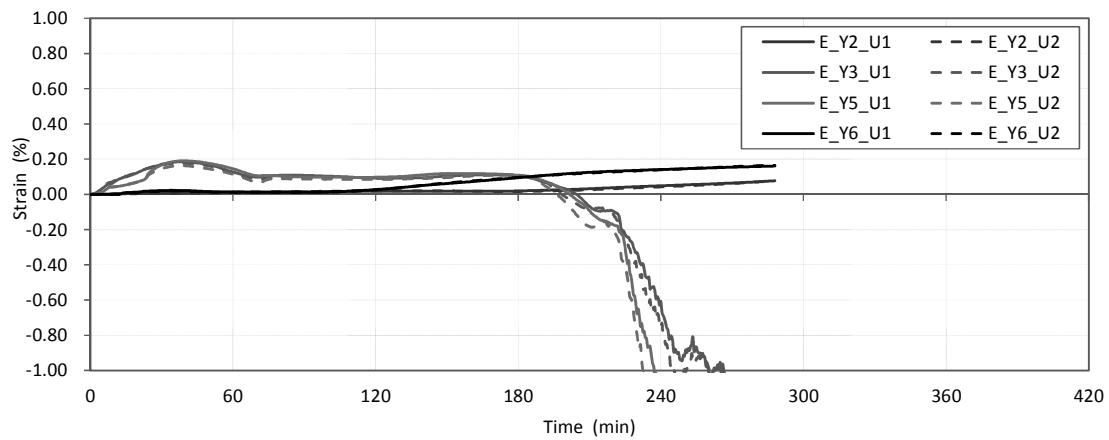
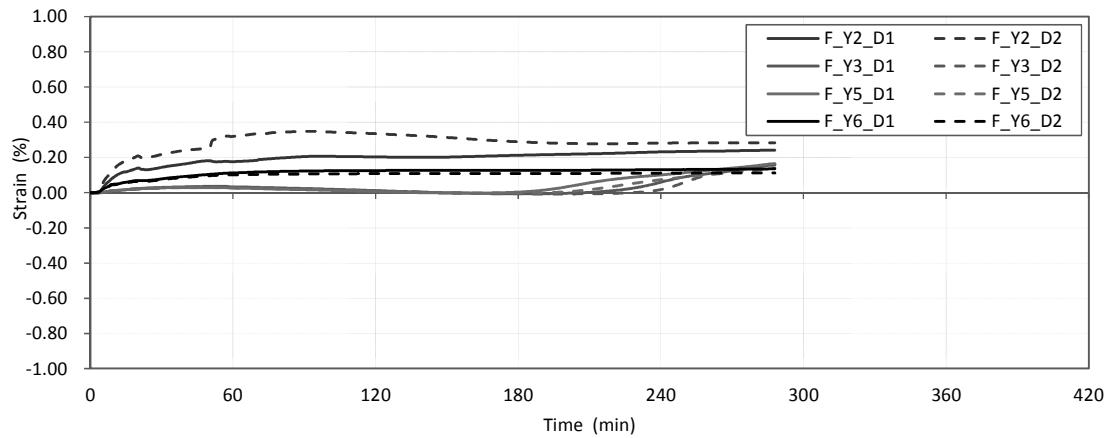
(e) Y 方向鉄筋_A 通 $\pm 5\%$ ひずみまで記載(f) Y 方向鉄筋_C 通 $\pm 5\%$ ひずみまで記載

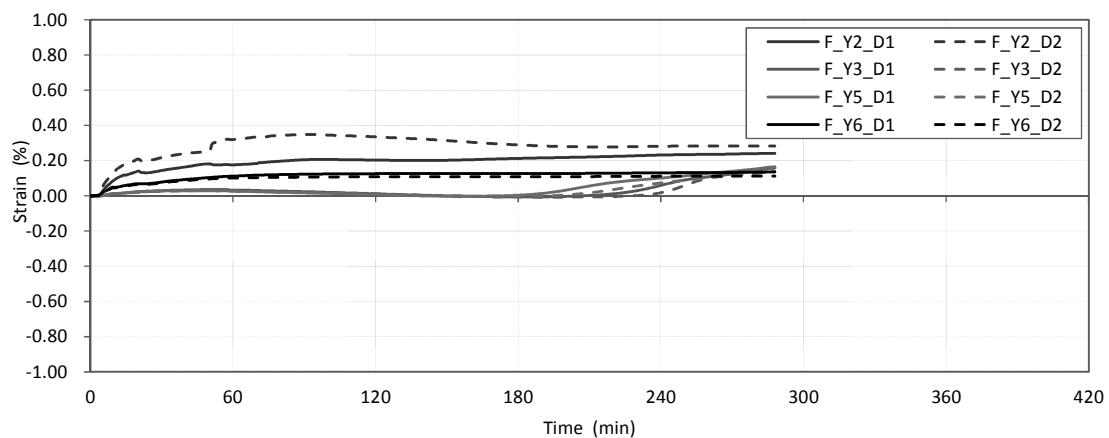
図 2.49 H600-2 鉄筋ひずみ（次頁へ続く）



(g) Y方向鉄筋_E通



(h) Y方向鉄筋_F通_上端筋



(i) Y方向鉄筋_F通_下端筋

図 2.49 H600-2_鉄筋ひずみ

2.6.8 スタッドひずみ

加熱梁と RC スラブの接続部である頭付スタッド（以下、スタッド）根元のひずみ計測結果を図 2.50 に示す。スタッドのひずみ計測においても、ひずみゲージ FLK-2-11 ((株)東京測器研究所、補償上限温度 80°C、ひずみ限界 5%) を用いており、ひずみ計測値が非常値を記録するまで、または、加熱終了までの計測結果を記載している。

スタッド根元のひずみ計測結果は加熱時間の短かった試験体 H400-1 を除けば、いずれも同様の挙動を示している。加熱梁の自由端側である計測位置 A では、加熱初期から加熱梁の伸び出し方向であるスタッド外側 (ST-AO) に圧縮ひずみが生じ、スタッド内側には引張ひずみが生じている。両者ひずみの絶対値は概ね等しく、加熱開始から 30 分程度で 0.2% に達し、その後は圧縮引張ともに 0.2% を保ったまま推移した後に、圧縮側ひずみが引張側へ移行する挙動を示している。これより、加熱梁自由端側のスタッドは加熱初期には加熱梁が RC スラブの熱伸びに引っ張られることで、加熱梁の伸び出しと同じ方向に曲げ変形し、この曲げ変形の状態から加熱梁の伸び出しが RC スラブの熱伸びを卓越することで、つまり RC スラブが加熱梁の伸びを拘束することで圧縮側であったスタッド外側のひずみが引張側に移行したものと考えられる。一方で、加熱梁の固定端側であるスタッド根元には加熱梁の伸び出し方向と逆向きとなる外側 (ST-FO) に圧縮ひずみが生じ、内側 (ST-FI) に引張ひずみが生じている。両者の時間推移は、0.2%~0.3% 程度の一定値で推移した後に緩やかに 0.0% 程度まで低下し、その後再び内側の引張ひずみが増加する挙動を示している。加熱初期での固定端側スタッドのこのような挙動は、加熱初期には自由端側と同様に RC スラブの熱伸びの影響によるものと考えられる。加熱範囲の中央部に位置するスタッドについては、加熱初期での大きなひずみの増加はなく、加熱開始から 45 分~60 分程度から加熱梁の伸び出し側 (ST-CO)，伸び出しと逆側 (ST-CI) 両方に引張ひずみが生じ、0.1% 程度まで上昇し一定時間このひずみを保った後に急増している。図 2.51~図 2.54 は、実験後に RC スラブを研り取り観察したスタッドの変形状態である。実験後（試験体冷却後）の観察であるため、冷却時の加熱梁と RC スラブの縮み量の差によって、これら変形が生じた可能性もあるが、実験中のひずみ計測結果を考慮すると、加熱時間中の自由端側（計測位置 A）と加熱範囲中央部（計測位置 C）のスタッドは加熱梁の伸び出しと同じ方向に変形し、固定端側（計測位置 F）のスタッドは加熱梁伸び出しと逆向きに変形していたこと

が窺える。なお、試験体 H600-1 については加熱範囲の区間全域に亘って、スタッドが根元から破断していた。このスタッドの破断については、加熱終了後の冷却時における加熱梁の温度下降が急速であるのに対して、RC スラブは加熱終了後も加熱面から遠い位置での断面内温度が緩やかに上昇するのに加え加熱面近くの温度下降も加熱梁と比べて緩やかであり、冷却時の加熱梁の縮み量と RC スラブの縮み量の差によってスタッドが根元で破断したものと考えらえる。本論文での試験体では、加熱梁全域でスタッドが破断した試験体は H600-1 のみであったが、実建物においても同様の現象が生じる可能性があり、火災後の冷却期間中に建物の構造性能が著しく低下する可能性がある。

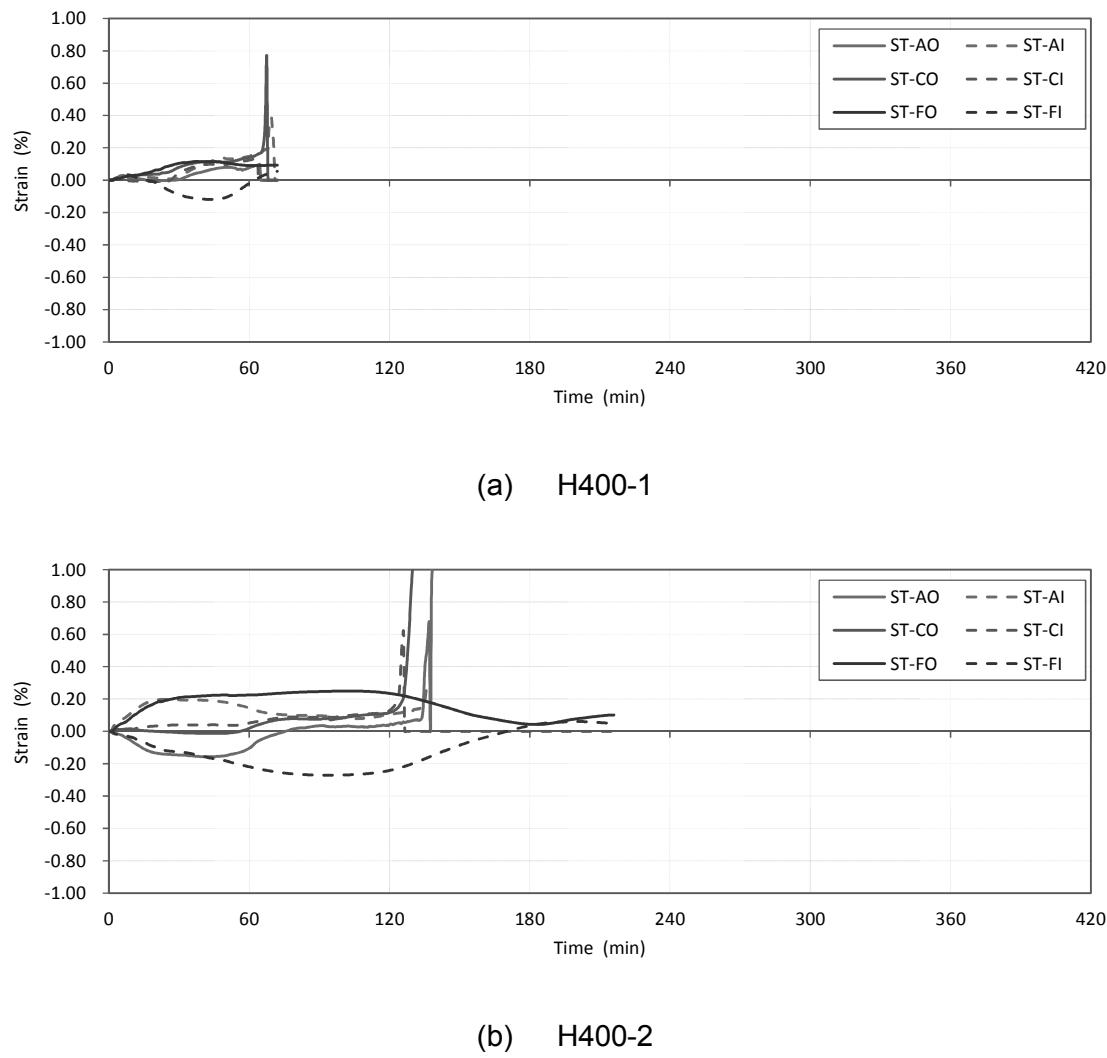
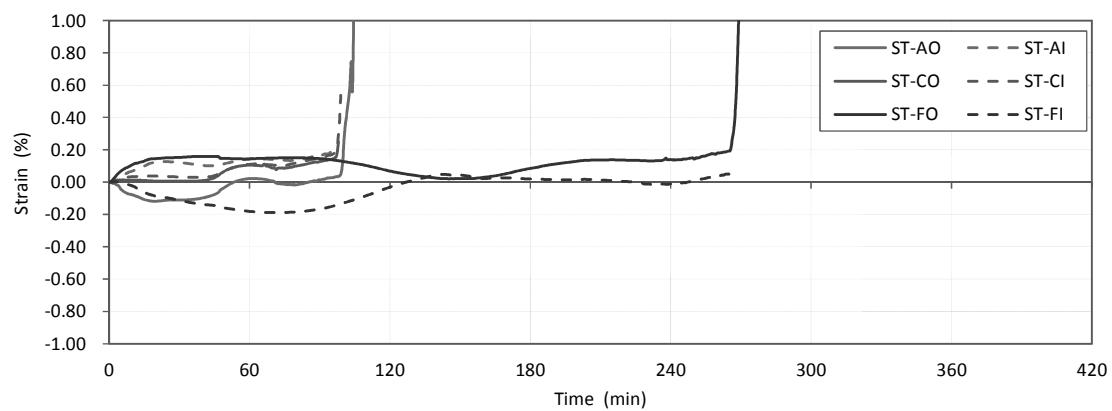
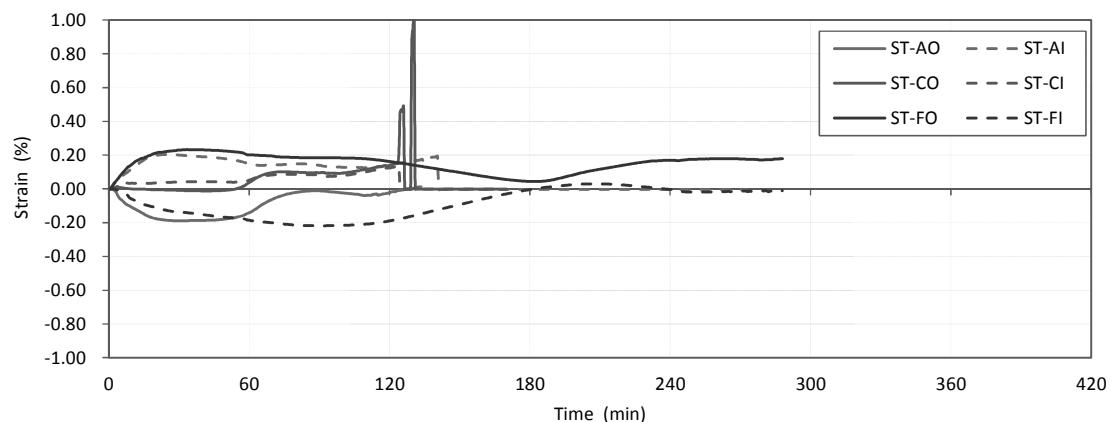


図 2.50 スタッド根元ひずみ（次頁へ続く）



(c) H600-1

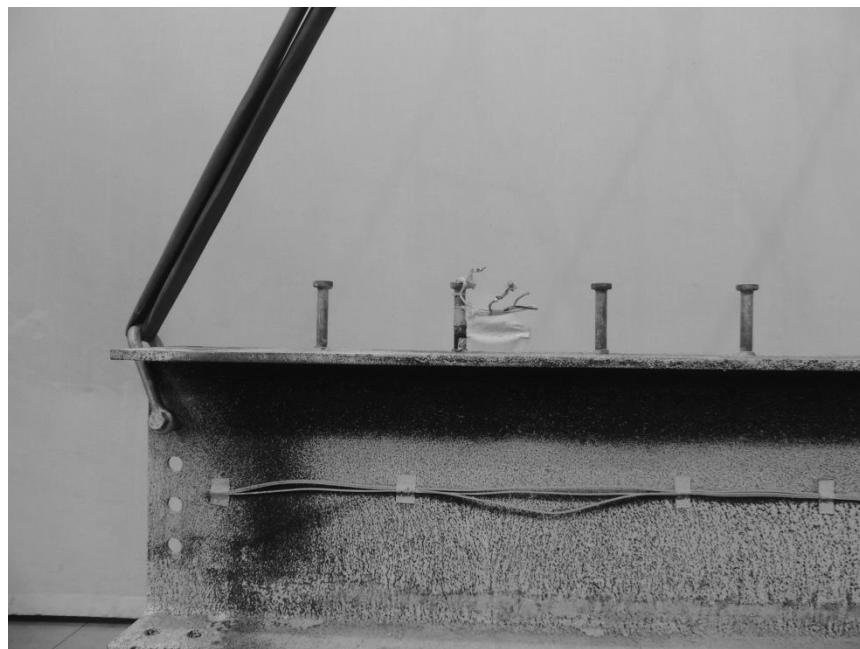


(d) H600-2

図 2.50 スタッド根元ひずみ



(a) 全景



(b) 自由端側

図 2.51 H400-1_スタッド変形状況（写真）

（次頁へ続く）



(c) 中央部



(d) 固定端側

図 2.51 H400-1_スタッド変形状況（写真）



(a) 全景



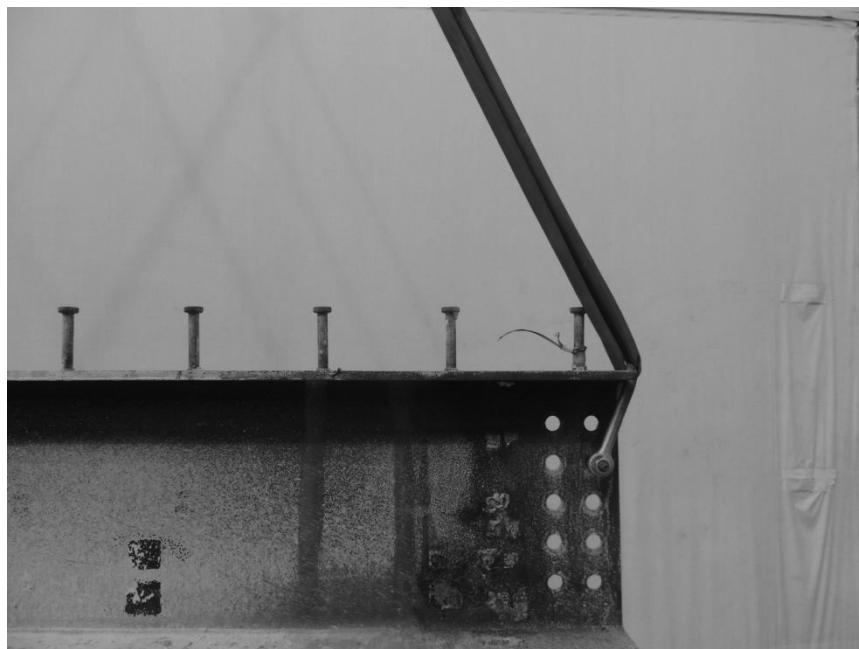
(b) 自由端側

図 2.52 H400-2_スタッド変形状況（写真）

(次頁へ続く)



(c) 中央部



(d) 固定端側

図 2.52 H400-2_スタッド変形状況（写真）



(a) 全景



(b) 自由端側

図 2.53 H600-1_スタッド変形状況（写真）

(次頁へ続く)



(c) 中央部（破断面）



(d) 固定端側

図 2.53 H600-1_スタッド変形状況（写真）



(a) 全景



(b) 自由端側

図 2.54 H600-2_スタッド変形状況（写真）

(次頁へ続く)



(c) 中央部



(d) 固定端側

図 2.54 H600-2_スタッド変形状況（写真）

2.6.9 RC スラブ非加熱面ひび割れ

実験後に目視により観察した試験体 RC スラブ非加熱面のひび割れ状況を、図 2.55～図 2.58 に示す。いずれの試験体も加熱梁際に加熱梁に平行した相対的に大きな幅のひび割れが自由端から中央部に向けて生じている。そのひび割れ幅は試験体によって異なり、最大のひび割れ幅は試験体 H400-1 で 0.65mm 程度、試験体 H400-2 で 1.50mm 程度、試験体 H600-1 で 1.6mm 程度、試験体 H600-2 で 1.2mm 程度であった。加熱梁に平行して加熱梁際に生じたひび割れの本数としては、試験体 H400 シリーズと比べると試験体 H600 シリーズの試験体のほうが多く、試験体 H600-1 および H600-2 では加熱梁から離れた加熱範囲と非加熱範囲の境界付近（2 通、6 通）にも幅 0.1mm～0.3mm 程度のひび割れが生じていた。なお、これらのひび割れは X 方向鉄筋の位置で生じている。代表して試験体 H600-1 の実験中における、自由端側加熱梁際の RC スラブひび割れ状況を図 2.59 に示す。

加熱梁の中央部（C 通）から固定端（F 通）の範囲では、加熱梁に直交する Y 方向の鉄筋に沿ったひび割れが生じていた。このひび割れは、いずれの試験体も E 通上（加熱範囲と非加熱範囲の境界）付近が最もひび割れ幅が大きく、試験体 H400-1 で 0.10mm～0.20mm 程度、H400-2 で 0.10mm～0.30mm 程度、試験体 H600-1 で 0.40mm 程度（局所的に最大 0.85mm）程度、試験体 H600-2 で 0.35mm 程度であった。代表して試験体 H600-1 の実験中における、加熱梁中央部から固定端側の範囲での RC スラブひび割れ状況を図 2.60 に示す。

また、加熱梁に平行する RC スラブの固定端である 1 通および 7 通には、試験体の XY 軸に対して 45° 方向に 0.10mm～0.15mm 程度の斜めひび割れが生じていた。試験体 H400-1 については、目視で確認できた斜め方向のひび割れは、1 通と 7 通で各一本ずつであったが、H400-2 では複数本が確認された。H600 シリーズの試験体では更に本数は増え、幅 0.10mm～0.15mm のひび割れが多く生じていた。代表して試験体 H600-1 の実験中における、1 通固定端側の RC スラブひび割れ状況を写真 2.61 に示す。

試験体の加熱時間が異なるため、ひび割れ幅の大小や微細クラックを含めたひび割れの本数に差異はあるものの、ひび割れの発生位置や同一試験体における部位ごとの相対的なひび割れ幅の大小関係はいずれの試験体も同様の傾向であった。また、ひび割れの発生順序についても同様の傾向にあり、まず加熱開始後 5 分から 10 分程度の早い時間

で自由端加熱梁際に加熱梁に平行するひび割れが生じ、1通および7通へ向けて加熱梁に平行するひび割れの発生範囲が拡大した。その間に、加熱初期に生じた自由端加熱梁際のひび割れは、そのひび割れ幅の増大に加えて加熱梁中央付近まで進展している。その後、に中央部から固定端側にかけて加熱梁に直交するひび割れが生じ、これらひび割れの進展に伴い1通と7通に斜めひび割れが生じた。なお、これらひび割れの発生位置やひび割れ幅、発生順序については、鉄筋のひずみ計測結果での相対的なひずみの大小関係および時間推移の挙動と概ね一致している。

自由端側の加熱梁に平行して生じるひび割れは、加熱梁とRCスラブの熱伸び量（伸び出し量）の差に起因して生じているものと考えられ、中央部から固定端側にかけて加熱梁に直交して生じるひび割れについては、加熱梁とRCスラブの相互の伸び出し拘束からRCスラブに生じる引張力に起因するものと考えられる。1通および7通の固定端際に生じる斜めひび割れについては、その発生時間からRCスラブの温度上昇による面外曲げ剛性の低下、すなわち、RCスラブの面外方向へのたわみ（鉛直変位）の影響も含まれると考えられるが、加熱梁の伸び出しをRCスラブが拘束することで生じるせん断力によるものと考えられる。

なお、試験体RCスラブのひび割れ観測は、安全上の理由から試験体が完全に冷却された（常温となった）状態で行っているため、RCスラブの収縮によりひび割れ幅も閉じていたと考えられる。自由端側加熱梁際などで実験中に目視による確認が可能であった部位については、実験中のひび割れが冷却後の計測結果よりも大きかったことを確認しており、他の部位についても実験中のひび割れ幅は計測結果よりも大きかったことが推察される。

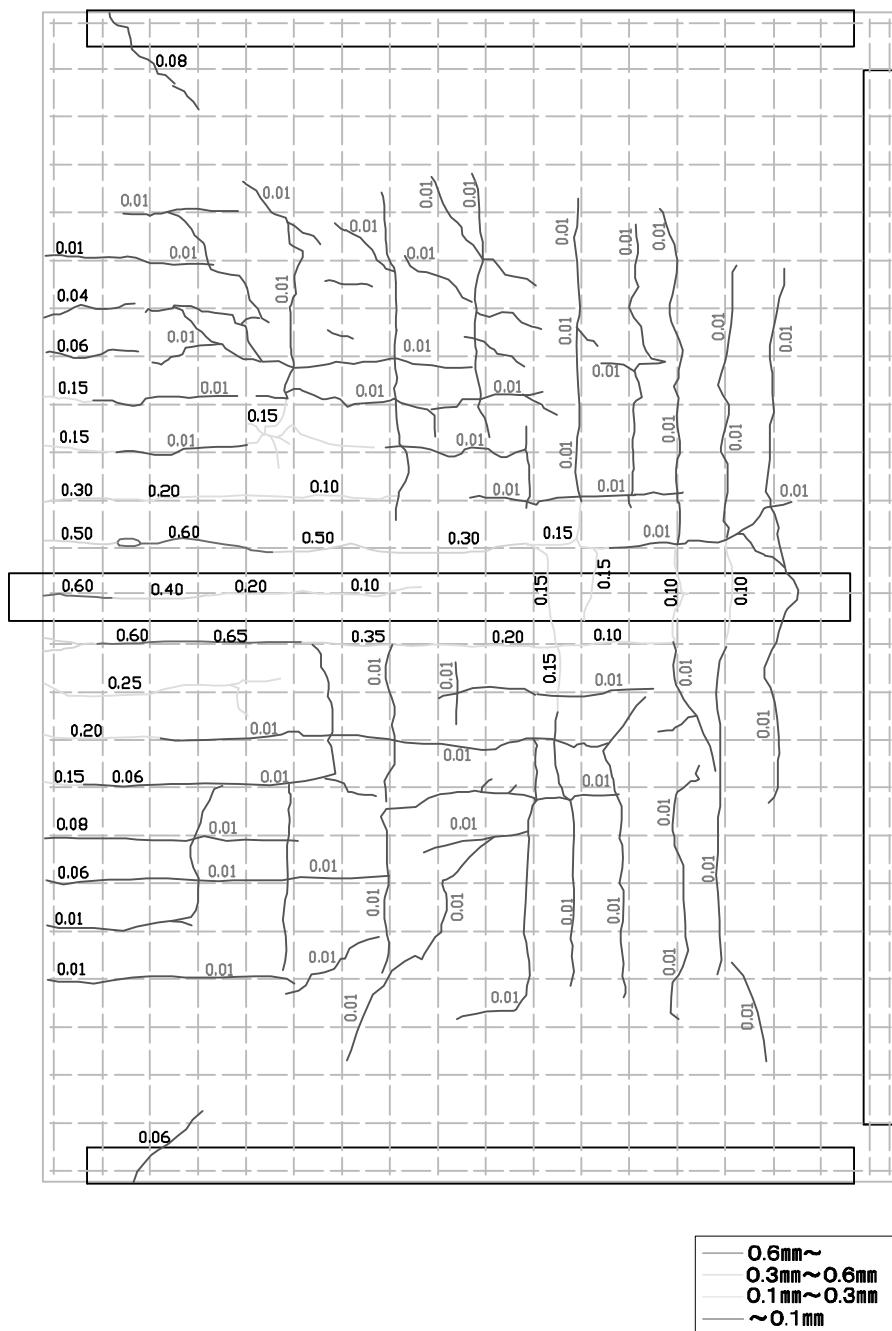


図 2.55 H400-1_RC スラブ非加熱面コンクリートひび割れ図

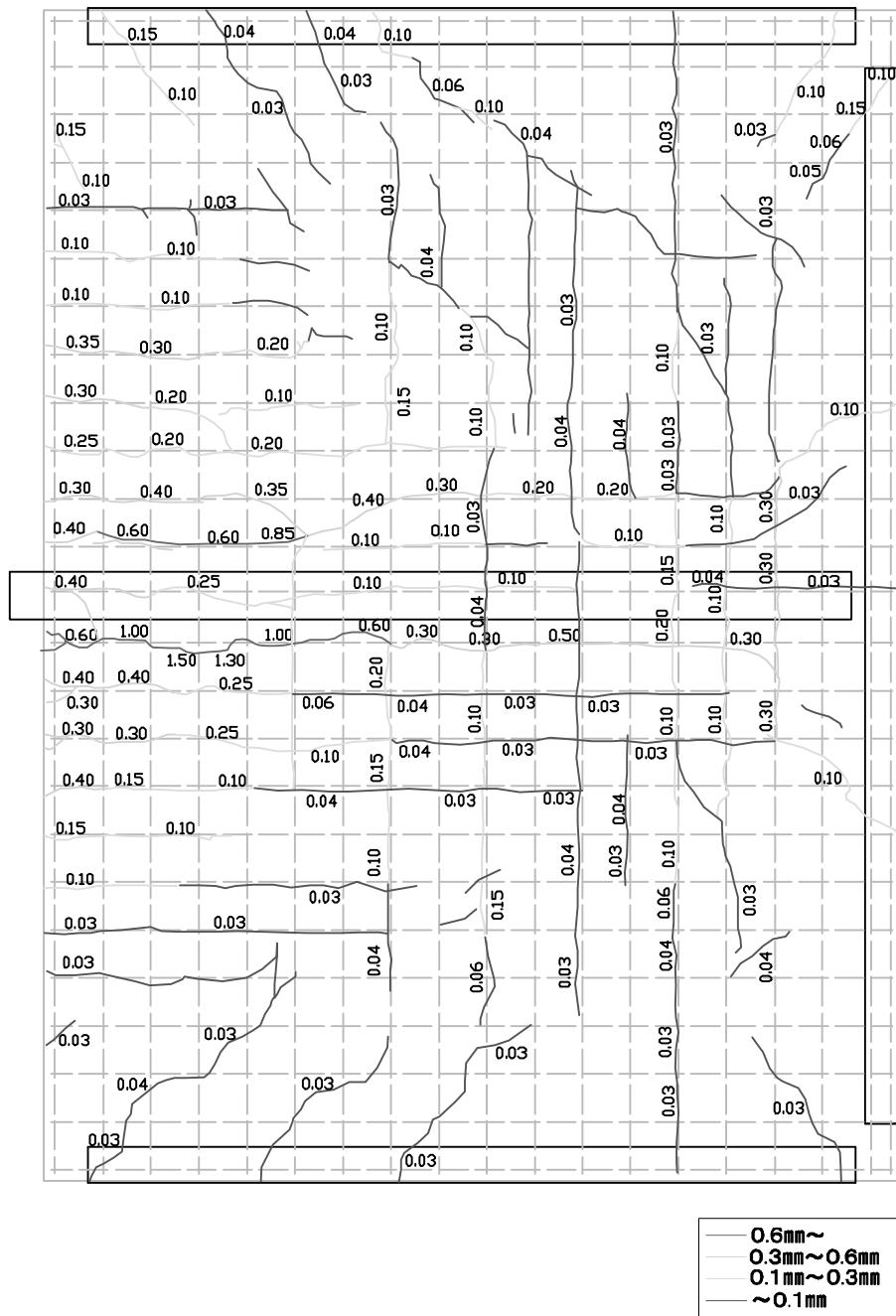


図 2.56 H400-2_RC スラブ非加熱面コンクリートひび割れ図

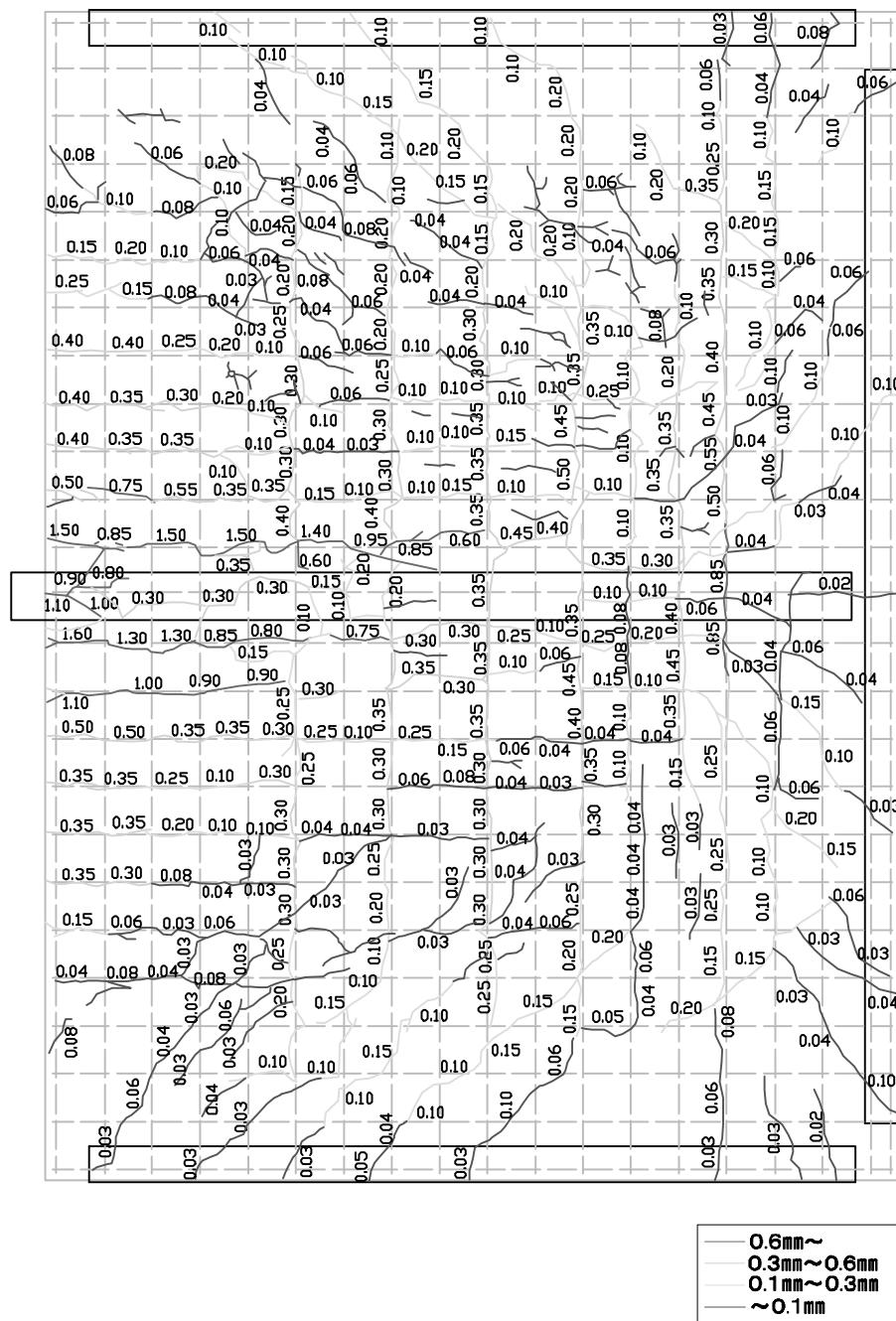


図 2.57 H600-1_RC スラブ非加熱面コンクリートひび割れ図

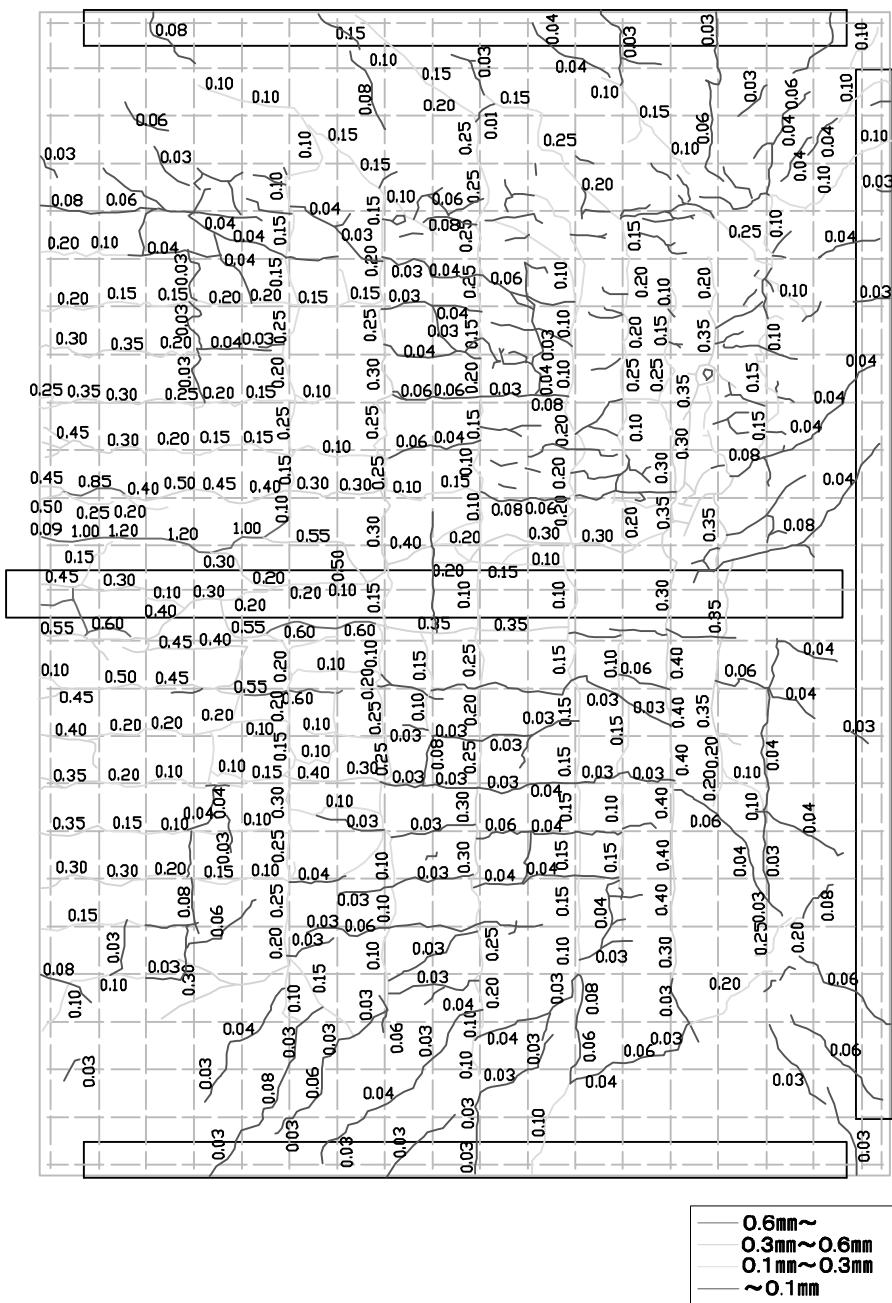


図 2.58 H600-2_RC スラブ非加熱面コンクリートひび割れ図

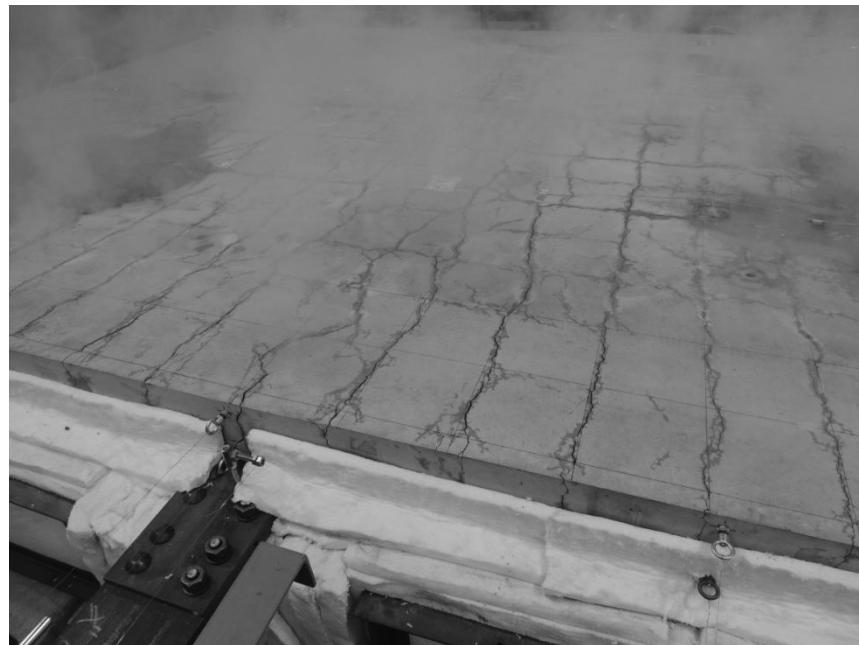


図 2.59 H600-1_自由端側 RC スラブひび割れ発生状況（写真）



図 2.60 H600-1_固定端側 RC スラブひび割れ発生状況（写真）



図 2.61 H600-1_1 通固定端側 RC スラブひび割れ発生状況（写真）

2.6.10 水平ジャッキ反力

加熱梁固定端側の水平ジャッキに設置したロードセルによって計測した、各試験体のジャッキ反力計測結果を図 2.62 に示す。試験体 H400-1 では、加熱初期からジャッキ反力は圧縮側の値を示し、加熱開始後 30 分程度で急激に圧縮力が 200kN 程度まで急増した後に緩やかに増加を続け加熱終了時で 250kN 程度となった。試験体 H400-2 では、加熱直後に瞬間的に圧縮側の値を示したが、加熱開始後 10 分程度で 10kN 程度の引張反力を示し、概ね 20 分間（加熱開始後 30 分程度まで）定常状態にあった。その後、ジャッキ反力は加熱開始後 35 分程度で急速に圧縮側へと転じ、180kN～190kN 程度の圧縮反力に一旦は収束したが、加熱開始後 150 分程度から加熱終了まで緩やかに低下した。試験体 H600-1 では、概ね H400-2 と同じ挙動を示しており、加熱初期の引張反力は 13kN 程度であった。圧縮側に転じる時間は、H400-2 と比べて 8 分ほど早い加熱開始後 27 分程度であり、ジャッキ反力は 210kN 程度の圧縮反力に一旦収束し、ジャッキ反力が圧縮側へ転じてから概ね 115 分経過後（加熱開始後 140 分程度）にその反力は緩やかに低下した。試験体 H600-2 についても、大局的な時間推移は H400-2 や H600-1 と同様である。ただし、引張反力が 10kN 程度に収束し始めてから僅か 5 分

程度（加熱開始後 13 分程度）で更に引張反力が増加し始め、65kN～70kN 程度まで増加した。ジャッキ反力が圧縮側に転じる時間も加熱開始後 58 分程度と試験体 H600-1 と比較すると 30 分程度遅い。圧縮反力の収束値は 180kN 程度であり、試験体 H400-2 や H600-1 と同程度の反力である。圧縮反力が低下し始める時間は加熱開始後 180 分程度であり、圧縮側反力に転じてからの経過時間としては 120 分程度であった。このように、試験体 H400-1 を除く 3 つの試験体のジャッキ反力は、引張側の最大反力や圧縮反力へ転じる時間に若干の差異はあるが、加熱初期に引張反力が生じることや圧縮反力の収束値が概ね 200kN であること、圧縮反力に転じてから反力が低下し始めるまでの時間が概ね 120 分間であることなど大局的な時間的推移の挙動は一致している。

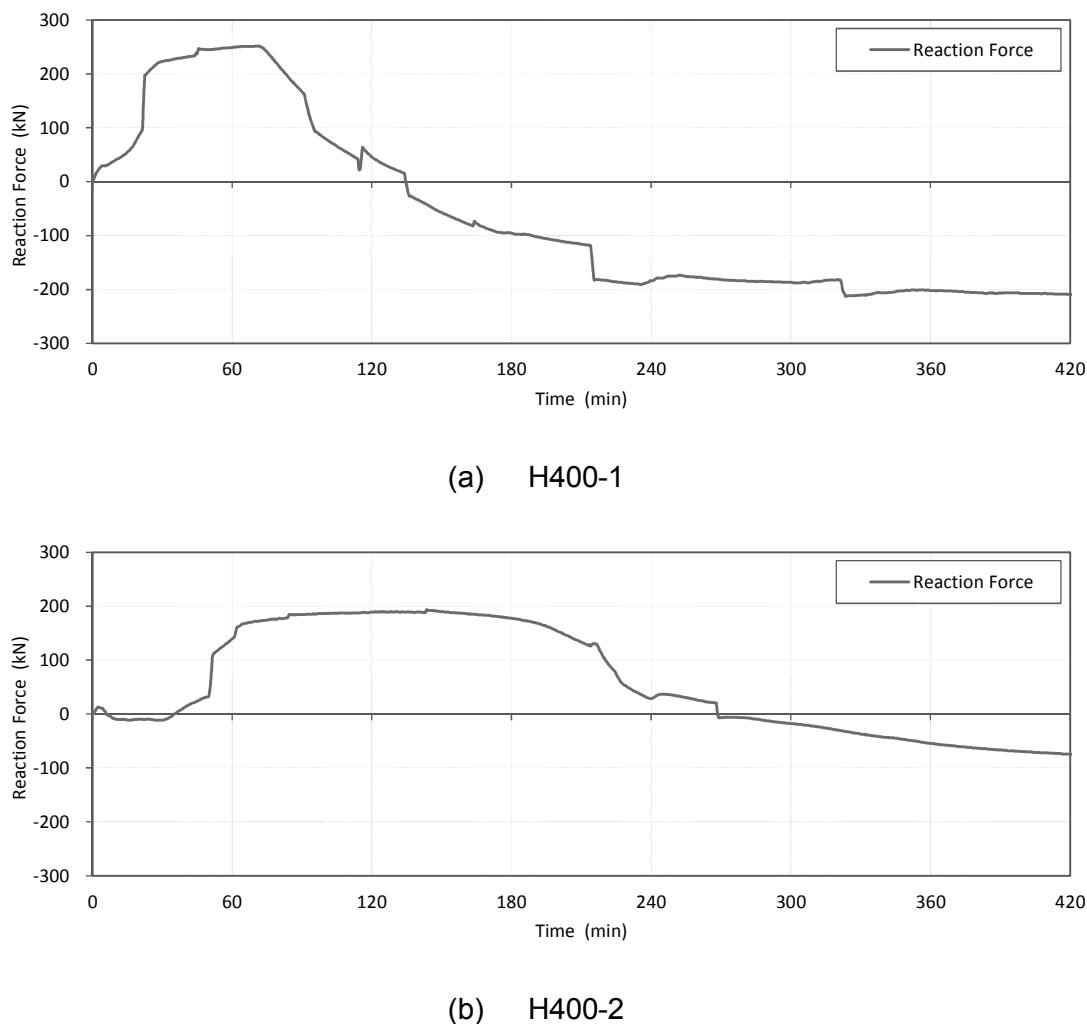
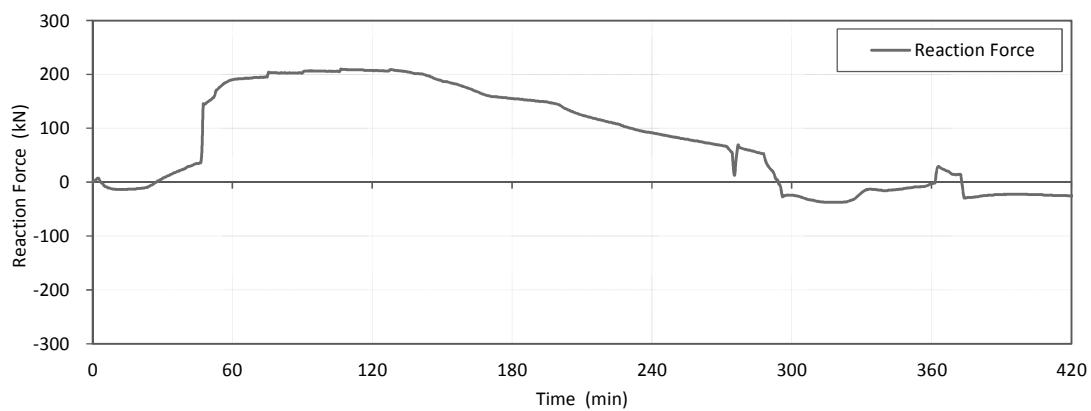
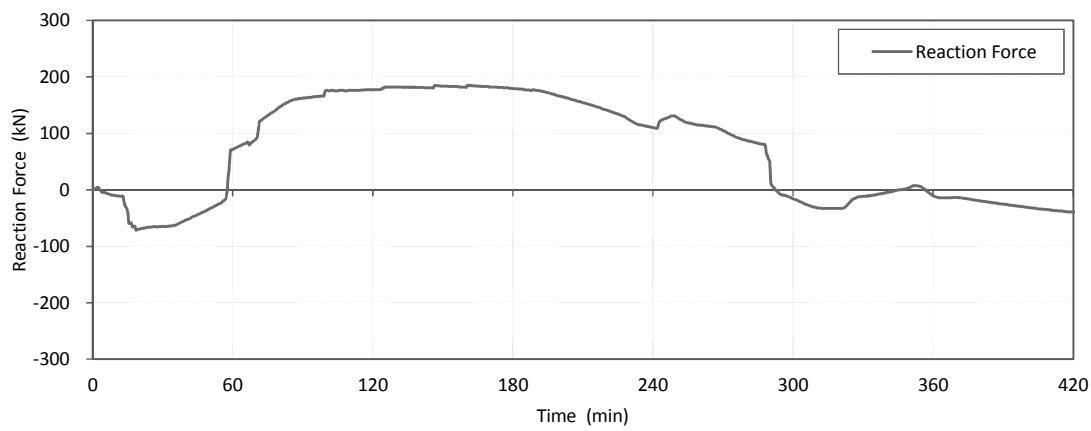


図 2.62 水平ジャッキ反力（次頁へ続く）



(c) H600-1



(d) H600-2

図 2.62 水平ジャッキ反力

2.7 加熱梁の伸び出し量

2.7.1 自由膨張量との比較

耐火設計などの設計実務では、火災時における鋼梁の伸び出し量を自由膨張下での鋼の熱ひずみに加熱長さを乗じた値、または、その値を低減して評価することが多い。また、鋼の自由膨張下における熱伸び量については、既に述べたように文献[11]や文献[12]では温度依存性を有するものとして、文献[11]では(2.1)式により熱ひずみを直接的に規定し、文献[12]では鋼の線膨張係数を(2.2)式で規定している。

$$\left. \begin{array}{l} \Delta\ell/\ell = -2.416 \times 10^{-4} + 1.2 \times 10^{-5} \times \theta_a + 0.4 \times 10^{-8} \times \theta_a^2 \quad \text{for } 20^\circ C < \theta_a \leq 750^\circ C \\ \Delta\ell/\ell = 11 \times 10^{-3} \quad \text{for } 750^\circ C < \theta_a \leq 860^\circ C \\ \Delta\ell/\ell = -6.2 \times 10^{-3} + 2 \times 10^{-5} \times \theta_a \quad \text{for } 860^\circ C < \theta_a \leq 1200^\circ C \end{array} \right\} (2.1) \text{ (再掲)}$$

$\Delta\ell$: 熱伸び量 (mm), ℓ : 加熱長さ (mm), θ_a : 鋼材温度 ($^\circ C$),

$$\alpha = 11.0 + 5.75 \times 10^{-3} \times T_a \quad (2.2)$$

α : 鋼の線膨張係数 ($\times 10^{-6} K^{-1}$), T_a : 鋼の温度上昇 (K)

一方で、例えば我が国で一般的に採用されている建築基準法施行令第108条の3および関連告示（平12建告1433号）で規定される耐火性能検証法などでは、鋼の線膨張係数を $12 \times 10^{-6} K^{-1}$ の定数として、この線膨張係数に鋼梁の加熱長さを乗じた自由膨張下での熱伸び量の80%を鋼梁の火災時伸び出し長さとしている[13]。また、一般財団法人新都市ハウジング協会で規定する無耐火CFT柱の耐火設計指針では、鋼の線膨張係数を $13 \times 10^{-6} K^{-1}$ の定数として、鋼の火災時伸び出し長さが自由膨張下での熱伸び量に等しいものとして取り扱っている[14]。図2.63は、これら鋼の線膨張係数を定数とした場合の自由膨張下での熱ひずみと、文献[11]および文献[12]で規定される温度依存性を有する熱ひずみの比較である。文献[11]に規定される熱ひずみと文献[12]に規

定される熱ひずみは、鋼の温度が 250°C から 300°C 程度を超えると鋼の線膨張係数を $12 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ および $13 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ の定数とした場合の熱ひずみよりも大きな値となる。また、文献[11]および文献[12]を比較すると鋼の温度が 750°C まではその熱ひずみは概ね同程度であるが、文献[11]では 750°C～850°C の温度範囲で熱ひずみが停滞するよう規定されているため、鋼の温度が 750°C を超えた以降両者は大きく乖離する。

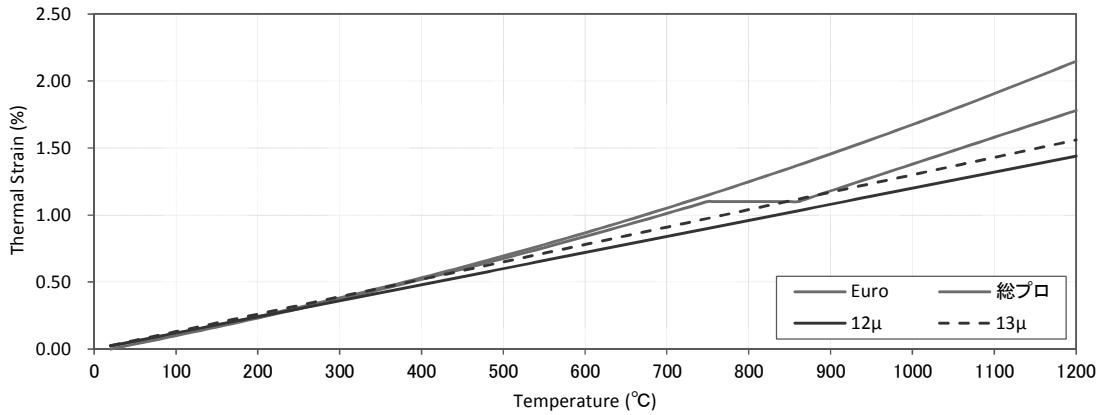


図 2.63 各種規基準における鋼の熱ひずみ

実験での加熱終了までの加熱梁の伸び出し量と、各種文献で規定される自由膨張下での熱伸び量の比較を図 2.64 に示す。ここで、試験体 H400-1 については、加熱時間は 72 分であったが、計測に用いた変位計が設置方法の理由から加熱開始後 60 分で計測限界に達していた（変位計のずれを目視で確認した）ため、同図では加熱開始後 60 分までを記している。

いずれの試験体も下フランジについては概ね文献[11]に規定される自由膨張下での熱伸び量と一致している。ウェブについては、時間推移の傾向は文献[11]の熱伸び量の推移に類似しているが、伸び出し量そのものの値は小さくなっている。上フランジについては、試験体によって時間は異なるが、加熱初期では各種文献に規定される自由膨張下での熱伸び量よりも大きな伸び出しとなっており、加熱開始後 120 分～150 分程度からは文献[11]の熱伸び量を下回っている。試験体での加熱梁下フランジは試験体設置上、外的な拘束を受けない状態であり、仮に加熱梁下フランジが自由膨張できる状態にあつたとすると、鋼の線膨張係数を $12 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ や $13 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ として我が国の一般的

な耐火性能設計で慣用的に使用される鋼材温度と鋼の線膨張係数、加熱長さの積値よりも大きな伸び出し量となる可能性がある。また、加熱梁のウェブについても外的拘束を受けない試験体設置状況であり、加熱梁ウェブが各種文献に規定される自由膨張下での伸び出し量よりも小さな伸び出し量となった要因は、梁断面内部での伸び出し拘束、すなわち断面内の平面保持であると考えられる。一方で、上フランジは加熱開始後120分～150分程度までは、外的要因によって引っ張られていたと考えられ、その要因の一つに周辺のRCスラブの熱伸びが考えられる。

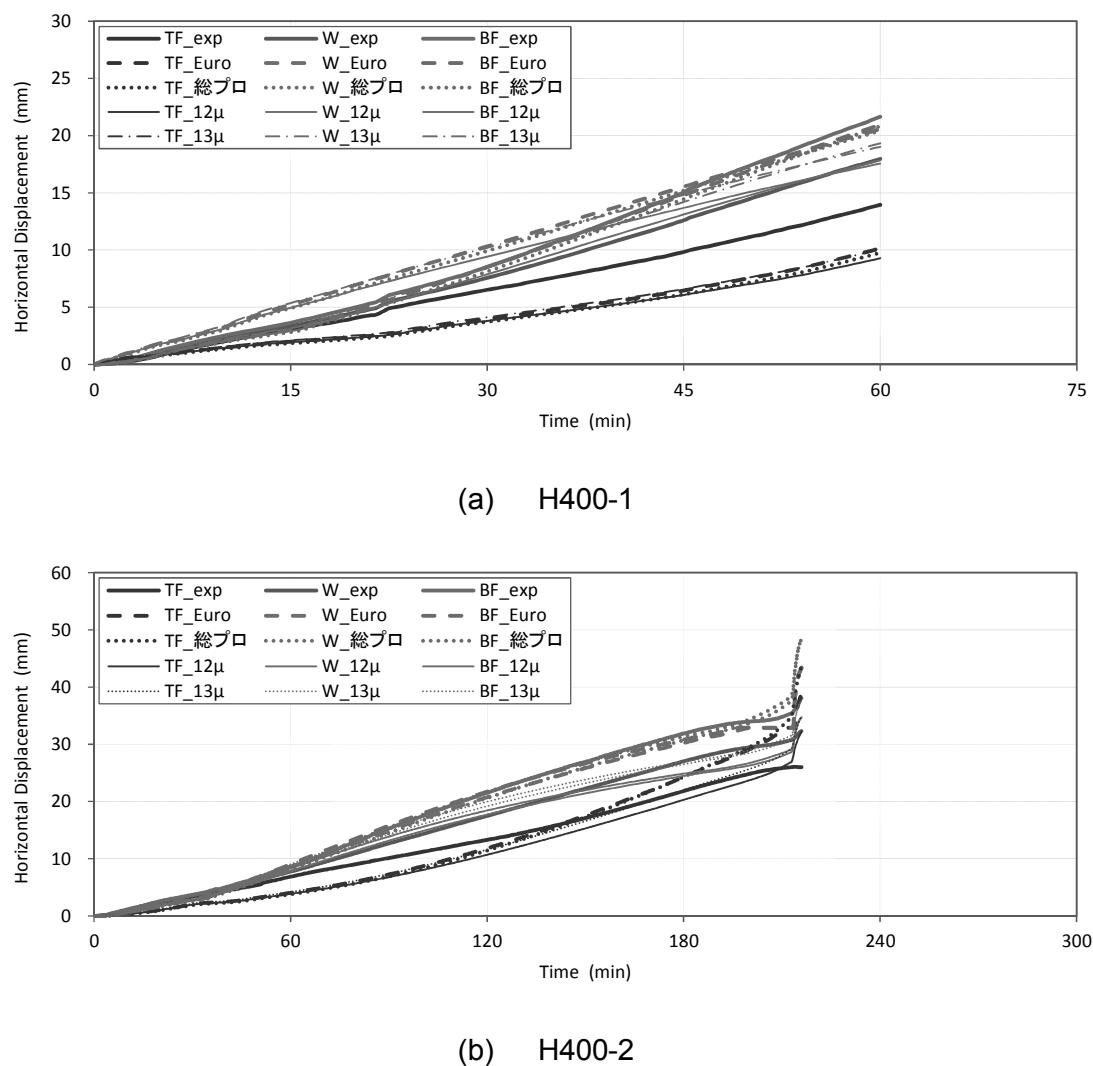
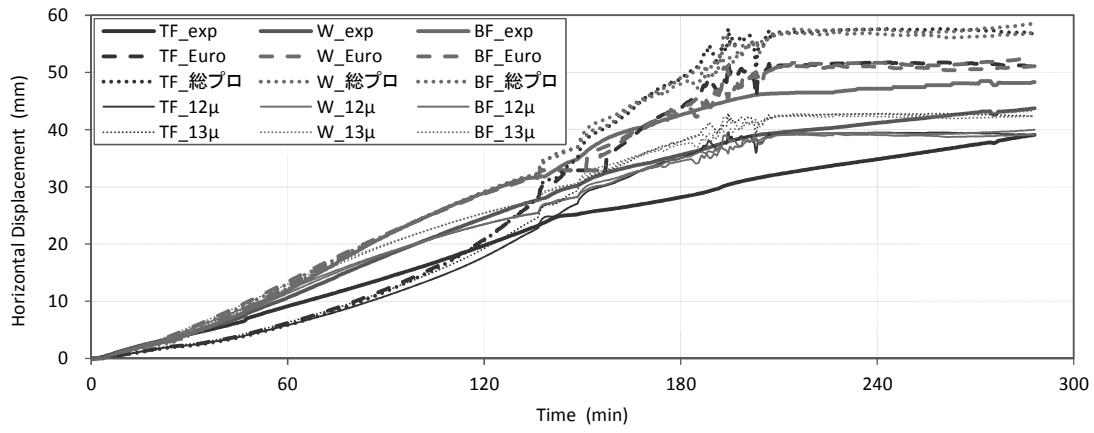
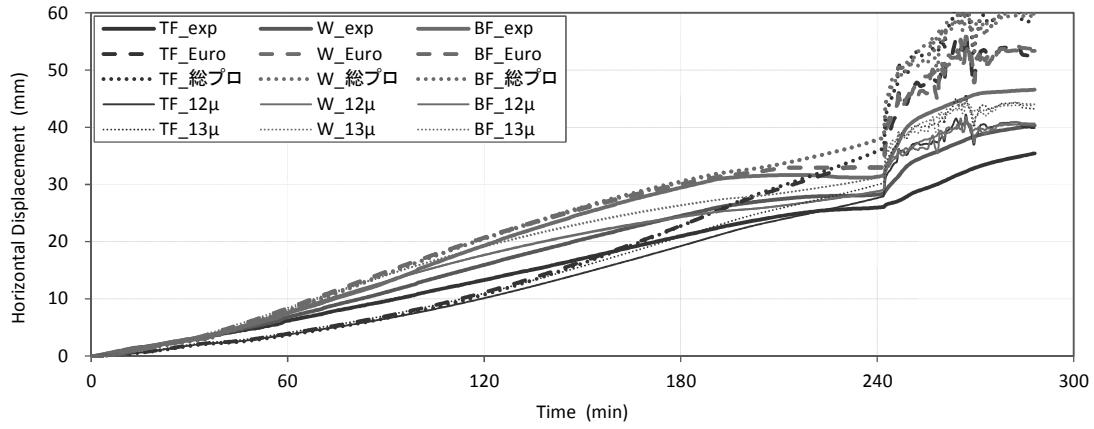


図 2.64 加熱梁の自由膨張下における熱伸び量と実験結果の比較（次頁へ続く）



(c) H600-1



(d) H600-2

図 2.64 加熱梁の自由膨張下における熱伸び量と実験結果の比較

本論文では、以降の考察で使用する自由膨張下での鋼の熱ひずみを Eurocode4[11] に規定される自由膨張下での熱ひずみ（以下単に、自由熱ひずみと記す。）とする。また、第 3 章で詳細に述べるが、本論文では鋼梁の火災時伸び出し量評価の普遍的基点を定義し、その基点における断面内平面保持を仮定した自由膨張下での伸び出し量を自由膨張量として取り扱っているため、一般的な耐火設計で採用される鋼材温度と鋼の線膨張係数、加熱長さの積値を自由膨張下での熱伸び量（以下単に、自由熱伸び量と記す。）として定義する。図 2.65 に加熱梁各部位の自由熱伸び量に対する試験体伸び出し量の比を示す。加熱初期での自由熱伸び量に対する試験体伸び出し量の比の時間推移については試験体ごとに若干異なり、加熱梁各部位の伸び出し量が自由熱伸び量を大きく上回

る場合もある。下フランジについては試験体 H400-1 および試験体 H600-1 で加熱開始後 30 分程度、試験体 H400-2 および H600-2 で加熱開始後 45 分程度から自由熱伸び量に対する比が 0.9~1.0 程度に概ね収束している。ウェブについては、各試験体とも下フランジの比が収束し始める時間と概ね同じ時間から自由熱伸び量に対する比が 0.8~0.9 程度に収束している。一方、上フランジについては、試験体 H400-1 を除けば、いずれの試験体も加熱初期に自由熱伸び量を大きく上回る伸び出しが生じているが、自由熱伸び量に対する比は急激に低下し始める。その後、自由熱伸び量の比は低下する過程で一旦は若干の増加を示すが、下フランジおよびウェブの自由熱伸び量に対する比が収束し始める時間で再び線形的に緩やかに低下している。なお、この時の自由熱伸び量に対する比の下降勾配は加熱初期の勾配と比べると緩やかな勾配となっている。試験体 H400-1 における上フランジの伸び出し量は、加熱初期では自由熱伸び量より小さな伸び出し量であり、加熱時間の経過と共に自由熱伸び量に対する比は増加している。加熱開始後 5 分程度でその比は 1.0 を上回り、1.8 程度まで増加した後に線形的に低下している。加熱開始後 5 分までの H400-1 上フランジの水平変位は 1mm 未満の極めて小さな変位量であり計測誤差が占める割合が大きいことや水平変位計測用の変位計設置方法を試験体 H400-1 の実験後から改善していることから、加熱初期における挙動を無視すると下フランジ水平変位およびウェブ水平変位の自由熱伸び量に対する比が収束し始める加熱開始後 20 分程度以降の挙動は他の試験体と概ね一致すると考えられる。

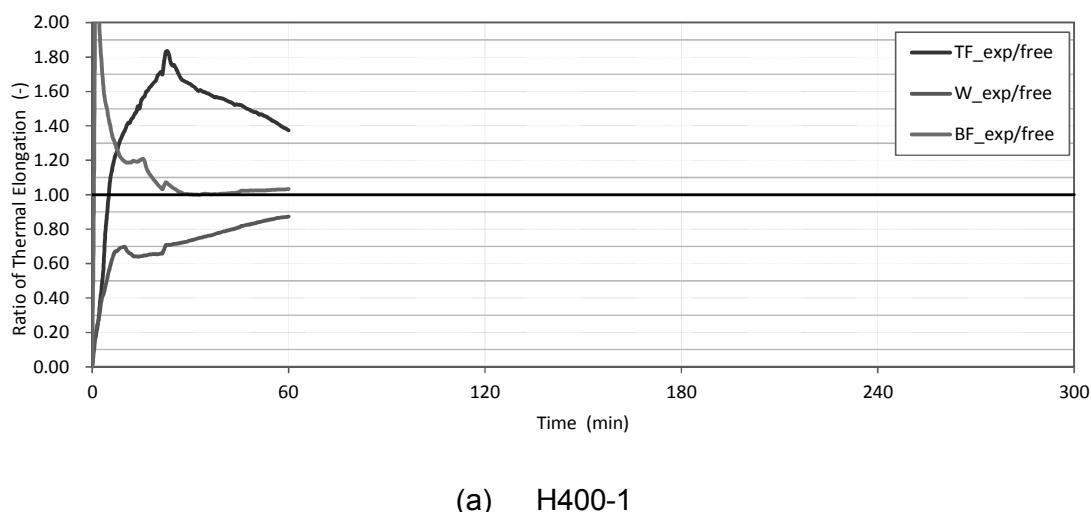


図 2.65 自由熱伸び量 (Eurocode 4) に対する加熱梁伸び出し量の比 (次頁へ続く)

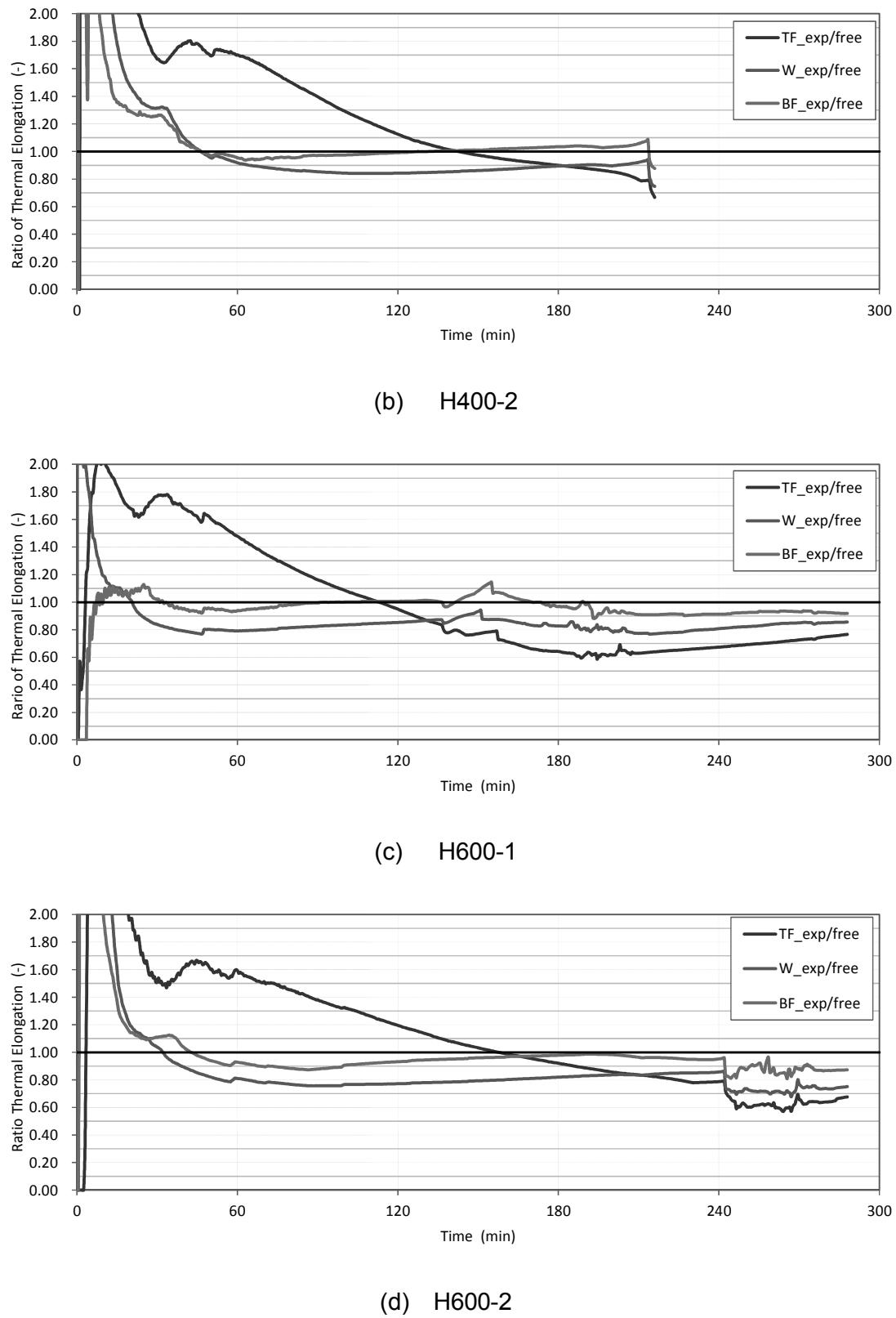


図 2.65 自由熱伸び量 (Eurocode 4) に対する加熱梁伸び出し量の比

2.7.2 既往研究との比較

加熱梁の温度計測結果からも、火災加熱を受ける RC スラブ付鋼梁の断面内には温度勾配が生じる。本論文での試験体では、上フランジの温度は下フランジやウェブと比べて最大で 200°C 程度低くなっている。また、鋼梁の軸方向水平変位（伸び出し量）も部位によって異なる。つまり、鋼梁の火災時伸び出し量はその評価基点と評価の際に採用する鋼梁の温度に大きく依存することとなる。例えば、合成梁の火災時終局耐力に着目した既往研究[15]では、伸び出し評価基点を図 2.66 に示すような鋼梁の断面中心（ウェブ心）とし、採用する鋼梁の温度を全断面平均温度としている。その結果、合成梁の伸び出し量は鋼の線膨張係数を $12 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ として、鋼梁の温度と鋼の線膨張係数、加熱長さの積から求まる自由熱伸び量に概ね等しいと結論付けている。

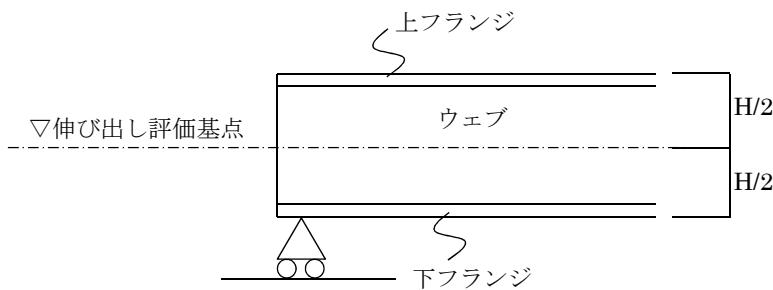


図 2.66 既往研究における鋼梁伸び出し量評価基点

図 2.67 に、本論文での試験体加熱梁において、文献[15]と同様の評価方法による自由熱伸び量と実験結果の比較を示し、図 2.68 にその自由熱伸び量に対する実験結果の比を示す。試験体 H400-1 では加熱開始 5 分程度までは自由熱伸び量と比べて小さな伸び出し量となっているが、以降の時間で考えればいずれの試験体も鋼の線膨張係数を $12 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ として、鋼材温度と鋼の線膨張係数、加熱長さの積から求まる自由熱伸び量と比べて大きな伸び出し量となっている。また、その比は加熱開始後 45 分～60 分程度で一定値に収束しており、自由熱伸び量に対して 1.1 倍～1.2 倍程度となっている。文献[15]に示されるように鋼の線膨張係数を $12 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ の定数として、線膨張係数と鋼材の平均温度、加熱長さから鋼梁の火災時伸び出し量を評価する方法は、耐火設計

のような実務では非常に簡便な評価方法である。しかし、本論文における実験のように評価方法による伸び出し量よりも実際には大きな伸び出し量が生じる場合があると考えられ、このような評価方法を耐火設計などの実務で採用する場合は、鋼の線膨張係数を $12 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ より大きな定数とする必要があると考えられる。なお、文献[15]においても、鋼梁の平均温度が 400°C 程度から一部の試験体で、鋼梁の平均温度が 500°C 程度となると全ての試験体で実験値が自由熱伸び量を上回る結果となっている。

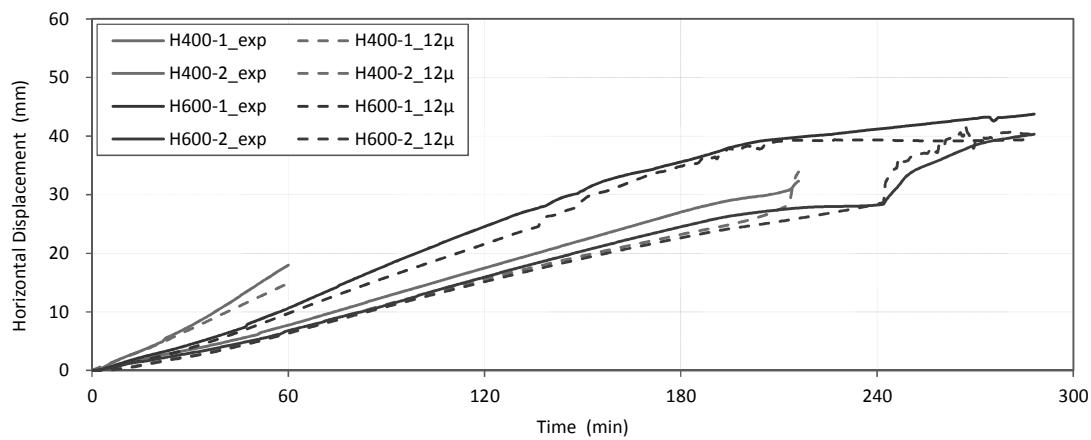


図 2.67 既往研究と同様の評価方法による加熱梁の伸び出し量

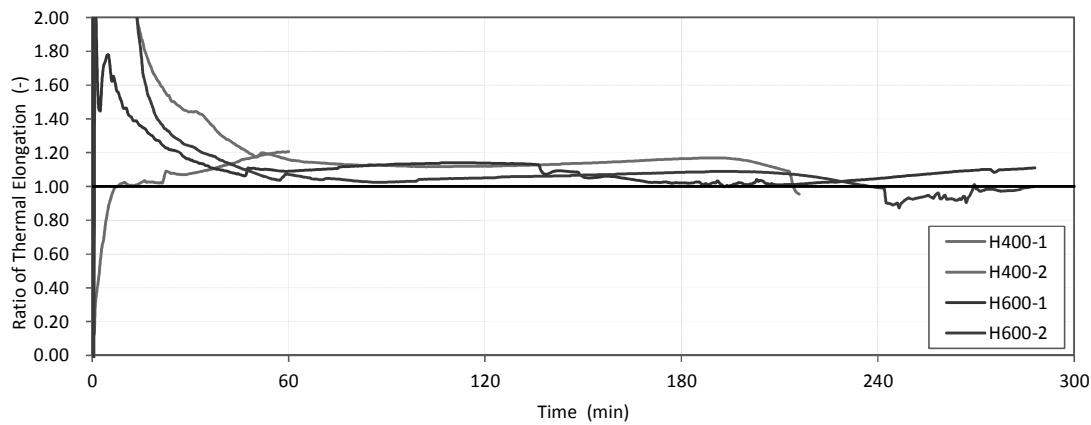


図 2.68 自由熱伸び量 ($12 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$) 対する加熱梁伸び出し量の比

2.7.3 RC スラブが加熱梁の伸び出しに及ぼす影響

ここまで実験結果に対する考察から、加熱初期には加熱梁上フランジが RC スラブの熱伸びによって引っ張られ、加熱の途中で RC スラブが加熱梁の伸び出しを拘束する挙動に転じた可能性が窺える。図 2.69 は、加熱梁自由端側となる A 通の加熱範囲における RC スラブ下端 (A_3_B, A_4_B, A_5_B) の水平変位および加熱梁上フランジの水平変位、上フランジの温度計測結果を用いて文献[11]に規定される自由膨張下での熱ひずみから算出した上フランジの自由熱伸び量、水平ジャッキ反力の計測結果を併記したものである。RC スラブの温度計測結果から、加熱中の加熱梁直上 RC スラブの断面内温度は周辺の加熱範囲にある（直接加熱を受ける）RC スラブの断面内温度と比べて相対的に低い温度となっているが、加熱開始直後から加熱梁直上の RC スラブ水平変位 (A_4_B) は周辺加熱範囲 RC スラブ水平変位 (A_3_B, A_5_B) と概ね等しい変位で推移している。その後、加熱時間の経過に伴い加熱梁直上 RC スラブの水平変位が周辺加熱範囲 RC スラブの水平変位を上回り、加熱梁上フランジの水平変位と概ね等しく推移している。加熱梁上フランジについては、加熱初期から自由熱伸び量を大きく上回る伸びだしが生じている。その後、加熱時間の短かった試験体 H400-1 を除くと試験体 H400-2 では加熱開始後 130 程度、試験体 H600-1 では加熱開始後 75 分程度、試験体 H600-2 では加熱時間後 110 分程度で加熱梁上フランジの伸び出しが周辺 RC スラブの伸び出しを上回るが、この時間では上フランジの伸び出し量は自由熱伸び量よりも大きく、遅れて上フランジ伸び出し量が自由熱伸び量を下回る挙動を示している。

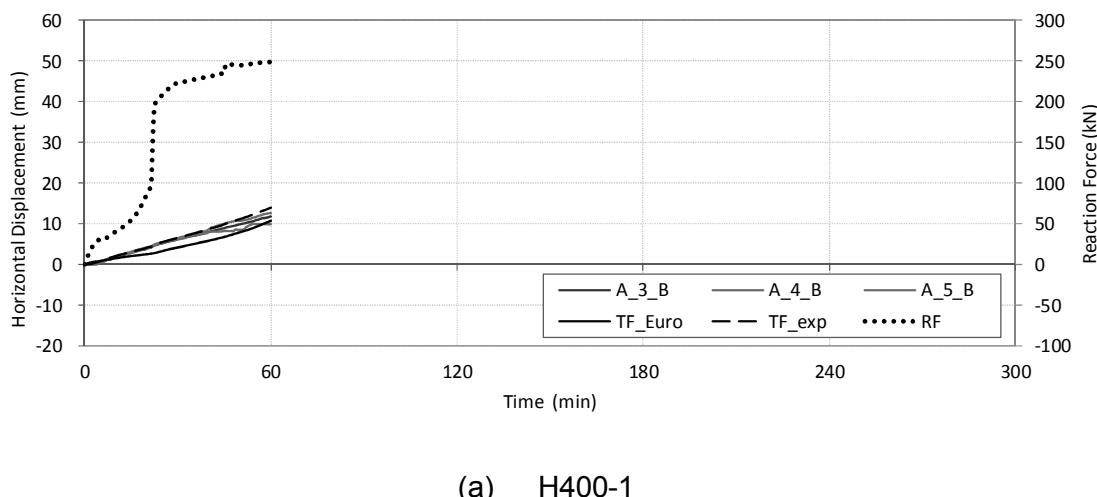


図 2.69 試験体水平変位とジャッキ反力の時間推移（次頁へ続く）

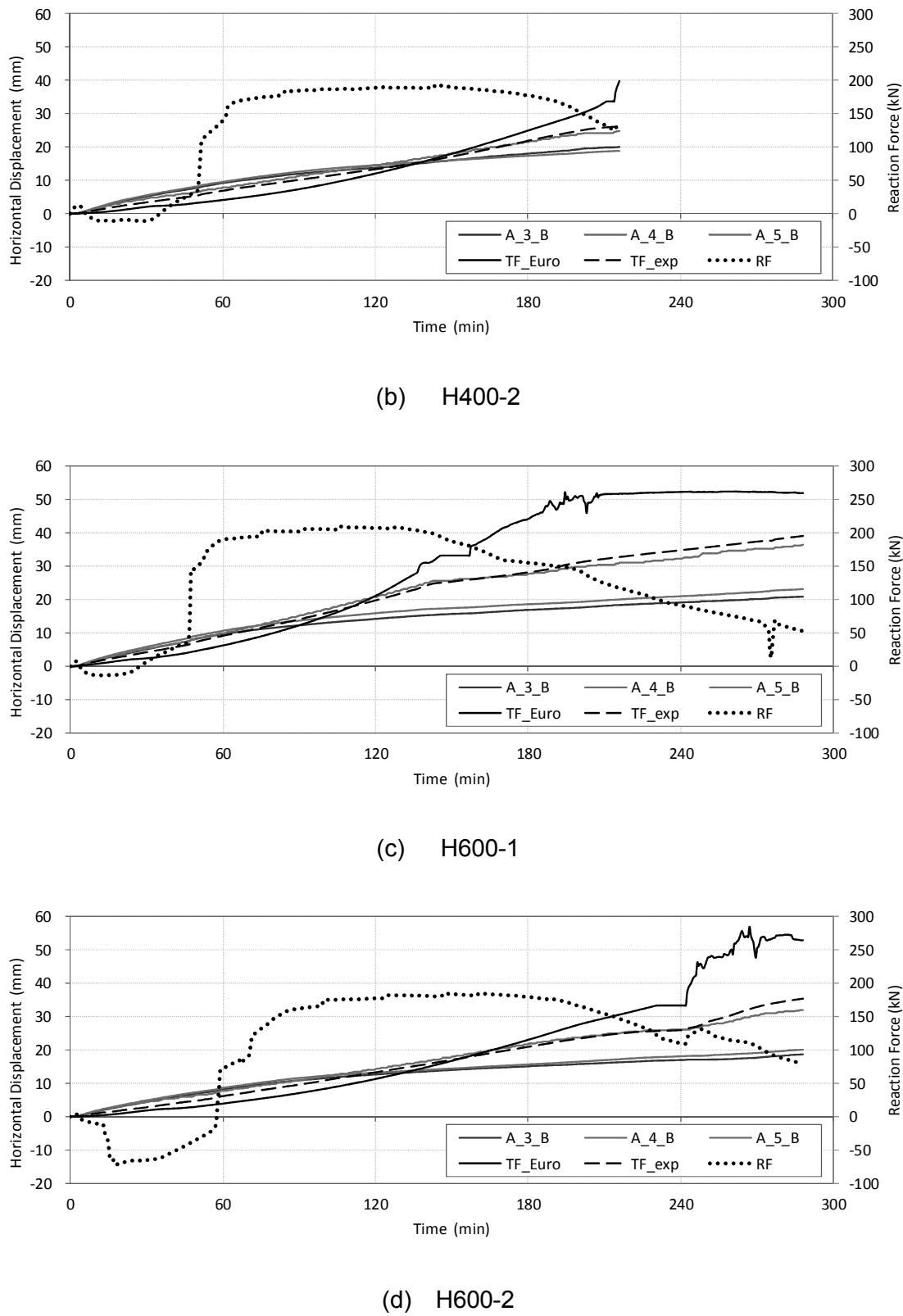


図 2.69 試験体水平変位とジャッキ反力の時間推移

図 2.70 は、周辺加熱範囲 RC スラブの断面内温度計測結果に加熱梁の鋼材温度とジャッキ反力の計測結果を併記したものである。本論文での試験体 RC スラブは、加熱梁の固定端側一辺（F 通）に加えて、加熱梁と平行する二辺（1 通、7 通）が耐火炉に固定されており、RC スラブに生じる応力の伝達経路は複雑なものとなる。このため、水平ジャッキ反力の計測値そのものが、実験中に加熱梁に生じる熱応力としての軸力に等しいとは言い難いが、水平ジャッキ反力の時間推移が加熱梁に生じる軸力の大局部的な時間推移を表していると考えられる。水平ジャッキ反力の時間推移を加熱梁に生じる軸力の時間推移と仮定すると、図 2.71 の概念図に示すとおり試験体 H400-1 を除けば加熱梁の軸力が引張軸力となる時間領域では周辺加熱範囲 RC スラブの加熱面より 60mm から 90mm の深さでのコンクリート温度が加熱梁上フランジ温度を上回っている。

一方、加熱梁の軸力が圧縮軸力に急転した以降（試験体 H400-1 については加熱初期から）、加熱梁上フランジ温度が RC スラブの加熱面より 60mm から 90mm の深さでのコンクリート温度を上回っている。この RC スラブの加熱面より 90mm の位置は RC スラブと加熱梁を接続するスタッド高さの概ね 1/2 から 2/3 の高さに該当し、加熱初期では周辺加熱範囲 RC スラブの熱伸びが、スタッドを介して加熱梁を引っ張ることで加熱梁には自由熱伸び量よりも大きな伸び出しと引張軸力が生じたものと考えられる。なお、試験体 H400-1 の加熱梁上フランジ温度が加熱初期で周辺加熱範囲 RC スラブの加熱面より 60mm から 90mm の位置でのコンクリート温度上回っていた理由は、加熱梁断面積が小さく（熱容量が小さく）耐火被覆材の認定耐火時間が 1 時間であったことから他の試験体と比べて加熱梁が温度上昇し易い状況にあったためである。

加熱梁の軸力が圧縮軸力に急転する時間では、加熱梁上フランジ温度が周辺加熱範囲 RC スラブの加熱面より 60mm から 90mm の位置でのコンクリート温度を上回り始めている。また、加熱初期から加熱梁上フランジの実験での伸び出し量と上フランジの自由熱伸び量の差は拡がるように推移していたが、この時間から両者の差が縮まり始めている。なお、この時間では加熱梁上フランジの伸び出し量は自由熱伸び量を上回っているため、一見すると RC スラブの拘束を受けていないようにも捉えられるが、加熱梁の水平変位計測結果は時間推移の中での累積値であり、RC スラブの拘束効果が発揮された瞬間から加熱梁の水平変位が自由熱伸び量を下回るわけではない。

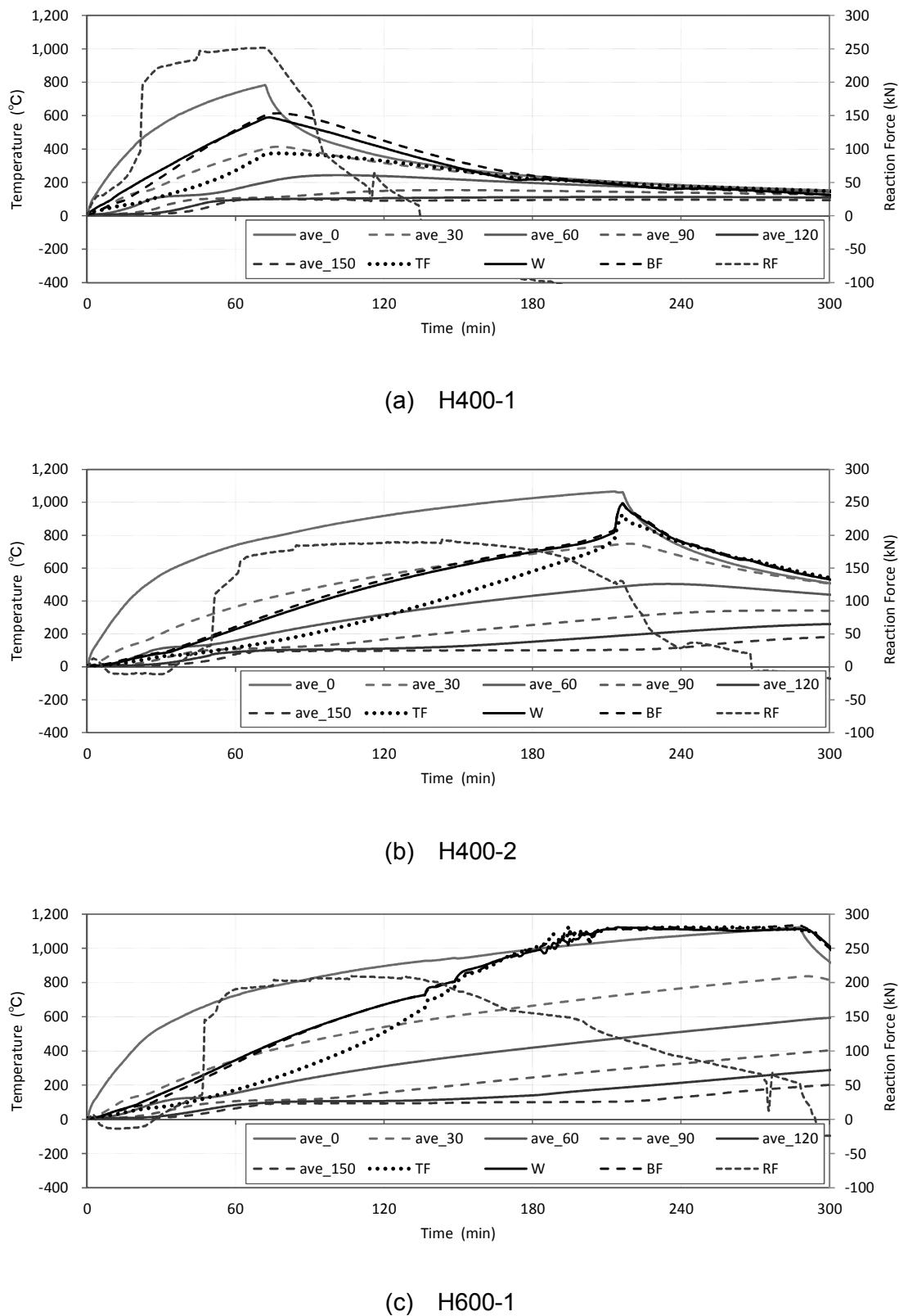
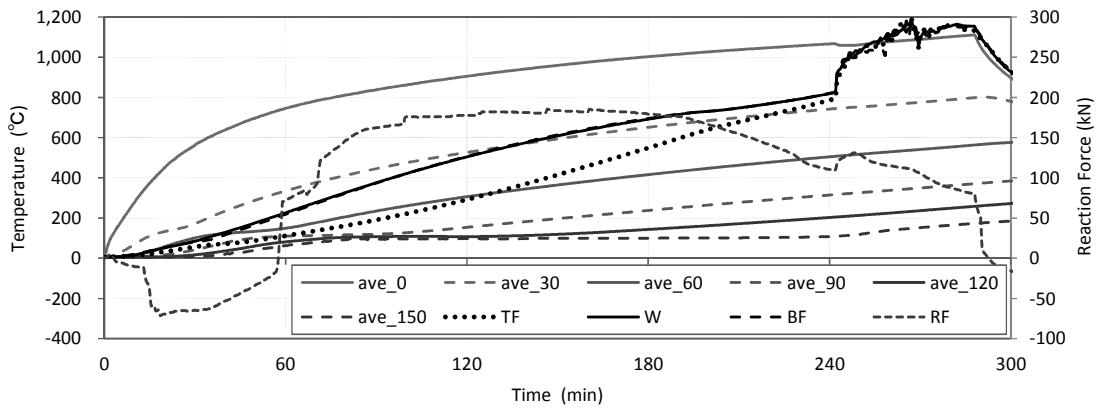


図 2.70 試験体温度とジャッキ反力の時間推移（次頁へ続く）



(d) H600-2

図 2.70 試験体温度とジャッキ反力の時間推移

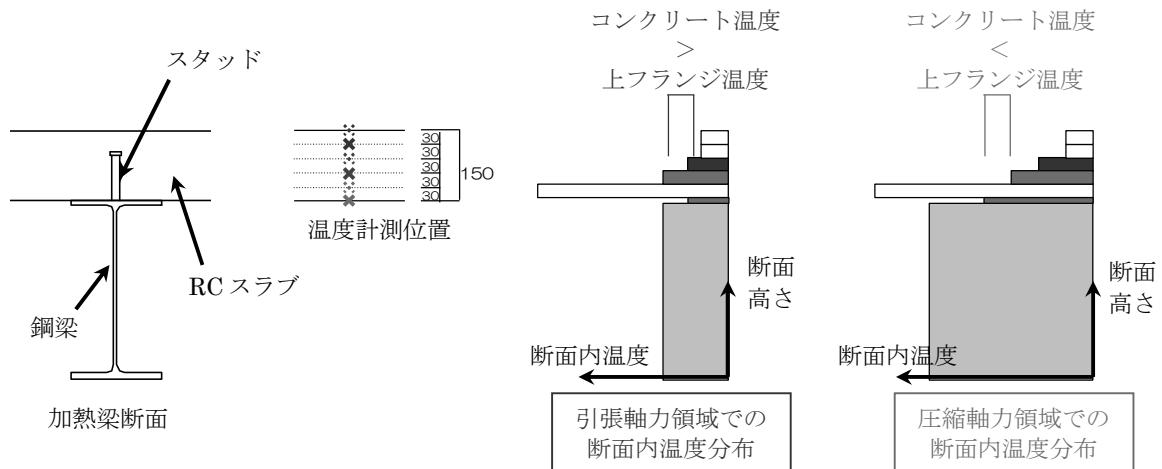


図 2.71 試験体断面内温度分布の概念図

加熱梁が周辺加熱範囲 RC スラブの伸び出しに引っ張られる時間領域において、加熱梁上フランジの伸び出し量は周辺加熱範囲 RC スラブの伸び出し量に概ね等しい。このことから、加熱梁の伸び出しに対する RC スラブの拘束効果の有無は図 2.72 の概念図に示すように周辺加熱範囲 RC スラブの伸び出し量と加熱梁上フランジの自由熱伸び量の差の時間的な拡縮によって判定でき、周辺加熱範囲 RC スラブの伸び出し量と加熱梁上フランジの自由熱伸び量の差が拡がる領域では RC スラブの伸び出しによって加熱梁が引っ張られ、両者の差が縮まる領域では RC スラブによって加熱梁の伸び出しが

拘束されるものと考えられる。

RC スラブが加熱梁の伸び出しを拘束する効果の有無を判定する方法については、第3章で詳細に述べる。

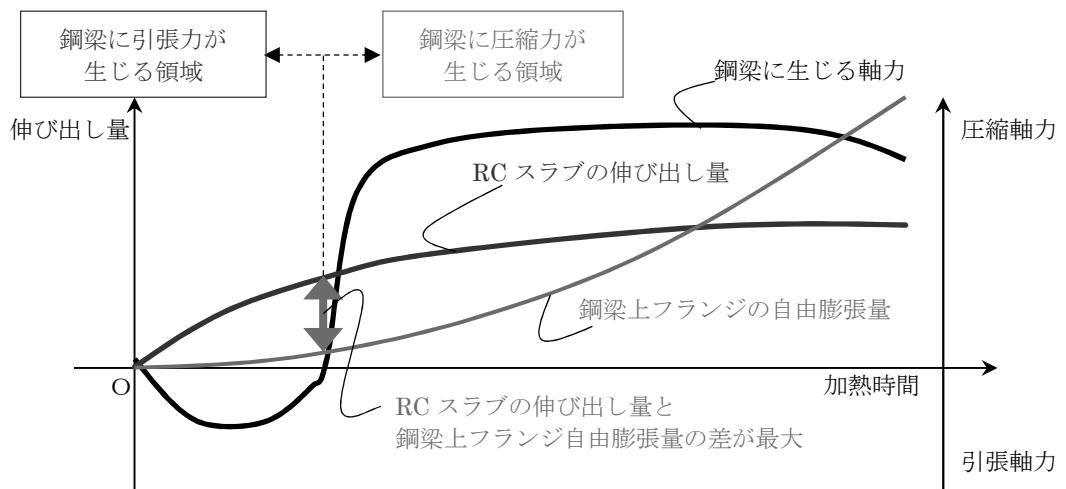


図 2.72 試験体伸び出し量と梁軸力の相関概念図

2.8 まとめ

本章では、実建物における鋼梁の火災時伸び出しに対する拘束要素として床スラブ（RC スラブ）に着目し、実鋼構造架構の一部を模擬した実大断面寸法の鋼梁と RC スラブから成る RC スラブ付鋼梁試験体で実施した実大火災実験について、試験体仕様および使用材料の機械的性質、試験体と耐火炉との接続方法、実験方法、計測項目、計測結果について述べ、鋼梁の伸び出し量について定量的な考察を行った。本章での考察内容および得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 本章での RC スラブ付鋼梁試験体の加熱中における鋼梁伸び出し挙動については、鋼梁の断面寸法および耐火被覆材の耐火仕様によっては、加熱初期における挙動に差があるが、加熱開始後 30 分から 60 分程度経過した後はいずれの試験体も同様の伸び出し挙動を示した。加熱初期では Eurocode 4 に規定される自由膨張下での鋼の熱ひずみに加熱長さを乗じた自由熱伸び量よりも大きな伸び出し量となるが、下フランジおよびウェブについては伸び出し量の自由熱伸び量に対する比が加熱開始後 30 分から 60 分程度で急激に低下し、下フランジでは概ね自由熱伸び量に、ウェブでは自由熱伸び量の概ね 80%に収束することを示した。また、上フランジについても加熱開始後 30 分から 60 分程度で伸び出し量の自由熱伸び量に対する比が低下するが、下フランジやウェブとは異なり線形的に緩やかに低下することを示した。
- 2) 端部が拘束されない一辺を有する RC スラブが火災加熱を受けると、その一辺に RC スラブ自身の熱膨張による伸び出しが生じ、RC スラブに取り付く鋼梁上フランジの温度が RC スラブの加熱面より 60mm～90mm 程度の深さにおけるコンクリート温度より低い場合は、RC スラブの伸び出しによって鋼梁に自由熱伸び量よりも大きな伸び出しが生じることを明らかにした。
- 3) 水平ジャッキ反力の時間推移を鋼梁に生じる熱応力としての軸力の時間推移として捉え、鋼梁周辺の火災加熱を受ける RC スラブの伸び出し量と鋼梁上フランジの自由熱伸び量の差が拡がる領域では RC スラブの伸び出しによって鋼梁が引っ張られ、両者の差が縮まる領域では RC スラブによって鋼梁の伸び出しが拘束されることを

示した。この RC スラブの伸び出し量と鋼梁上フランジの自由熱伸び量の差の拡縮から RC スラブの拘束効果の発現有無を判定する方法については次章で述べる。

- 4) 我が国的一般的な耐火設計における鋼梁の火災時伸び出し量評価方法である鋼梁温度と鋼の線膨張係数、加熱長さの積値を鋼梁の伸び出し量として取り扱う方法は、鋼梁伸び出し量の評価基点を梁図心（ウェブ心）、鋼梁温度を梁全断面の平均温度とし、鋼の線膨張係数に慣用値である $12 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ を用いると実際の RC スラブ付鋼梁の火災時伸び出し量に対して危険側の評価となる可能性があることを示した。

第2章の参考・引用文献

- [1] Usmani , A.S., Rotter, J. M., Lamont, S., Sanad, M., and Gillie M., *Fundamental principles of structural behavior effects*, Fire Safety Journal, 2001(36), pp.721~744.
- [2] 防耐火性能試験・評価業務方法書, 一般財団法人日本建築総合試験所, 2014.1.
- [3] 村上行夫, 木下智裕, 坂本義仁, 井英浩, 鈴木隆生:建築構造用 550N/mm² 級鋼材を用いた柱部材の耐火性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 防火, pp.271-272, 2012.9.
- [4] 村上行夫, 一戸康生:件 t 九用高強度 800N/mm² 級鋼材の高温時材料特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, A-2, pp.213~214, 2009.7.
- [5] 構造材料の耐火性ガイドブック, 日本建築学会, 2009.
- [6] 岡崎智仁, 長岡勉, 河野守:火災加熱を受ける鉄骨梁の伸び出しに関する実験的研究—RC 造スラブにより接続された周辺架構の伸び出し抑制効果—, 構造工学論文集 Vol.59B, pp.231~238, 2013.3
- [7] 西村俊彦, 上原茂男:RC スラブが正曲げモーメントを受ける場合の耐火性能に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 73 卷, 第 626 号, pp.677~684, 2008.4
- [8] 西村俊彦:RC スラブが負曲げモーメントを受ける場合の耐火性能に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 74 卷, 第 639 号, pp.971~980, 2009.5
- [9] 山本弘樹, 鈴木淳一, 藤井考平, 鈴木弘之, 大宮喜文:熱応力・強制変形を受ける乾式間仕切り壁の耐火性能—載荷加熱実験による強制変形の再現—, 日本建築学会関東支部研究報告集 I , pp.709~712, 2012.3
- [10] 李宇光, 上杉英樹, 若松孝旺:火災加熱を受ける鉄骨立体骨組の応力変形解析, 日本建築学会構造系論文集, 第 595 号, pp.151~158, 2005.9
- [11] Eurocode4 —Design of composite steel and concrete structures— Part1-2: General rules—structural fire design, BS EN1994-1-2:2005.
- [12] 建築物の総合防火設計法 (第 4 卷耐火設計法), 日本建築センター, 1989.4

- [13] 2001 年版耐火性能検証法の解説及び計算例とその解説, 国土交通省住宅局建築指導課ほか編集, 井上書院, 2001.3
- [14] 無耐火被覆CFT造柱 耐火設計指針・同解説及び耐火設計例, 一般社団法人新都市ハーフィング協会, 2004.3
- [15] 安田聰, 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 卷, 第 634 号, pp.2771~2278, 2008.12

第3章

鋼梁の火災時伸び出しに対する RCスラブの拘束効果

3.1 はじめに

一般的な地震荷重に対する建物の構造設計では、建物に入力される地震力は建物架構全体で負担されると仮定している。これは、実建物の床の多くがRCスラブであるため、RCスラブの面内応力伝達能力によって、建物に入力された地震力は各架構の水平剛性に応じて分配されるという、いわゆる<剛床仮定>の概念の基に成り立っている。火災時においても、RCスラブの面内応力伝達機構が期待できれば、鋼梁の火災時伸び出しに対して周辺架構が抵抗し得る。しかし、建築基準法施行令第108条の2および平成12年建設省告示第1433号により規定される耐火性能検証法[1]や、日本での耐火設計指針類、例えば、文献[2]や文献[3]を見ても、RCスラブそのものの拘束効果やRCスラブの面内応力伝達能力を期待した周辺架構の拘束効果を取り入れた鋼梁の火災時伸び出し量評価手法は示されていない。なお、第1章でも述べたとおりRCスラブまでをモデル化した立体架構モデルによる弾塑性熱応力解析についての研究[4]も近年では報告されているが、耐火設計などの実務での広い普及には至っていない。この要因として、数値解析結果の精度を検証するための火災事例や実大火災実験が極めて少ないことも挙げられるが、鋼梁の火災時伸び出しに対するRCスラブの拘束メカニズムやRCスラブの火災時における面内応力伝達能力の有無が十分に解明されていないことが主たる要因である。

RCスラブが鋼梁の火災時伸び出しを拘束する効果と火災時における面内応力伝達能力を考える上で問題となるのが、鋼梁の断面内における伸び出し評価基点と断面内で不均一な分布となる鋼梁温度の取り扱いである。一般的な建物のRCスラブ付鋼梁では、

火災時の加熱が上フランジの上端面を除く 3 面からの不均一な加熱になると、鋼に比べて熱容量の大きい RC スラブが取り付く上フランジでは RC スラブへの熱伝導によってその温度が下フランジやウェブと比べて低くなるため、鋼梁の断面温度分布は不均一となる。このため、梁断面内での評価基点の採り方や評価に用いる鋼梁の温度（断面内最高温度を探るか、平均温度を探るかなど）によって鋼梁の火災時伸び出し量は異なる。また、鋼梁の火災時伸び出し量は鋼の線膨張係数に大きく依存するため、その値を $12 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ や $13 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ などの定数とする場合[1,2]と温度依存性を考慮する場合[5,6]とでは算出される伸び出し量が異なる。

本章では、まず断面内温度が均一な部材（鋼梁）の熱膨張による熱ひずみと熱応力による圧縮ひずみの平衡式からその伸び出し量評価式を誘導し、断面内温度分布が不均一な場合について普遍的な伸び出し量評価基点を定義した上で理論拡張した RC スラブ付鋼梁の火災時伸び出し量評価手法を提案している。次に、鋼梁の火災時伸び出しに対する RC スラブの拘束メカニズムを明らかにし、提案する評価式で用いる RC スラブの拘束効果（面内応力伝達能力）の定式化とその評価式の提案を行っている。更に、これらの評価式や評価手法の精度を前章での実験結果を用いて検証している。

なお、断面内温度分布が不均一となる鋼梁の評価基点における自由膨張下での伸び出し量について、本章では梁断面内に平面保持が成立するものとしてヤング係数の重み付けを考慮した算出としているため、一般的に自由膨張として定義される鋼材温度と鋼の線膨張係数、加熱長さの積値とは異なる。本論文においては前者を〈自由膨張量〉と定義し、区別のために後者を〈自由熱伸び量〉と記している。また、鋼の自由膨張下における熱ひずみについては、前章の火災実験において鋼梁断面内で直接の外的拘束を受けない下フランジの伸び出し量が文献[5]に規定される鋼の熱ひずみを基準とした伸び量に概ね等しいことを明らかにしているため、本章では同文献に規定される温度依存性を有する熱ひずみを鋼の自由膨張下における熱ひずみとして取り扱い、その他の鋼およびコンクリートの高温時材料特性についても同文献で規定される値を採用している。

3.2 鋼梁の火災時伸び出し量と評価基点

3.2.1 断面内温度分布が均一な場合

鉛直荷重などの外力を受けない鋼梁が火災加熱を受け、その断面内温度分布が均一である場合、断面における評価基点の違いによる伸び出し量の差はない。つまり、温度上昇による鋼梁の伸び出し量は、線材要素の伸び出し量として取り扱うことができる。また、鋼梁の伸び出し挙動は、材端の拘束条件によって異なる。図3.1の概念図に示すとおり、鋼梁の材端が完全に拘束された状態では伸び出しが生じず、鋼梁には熱応力としての軸力が生じる。一方、鋼梁の一端が材軸方向に自由に伸縮でき状態（ローラー支持）では鋼の自由膨張下での熱伸び量に等しい伸び出しが生じ、熱応力としての軸力は生じない。鋼梁の材端が材軸方向にばね支持されている状態では、そのばね定数に応じた伸び出しと熱応力の両方が生じる。実建物において、鋼梁の材端支持条件が完全拘束や完全なローラー支持となることはなく、取り付く柱の曲げ剛性や直交梁の弱軸方向曲げ剛性などによる材端ばね支持状態にある。ここで、RCスラブに鋼梁の火災時伸び出しを拘束する効果があると仮定すると、そのRCスラブの拘束効果やRCスラブを介して接続される周辺架構の水平剛性なども材端ばねとして評価できると考えられる。

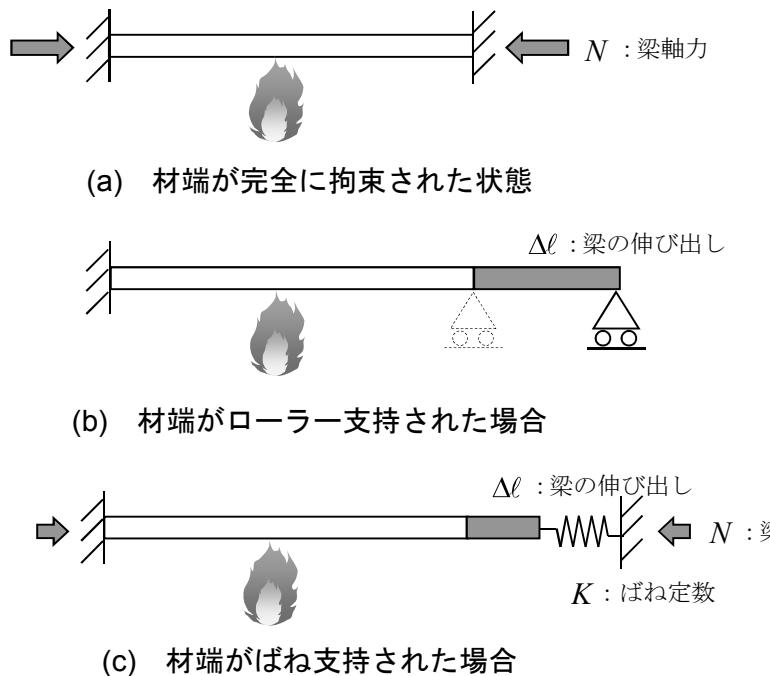


図3.1 材端拘束条件と伸び出し挙動の概念図

材端が外的にはね支持された鋼梁の火災時伸び出し量は、(3.1)式に示すとおり熱膨張による伸長量（右辺第1項）と熱応力として梁断面に生じる軸力による収縮量（右辺第2項）の差で表される。また、鋼梁の伸び出し量は材端ばねの収縮量に等しくなるため、鋼梁材端のばね定数を K (N/mm)、鋼梁の断面積を $s A$ (N/mm) とすると、(3.2)式が成立する。(3.2)式を鋼梁に生じる圧縮応力で整理した(3.3)式を(3.1)式に代入することで、端部をばね支持された鋼梁の局部座屈や全体座屈を考慮しない高温時弾性伸び出し量算定式である(3.4)式が得られる。

なお、本来であれば鋼梁の火災時伸び出し量には、鋼のクリープによる収縮量を考慮すべきである。一般的に、鋼の高温クリープは450°C程度からの高温領域から顕著に表れるとしている[7]。この温度領域は耐火設計で対象としている火災時の鋼材温度と同程度ではあるが、斎藤は(3.1)式に基づく理論式から求まる鋼材温度と熱応力の関係が実験結果と概ね一致することを示している[8]。このことから、火災時における鋼梁の伸び出し量評価の観点からは鋼の高温クリープの影響は小さいと考えられ、本論文において鋼梁の火災時伸び出し量を評価するには鋼のクリープによる影響は考慮しないものとする。

$$\Delta\ell = \ell \cdot_s \alpha(T) \cdot_s T - \frac{\ell \cdot_s \sigma(T)}{s E(T)} \quad (3.1)$$

$$\ell \cdot_s \alpha(T) \cdot_s T - \frac{\ell \cdot_s \sigma(T)}{s E(T)} = \frac{s A \cdot_s \sigma(T)}{K} \quad (3.2)$$

$$_s \sigma(T) = \frac{\ell \cdot_s \alpha(T) \cdot_s T}{\left(\frac{\ell}{s E(T)} + \frac{s A}{K} \right)} = \frac{s E(T) \cdot_s \alpha(T) \cdot_s T}{\left(I + \frac{s E(T) \cdot_s A}{K \cdot \ell} \right)} \quad (3.3)$$

$$\Delta\ell = \ell \cdot {}_s\alpha(T) \cdot {}_sT \cdot \left(1 - \frac{I}{I + \frac{{}_sA \cdot {}_sE(T)}{K \cdot \ell}} \right) \quad (3.4)$$

【式中の記号】

$\Delta\ell$: 鋼梁の伸び出し量 (mm)
ℓ	: 鋼梁の加熱長さ (mm)
${}_s\alpha(T)$: 鋼の線膨張係数 (K^{-1})
${}_sT$: 鋼梁の温度 (°C)
${}_s\sigma(T)$: 鋼梁に生じる軸応力度 (N/mm ²)
${}_sE(T)$: 鋼の高温時ヤング係数 (N/mm ²)

3.2.2 断面内温度分布が不均一な場合

実建物における一般的な鋼梁は、その上フランジ上端に床スラブが取り付く。また、火災による加熱は上フランジの上端を除く3面からの加熱となり、鋼梁上フランジから床スラブへの熱伝導によって下フランジやウェブと比べて上フランジの鋼材温度が低くなる。床スラブがRCスラブの場合はその温度差は200°C程度となり、ALC版の場合は100°C程度の温度差が生じる[9]。このように、鋼梁の断面温度分布が不均一となる場合、鋼梁の火災時伸び出し量および自由熱伸び量に対する比は、断面内の評価位置によって異なる値となる。実務での耐火設計において、鋼梁の伸び出し量評価が必要となる状況は、大局的な架構レベルでの変形性状について検討する場合と部材接合部のような局所的な部位での応力変形性状について検討する場合である。具体的な例として、前者には鋼梁の火災時伸び出しによって柱に生じる部材角の検討などがあり、後者にはWTC7崩壊[10,11,12]の引金にもなったボルト接合部の検討や、鋼梁の伸び出しによって生じる柱梁接合部の応力変形性状の検討などが考えられる。火災時に限らず、架構レベルでの建物の変形性状を把握するためであれば、鋼柱や鋼梁の部材を線材として取り扱うほうが簡便であり、設計に要する時間や労力も少なくなる。そのため、地震荷重や風荷重に対する架構の設計、いわゆる構造設計では、部材の断面積や断面二次モーメント、断面係数などの部材形状に係わる諸元値と降伏耐力やヤング係数などの材料特性に

係わる諸元値を部材情報として持つ線材（梁要素）での架構モデルを用いることが一般的である。接合部などの局所的な部材の応力状態や変形性状を確認する際には、シェル要素やソリッド要素を用いた有限要素モデルでの解析が必要となり、要素数が多く詳細な解析モデルになるほど解析精度は高くなるが、解析時間や解析に要する労力も同時に膨れ上がる。

本論文では、鋼梁の火災時伸び出しが鋼構造架構の大局的な変形性状について簡便かつ精度よく評価するための評価手法構築を目的としており、対象となる鋼梁は線材として取り扱うほうが合理的である。そのためには、全ての建物や全ての梁寸法で共通して使用できる火災時伸び出し量の普遍的な評価基点を定義する必要がある。また、将来的に局所的な接合部の耐火性能検討などに、その理論を拡張するには、鋼梁断面内の任意位置での伸び出し量についても算出できる必要がある。

耐震設計などの構造設計では、線材置換した部材の応力変形状態を評価する基点として、中立軸位置を用いることが多い。一般的に中立軸位置とは断面内の応力が釣り合う位置を意味し、例えば、上フランジ上端にRCスラブが取り付くH形鋼梁（合成梁）が正曲げを受ける場合であれば、図3.2の概念図に示すように圧縮応力と引張応力が釣り合う断面位置を中立軸とし、その中立軸の断面高さ方向の位置は鋼梁の断面中心（図心）よりも上方となる。

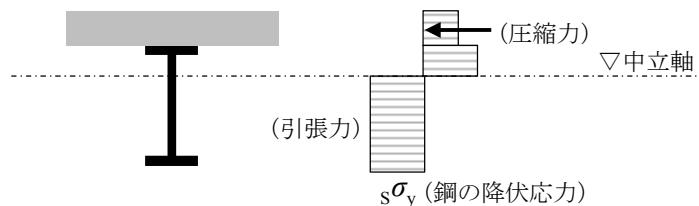


図3.2 鋼梁全断面塑性状態での合成梁の中立軸位置概念図

火災加熱を受ける鋼梁の中立軸位置を、構造設計と同様に応力が釣り合う位置として取り扱おうとすると、断面内の外力による応力分布に加えて、熱応力（内力）の分布を考慮する必要があるため非常に煩雑なものとなる。また、これまでに断面内温度分布が不均一な鋼梁の熱応力分布を定量的に計測した実験的研究もない。

斎藤[13]は、火災時における材端拘束された断面内温度分布が不均一な鉄筋コンクリ

ート (RC) 部材の熱応力算定の際に、鉄筋およびコンクリートのヤング係数の温度依存性を考慮した図心位置を評価基点（中心軸）としている。また、古村[14]も、RC 部材の火災時熱応力を考える際の基点を同様に取り扱っている。更に、原田ら[15]は、RC 梁に限らず不均一加熱を受ける鋼梁の火災時における伸長率や湾曲率の算定の際に、このヤング係数の温度依存性を考慮した図心を中心軸として定義している。なお、常温下における RC 外壁の乾燥収縮によるひび割れの影響や RC スラブにおけるクリープたわみの影響を考える際にも、中立軸をコンクリートと鉄筋のヤング係数差を考慮した断面一次モーメントから求まる図心位置とすることがある[16,17]。そこで、本論文においても断面内温度分布が不均一な鋼梁の火災時伸び出し評価基点を、鋼のヤング係数の温度依存性を考慮した図心位置とし、鋼梁火災時伸び出し量評価における<中立軸>と定義する。図 3.3 は断面内温度分布が不均一となる H 形鋼梁の自由膨張下での熱ひずみ分布と、断面内に平面保持が成立すると仮定した場合の熱ひずみ分布の概念図である。

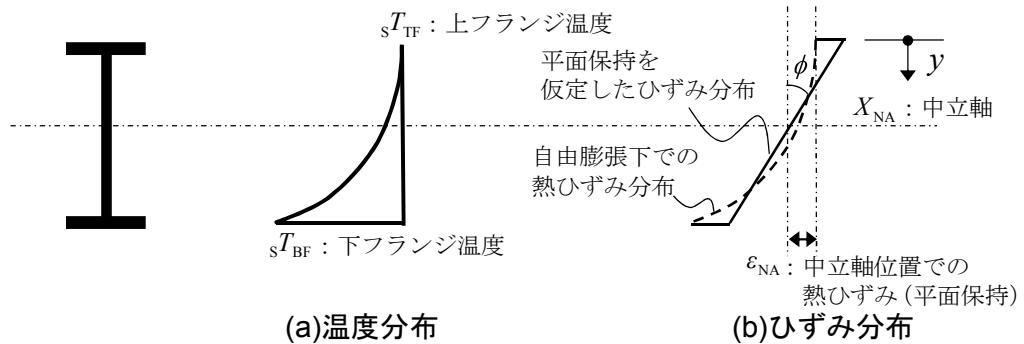


図 3.3 鋼梁断面内温度分布と熱ひずみ分布の概念図

鋼梁の断面内に平面保持が成立すると仮定すると、断面内温度分布が不均一な場合の鋼梁の火災時伸び出し評価基点、すなわち、中立軸位置は(3.5)式により求まり、その中立軸位置での熱ひずみは(3.6)式で求まる。また、断面内ひずみ分布の曲率は(3.7)式により求まるため、任意の断面位置での熱ひずみ量も算出することが可能となる。

$$X_{NA} = \frac{\int_s E(T) \cdot y d_s A}{\int_s E(T) d_s A} \quad (3.5)$$

$$\varepsilon_{NA} = \frac{\int_s E(T) \cdot {}_s\alpha(T) \cdot {}_sT \, d_sA}{\int_s E(T) \, d_sA} \quad (3.6)$$

$$\varphi = \frac{\int_s E(T) \cdot {}_s\alpha(T) \cdot {}_sT \cdot y \, d_sA}{\int_s E(T) \cdot y^2 \, d_sA} \quad (3.7)$$

【式中の記号】

${}_s\alpha(T)$: 鋼の線膨張係数(K^{-1})
${}_sE(T)$: 鋼の高温時ヤング係数(N/mm ²)
${}_sA$: 鋼梁の断面積(mm ²)
${}_sT$: 鋼梁の温度(°C)

3.2.3 試験体の中立軸位置

実験での各試験体鋼梁（加熱梁）の加熱開始から加熱終了までの、(3.5)式によって算出した中立軸位置の時間推移を図3.4に示す。なお、鋼材温度は上フランジおよびウェブ、下フランジいずれも加熱範囲の2断面において計測した各部位での平均温度とし、鋼の高温時ヤング係数は常温下でのヤング係数を一般的な公称値205 GPaとして文献[5]に示される高温時ヤング係数低下率（規定温度間は線形補間した。）を乗じた値としている。第2章に示した鋼材（試験体の加熱梁と同一ロットのH形鋼材のフランジから採取した引張試験片）の高温引張試験結果では、常温時のヤング係数が公称値と比べて2割程度小さな値であった。また、JIS G 0567「鉄鋼材料及び耐熱合金の高温引張試験方法」に基づく高温引張試験では、常温時のヤング係数が公称値よりも小さくなる場合が稀に見られる[7]。これは、同試験方法での試験片が径φ6mm（II-6型）の小径な鋼棒であり、試験片掴み部ですべりが生じやすいためである。通常の常温下でのJIS Z 2241「金属材料引張試験方法」に準拠した引張試験では鋼のヤング係数のはらつきは少なく、高温引張試験と比べて実積も多いことが本論文での考察に用いる常温下での鋼のヤング係数を共通して一般的な公称値205 GPaとする理由である。

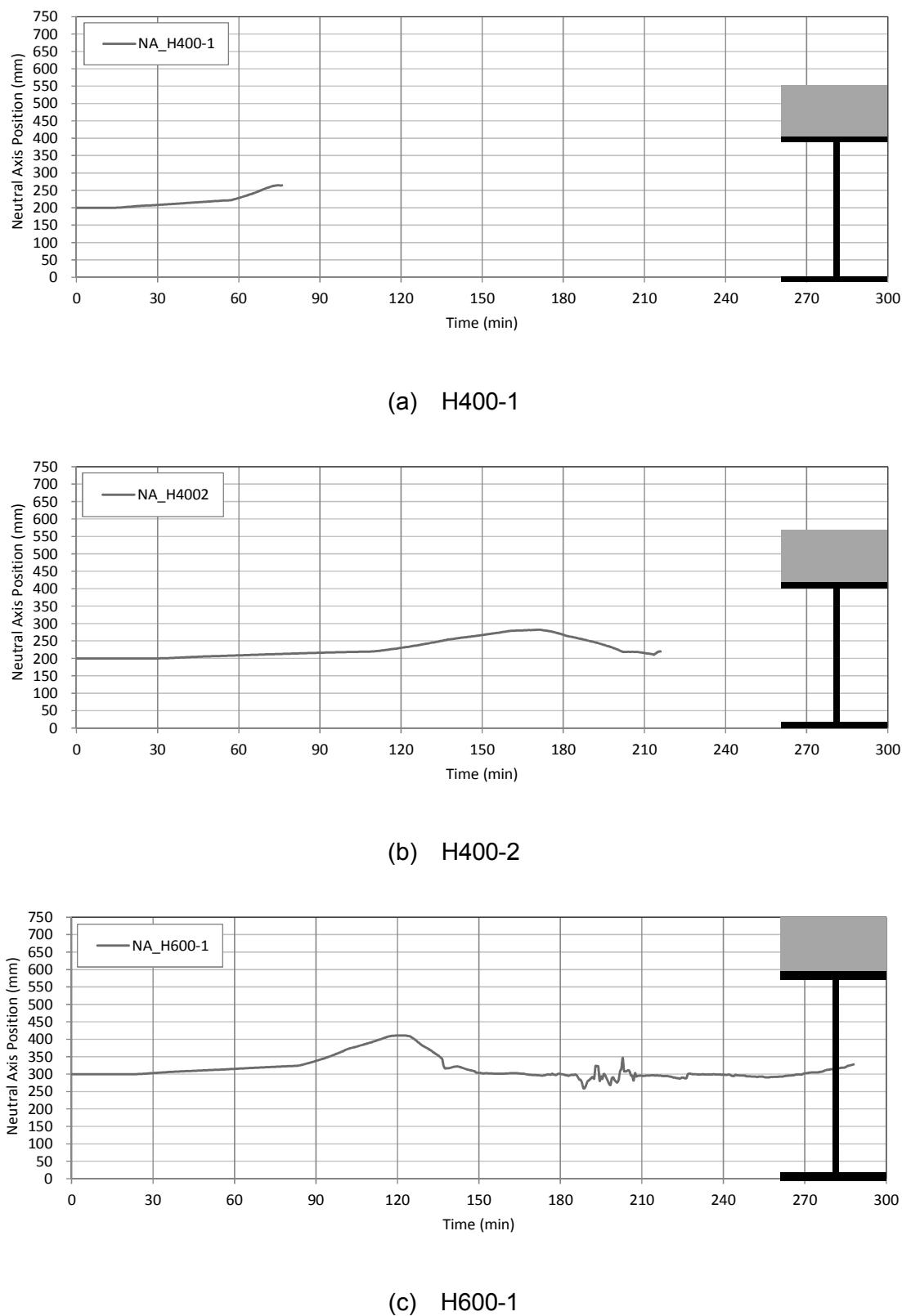
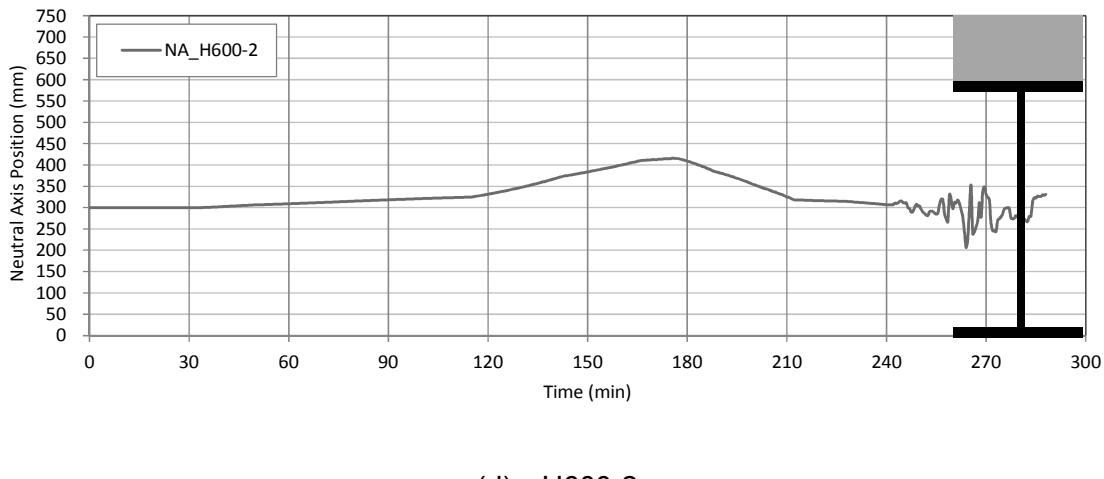


図 3.4 試験体加熱梁における中立軸位置の時間推移（次頁へ続く）



(d) H600-2

図 3.4 試験体加熱梁における中立軸位置の時間推移

耐火時間被覆材の仕様（耐火時間）の違いによって加熱梁の鋼材温度の上昇時間が異なるため各試験体で中立軸が移動する時間に差はあるが、いずれの試験体も上フランジと下フランジの温度差が大きくなるにつれて中立軸位置は加熱梁断面上方へ移動する。その後、加熱時間の経過に伴い上フランジと下フランジの温度差が縮まることで再び中立軸は下方へ移動し、加熱梁の断面図心位置で収束している。加熱時間が十分でなかつた試験体 H400-1 を除いて、いずれの試験体も加熱梁下端から梁成の 70%程度の位置が中立軸の上方移動の最大となっている。なお、一般的な常温下での構造設計では RC スラブが取り付く鋼梁は、RC スラブとの合成効果によって中立軸（ここでは、断面内の応力が釣り合う位置）は鋼梁の断面図心よりも上方に位置するため、本来であれば本論文の加熱梁についても RC スラブとの合成効果を考慮して中立軸（ここでは、本論文で定義する鋼梁の伸び出し評価基点）を算定する必要がある。しかし、本論文での試験体での加熱梁と RC スラブの接続のために設置した頭付スタッドは、その本数など合成効果を期待しない（正負曲げモーメントを受ける）一般的な鋼構造建物の大梁と同様のずれ止め程度の仕様であることから、本論文では加熱梁の断面内のみで中立軸を考え、加熱梁の伸び出し評価基点と定義している。

3.2.4 評価基点における試験体の伸び出し量

各試験体加熱梁の(3.6)式により算出した中立軸位置での熱ひずみを加熱梁の加熱区間で積分した理論上の自由膨張量と、加熱梁上フランジおよびウェブ、下フランジの水平変位が断面内で直線上に分布すると仮定し、実験での水平変位計測結果より算出した中立軸位置での伸び出し量の比較を図3.5に示す。また、加熱梁中立軸位置での理論上の自由膨張量に対する実験での中立軸位置伸び出し量の比を図3.6に示す。ここで、自由膨張量を算出する際に(3.6)式で用いる加熱梁の各部位（上フランジ、ウェブ、下フランジ）鋼材温度は、それぞれ加熱範囲2断面での温度計測結果の平均値としている。なお、いずれの図も試験体H400-1は、計測機器の不具合が生じる加熱開始後60分まで、その他の試験体については耐火被覆材が脱落するまでを記している。

加熱梁に1時間耐火仕様の耐火被覆を施した試験体H600-1では加熱開始後30分程度、2時間耐火仕様の耐火被覆材を施した試験体H400-2は加熱開始後45分程度、H600-2は加熱開始後60分程度まで実験での中立軸位置伸び出し量が自由膨張量を上回っている。これらの試験体加熱梁の伸び出し量は加熱時間の経過に伴い、自由膨張量に対して概ね90%～95%程度に一旦収束し、その後更に自由膨張に対する比が低下している。試験体H400-1については、加熱初期では自由膨張を大きく下回る伸び出し量となっており、他とは異なる挙動を示すが、加熱開始後45分程度で自由膨張量に対する比が95%程度に収束し始める挙動が窺える。試験体H400-1を除く試験体の中立軸位置伸び出し量が加熱初期で自由膨張量を上回っているのは、第2章でも述べたとおり加熱梁周辺の加熱範囲にあるRCスラブの熱伸び量が加熱梁上フランジの自由熱伸び量よりも大きく、周辺加熱範囲のRCスラブの伸び出しによって加熱梁が引っ張られたためである。その後、加熱梁の中立軸位置伸び出し量が自由膨張量を下回り、自由膨張量に対する実験での伸び出し量の比が一定値に収束する時間でRCスラブの拘束効果が発揮されたと考えられる。なお、自由膨張量に対する伸び出し量の比が実験の後半で再度低下し始める要因については、RCスラブは加熱時間の経過によってコンクリートのヤング係数の低下やひび割れによる面内剛性（拘束効果）の低下が更に進むと考えられることからRCスラブの拘束による伸び出し量の低減ではなく、他の要因、例えば加熱梁の局部座屈や全体曲げ座屈などの加熱梁面外方向への変形による伸び出し量の吸収などによるものと考えられる。

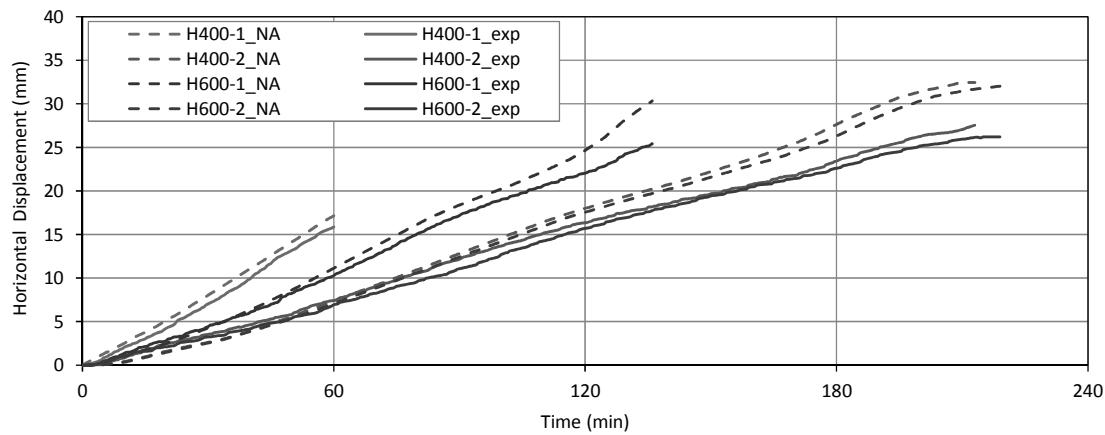


図 3.5 中立軸位置での自由膨張量と加熱梁伸び出し量の比較

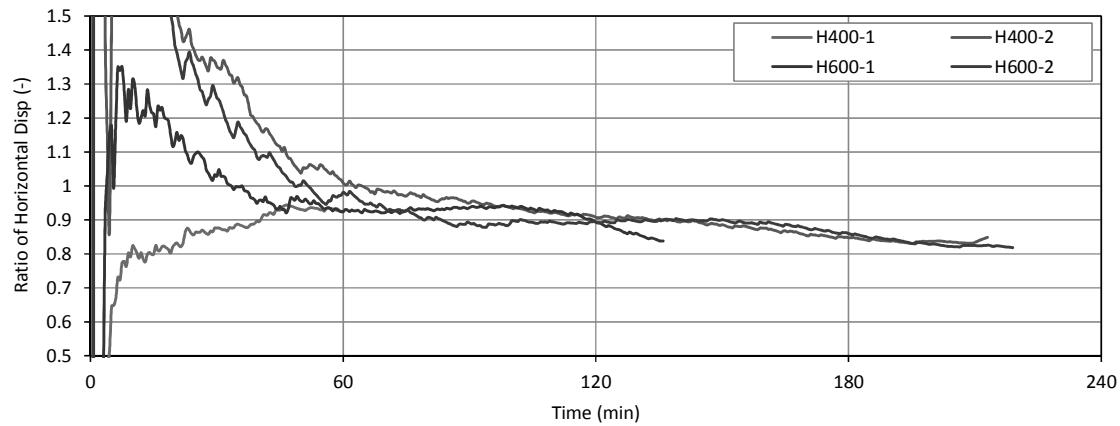


図 3.6 中立軸位置での自由膨張量に対する加熱梁伸び出し量の比

3.3 RC スラブの拘束効果と拘束メカニズム

3.3.1 RC スラブの拘束効果発現判定

本論文での試験体のように加熱梁周辺の RC スラブが温度上昇によって自由に伸び出すことが可能な状況では、耐火被覆材を施した鋼梁（加熱梁）は周辺 RC スラブよりも加熱初期の温度上昇が鈍いため、周辺 RC スラブの熱伸びによって加熱梁が引っ張られる可能性がある。つまり、RC スラブの加熱梁伸び出しに対する拘束効果が発現するには加熱開始から幾らかの時間経過必要となる。実際の鋼構造建物では、建物外周には梁が設けられるため本論文での実験のように RC スラブが自由に伸び出せるような RC スラブの境界条件とはならない。しかし、完全に RC スラブの火災時面内方向の熱伸びを拘束するような境界条件は存在せず、RC スラブの伸び出し方向に直交する梁の面外曲げ剛性や RC スラブと直交梁との接続部となるスタッド耐力や剛性に応じた RC スラブの伸び出しが生じるものと考えられる。つまり、RC スラブが鋼梁の火災時伸び出しに対する拘束効果を耐火設計などの実務で考慮するには、RC スラブの拘束効果の有無およびその拘束効果の発現時間を判定する必要がある。

ここでは、実建物においても加熱開始（鋼構造架構に影響を及ぼすような火災に進展してからの時間）から遅れて生じる可能性があると考えられる、RC スラブが鋼梁の火災時伸び出しを拘束する効果の発現有無を判定する方法について述べる。第 2 章で述べたとおり、実験での RC スラブの伸び出し量が加熱梁上フランジの自由熱伸び量よりも大きく、両者の差が拡がる領域では水平ジャッキ反力は引張側の値を示し、両者の差が縮み始める時間で水平ジャッキ反力は急激に圧縮側に転じる。実験での試験体は、RC スラブが加熱梁の自由端側 1 辺を除く 3 辺が耐火炉に固定されており、応力伝達経路が複雑となる。このため、水平ジャッキ反力が加熱梁に生じる熱応力としての軸力そのものの値と等しくはならないが、大局的に加熱梁の軸力変動を示していると仮定すると、端部拘束を受ける部材が温度上昇するとその断面内に圧縮軸力が生じることから、水平ジャッキ反力が圧縮側へ転じた時間、つまり加熱梁に圧縮軸力が生じた時間から RC スラブが加熱梁の伸び出しを拘束する効果が発現したと考えられる。また、この時間から RC スラブの伸び出し量と加熱梁上フランジの自由熱伸び量の差が縮まり始めることを考慮すると、加熱梁上フランジの自由膨張下での熱ひずみと RC スラブの熱ひずみの差

の時間微分値として定義する<熱ひずみ差速度>によって RC スラブの拘束効果発現判定が可能であると考えられる。第 2 章で述べたとおり、周辺加熱範囲 RC スラブの加熱面より 60mm から 90mm の範囲のコンクリート温度が加熱梁の伸び出しに影響を与える、この位置が概ね RC スラブの断面内に平面保持を仮定した場合の中立軸位置に相当することから、鋼梁の中立軸位置での熱ひずみ量算定式である(3.6)式の材料特性を文献[5]で規定されるコンクリートの材料特性に置換することで得られる(3.8)式により算出される熱ひずみを RC スラブの熱ひずみとして取り扱う。これより、加熱梁上フランジの自由膨張下での熱ひずみ[5] $\varepsilon_{\text{free_TF}}$ と RC スラブの中立軸位置での熱ひずみ $\varepsilon_{\text{NA_slab}}$ の差を時間微分した熱ひずみ差速度は(3.9)式によって算出される。

$${}_{\text{c}}\varepsilon_{\text{NA}} = \frac{\int {}_{\text{c}}E(T) \cdot {}_{\text{c}}\alpha(T) \cdot {}_{\text{c}}T d_{\text{c}}A}{\int {}_{\text{c}}E(T) d_{\text{c}}A} \quad (3.8)$$

$$\nu_{\text{strain}} = \frac{d(\varepsilon_{\text{free_TF}} - \varepsilon_{\text{NA_slab}})}{dt} \quad (3.9)$$

【式中の記号】

${}_{\text{c}}\alpha(T)$: コンクリートの線膨張係数(K^{-1})
${}_{\text{c}}E(T)$: コンクリートの高温時ヤング係数(N/mm^2)
${}_{\text{c}}A$: RC スラブの断面積(mm^2)
${}_{\text{c}}T$: RC スラブの温度($^{\circ}\text{C}$)

図 3.7 に各試験体での(3.9)式により算出した熱ひずみ差速度の時間推移と水平ジャッキ反力の計測値を併記したものを示す。試験体によって若干の差はあるものの熱ひずみ差速度が負値、または負値と正值が不安定に入れ替わる時間領域では水平ジャッキ反力は引張側の反力を示しており、明確に正值となる時間領域でジャッキ反力は圧縮側を示す。つまり、加熱梁上フランジの自由膨張下における熱ひずみと RC スラブ中立軸位置での熱ひずみ差の時間微分値である熱ひずみ差速度の正負によって RC スラブの拘束効果発現が判定でき、その値が明確に正值となる時間で加熱梁の伸び出しに対する RC スラブの拘束効果が発現するものと考えられる。

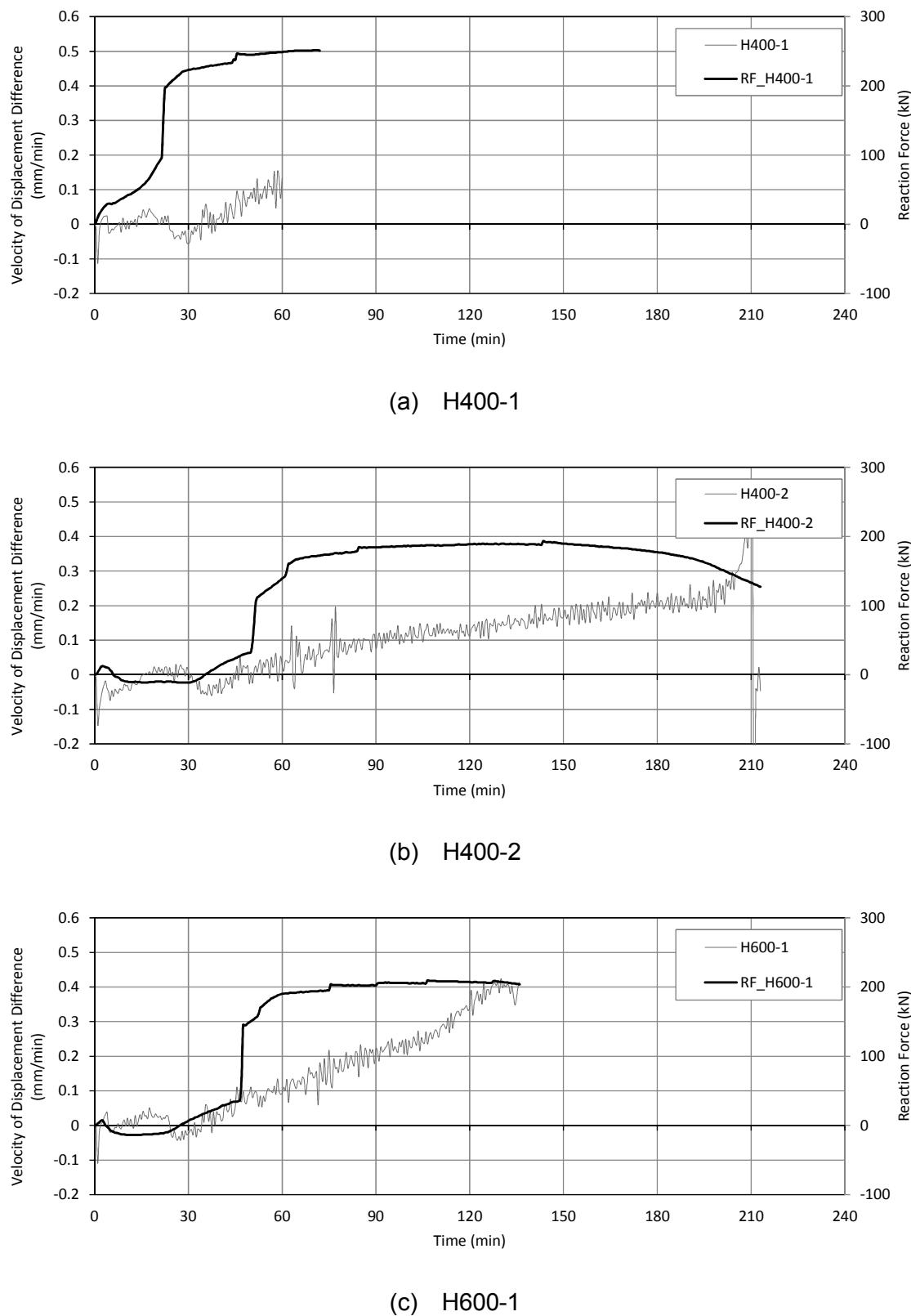
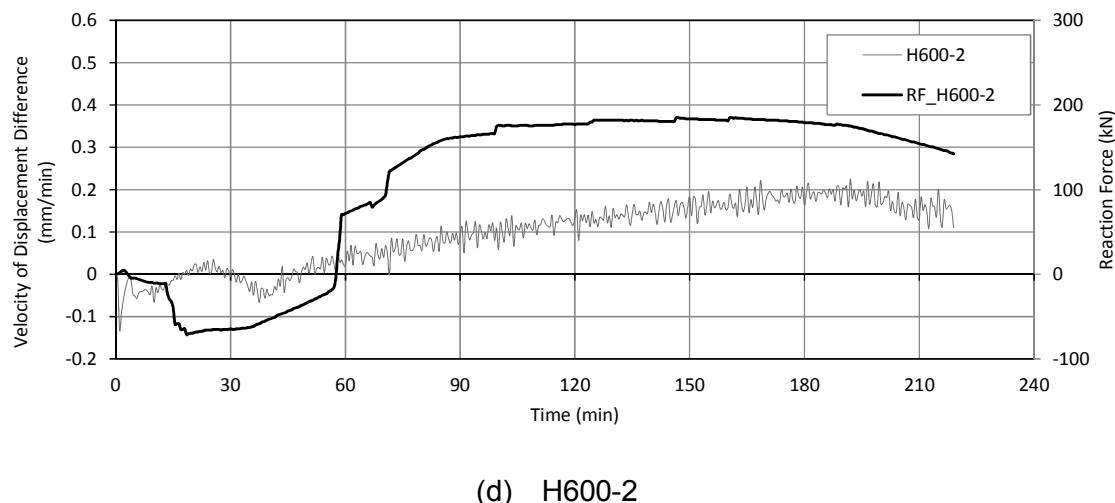


図 3.7 熱ひずみ差速度とジャッキ反力の時間推移（次頁へ続く）



(d) H600-2

図 3.7 熱ひずみ差速度とジャッキ反力の時間推移

3.3.2 鋼梁の火災時伸び出しに対する RC スラブの拘束機構

加熱梁の伸び出しに対する RC スラブの拘束機構について考える。図 3.8 に代表して試験体 H600-2 の実験後（試験体冷却後）に観察記録した RC スラブのひび割れ図に以下のひび割れ発生の順序を記したものを見た。

- ① 加熱開始後 5 分～10 分程度で試験体自由端側に加熱梁に沿ったひび割れが生じた。
- ② 自由端側の加熱梁に平行するひび割れの範囲が加熱梁から遠ざかる位置まで拡大。
- ③ 自由端側の加熱梁際のひび割れは試験体中央付近まで進展し、ひび割れ幅も増大。
- ④ 固定端側に加熱梁と直交するひび割れが発生。
- ⑤ 加熱梁に平行するスラブ固定端際に斜めひび割れが発生

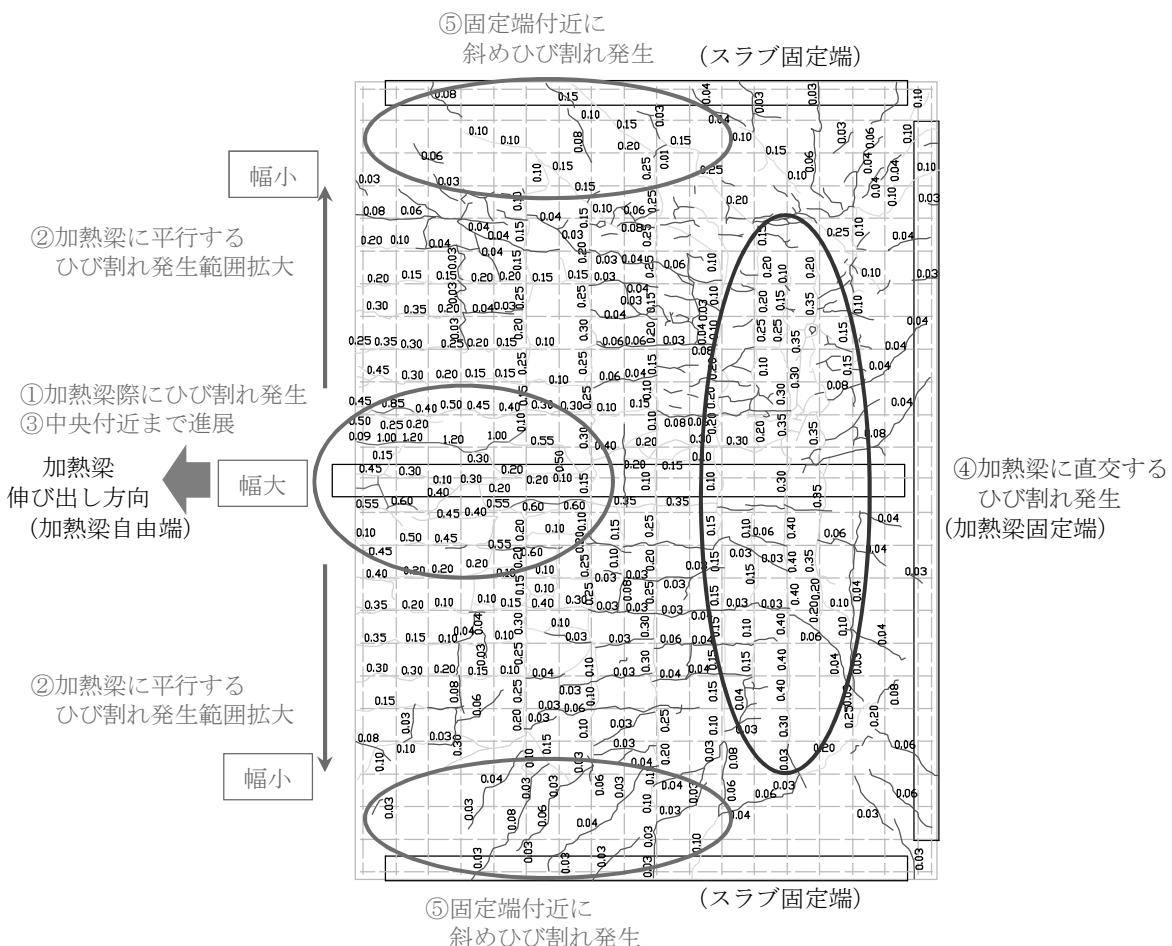


図 3.8 H600-2_RC スラブのひび割れ発生順序

RCスラブに配筋した鉄筋のひずみ計測結果から、加熱梁自由端から加熱梁中央付近にかけての加熱梁に直交する(Y方向)鉄筋のひずみは、加熱梁近傍で最大の2%程度のひずみ量となり、加熱梁から遠ざかるほど(スラブ固定端に近づくほど)ひずみ量は小さくなっている。加熱梁に直交する(X方向)鉄筋のひずみは、加熱梁中央付近から固定端側で最も大きく0.2%程度のひずみ量となっている。これら鉄筋のひずみ量は、計測に用いたひずみゲージ(FLK-2-11)の補償上限温度を上回った温度環境化での計測結果であり、計測値そのものの信頼性は低いが、その定性的な傾向はひび割れの発生状況と一致している。また、図3.9は試験体RCスラブの下端水平変位の時間変化であり、試験体自由端側のRCスラブ水平変位は加熱時間の経過に伴い、加熱梁軸心上に最も大きな変位が生じ、固定端(1通と7通)に近づくほど変位は小さくなっている。

試験体自由端から中央部に向けての加熱梁際に1.0mmを超える大きな幅のひび割れが生じていることや加熱梁に平行する固定端(1通および7通)に斜めひび割れが生じていることなどのひび割れ発生状況とRCスラブの鉄筋ひずみ計測結果、RCスラブの水平変位の時間推移から、RCスラブは加熱梁の伸び出しに対して図3.10に示すように加熱梁に平行するRCスラブと耐火炉の接続部(1通と7通)を固定端とし、加熱梁軸心上を荷重作用点と見立てた片持ち梁として加熱梁の伸び出しに対して抵抗していたと考えられる。

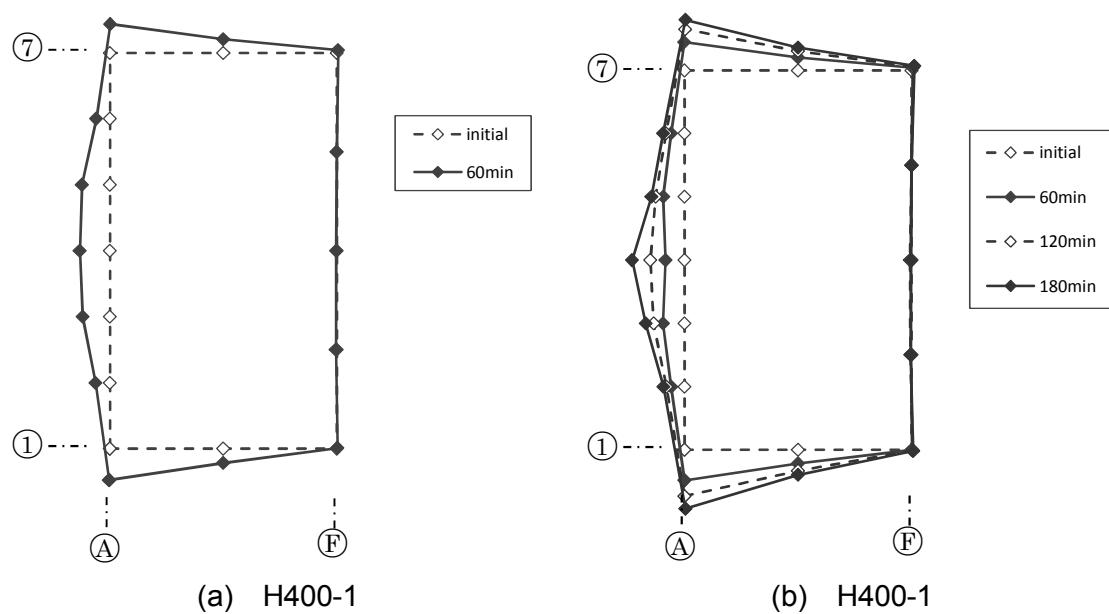


図3.9 RCスラブの水平変位図(変形倍率50倍)(次頁へ続く)

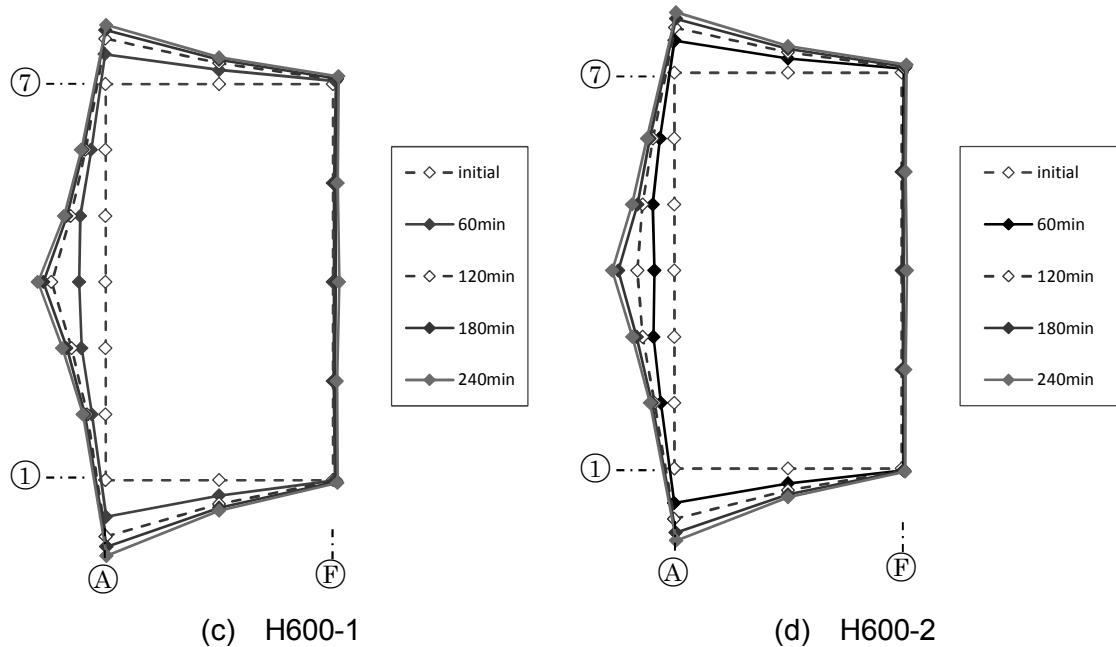


図 3.9 RC スラブの水平変位図（変形倍率 50 倍）

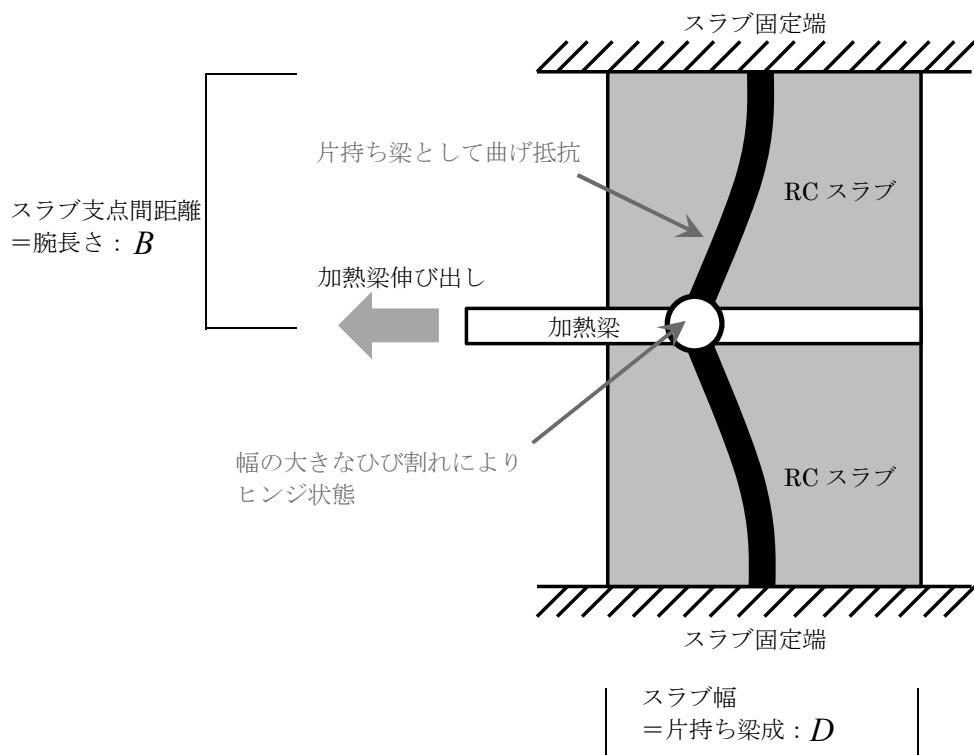


図 3.10 RC スラブの拘束機構概念図

3.4 RC スラブの火災時面内曲げ剛性と鋼梁伸び出し量評価

3.4.1 RC スラブの火災時面内弾性曲げ剛性と伸び出し量評価式

試験体の RC スラブは加熱梁の伸び出しに対して面内に曲げ抵抗しており、RC スラブの拘束効果を定式化するにはその曲げ剛性を評価する必要がある。加熱時間の短かつた試験体 H400-1 を除けば自由端側の加熱梁際 RC スラブには幅 1.0mm を超えるひび割れが生じており、本来であればこのような大きな幅のひび割れが生じる RC スラブの変形を考える場合は大変形（幾何学的非線形）を考慮した弾塑性挙動を評価する必要がある。しかし、高温下でのひびわれ発生メカニズムや過渡ひずみなどコンクリート部材の材料レベルでの火災時挙動には不明確な点が多い。そこで、本論文では微小変形理論に基づくコンクリートのヤング係数の温度依存性のみを考慮した高温時面内弾性曲げ剛性を基準として、実験での RC スラブの面内曲げ剛性の高温時面内弾性曲げ剛性に対する比を実験式として誘導する。加熱梁を対称軸とした片持ち梁としての RC スラブ両側分の高温時面内弾性曲げ剛性は(3.10)式により与えられる。

$${}_{\text{E}}K_{\text{slab}} = 2 \cdot \frac{3}{B^3} \cdot \frac{D^3 \cdot \int {}_{\text{RC}}E(T) dt}{12} \quad (3.10)$$

【式中の記号】

B	: RC 片側分の支点間距離=腕長さ(mm)
D	: RC スラブ幅=片持ち梁成(mm)
${}_{\text{RC}}E(T)$: コンクリートの高温時ヤング係数(N/mm ²)

図 3.11 に実験で計測した加熱範囲における RC スラブの断面位置（加熱梁直上の計測点は除く）ごとにコンクリート温度の平均値でのコンクリートの高温時ヤング係数（文献[5]に規定されるコンクリートのヤング係数低下率を使用）を用い、(3.10)式により算出した RC スラブの高温時面内弾性曲げ剛性と実験での RC スラブの面内曲げ剛性の比較を示す。なお、実験での RC スラブの面内曲げ剛性は、加熱梁中立軸位置での伸び出し量が(3.4)式において鋼のヤング係数に断面内温度分布の不均一性を考慮した(3.11)式により算出される理論上の伸び出し量に等しいと仮定し、同式より逆算している。各試

験体とも RC スラブの断面内温度分布の時間変化が概ね同じであることから、(3.10)式で算出される RC スラブの高温時面内弾性曲げ剛性はいずれの試験体も同程度の値となっている。しかし、いずれの試験体も(3.11)式より逆算した RC スラブの面内曲げ剛性は、加熱初期で理論上の弾性曲げ剛性と比べて大きく低下しており、これは RC スラブに生じたひび割れを主要因とする剛性低下であると考えられる。なお、鋼の線膨張係数は、文献[5]に規定された鋼材温度 20°C~750°C を適用範囲とする自由膨張下で熱ひずみから誘導した(3.12)式によりその温度依存性を考慮している。

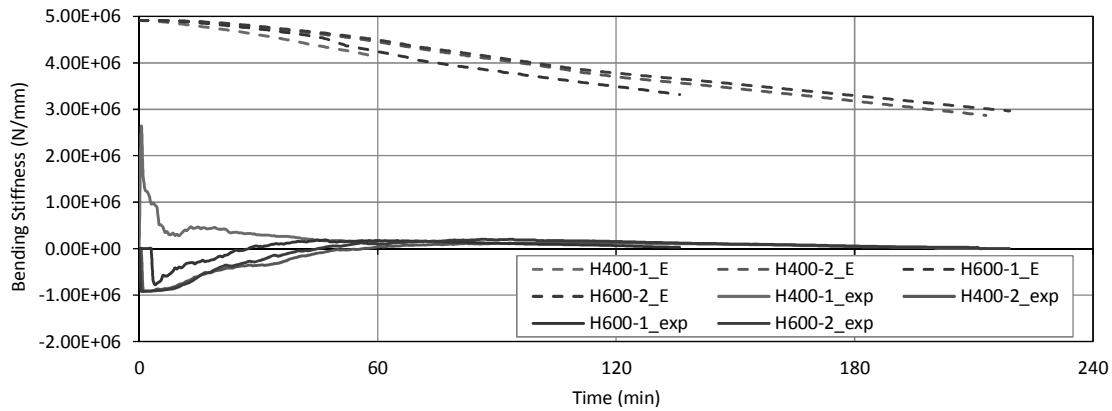


図 3.11 RC スラブの面内曲げ剛性

$$\Delta\ell = \ell_s \alpha(T) s T_{NA} \left(I - \frac{I}{I + \frac{\int_s E(T) d_s A}{K_{slab} \cdot \ell}} \right) \quad (3.11)$$

$$_s \alpha(T) = \frac{(-2.416 \cdot 10^{-4} + 1.2 \cdot 10^{-5} \cdot s T_{NA} + 0.4 \cdot 10^{-8} \cdot s T_{NA}^2)}{s T_{NA}} \quad (3.12)$$

【式中の記号】

$\Delta\ell$: 鋼梁の伸び出し量 (mm)
ℓ	: 鋼梁の加熱長さ (mm)
$s T_{NA}$: 中立軸位置での鋼梁の温度 (°C)
$s E(T)$: 鋼の高温時ヤング係数 (N/mm ²)
K_{slab}	: RC スラブの高温時面内曲げ剛性 (N/mm)

3.4.2 RC スラブの火災時面内曲げ剛性低下率

本論文での試験体 RC スラブの面内曲げ剛性は、RC スラブに生じるひび割れによって理論上の高温時面内弾性曲げ剛性に比べて大きく低下する。面内曲げ剛性の低下が加熱の早い時間で生じていることから、自由端側の加熱梁際に加熱梁と平行して生じるひび割れが主たる要因であり、このひび割れは RC スラブと加熱梁の接合部界面に生じる熱応力によるものと考えられる。自由端側の加熱梁端部は上フランジが RC スラブと接続されている以外はウェブおよび下フランジとも外的な拘束を受けていない。加熱を受ける部材に熱応力が生じるには、外的な拘束を受ける必要があるため、加熱梁と RC スラブの界面に生じる熱応力には加熱梁の上フランジが大きく影響を及ぼすものと考えられる。なお、ここでの熱応力とは加熱梁端部に反力として現れる熱応力であり、断面内の温度差によって生じる熱応力ではない。（部材断面内に平面保持を仮定し、断面内温度分布の不均一性から生じる熱応力は断面内で釣り合うため部材端部には反力は生じない。）外的な拘束を受ける部材に生じる熱応力は、材の線膨張係数および、材のヤング係数、部材断面積、部材温度、部材の拘束条件に依存する。RC スラブと加熱梁の接続部におけるスタッド仕様が同じであり、RC スラブの理論上の高温時面内弾性曲げ剛性が概ね等しいことから、加熱梁上フランジの拘束状態についてはいずれの試験体も概ね同等であると考えられる。同じ加熱時間で考えた場合、それぞれの試験体で異なる条件は加熱梁の断面寸法の違いによる上フランジ断面積と、耐火被覆材の耐火仕様の違いによる上フランジの鋼材温度である。鋼材温度が異なれば、鋼の線膨張係数と鋼のヤング係数は異なる値を探るが、これらは常温下での値に対する温度の関数で表すことができるため、RC スラブと加熱梁の界面に生じる熱応力に対して支配的な影響因子は加熱梁上フランジの断面積とその温度であると考えられる。図 3.12 は、縦軸に RC スラブの理論上の高温時面内弾性曲げ剛性に対する実験で得られた面内曲げ剛性の比、すなわち RC スラブの面内剛性低下率を示し、横軸に加熱梁上フランジの断面積とその鋼材温度の積値を示したものである。試験体 H400-1 を除く試験体では、上フランジ断面積と鋼材温度の積値が $0.00 \sim 7.50 \times 10^5 (\text{°C} \cdot \text{mm}^2)$ 程度の領域で剛性が増大する挙動が窺えるが、これは加熱初期の周辺 RC スラブの熱伸びによって加熱梁が引っ張られている領域から RC スラブの拘束効果が発現する領域への移行区間であり、RC スラブの見かけの面内曲げ剛性が増大しているためである。

図 3.12 で示した RC スラブの面内曲げ剛性低下率は、試験体 H400-1 を除く試験体の見かけの面内曲げ剛性が増大する区間を無視すると、概ね指數関数曲線上に分布している。この実験結果から、RC スラブの高温時面内曲げ剛性に対する面内曲げ剛性の低下率示す(3.13)式が実験式として得られる。なお、同式中の β は係数であり、図 3.13 に示すとおり、本論文での試験体では β が概ね 0.08~0.12 の範囲にある。

$$\frac{K_{\text{slab}}(T)}{E K_{\text{slab}}(T)} = \beta \cdot \exp(-s T_{\text{TF}} \cdot s A_{\text{TF}} \cdot 10^{-6}) \quad (3.13)$$

【式中の記号】

$K_{\text{slab}}(T)$: RC スラブの高温時面内曲げ剛性 (N/mm)
$E K_{\text{slab}}(T)$: RC スラブの高温時面内弾性曲げ剛性 (N/mm)
$s T_{\text{TF}}$: 加熱梁上フランジの鋼材温度 (°C)
$s A_{\text{TF}}$: 加熱梁上フランジ断面積 (mm^2)

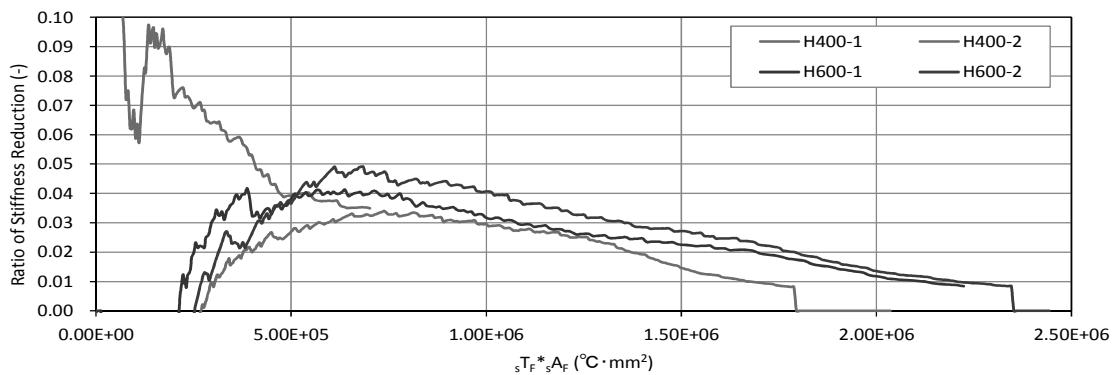


図 3.12 RC スラブの面内曲げ剛性低下率（横軸：温度 × 断面積）

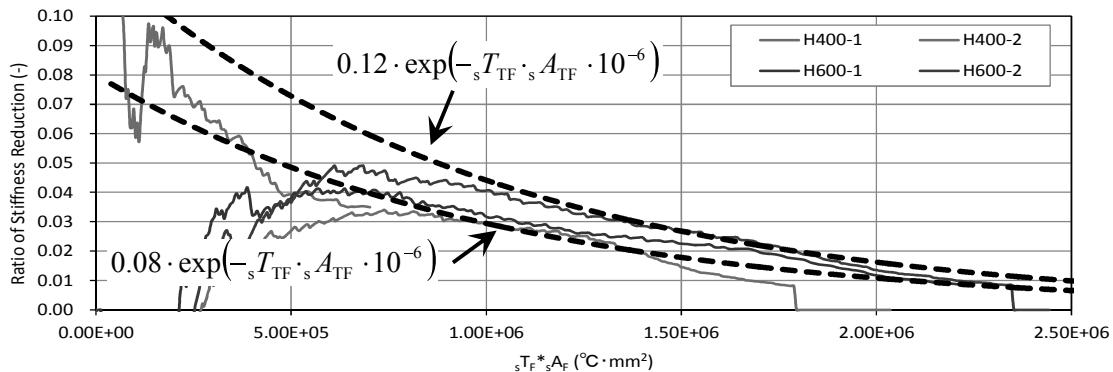


図 3.13 実験式としての RC スラブの面内曲げ剛性低下率

3.4.3 試験体鋼梁の火災時伸び出し量の算出

材端をばね支持された鋼梁の火災時伸び出し量評価基点を、断面内温度分布を考慮した断面図心位置（中立軸）とし、鋼梁の評価基点における火災時伸び出し量を式(3.11)式により定義した。試験体の RC スラブの拘束効果を加熱梁の材端ばねとして取り扱い、(3.11)式により算出した中立軸位置での伸び出し量の理論値と、加熱梁断面内に平面保持を仮定して実験での加熱梁水平変位計測結果より算出した中立軸位置伸び出し量の比較を図 3.14 に示す。なお、同図は加熱梁の耐火被覆材が脱落するまでの時間までの加熱梁伸び出し量を示している。また、一般的な耐火設計では、鋼梁の火災時伸び出し量を鋼の線膨張係数と鋼の鋼材温度、加熱長さの積値として取り扱うことが多いため、この自由熱伸び量も併記している。ここで、試験体 RC スラブの面内曲げ剛性は、(3.13)式を基に(3.14)式により算出するものとし、試験体 H400 シリーズでは同式の係数 β を 0.08 とし、試験体 H600 シリーズでは係数 β を 0.08~1.20 の中間値である 1.00 とし、鋼の線膨張係数は適用温度範囲を 750°C 以下として(3.12)式より算出している。本論文では、この(3.14)式により算出される火災時のひび割れによる剛性低下を考慮した RC スラブの面内曲げ剛性を＜RC スラブの火災時面内曲げ剛性＞と定義する。なお、自由熱伸び量については中立軸位置での鋼材温度と(3.12)式による鋼の線膨張係数、実験での加熱長さの積値としている。

$$K_{\text{slab}}(T) = \beta \cdot \exp(-_s T_{\text{TF}} \cdot s A_{\text{TF}} \cdot 10^{-6}) \cdot {}_E K_{\text{slab}}(T) \quad (3.14)$$

(3.14)式により算出した試験体 RC スラブの火災時のひび割れによる剛性低下を考慮した火災時面内曲げ剛性を用いて、(3.11)式により算出した加熱梁の伸び出し量の理論値と実験値は加熱梁に施した耐火被覆材の認定耐火時間までは概ね一致しており、その時間での加熱梁中立軸位置における伸び出し量は、一般的な耐火設計で鋼梁の火災時伸び出し量として取り扱われる自由熱伸び量に対して試験体 H400 シリーズでは 70% 程度、試験体 H600 シリーズでは 80% 程度となっている。

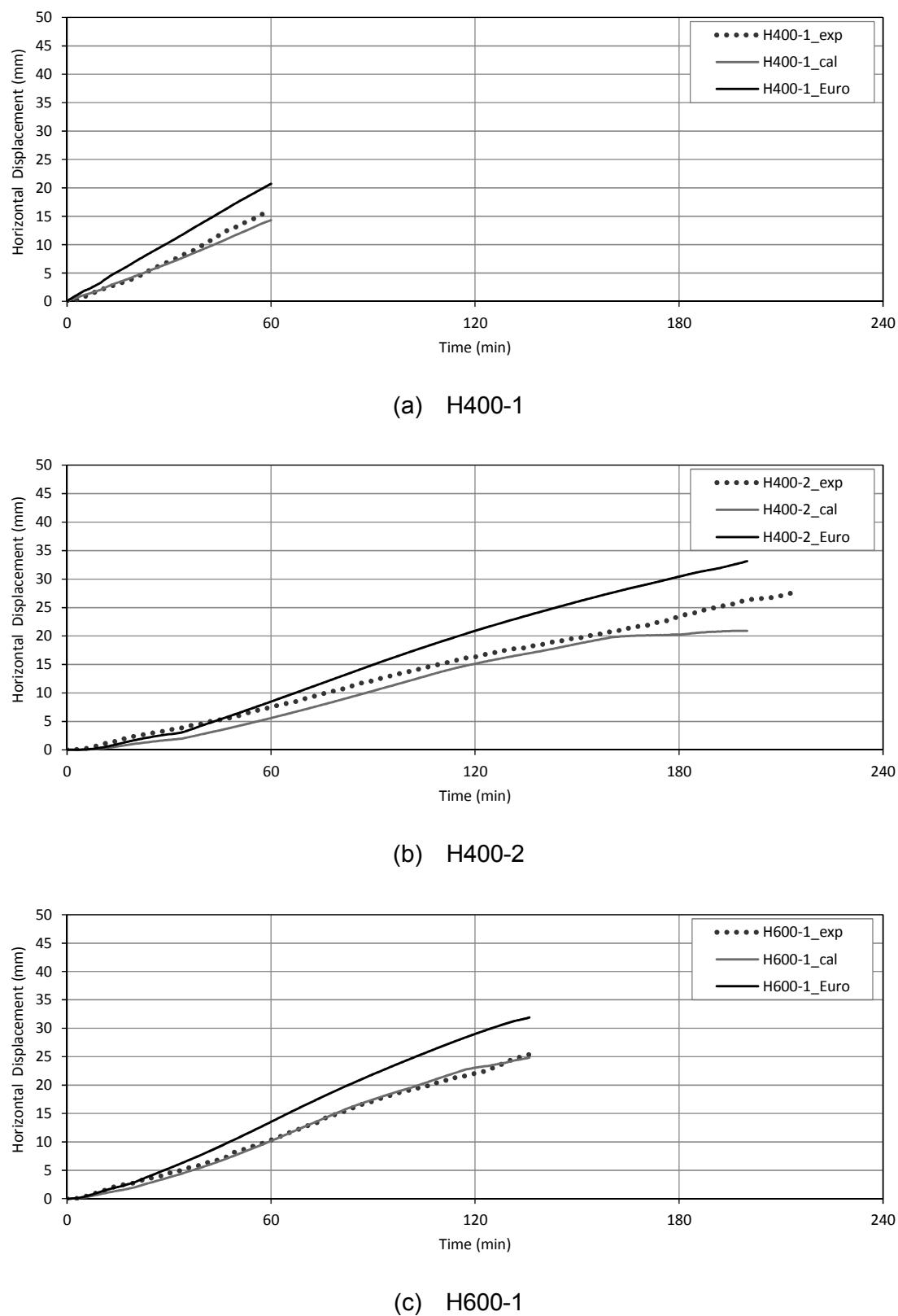
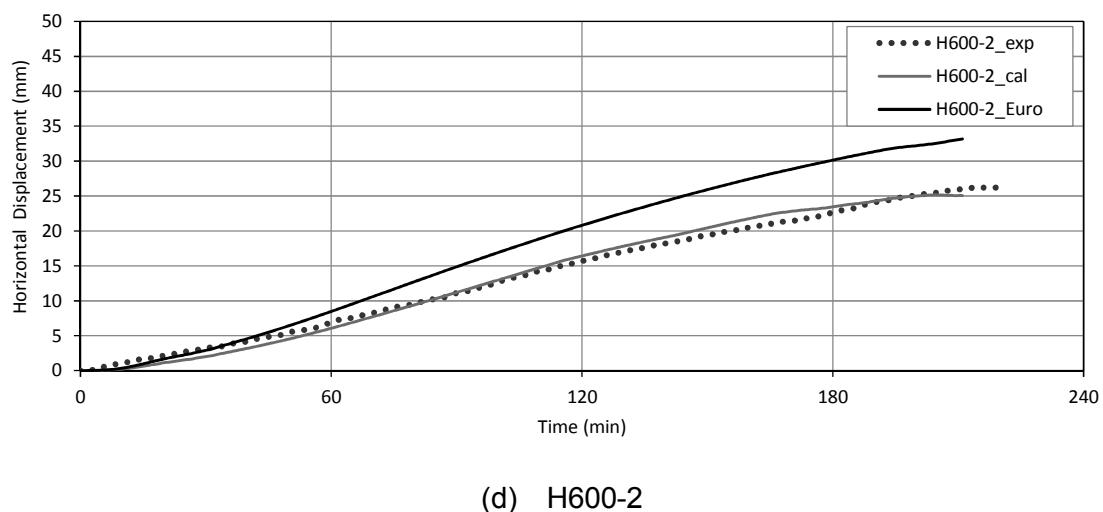


図 3.14 加熱梁伸び出し量の理論値と実験値の比較（次頁へ続く）



(d) H600-2

図 3.14 加熱梁伸び出し量の理論値と実験値の比較

3.5 鋼梁の鉛直変位が伸び出し挙動に及ぼす影響

実験中における加熱梁の鉛直方向変位（鉛直たわみ）は、加熱時間の経過とともに増大していた。実験では加熱梁およびRCスラブには鉛直方向の載荷は行っておらず、この鉛直たわみは試験体（RCスラブと加熱梁）の自重と加熱梁の温度上昇によるヤング係数の低下、また、加熱梁およびRCスラブの断面内温度分布の不均一性に起因している。実建物における鋼梁では、床スラブ上の仕上げ荷重や積載荷重によって更に鉛直たわみは増大するものと考えられる。この鋼梁の火災時における鉛直たわみの増大は、鋼梁の火災時伸び出し量を低減させる（引き戻す）効果があると一般的には考えられている[18,19]。

本論文の実験では鉛直方向の載荷を行っていないが、これはRCスラブが鋼梁の火災時伸び出しを拘束する効果のみを精確に把握することを意図している。このため、実建物での鋼梁に比べると実験での加熱梁の鉛直たわみは小さく、既往実験[9]からも鉛直たわみによる引き戻し効果は極めて小さかったと考えられる。ここでは、本論文が提案するRCスラブの火災時面内曲げ剛性評価式とRCスラブ付き鋼梁の火災時伸び出し量評価式の誘導過程における試験体加熱梁の鉛直たわみによる引き戻し効果の影響が極めて小さいことを示すことでこれら評価式の妥当性について述べる。

実験での加熱梁は、自由端側端部では支点である転がりすべり支承から浮上り、中央部では下向きの鉛直たわみが生じていた。これより、実験中の加熱梁は全体的に加熱側（炉内側）に大きく単曲率で湾曲する変形挙動を示していた。本来であれば、たわみ曲線の曲率よりこの鉛直たわみ量を算出すべきではあるが、鉛直たわみによる加熱梁の伸び出し量低減効果が極めて小さいことを示すために、図3.15の概念図に示すように、実験で計測した加熱梁の自由端支持点位置の鉛直変位と加熱梁中央部の鉛直変位の差（変位の絶対値としては和）が、加熱梁自由端支持点に生じるものとして仮想の変形状態を仮定する。この仮想の変形状態では、鉛直たわみによる引き戻し効果のみを考えるために、加熱梁長さは元の（加熱前の）長さを保持した直線状態、つまり、自由端支持点側の梁端部は加熱前の梁長さを半径とする同心円上を移動する状態を仮定している。なお、加熱梁の自由端側端部は自由端支持点よりも外側に位置しているため、自由端支持点で仮定した加熱梁の鉛直変位を(3.15)式によって加熱梁端部まで補正するものとする。

仮想の変形状態での鉛直変位による引き戻し量は(3.16)式によって算出される。図 3.16 に実験で計測した自由端支持点位置での鉛直変位と加熱梁中央部の鉛直変位の時間推移を示す。なお、同図には(3.16)式により算出した引き戻し量の(3.6)式より算出した中立軸位置での自由膨張量に対する比を併記しており、鉛直たわみによる引き戻し量は、自由膨張量に対して H400 シリーズの試験体で 0.7%程度、H600 シリーズの試験体で 0.2%と極めて小さい。これより、実験での加熱梁中立軸位置での伸び出し量が自由膨張量よりも小さくなかったことの主たる要因は RC スラブの拘束効果であると考えられ、本論文で提案する RC スラブの火災時面内曲げ剛性評価式および RC スラブ付鋼梁の火災時伸び出し量評価式では RC スラブの拘束効果を比較的精確に反映している。鋼梁の火災時鉛直たわみが実験での加熱梁よりも大きくなると考えられる実建物においては、鉛直たわみによる引き戻し効果が更に大きくなることから提案する評価式によって算出される RC スラブ付鋼梁の火災時伸び出し量は安全側の評価となる。

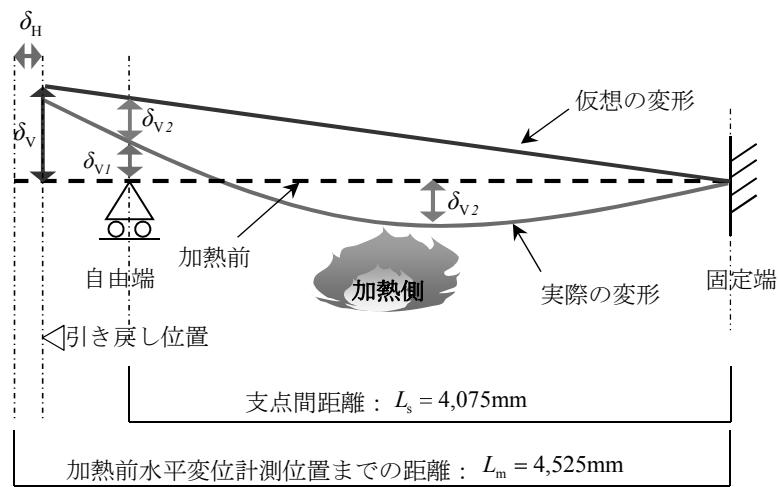


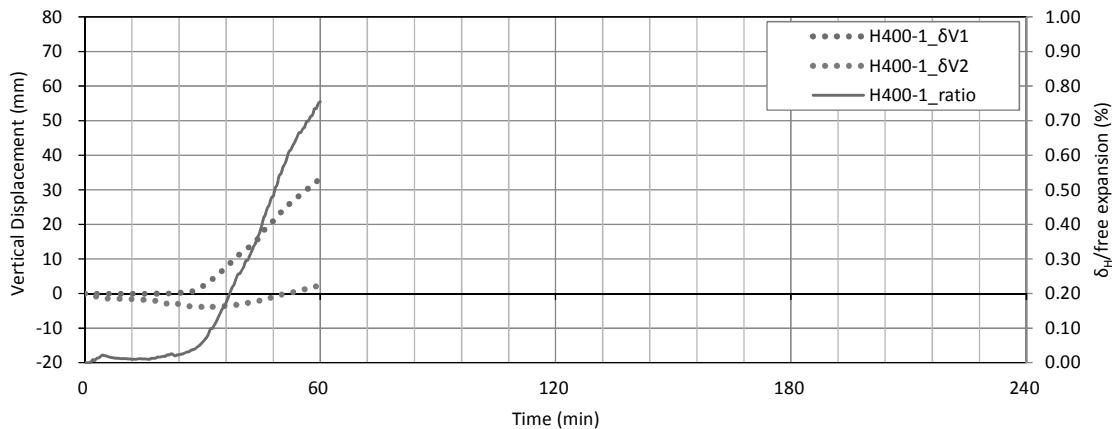
図 3.15 加熱梁の仮想変形状態概念図

$$\delta_V = (\delta_{V1} + \delta_{V2}) \cdot \frac{L_m}{L_s} \quad (3.15)$$

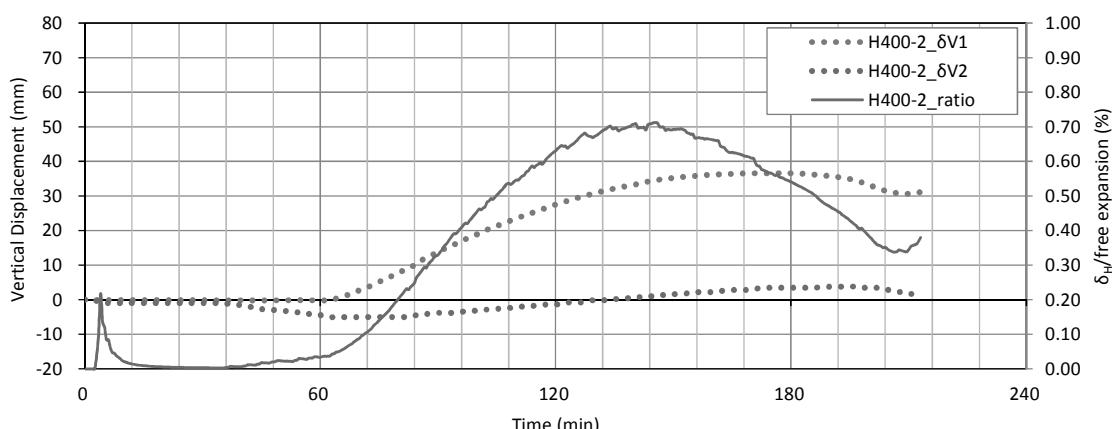
$$\delta_H = L_m - \sqrt{L_m^2 - \delta_V^2} \quad (3.16)$$

【式中の記号】

δ_{V1}	: 加熱梁自由端位置での鉛直変位 (mm)
δ_{V2}	: 加熱梁中央部での鉛直変位 (mm)
L_m	: 加熱梁水平変位計測位置までの距離 (mm)
L_s	: 加熱梁支点間距離 (mm)

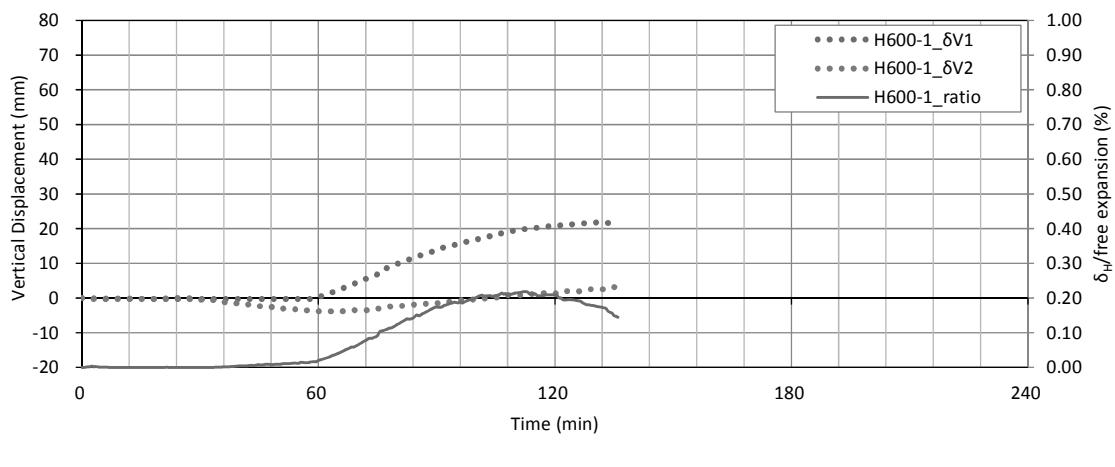


(a) H400-1

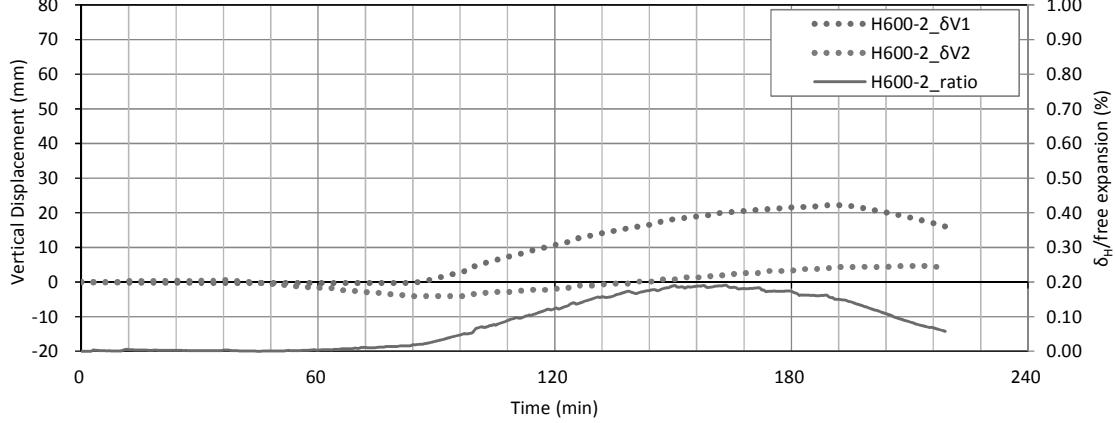


(b) H400-2

図 3.16 加熱梁の鉛直たわみによる引き戻し効果（次頁へ続く）



(c) H600-1



(d) H600-2

図 3.16 加熱梁の鉛直たわみによる引き戻し効果

3.6 鋼梁の面外変形が火災時伸び出し挙動に及ぼす影響

実建物における鋼梁は、床スラブや柱などに拘束されているため、受熱温度による火災加熱による温度上昇によって熱応力が生じ、この熱応力によって全体曲げ座屈や局部座屈などの変形が生じる。Cardington Fire Tests [20]での建物外周柱の柱頭水平変位が解析値と比べて小さかった理由は、鋼梁端部の局部座屈によって鋼梁の伸び出し量が吸収されたためである。このような局部座屈や全体曲げ座屈によって鋼梁が面外に変形すると、火災時伸び出し量の低減に加えて鋼梁に生じる熱応力も緩和される。斎藤[8]は、意図的な鋼梁の局部破壊によって、取り付く柱の熱応力を緩和することが火災時における建物の崩壊防止の合理的対策であると述べている。本論文での試験体加熱梁は上フランジ上端に RC スラブが取り付くだけで実建物の鋼梁のように柱からの拘束は受けない。このため、実建物の鋼梁と比べると拘束の度合は低く顕著な全体曲げ座屈や局部座屈は生じ難い試験体ではあるが、RC スラブの拘束によって伸び出し方向に対する面外方向の全体曲げ変形や局部座屈が生じ、それら変形が加熱梁の伸び出し量を低減する可能性はある。ここでは、加熱梁の面外変形が伸び出し挙動に及ぼす影響について、実験後（冷却後）の試験体観察から考察する。

全体曲げ変形としては、固定端側の加熱梁端部を不動点と仮定すると、加熱梁下フランジに加熱区間で図 3.17 に示す面外方向の残留変位が生じていた。同図に示す残留変位計測位置における各試験体の残留変位を表 3.1 に示す。加熱梁下フランジの面外残留変位は、試験体 H400-1 と H600-1 が同程度の値となり最大変位は計測位置 D1 で 7mm 程度であった。一方、試験体 H400-2 と H600-2 では計測位置 D1 で 17mm 程度であった。試験体 H400-1 の残留変位が試験体 H400-2 や H600-2 と比べて小さくなった主たる要因は、加熱時間が極端に短かったことである。試験体 H400-2 については、試験体 H600-1 よりも加熱時間が短く耐火被覆材の脱落直後に加熱を終了しているため加熱終了時での鋼材温度も試験体 H600-1 よりも低かったが、残留変位は試験体 H600-1 よりも大きな値となった。この要因の一つには、試験体 H600-1 と比べて H400-2 の加熱梁の面外方向（弱軸方向）の曲げ剛性が小さいことが挙げられる。同じ加熱時間の試験体 H600-1 と H600-2 の比較では、耐火被覆材の脱落時間が早い、つまり加熱梁が 1,000°C 以上の高温下に曝される時間が長かった試験体 H600-1 のほうが残留変位は小さかった。

試験体 H600-2 の加熱梁に施した耐火被覆材が 2 時間耐火仕様であったのに対して、試験体 H600-1 の加熱梁の耐火被覆材は 1 時間耐火仕様であり、H600-1 の加熱梁の温度上昇が H600-2 と比べて早い。また、早い時間での耐火被覆材の脱落によって加熱梁直上の RC スラブ温度が高温となり、加熱梁と RC スラブの接続部の固定度の低下が早まつたと考えられる。これらが複合的に作用し、試験体 H600-1 では RC スラブの面内曲げ剛性の低下が大きく、加熱梁に生じる軸力が緩和されたことが試験体 H600-1 の残留変位が試験体 H600-2 より小さくなつた要因の一つであると考えられる。

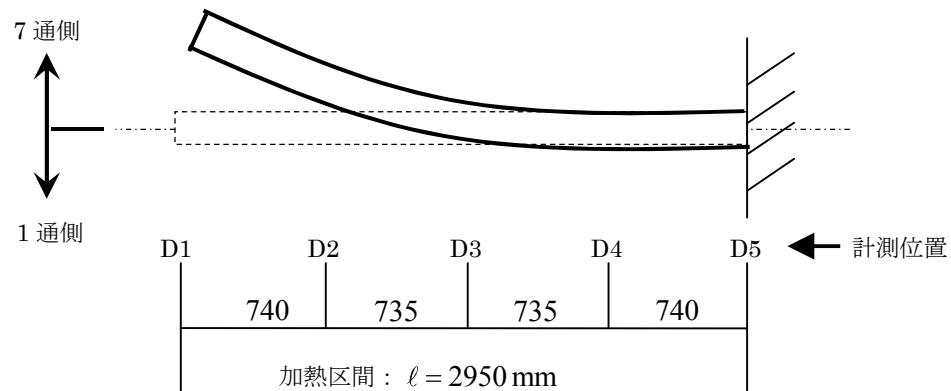


図 3.17 加熱梁の面外変形概念図と残留変位計測位置

表 3.1 面外残留変位計測結果

試験体	加熱時間 (分) []内は 耐火被覆材の 脱落時間	下フランジ面外残留変位 (mm)				
		D1	D2	D3	D4	D5
H400-1	72 [-]	6	4	3	0	0
H400-2	213 [216]	18	11	6	1	0
H600-1	136 [288]	8	4	1	1	0
H600-2	219 [288]	17	11	3	1	0

表 3.1 に示した下フランジ面外方向変位は、試験体冷却後に計測した残留変位であり、実験中（加熱中）は更に大きな変位が生じていたと考えられる。図 3.18 は実験中に加熱梁下フランジの面外変形が最も顕著に表れていた試験体 H600-2 における加熱梁自由

端の実験中の面外変形状態であり、その面外変形量は 30mm 程度であった。この変形量よりも大きな鉛直たわみについて、加熱梁の伸び出し量に及ぼす影響が極めて小さいことを既に確認しており、実験中の加熱梁自由端位置での 30mm 程度の面外変形についてもその影響は極めて小さいと考えられる。



図 3.18 H600-2_実験中の加熱梁自由端面外変形（写真）

加熱梁の局部座屈については、図 3.19 に示すように試験体 H600-1 および H600-2 で固定端側 300mm～500mm の範囲のウェブに局部座屈が生じていた。その面外への座屈変形量は試験体 H600-2 と比べると H600-1 のほうが大きく、早期に耐火被覆材が脱落した試験体 H600-1 では鋼のヤング係数残存率が常温時の 10% 下回る 800°C 以上となった時間が試験体 H600-2 と比べて長かったことに起因すると考えられる。また、早期でのウェブの局部座屈による応力緩和が、試験体 H600-2 に対して試験体 H600-1 の下フランジ全体曲げ変形量が小さかったことの主要因であると考えられる。なお、加熱開始後 200 分を超えて加熱を行った試験体 H400-2 の加熱梁ウェブには、局部座屈は確認できなかった。試験体 H400-2 は耐火被覆脱落直後に加熱を終了しており、加熱梁温度が 800°C 以上の高温になった時間が短かったことに加え、H600 シリーズの試験体の加熱梁ウェブ幅厚比が 51.5 であるのに対して H400 シリーズの試験体の加熱梁ウェブ

幅厚比が 46.8 と小さくウェブ座屈荷重の違いが影響したものと考えられる。各試験体の水平ジャッキ反力が実験の後半で減少する挙動については、ここまで述べた加熱梁の全体曲げ変形や局部座屈によって、加熱梁に生じる熱応力が緩和されたことが要因の一つに挙げられる。図 3.20 に加熱時間中の各試験体の水平ジャッキ反力の時間推移と予想される水平ジャッキ反力減少（加熱梁軸力緩和）の要因を示す。



図 3.19 H600-1 加熱梁固定端側のウェブ局部座屈（写真）

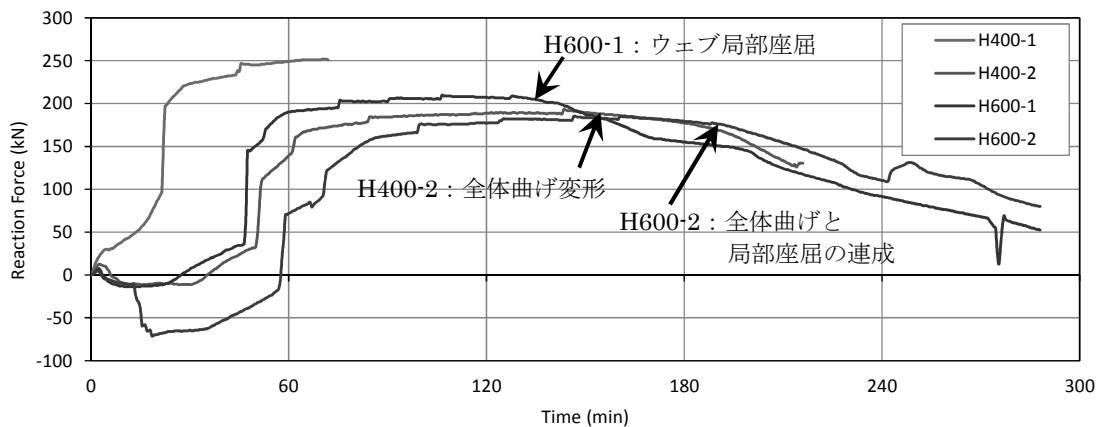


図 3.20 予想される水平ジャッキ反力の減少要因

3.7 まとめ

本章では、火災時における鋼梁の断面内温度分布の不均一性を考慮した図心位置を鋼梁の火災時伸び出し量評価基点と定義し、RCスラブが取り付く鋼梁が火災加熱を受けた際に鋼梁の伸び出しに対するRCスラブの抵抗機構を明らかにした上で、RCスラブの拘束効果の定式化と鋼梁の火災時伸び出し量評価手法について述べた。本章での考察内容および得られた知見を以下にまとめる。

- 1) RCスラブ付鋼梁の加熱初期では鋼梁に取り付くRCスラブの伸び出し量が鋼梁の伸び出し量を上回るため、RCスラブの伸び出しによって引っ張られた鋼梁には自由膨張量を上回る伸び出しが生じ、更に加熱が進むと鋼梁の伸び出しがRCスラブの伸び出しを上回るためRCスラブが鋼梁の伸び出しを拘束する挙動に転じることを示した。この鋼梁の伸び出しに対するRCスラブの拘束効果の発現有無およびその発現時間についての判定方法として、鋼梁上フランジのEurocode 4に規定される自由膨張下での鋼の熱ひずみとRCスラブの断面内に平面保持を仮定した中立軸位置における理論上の自由膨張下での熱ひずみの差を時間微分した熱ひずみ差速度の正負による判定方法を提案し、その熱ひずみ差速度が明確に正値となる時間からRCスラブの拘束効果が発現することを明らかにした。
- 2) RCスラブ付鋼梁の火災時伸び出しに対して、鋼梁両側に取り付くRCスラブの拘束機構が鋼梁軸心を対称軸とした片持ち梁としての面内曲げ抵抗であることを明らかにした。また、RCスラブの断面内温度分布の不均一性を考慮した微小変形理論にもとづく高温時面内弹性曲げ剛性を基準とした火災時のひび割れによるRCスラブの面内曲げ剛性低下率が鋼梁上フランジの断面積とその温度の積値に関する指数関数で表されることを示すとともに、実験式としてのRCスラブの火災時面内曲げ剛性評価式を提案した。

- 3) RC スラブの火災時面内曲げ剛性を鋼梁材端ばねとして捉え、材端ばね支持された鋼梁の温度上昇による熱ひずみと熱応力による圧縮ひずみの平衡式より誘導した鋼梁の火災時伸び出し量評価式による鋼梁伸び出し量の理論値と実験値が精度よく一致することを示した。また、RC スラブの拘束効果によって鋼梁の伸び出し量は鋼梁の断面内に平面保持が成立すると仮定した場合の中立軸位置での自由膨張量に対して 90%～95%程度まで低減され、鋼梁に施した耐火被覆材の認定耐火時間では一般的な耐火設計で鋼梁の火災時伸び出し量として取り扱われる中立軸位置での鋼材温度と鋼の線膨張係数、加熱長さの積値（自由熱伸び量）の 70%～80%に低減されることを示した。
- 4) 鉛直荷重を載荷しない鋼梁の火災時鉛直たわみが鋼梁の火災時伸び出しを引き戻す効果は自由膨張量に対して大きく見積っても 1%未満と極めて小さいことを明らかにするとともに、実建物での鋼梁では仕上げ荷重や積載荷重の載荷により本論文での鋼梁よりも大きな火災時鉛直たわみが生じ、その引き戻し効果も大きくなることから本章で提案する RC スラブの火災時面内曲げ剛性評価式および RC スラブ付鋼梁の火災時伸び出し量評価式が安全側の評価式となることを示した。
- 5) RC スラブ付鋼梁が火災加熱を受けると鋼梁と RC スラブとの相互の拘束から鋼梁には熱応力としての軸力が生じ、この熱応力としての梁軸力によって全体曲げ変形や局部座屈が生じる可能性があることを明らかにした。また、鋼梁火災時伸び出しに対するこれらの面外変形が鋼梁に生じることで鋼梁の熱応力が緩和される可能性があることを示した。

第3章の参考・引用文献

- [1] 国土交通省住宅局建築指導課他：2001年版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
- [2] 一般社団法人新都市ハウジング協会，無耐火被覆CFT造柱 耐火設計指針・同解説及び隆設計例，2004.3
- [3] 鋼構造耐火設計指針，日本建築学会，2008.3
- [4] 李宇光，上杉英樹，若松孝旺：火災加熱を受ける鉄骨立体骨組の応力変形解析，日本建築学会構造系論文集，第595号，pp.151~158，2005.9
- [5] Eurocode4—Design of composite steel and concrete structures—Part1-2: General rules—structural fire design, BS EN1994-1-2:2005.
- [6] 建築物の総合防火設計法（第4巻耐火設計法），日本建築センター，1989.4
- [7] 構造材料の耐火性ガイドブック，日本建築学会，2009.
- [8] 斎藤光：端部拘束鋼構造部材の火災時の性状，日本火災学会論文集 Vol.15, No.1, pp.7~19, 1966.1
- [9] 岡崎智仁，長岡勉，河野守：火災加熱を受ける鉄骨梁の伸び出しに関する実験的研究—RC造スラブにより接続された周辺架構の伸び出し抑制効果—，構造工学論文集 Vol.59B, pp.231~238, 2013.3
- [10] National Institute of Standards and Technology : Structural Fire Response and Probable Collapse Sequence of World Trade Center Building 7, VOLUME1, 2008.11
- [11] National Institute of Standards and Technology : Structural Fire Response and Probable Collapse Sequence of World Trade Center Building 7, VOLUME2, 2008.11
- [12] National Institute of Standards and Technology : Final Report on the Collapse of World Trade Center Building 7, 2008.11
- [13] 斎藤光：材端拘束鉄筋コンクリート部材の火災時の性状，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.761～762, 1968.10

- [14] 古村福次郎：火災時における鉄筋コンクリート構造の局部的熱応力に関する研究，日本建築学会論文報告集，第 182 号，pp.11～20，1971.4
- [15] 原田有，古村福次郎：火災時における鉄筋コンクリート構造および鉄骨構造の熱応力に関する研究，日本建築学会論文報告集，第 183 号，pp.15～23，1971.5
- [16] 武田寿一，中根淳，小柳光生，増田安彦：鉄筋コンクリート外壁のひび割れに関する研究，その 2，拘束実験の解析的検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，A 材料・施工 防火 海洋 電算利用，pp.387～388，1987.8
- [17] 高橋久雄，小柳光生，武田寿一，大池武：RC スラブの長期におけるひびわれ変形に関する研究(その 2)，大林組技術研究所報，pp.37～42，No.15，1977
- [18] 蜂谷梢，北野雄貴，日谷有城，平島岳夫：火災時における鉄骨架構の応力変形挙動，その 1，解析の概要，日本建築学会大会学術講演梗概集，A-2，防火 海洋 情報システム技術，pp.53～54，2011.8
- [19] 北野雄貴，蜂谷梢，日谷有城，平島岳夫：火災時における鉄骨架構の応力変形挙動，その 2，変形挙動，日本建築学会大会学術講演梗概集，A-2，防火 海洋 情報システム技術，pp.55～56，2011.8
- [20] British steel plc, Swinden Technology Centre: THE BEHAVIOUR OF MULTI-STORY STEEL FRAMED BUILDINGS IN FIRE, 1999

第4章

鋼構造架構における梁の 火災時伸び出し量評価

4.1 はじめに

第3章では、RCスラブ付鋼梁の火災実験結果を基に鋼梁の火災時伸び出しに対するRCスラブの拘束メカニズムを明らかにし、RCスラブの火災時面内曲げ剛性を鋼梁の材端ばねとして捉えた温度上昇による熱ひずみと熱応力による圧縮ひずみの平衡式より誘導される理論式を用いたRCスラブ付鋼梁の火災時伸び出し量評価式を提案した。実際の鋼構造架構において本論文が対象とするような柱に接続された鋼梁、いわゆる、大梁となる鋼梁はRCスラブがその上端に取り付くだけでなく鋼梁の端部で鋼柱が取り付き、その接合部では直交方向の鋼梁が取り付くことが一般的である。また、建物架構全体で考えた場合、鋼梁はその同一構面にない柱梁架構や耐震要素（ブレース架構や耐震壁）ともRCスラブを介して連続的に一体となっている。このため、地震荷重や風荷重に対する構造設計では、建物架構に入力されるこれら外力に対して層レベルまたは建物全体で抵抗させる設計が行われている。この場合の前提条件が、床スラブの剛床仮定である。建物の層に入力される水平力（層剛性に応じて分配される地震力や建物見付面積に応じた風圧力）に対して床スラブを剛体と仮定することで、層または建物に入力された水平力が柱梁架構や耐震要素の水平剛性に応じて分配されるというものである。火災時においても床スラブに剛床が成立すると仮定すると、建物架構内に配された鋼梁の伸び出しに対して同一構面にない柱梁架構や耐震要素が拘束要素として寄与するものと考えられる。高木[1]は、火災時においても剛床仮定が成立すると仮定した上で、火災加熱を受ける鋼梁の応力変形解析モデルとして周辺架構の水平剛性を鋼梁の材端ばねに集約した有限要素モデルを提案している。また、尾崎ら[2]も、架構内に配され

た鋼梁の火災時における弾塑性挙動を理論解的に求める際の計算モデルとして、剛床仮定の成立を前提に周辺架構の水平剛性を鋼梁端部に集約させた計算モデルの概念を示している。しかし、火災加熱を受ける RC スラブの面内曲げ剛性が、加熱の早い段階で RC スラブと加熱を受ける鋼梁の界面に生じる熱応力に起因するひび割れによって大きく低下することは第 3 章で述べた。一方で、実験での RC スラブの拘束効果は完全には失われず、鋼梁の火災時伸び出しを自由膨張量の 90%程度まで低減することも明らかにした。つまり、架構内に配された鋼梁の火災時伸び出し拘束として同一構面にない柱梁架構や耐震要素を考慮するには、鋼梁に取り付き同時に火災加熱を受ける RC スラブの面内応力伝達能力をその数値計算における境界条件として適切に評価する必要がある。

コンピューターの性能向上に伴い、近年では有限要素法による解析や非線形解析など高度な解析の実行が可能な汎用構造解析プログラムが広く普及している。このため、建物架構の火災時挙動を把握するための熱応力解析においても、解析モデルに床スラブを取り込んだ弾塑性熱応力解析に関する研究が国内外で行われている[3,4,5,6,7]。このような解析プログラムによる建物架構の構造解析では材料非線形や幾何学非線形を反映させた複雑な数値計算が可能であるため、建物架構の境界条件などを適切に評価した解析モデルであれば実現象を精確に捉えることが可能である。しかし、解析モデルが詳細になるほど、例えばソリッド要素やシェル要素のような有限要素数が多くなるほど、解析精度が向上する一方で、モデル作成に要する労力や解析時間が膨大となるため実務設計者が得ようとする解によっては不向きとなる場合もある。

本章では、まず第 3 章で述べた RC スラブの火災時面内曲げ剛性を鋼梁の材端ばねとして捉えた簡便かつ精度のよい理論的評価手法を架構全体に拡張し、<鋼構造架構における梁の火災時伸び出し量評価手法>を提案する。次に、RC スラブを介して周辺架構と一体となった実大部分架構試験体による実大火災実験[8]へ提案する評価手法を適用し、鋼梁の火災時伸び出し量について評価手法による理論値と実験結果の比較から、評価手法の架構への拡張適用の妥当性について述べる。また、評価手法の概念を汎用構造解析プログラムによる立体架構解析に取り入れた実務に適した鋼梁の火災時伸び出し量評価についての解析方法の一例を示し、本章で提案する鋼構造架構における梁の伸び出し量評価手法の有用性について述べる。

4.2 鋼構造架構内に配された梁の火災時伸び出し量評価手法

第3章で提案したRCスラブ付鋼梁の火災時伸び出し量評価式は、鋼梁の火災時伸び出しに対するRCスラブの拘束効果（火災時面内曲げ剛性）を鋼梁の材端部に接続される外的なばねとして取り扱い、材端ばね支持された鋼梁の熱膨張による熱ひずみと熱応力による圧縮ひずみの差と材端ばねの縮み量についての平衡理論に基づき構築されている。この評価式を鋼構造架構に拡張適用する場合は、火災加熱を受ける鋼梁の伸び出しに対して拘束要素と成り得る部材の曲げ剛性や架構の水平剛性を、建物架構内における各々の接続状態に応じて鋼梁材端部へ接続される外的なばねとして評価することとなる。ここでは、評価式の鋼構造架構への拡張適用の一例として図4.1に示すような架構妻面に耐震要素としてブレース架構を有するラーメン架構から成る鋼構造架構において、建物架構の外周スパンに配された鋼梁一本とその鋼梁に取り付くRCスラブが火災加熱を受ける状況を考える。

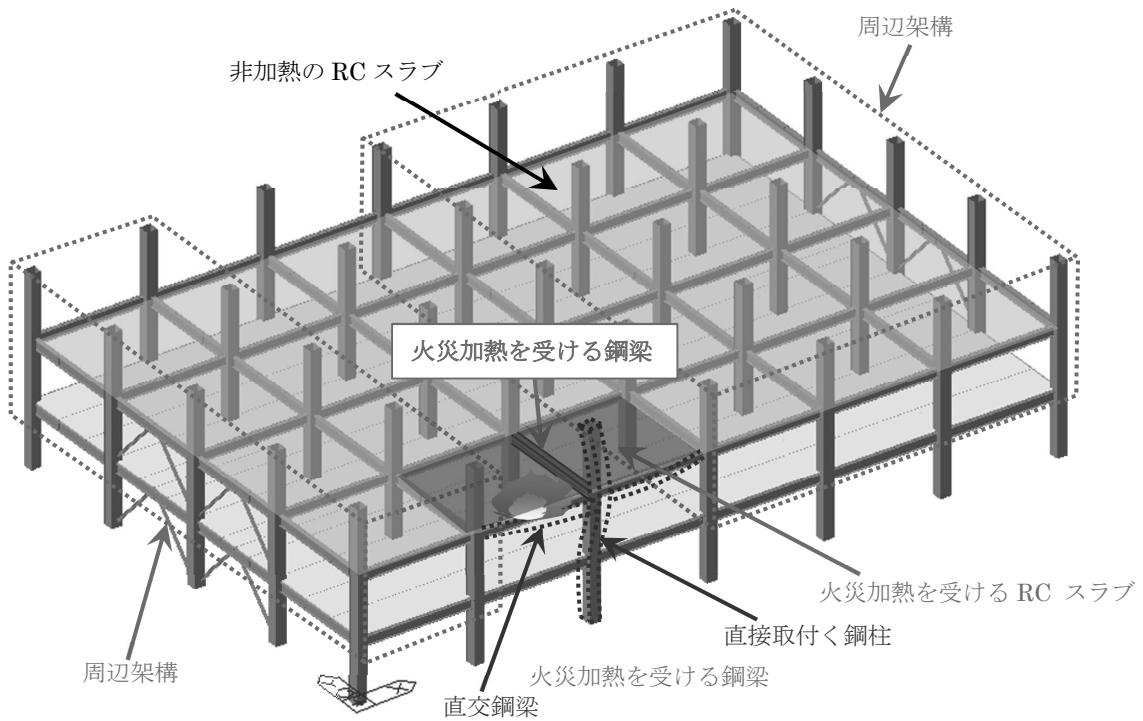


図4.1 鋼構造架構に想定する局所的範囲での火災状況

火災加熱を受ける鋼梁の伸び出しに対する拘束要素の内、鋼梁の建物外周端に直接取付く上下階の鋼柱の曲げ剛性（以下、柱剛性と記す。）および、その柱梁接合部に火災加熱を受ける鋼梁の材軸方向と直交して取り付く建物外周の鋼梁の弱軸方向曲げ剛性（以下、直交梁曲げ剛性と記す。）については、その接続状態から火災加熱を受ける鋼梁の材端ばねとしてそれぞれが並列に接続される。火災加熱を受ける鋼梁と同一階に配される柱梁架構およびプレース架構の周辺架構についてはその水平剛性（以下、周辺架構剛性と記す。）が鋼梁伸び出しの拘束要素となり、火災加熱を受ける鋼梁から周辺架構への応力伝達が火災加熱を受ける RC スラブ（以下、加熱 RC スラブと記す。）および非加熱範囲の RC スラブ（以下、非加熱 RC スラブと記す。）を介して行われるため、加熱 RC スラブの面内剛性および非加熱 RC スラブの面内剛性、周辺架構剛性が各々の接続順序に応じて火災加熱を受ける鋼梁の建物外周端（伸び出しを評価する側の梁端）に直列ばねとして接続される。これら拘束要素の曲げ剛性および水平剛性の火災加熱を受ける鋼梁の材端ばねとしての接続方法は、図 4.2 の概念図に示すとおりであり、これらの鋼梁材端部に集約された拘束要素の剛性を本章では＜総合剛性： K_{total} ＞として定義する。

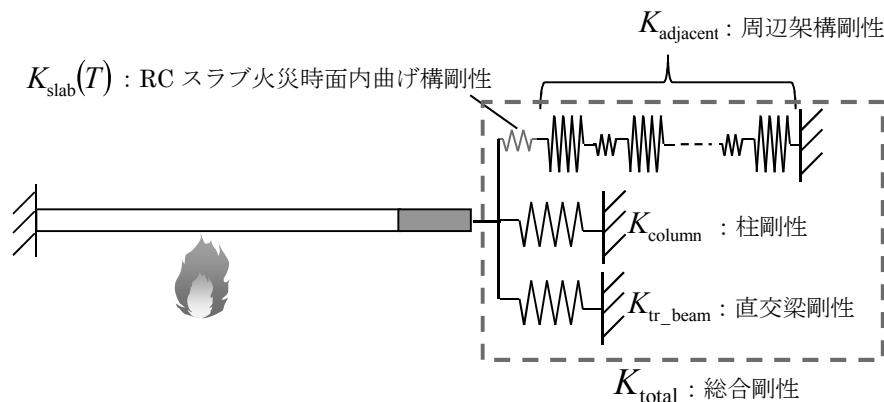


図 4.2 鋼構造架構における総合剛性の概念図

火災加熱を受ける鋼梁の材端ばねとなる総合剛性は(4.1)式で表され、(3.11)式における RC スラブの火災時面内曲げ剛性をこの総合剛性に置換することで、鋼構造架構における鋼梁の中立軸位置での火災時伸び出し量評価式である(4.2)式が得られる。この場合も、総合剛性を算出する際の火災加熱を受ける RC スラブの火災時面内曲げ剛性は、再

掲する(3.14)式により算出されることとなる。また、建物形状が複雑な場合や雑壁などの二次部材の水平剛性を伸び出し拘束要素として考慮する場合は、周辺架構剛性の算出が煩雑となるが、非火災 RC スラブに剛床が成立すると仮定すれば、周辺架構剛性は火災加熱を受ける鋼梁に直接取付く鋼柱の曲げ剛性を除いた建物架構の層剛性となる。なお、火災加熱を受ける鋼梁に直接取付く鋼柱の曲げ剛性が層剛性に対して支配的でない場合は、構造設計で得られる層の等価せん断剛性などを便宜上、周辺架構剛性に代替することで設計上の合理化が図れるものと考えられる。また、一般的な区画火災では火災加熱を受ける鋼梁に取り付く柱や直交梁も火災加熱を受けるため、これら部材については温度上昇によるヤング係数の低下や、強度低下による塑性変形の有無を考慮した部材曲げ剛性の設定が必要となる。

$$K_{\text{total}} = K_{\text{column}} + K_{\text{tr-beam}} + \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{slab}}(T)} + \frac{1}{K_{\text{adjacent}}}} \quad (4.1)$$

$$\Delta\ell = \ell \cdot {}_s\alpha(T) \cdot {}_sT_{\text{NA}} \left(1 - \frac{1}{1 + \frac{\int {}_sE(T) d_s A}{K_{\text{total}} \cdot \ell}} \right) \quad (4.2)$$

$$K_{\text{slab}}(T) = \beta \cdot \exp(-{}_{sTF}T \cdot {}_sA_{TF} \cdot 10^{-6}) \cdot {}_E K_{\text{slab}}(T) \quad (\text{再掲 3.14})$$

【式中の記号】

$\Delta\ell$: 鋼梁の伸び出し量 (mm)
ℓ	: 鋼梁の加熱長さ (mm)
${}_s\alpha(T)$: 鋼の線膨張係数 (K^{-1})
${}_sT$: 鋼梁の温度 (°C)
${}_sE(T)$: 鋼の高温時ヤング係数 (N/mm ²)

4.3 実大部分架構火災実験への評価手法の適用

提案する鋼構造架構における梁の火災時伸び出し量評価手法の妥当性を示すために、既往の実大部分架構試験体による実大火災実験[8]に対して提案手法を適用し、鋼梁の火災時伸び出し量について提案手法による理論値と実験結果との比較を行う。評価手法の適用対象とする実大部分架構は図 4.3 の外観写真および図 4.4 の試験体図に示すとおり、火災加熱を受ける鋼梁と RC スラブを介して接続される非加熱プレース架構から成る実大部分架構である。この実大部分架構試験体は、第 2 章で述べた実験での試験体と同様に建物架構内に配された建物外周スパンに位置する 1 本の鋼梁とその鋼梁上端に取り付く RC スラブのみが火災加熱を受ける状況を想定している。加熱を受ける鋼梁（以下単に、加熱梁と記す。）に平行して設置される 2 構面の非加熱プレース架構は実建物における周辺架構の水平剛性を集約して模擬したものであり、火災加熱を受ける RC スラブが加熱梁の火災時伸び出しを拘束する効果と周辺架構への面内応力伝達能力の有無を定量的に把握することを実験目的としている。このため、試験体の加熱梁端部には鋼柱や直交鋼梁は接続されておらず、実験での加熱梁の伸び出しに対する拘束要素は RC スラブの面内剛性と非加熱周辺架構の水平剛性のみとなる。



図 4.3 実大部分架構試験体（写真）

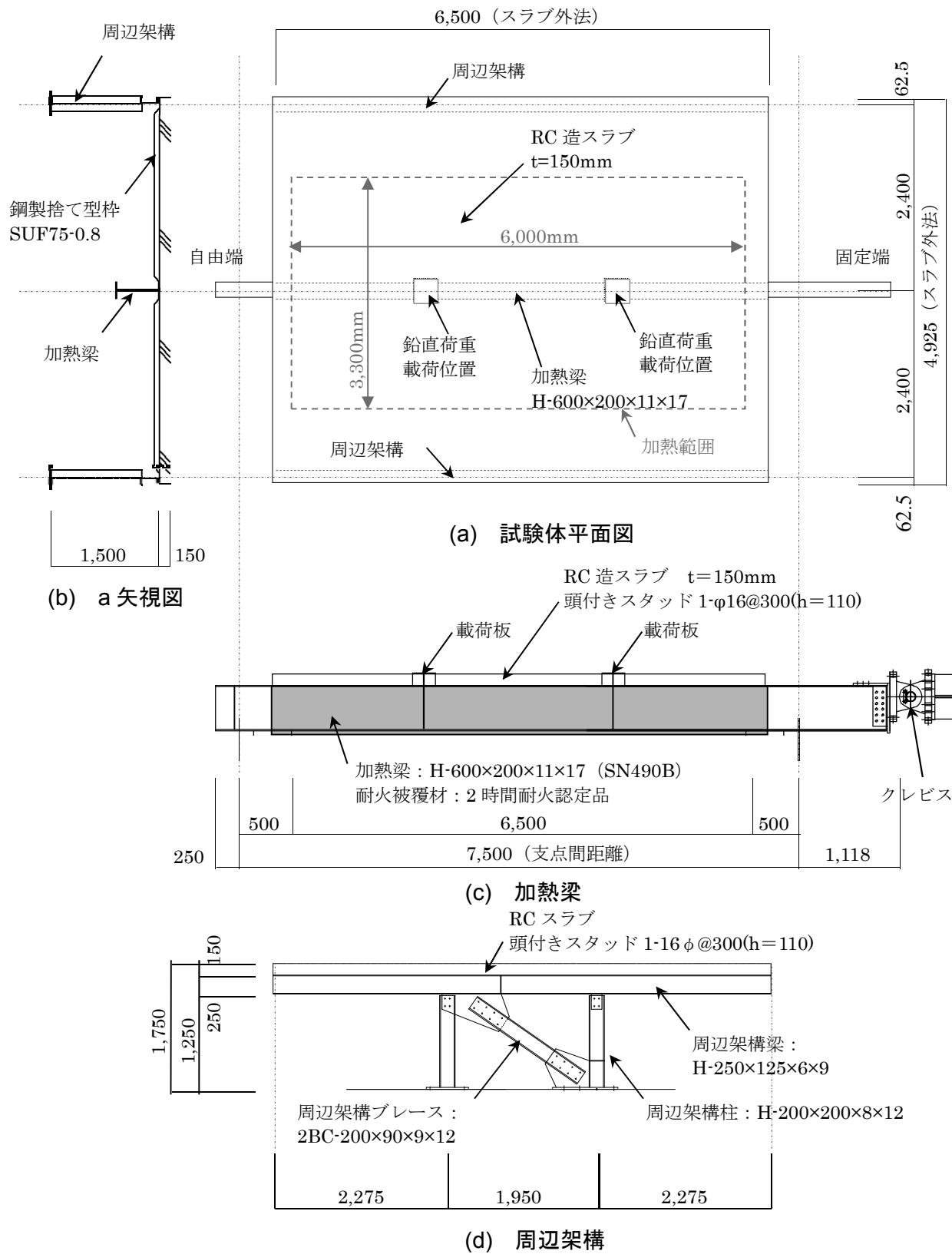


図 4.4 実大部分架構の試験体図

試験体に使用した鋼材およびコンクリートの仕様を表 4.1, 表 4.2 に示す。加熱梁の断面寸法は H-600×200×11×17（鋼材種：SN490B）であり、第 2 章で述べた試験体 H600 シリーズと同一断面、同一鋼材種の既成 H 形鋼である。（ただし、製造ロットは異なる。）加熱梁の加熱範囲 6,000mm の区間には第 2 章で述べた RC スラブ付鋼梁試験体と同じ 2 時間耐火仕様の耐火被覆材（無機質フェルトを基材とする乾式巻付け型耐火被覆材）が施されている。加熱梁の上端には厚さ 150mm の等厚 RC スラブ（コンクリートの呼び強度：21 N/mm²）が設置されており、耐火炉（加熱範囲）の外側で非加熱プレース架構によって支持されている。RC スラブの外法寸法は加熱梁に直交する短辺が 4,925mm、加熱梁に平行する長辺が 6,500mm であり、RC スラブの加熱範囲は短辺方向 3,300mm、長辺方向 6,000mm となっている。RC スラブの短辺方向でのスラブ外法寸法とその加熱範囲は第 2 章で述べた試験体と概ね等しいが、長辺方向については外法寸法、加熱範囲ともに概ね 2 倍の長さとなっている。また、第 2 章で述べた試験体 RC スラブが在来型枠工法により構築されているのに対して、この試験体 RC スラブは鋼製捨て型枠により構築されており、その鋼製捨て型枠を RC スラブ下端（加熱面）に残置した状態で実験が行われている。

表 4.1 実大部分架構試験体の鋼材仕様

部位	形状		材料種別
加熱梁	H-600×200×11×17		SN490B
周辺架構	梁	H-250×125×6×9	SN490B
	柱	H-200×200×8×12	SN490B
	プレース	2BC-200×90×9×12	SN490B
加熱梁固定端側ベースプレート	PL-32×700×825		SN490C
周辺架構柱ベースプレート	PL-25×550×300 PL-25×750×300		SN490C
その他プレート類	—		SS400
スラブ	鉄筋	短辺方向配筋：上下とも D10@200 長辺方向配筋：上下とも D10@200	SD295A

表 4.2 実大部分架構試験体のコンクリート配合計画

配合条件			
種類	呼び強度	スランプ	粗骨材の最大寸法
普通	21	18cm	20mm
空気量		塩化物含有量	
4.5%以下		0.30kg/m ³ 以下	
使用材料			
セメント：普通ポルトランドセメント			密度：3.16
骨材			
細骨材	産地 種類 茨城県神栖市 陸砂	粒の大きさ 5mm	密度 2.59
粗骨材	栃木県佐野市 碎石	5mm～20mm	2.70
混和剤：AE 減水剤 標準形（I種）（製品名：フローリック SV）			
配合計画（上段：L/m ³ 、下段：kg/m ³ ）			
セメント	水	細骨材	粗骨材
91	—	331	349
289	184	857	942
水セメント比（W/C）		細骨材率（s/a）	
63.7%		48.7%	

実大部分架構試験体の加熱梁と耐火炉の接続方法は図 4.5 に示すとおりであり、加熱梁の一端を耐火炉の外側で反力トラスに接続し、他端を転がりすべり支承により支持している。（加熱梁の過度な鉛直たわみを抑制する目的で固定端側の耐火炉壁位置にもすべり支承を設置している。）これにより、第 2 章で述べた試験体と同様に加熱梁の温度上昇による材軸方向の伸び出しは一方向にのみ生じる機構となっている。非加熱ブレース架構については、ブレース架構の柱位置で耐火炉外周に設置される鋼製の耐火炉フレームに PC 鋼棒により接合されている。加熱方法については、第 2 章で述べた実験と同様に ISO 834 に規定される標準加熱曲線に基づく加熱とし、加熱開始後 165 分で加熱を終了している。なお、この実験では加熱時間中での耐火被覆材の脱落は生じていない。

第 2 章で述べた RC スラブ付鋼梁の実大火災実験では、加熱梁の伸び出しに対する RC スラブの面内剛性による拘束効果を定量的に把握することを目的としていたため、試験体には自重以外の鉛直荷重が作用しないように外力としての載荷は行っていない

が、この実大部分架構試験体での実大火災実験では一般的な事務所ビルの床荷重に相当する鉛直荷重を加熱梁の加熱範囲を3等分する位置での集中荷重として載荷している。この実験においても、第3章と同様の検討によって、鉛直荷重により生じるたわみが加熱梁の伸び出し引き戻す効果は極めて小さいことを確認している。

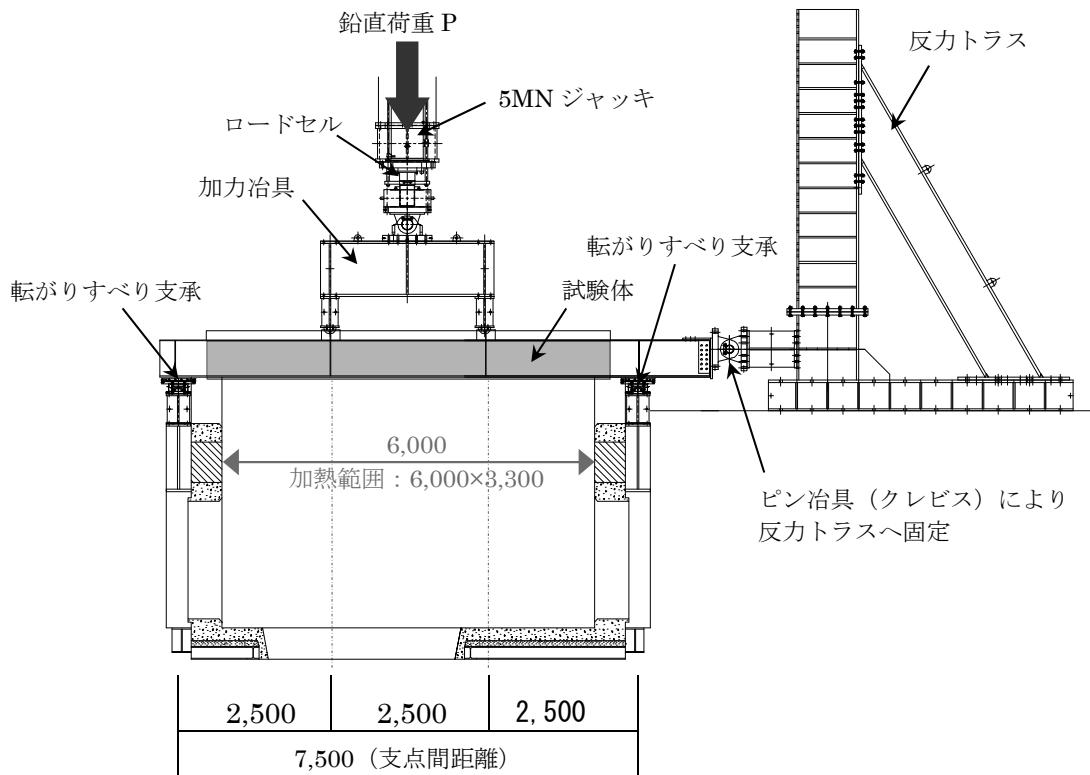


図 4.5 実大部分架構試験体の実験概要図

実大部分架構試験体において加熱梁の伸び出し拘束要素は同時に加熱を受ける RC スラブと非加熱プレース架構であり、これらは加熱梁に対して直列に接続されるため加熱梁材端の総合剛性は火災加熱を受ける RC スラブの火災時面内曲げ剛性と非加熱プレース架構の水平剛性を直列ばねとして接続した(4.3)式で算出される。

$$K_{\text{total}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{slab}}(T)} + \frac{1}{K_{\text{adjacent}}}} \quad (4.3)$$

非加熱プレース架構における理論上の弾性水平剛性は 3.50×10^5 N/mm 程度となるが、実験では非加熱プレース架構と鋼製耐火炉フレームの接続部となる架構柱脚部において、接続に用いた PC 鋼棒の実径とベースプレート孔径の差により柱脚部にすべりが生じた。また、試験体 RC スラブは実験中に平面的な回転が生じており、非加熱プレース架構の見かけの水平剛性が低下していた。非加熱プレース架構の負担する水平力とその水平変位より補正された非加熱プレース架構 2 構面分の補正水平剛性は表 4.3 に示すとおりであり、これが(4.3)式での周辺架構剛性となる。

表 4.3 非加熱プレース架構の補正水平剛性

非加熱 プレース 構面	負担水平力 (kN)	合計水平力 (kN)	水平変位 (mm)	補正 水平変位 (mm)	補正 水平剛性 (kN/mm)
架構 1	270	559	4.50	2.33	240
架構 5	289		0.16		

RC スラブの火災時面内曲げ剛性については、(3.10)式により高温時面内弾性曲げ剛性を算出した上で、(3.14)式により算出する。なお、(3.14)式右辺の係数 β については、加熱梁断面寸法が第 2 章で述べた試験体 H600 シリーズと同じであることから 0.10 としている。また、RC スラブの高温時面内弾性曲げ剛性を算出する際のコンクリートのヤング係数については、試験体で使用されたコンクリートが一般的な普通コンクリートであることから、ここでは常温下での慣用値である 21 GPa に文献[9]で規定されるコンクリートの高温時残存ヤング係数残存率を乗じた値を用いている。

図 4.6 に実大部分架構試験体での RC スラブの(3.10)式により算出した高温時面内弾性曲げ剛性と(3.14)式により算出した火災時面内曲げ剛性を示し、図 4.7 に RC スラブの火災時面内曲げ剛性と非加熱プレース架構の水平剛性、これらを直列接続した総合剛性を示す。RC スラブの火災時面内曲げ剛性は、加熱時間の経過に伴い大きく低下し、加熱終了時には非加熱プレース架構の水平剛性と同程度 (305 kN/mm 程度) まで低下しているが、相対的には RC スラブの面内曲げ剛性と比べて周辺架構剛性が小さいため、実大部分架構試験体での総合剛性に対する影響は非加熱プレース架構の水平剛性が支配的となっている。なお、非加熱プレース架構の水平剛性は、前述のとおり加熱終了時

(加熱梁の伸び出しが最大となった時間)におけるプレース架構を構成する鋼部材のひずみ計測結果から算出した負担水平力とその時間での回転成分を含む水平変位量によって補正を行っている。このため、実験途中の全ての時間での精確な水平剛性とはならないが、ひずみ計測結果から実験中の非加熱プレース架構は弾性域にあったと考えられることと、補正後の水平剛性が理論上の弾性水平剛性と大きくは乖離していないことから一定値（弾性剛性）として取り扱っている。

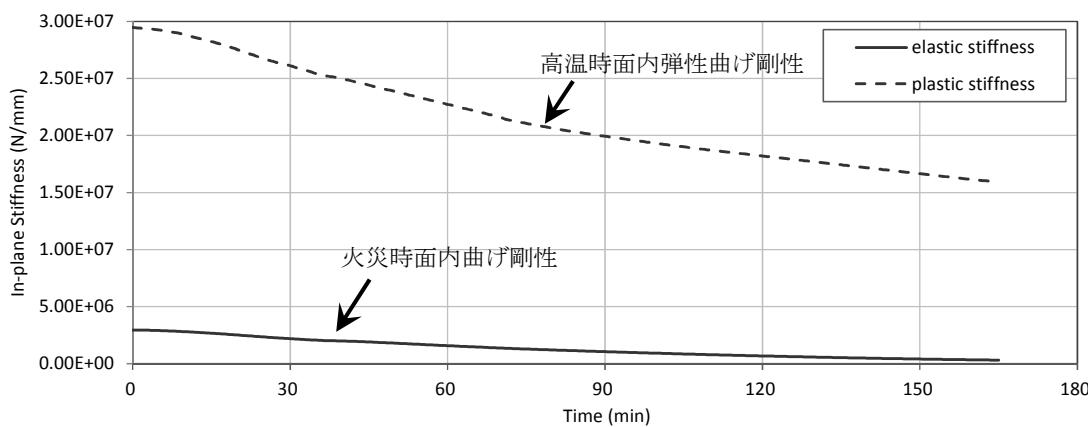


図 4.6 実大部分架構試験体の RC スラブの面内曲げ剛性

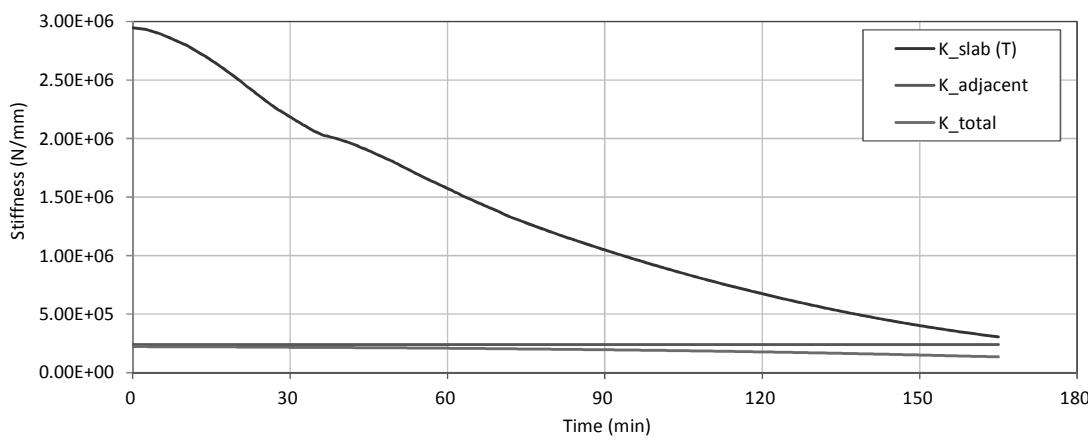


図 4.7 実大部分架構試験体の総合剛性

実大部分架構試験体における加熱梁中立軸位置の加熱終了までの時間推移を図 4.8 に示す。第 2 章で述べた試験体 H600-2 と加熱梁の断面寸法および加熱梁に施した耐火被覆材の仕様が同じであることに加えて、加熱温度の時間推移が概ね同等であったことか

ら、中立軸の時間推移も試験体 H600-2 と概ね同様の推移となっている。このことからも鋼の熱伝導率が安定した値であり、鋼材は火災時においてもその機械的性質が安定した建築材料の一つであることが窺える。

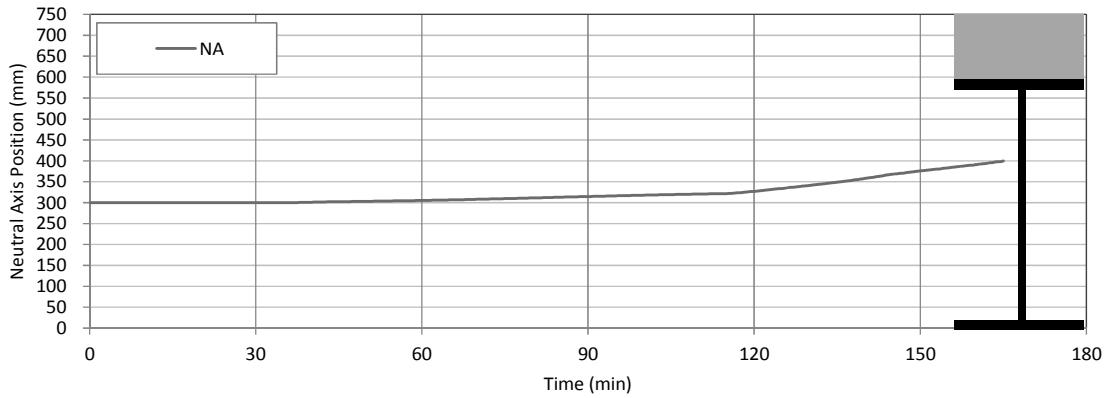


図 4.8 実大部分架構試験体における加熱梁の中立軸位置時間推移

(4.3)式により算出した非加熱プレース架構の水平剛性と RC スラブの火災時面内曲げ剛性を直列に接続した総合剛性を加熱梁の材端ばねとして、(4.2)式により算出した加熱梁中立軸位置における伸び出し量の理論値と、実験で計測された加熱梁上フランジと下フランジの水平変位計測結果から加熱梁断面内に平面保持が成立すると仮定して算出した中立軸位置での伸び出し量（実験結果）を図 4.9 に示す。中立軸位置での加熱梁の伸び出し量の理論値は、加熱開始後 120 分程度まで実験結果と精度よく一致しているが、加熱開始後 120 分以降から両者は大きく乖離をしている。なお、この両者が乖離し始める時間は加熱梁に施した耐火被覆材の認定耐火時間と概ね一致する。

図 4.10 および図 4.11 に実験終了後（冷却後）に加熱梁に施された耐火被覆材を剥がして確認した加熱梁の固定端側外観写真を示す。加熱梁固定端のウェブおよび下フランジに局部座屈が生じており、これらの局部座屈の座屈変形量は、第 2 章で述べた試験体（H600-1 や H600-2）よりも大きなものであった。なお、第 2 章での試験体では下フランジには局部座屈は生じていない。第 2 章で述べた実験では試験体自重以外の鉛直荷重の載荷は行っていないが、実大部分架構試験体の火災実験では加熱梁に鉛直荷重が載

荷されていた。このため、実大部分架構試験体の加熱梁固定端には上フランジが引張領域となり下フランジが圧縮領域となる負曲げモーメントが作用しており、第2章で述べた試験体と比べて加熱梁固定端のウェブおよび下フランジは局部座屈が生じ易い状況であった。このことから、ウェブ局部座屈の座屈変形量の違いや下フランジ局部座屈の有無は鉛直荷重の載荷有無の違いに起因するものと考えられる。加熱開始後120分までの理論値と実験値が精度よく一致し、提案する評価手法により算出される伸び出し量が鋼梁の局部座屈や全体曲げ座屈などの非線形性を考慮しない弾性理論解であることを併せて考察すると、加熱開始後120分以降での加熱梁伸び出し量の理論値と実験値の乖離は加熱梁固定端側のウェブおよび下フランジに生じた局部座屈により材軸方向の伸び出しが緩和されたことが主たる要因であると考えられる。

これより、本章で提案する鋼構造架構における梁の火災時伸び出し量評価手法は、加熱梁の局部座屈や全体曲げ座屈が生じない時間領域（温度領域）では精度よく鋼梁の火災時伸び出し量を評価することができ、加熱梁に局部座屈などが生じる温度領域では安全側の評価が可能な評価手法であると考えられる。なお、実験値では加熱開始後140分程度から伸び出し量そのものが減少する挙動を示している。これは、加熱時間の経過とともに加熱梁下フランジと上フランジの温度差大きくなることで中立軸位置が上方に移動し（加熱梁断面内高さ方向の評価基点が逐次変化し）、見かけ上の伸び出し量が減少するためである。

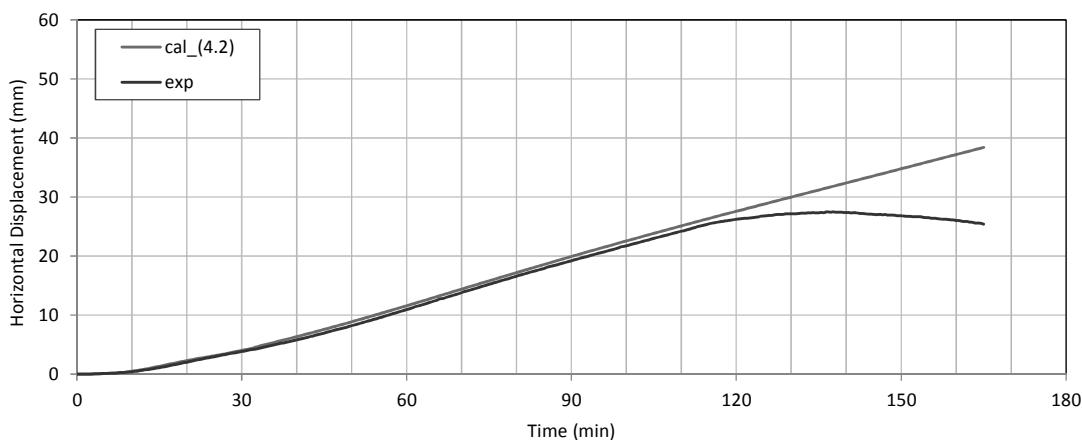


図4.9 実大部分架構試験体での加熱梁伸び出し量の理論値と実験値の比較



図 4.10 実大部分架構試験体での加熱梁ウェブの局部座屈（写真）

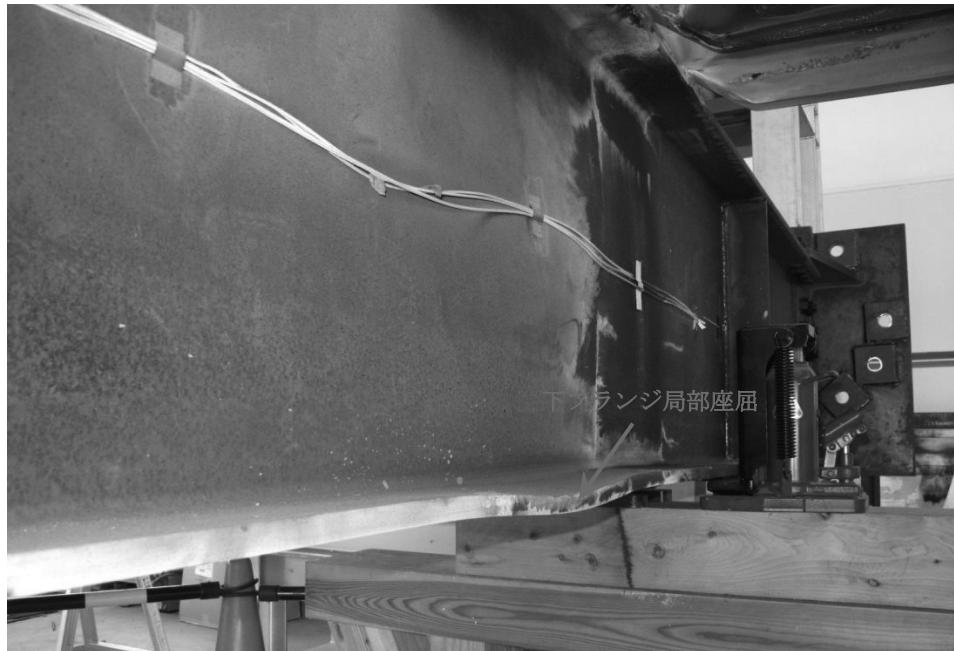


図 4.11 実大部分架構試験体での加熱梁下フランジの局部座屈（写真）

4.4 立体架構解析モデルによる線形解析手法

4.4.1 線形解析による RC スラブ付鋼梁の火災時伸び出し量の算出

本章で提案する鋼構造架構における梁の伸び出し量評価手法は、鋼梁の火災時伸び出し拘束に寄与する部材や架構、耐震要素の剛性を鋼梁の材端に総合剛性として集約するものである。このため、評価の対象となる鋼梁と同一構面にない柱梁架構や耐震要素の水平剛性を別途算出する必要がある。建物形状が複雑になるとこれらの水平剛性の算出も煩雑になるため、建物架構によっては汎用構造解析プログラムによる架構解析を行うほうが設計実務上合理的な場合もあると考えられる。一方で、材料非線形などを考慮した弾塑性解析や有限要素（ソリッド要素やシェル要素）によるモデル作成には大きな設計労力と解析時間が必要となり、鋼梁の伸び出し量評価の観点からは合理的ではない。

ここでは、本章で提案する評価手法の概念を取り入れた汎用構造解析プログラムによる設計実務に適した簡便な鋼梁の火災時伸び出し量評価方法の一例として第2章で述べた RC スラブ付鋼梁を対象とした解析モデルと解析方法、解析結果と実験結果の比較について述べる。なお、本章での解析には汎用構造解析プログラムである midas Gen 2014 (Ver. 830 R1)を用いている。

火災加熱を受ける鋼梁とそれに取り付く RC スラブの解析モデルは、図 4.12 に示すとおり、線材要素によりモデル化した鋼梁の一端を材軸方向に変位拘束し、他端に第3章で示した(3.14)式により算出した RC スラブの火災時面内曲げ剛性を弾性ばねとして接続する。ここで解析は、鋼梁には局部座屈や全体曲げ座屈などの非線形挙動が生じないことを仮定した鋼梁の伸び出し挙動に対する線形解析である。このため、火災加熱の温度上昇過程における鋼のヤング係数の低下や鋼の線膨張係数の変化、RC スラブの火災時面内曲げ剛性の低下などの時間変化を解析上で直接的に取り扱う必要はない。図 4.13 の解析手順に示すとおり、伸び出し量を評価する時間での鋼梁中立軸位置温度および RC スラブの断面内温度分布を 2 次元熱伝導解析などにより別途算出し、その温度での鋼の材料特性および RC スラブの火災時面内曲げ剛性を解析モデルに定数として与える。線材要素によりモデル化した鋼梁に作用させる温度荷重については、伸び出し量を評価する時間での鋼梁中立軸位置の温度とする。

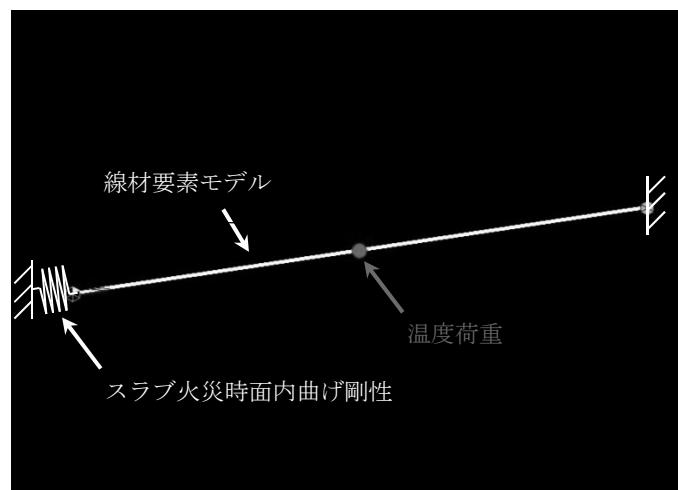


図 4.12 RC スラブ付鋼梁の解析モデル図

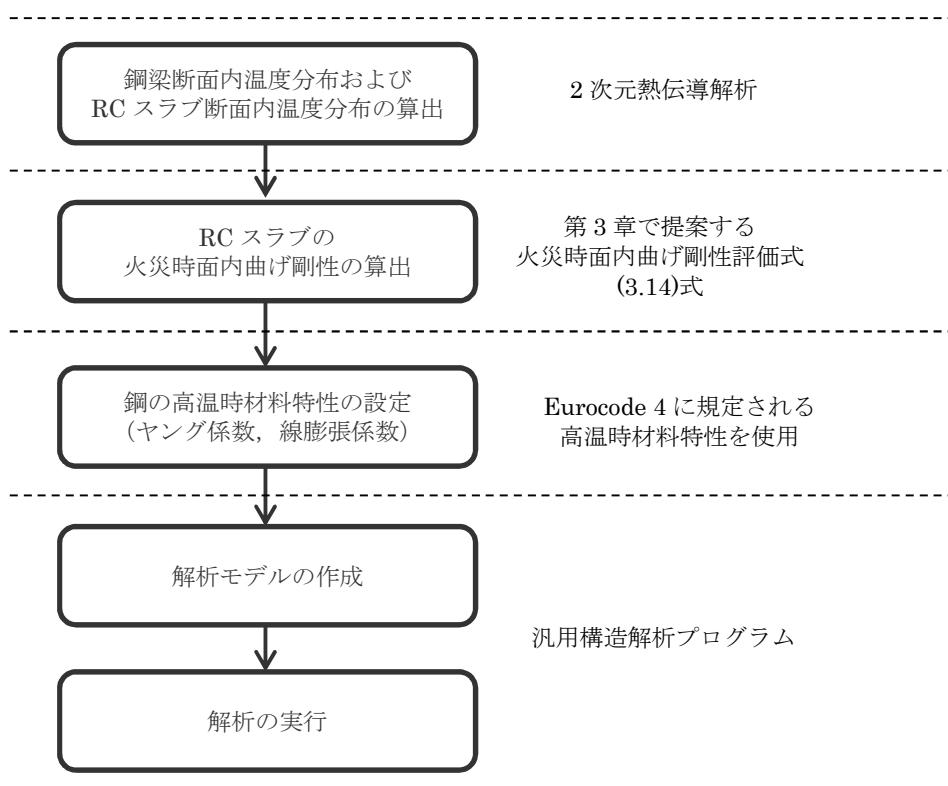


図 4.13 汎用構造解析プログラムを用いた解析手順

図 4.14 に、第 2 章で述べた試験体 H600-1 および H600-2 について、ここまでで述べた解析手法を適用した鋼梁中立軸位置における伸び出し量の解析結果と(4.2)式により算出した理論値、実験値の比較を示す。また、同図には参考として一般的な耐火設計で鋼梁の伸び出し量として取り扱われる鋼梁中立軸位置温度と鋼の線膨張係数、加熱長さの積値を併記している。解析では、実験での加熱時間を 15 分刻みとしてその時間ごとに、図 4.13 に示した手順で解析を行っているが、鋼梁の断面内温度分布および RC スラブの断面内温度分布の算出については第 2 章で述べた実験結果を採用している。解析結果と理論値は精度よく一致しており、本章で提案する鋼構造架構における梁の伸び出し量評価手法の概念を、汎用構造解析プログラムを用いた解析に取り入れることで実務設計上、簡便なモデルと線形解析によって RC スラブ付鋼梁の火災時伸び出し量が精度よく評価できるものと考えられる。

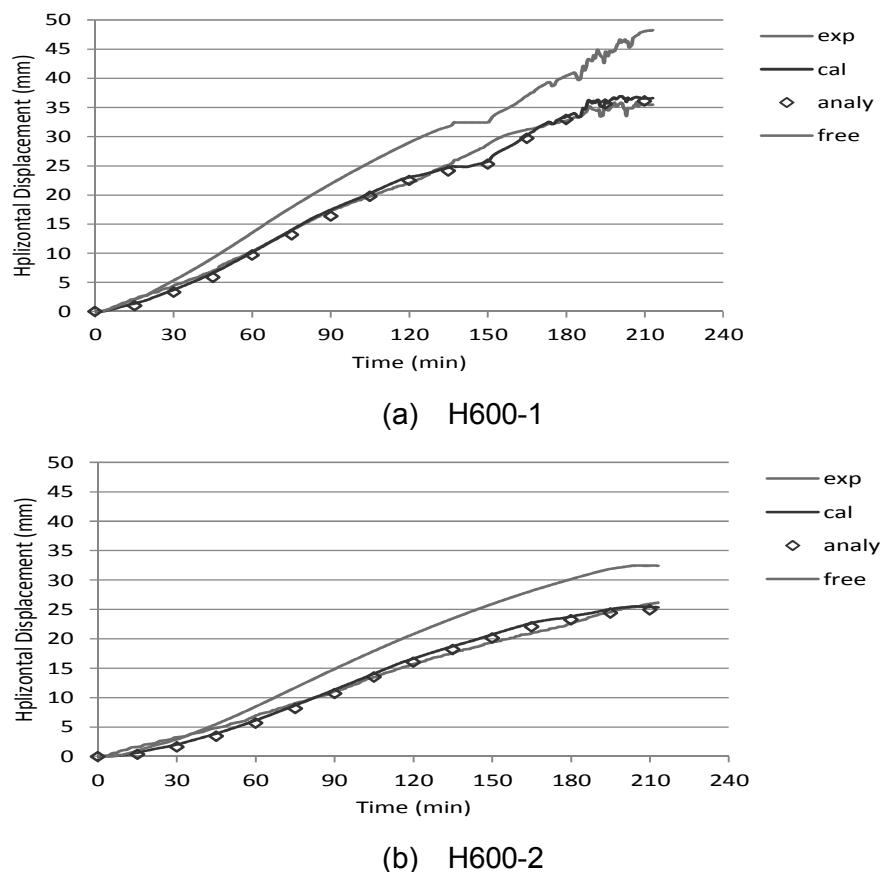


図 4.14 RC スラブ付鋼梁における伸び出し量の解析値と理論値の比較

4.4.2 立体架構解析モデルによる梁の火災時伸び出し量の算出

汎用構造解析プログラムを用いた立体架構解析モデルによる解析の例として、図 4.15 に示す X 方向 4 スパン ($@6.0\text{m} \times 4$ スパン)，Y 方向 2 スパン ($6.0\text{m} \times 2$ スパン)，階数 10 階の純ラーメン鋼構造架構を対象とした解析について解析モデルおよび解析結果について述べる。解析の目的は、架構内に配された火災加熱を受ける鋼梁の伸び出し量評価であり、問題を簡単にするために架構を構成する柱および梁部材については、柱断面は全て $\square-600 \times 600 \times 16 \times 16$ 、梁は全て $H-600 \times 200 \times 11 \times 17$ とし、鋼材種は 490N/m² 級鋼材としている。また、床荷重等の部材自重を含めた外力としての鉛直荷重は載荷していない。火災性状は図 4.16 および図 4.17 に示すとおり、6 階に位置する Y 方向の建物中央の構面（3 通）にある大梁 1 本と、それに取り付く直交梁 2 本と 5 階の外周柱 1 本が火災加熱を受ける局所的な範囲での火災状況を想定する。

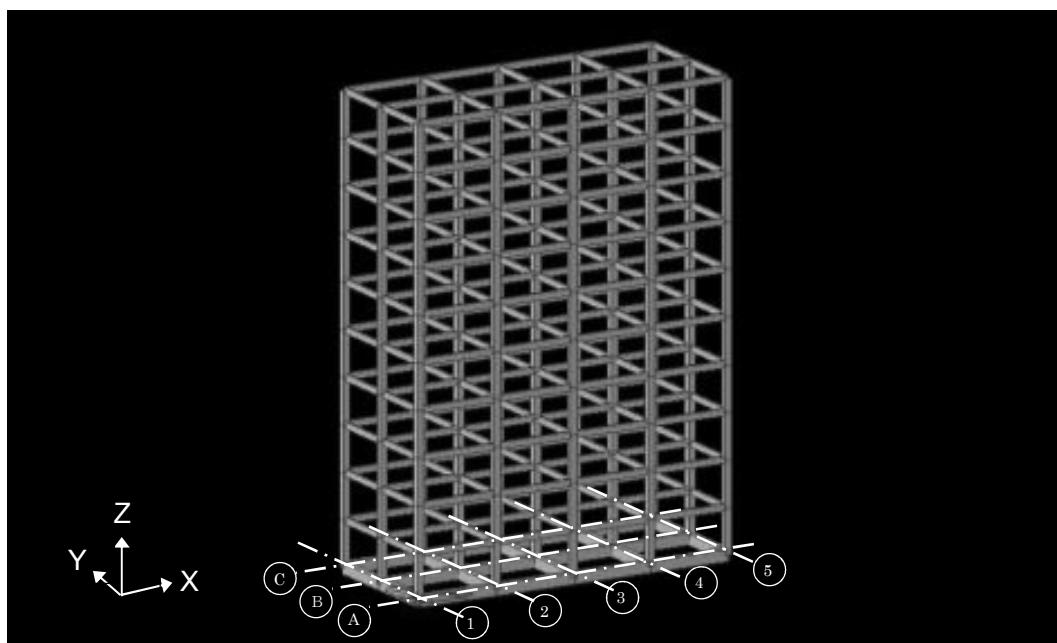


図 4.15 立体架構解析モデル

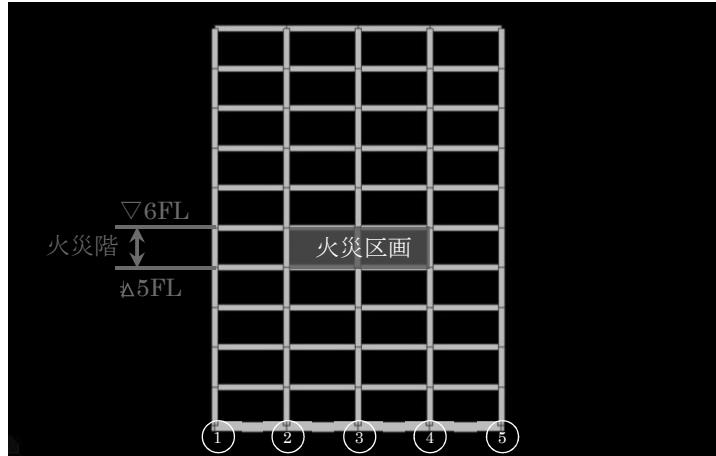


図 4.16 立体架構解析モデル X 通軸組図

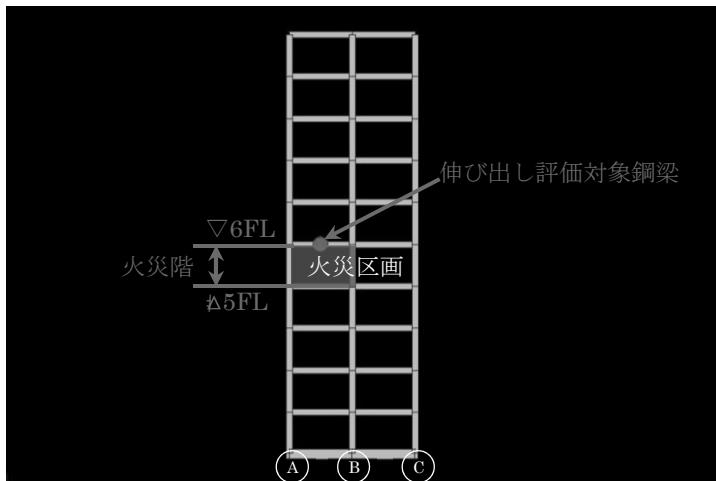


図 4.17 立体架構解析モデル Y 通軸組図

火災時伸び出し量評価の対象となる鋼梁に作用させる部温度荷重は、図 4.18 に示すとおり一般的な耐火被覆材を施した鋼梁の耐火認定試験で許容最高温度として規定される 450°C とする[10]。なお、火災加熱を受けると仮定する 5 階外周鋼柱および直交鋼梁については、伸び出し量の評価対象となる鋼梁と同様に 450°C まで温度上昇するものと仮定するが、これら部材は伸び出し拘束要素としてのみ考慮し、温度上昇による耐力低下やヤング係数の低下は解析に反映させるが、温度上昇による伸び出しは考慮しない。表 4.4 に架構を構成する各部材の断面寸法および解析に用いた材料特性を示す。なお、鋼の高温時材料特性については文献[9]に準じている。

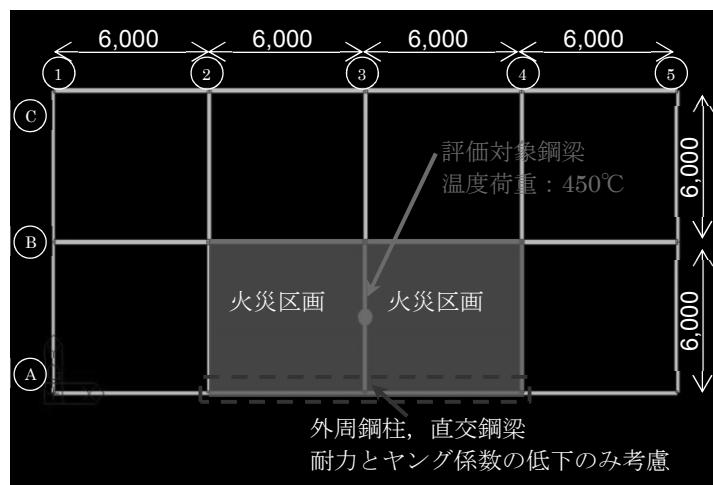


図 4.18 立体架構解析モデル平面図

表 4.4 立体架構解析モデルにおける柱梁部材の材料特性

部材	断面寸法	降伏耐力 (N/mm ²)	ヤング係数 (GPa)	線膨張係数 (K ⁻¹)
加熱梁 (450°C)	H-600×200×11×17	318.5	140	13.4×10^{-6}
加熱直交梁 (450°C)	H-600×200×11×17	318.5	140	熱伸びは 考慮しない
加熱柱 (450°C)	□-600×600×16×16	318.5	140	
非加熱梁 (常温)	H-600×200×11×17	490	205	—
非加熱柱 (常温)	□-600×600×16×16	490	205	—

RC スラブについては、その火災時面内曲げ剛性を(3.14)式より算出し、伸び出し評価の対象となる鋼梁の外周鋼柱側端部に弾性ばねとして接続する。RC スラブの火災時面内曲げ剛性を算出する際の RC スラブ断面内温度分布は、設計実務では熱伝導解析によって算出するが、ここでは伸び出し量評価の対象となる鋼梁には第 2 章で述べた試験体 H600-2 と同じ 2 時間耐火仕様の耐火被覆材が施されていると仮定し、試験体 H600-2 の実験結果より鋼梁の中立軸温度が 450°C となる時間での RC スラブ断面内温度分布を採用する。表 4.5 に解析モデルにおける RC スラブの火災時面内曲げ剛性を示す。

表 4.5 立体架構解析モデルにおける RC スラブの火災時面内曲げ剛性

スラブ厚さ (mm)	スラブ幅 B (mm)	スラブ成 D (mm)	ヤング係数 (GPa)	常温 面内弾性 曲げ剛性 (N/mm)	火災時 面内曲げ 剛性 (N/mm)
150	6,000 (片側)	6,000	21	1.58×10^6	2.31×10^3

火災区画外に配される RC スラブについては、剛床が成立するものと仮定する。解析モデルでの剛床仮定方法は、火災区画外に位置する非加熱柱の各柱頭節点を伸び出し評価対象の鋼梁材端に接続した弾性ばねの他端と剛体連結することで剛床を仮定する。図 4.19 に火災区画内にある RC スラブと火災区画外で剛床を仮定した RC スラブの解析モデルを示す。

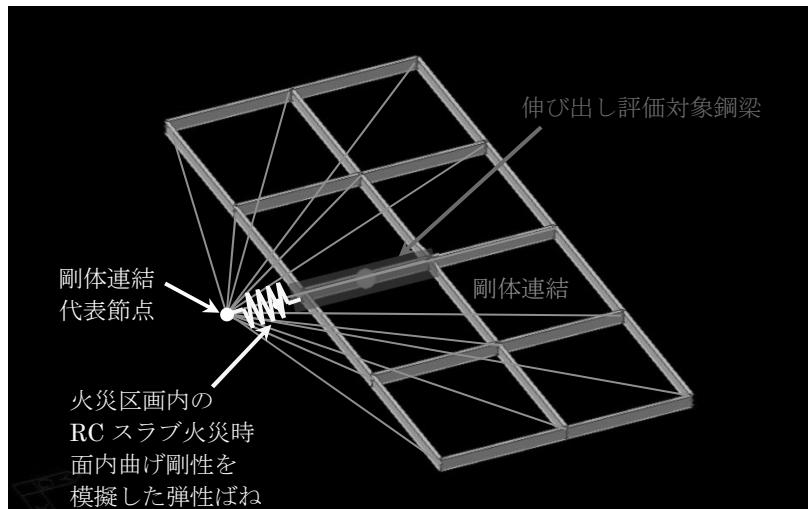


図 4.19 立体架構解析モデルにおける RC スラブの解析モデル

図 4.20 に鋼梁水平変位の解析結果を示す。伸び出し評価の対象となる鋼梁の外柱側端部には Y 方向に -29.6mm の水平変位が生じ、内柱側端部には $+1.6\text{mm}$ の水平変位が生じており、鋼梁全体の伸び出し量としては 31.2mm となる。これは、一般的な耐火設計で自由膨張量として用いられる鋼材温度と鋼の線膨張係数、加熱長さの積から求まる自由熱伸び量 36.2mm に対して、86%程度の伸び出し量となる。一方で、部材に生じる応力の最大は図 4.21 に示すとおり、評価対象となる鋼梁に直接取付く上階外柱

の柱脚の 264N/mm^2 となり全ての部材が弾性域に留まっている。解析では、鋼梁の火災時伸び出し量に対する評価を目的としているため、解析モデルには部材自重を含めて鉛直荷重を載荷しておらず鋼柱は外力としての軸力を負担していない。このため、実建物においては鋼梁の周辺部材が塑性化する可能性があるが、設計実務では塑性化が確認された部材を取り除いた解析モデルにより、再度線形解析を行うことで火災加熱を受けた鋼梁の伸び出し量について安全側に評価することができる。

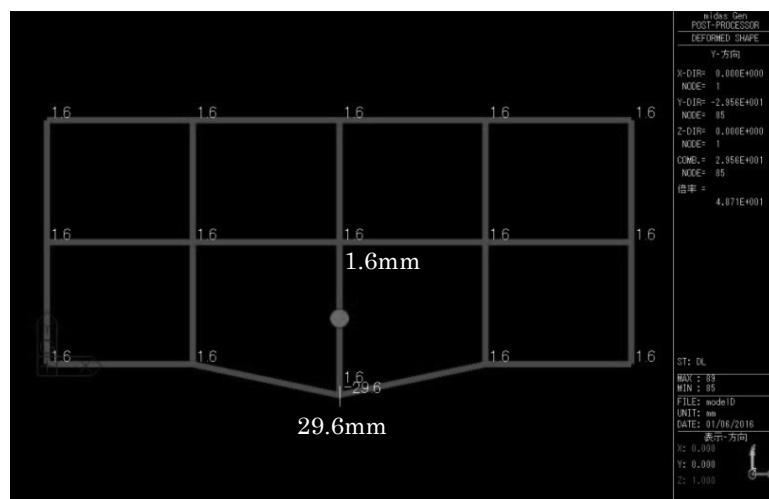


図 4.20 立体架構解析モデルの水平変位図（平面）

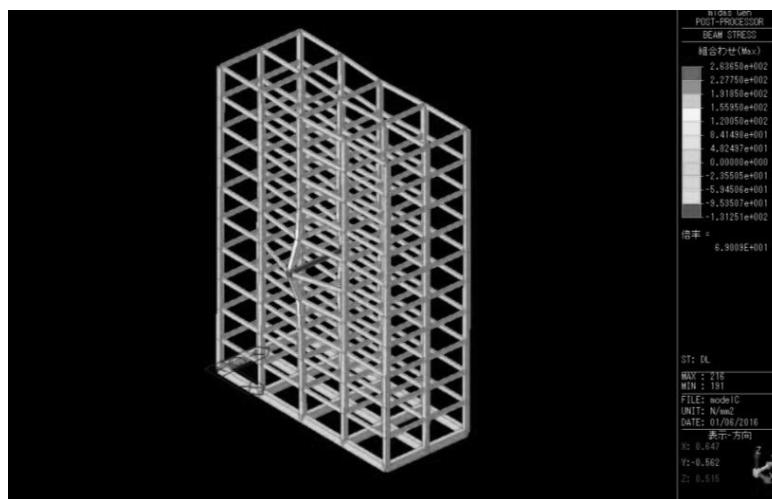


図 4.21 立体架構解析モデルの応力分布図

部材応力の解析結果から架構内に配された 1 本の鋼梁が火災加熱を受けるような場合、その伸び出しが建物架構の応力変形挙動に影響を及ぼす範囲は、評価対象となる鋼梁を基準に上下 1 層分の梁と上下 2 層分の柱までであると考えられる。図 4.22 は、立体架構解析モデルの内、鋼梁伸び出しの影響範囲のみをモデル化した部分立体架構解析モデルに対して立体架構解析モデルと同じ手順の線形解析による鋼梁伸び出し方向の変位等向線図である。部分立体架構解析モデルの評価対象となる鋼梁から上下 2 層目の柱で架構に接続されない部材端は全方向で変位のみを拘束する境界条件としている。部分立体架構解析モデルでの解析結果は外柱側 -29.6mm、内柱側 +1.5mm となり、全体架構解析モデルでの結果と精度よく一致している。このことから、鋼構造建物における火災範囲が 1 層で留まるような火災状況で、火災加熱を受ける鋼梁の伸び出し量を解析的に評価する際の解析モデルは必ずしも建物全体をモデル化する必要はなく、鋼梁伸び出しの影響を受ける範囲のみをモデル化した部分立体架構解析モデルによる線形解析とすることで解析モデル作成に要する設計労力や解析時間が低減できるものと考えられる。ただし、鋼梁の火災時伸び出しが建物架構の応力変形挙動に影響を及ぼす範囲については、本章で想定した架構モデルと火災状況では伸び出し量評価対象となる鋼梁を基準に上下階 2 層程度の範囲であったが、建物形状や火災状況によってその影響範囲は異なることが予想されるため、モデル化には十分な検討が必要となる。

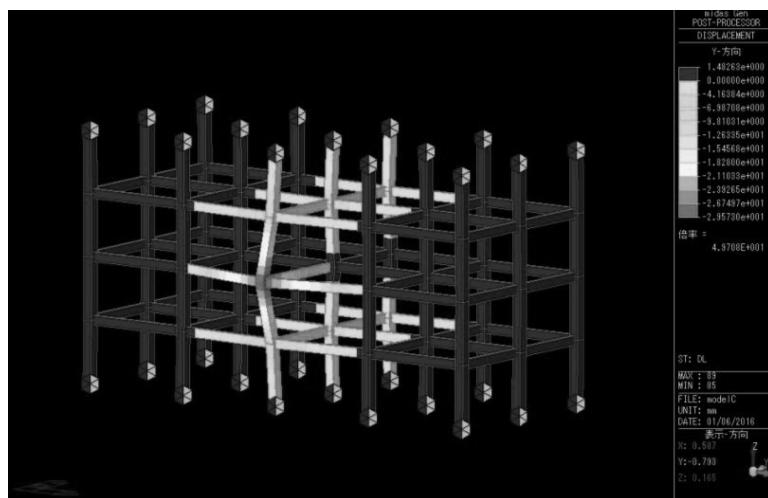


図 4.22 部分立体架構解析モデルの変位等高線図

4.4.3 立体架構解析モデルへの評価手法の適用

本章で提案する鋼構造架構における梁の火災時伸び出し量評価手法の概念を取り入れた汎用構造解析プログラムを用いた線形解析手法により、建物架構内に配された鋼梁の火災時伸び出し量評価の一例を示した。ここでは、この解析モデルに対して本章で提案する評価手法を適用し、評価手法による理論値と解析値の比較から提案する評価手法の有用性について述べる。対象とする架構解析モデルは部分架構解析モデルとし、表4.6に火災加熱を受ける鋼梁の伸び出しに対して拘束要素となり得る部材の曲げ剛性と火災区画内に配され同時に火災加熱を受けるRCスラブの火災時面内曲げ剛性(表4.5)、周辺架構の水平剛性を示し、これら部材の接続状態を考慮して図4.23に示すように鋼梁材端部の集約した総合剛性を併せて示す。なお、周辺架構剛性については別途外力として当該層に水平力を作用させてその水平変位量から算出した層の等価せん断剛性を採用し、火災区画外のRCスラブには剛床を仮定している。

表4.6 部分立体架構解析モデルにおける拘束要素の剛性と総合剛性

拘束要素	剛性 (N/mm)
加熱直交梁 (450°C) (両側)	88
下階柱 (450°C)	13,500
上階柱 (常温)	19,200
火災加熱を受ける RC スラブ	2,310
周辺架構 (常温)	195,700
総合剛性	35,100

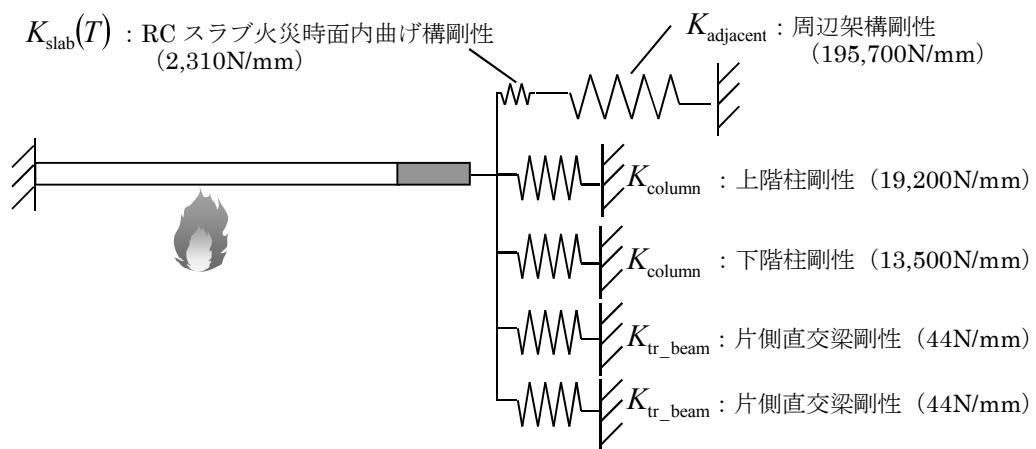


図4.23 部分立体架構モデルにおける総合剛性

表 4.6 に示した架構の総合剛性を用いて、(4.2)式により算出される鋼梁の中立軸温度が 450°C の場合での伸び出し量の理論値は 33.8mm となる。全体架構モデルによる線形解析での伸び出し量は 31.2mm（外柱側と内柱側の合計）、部分架構モデルによる解析値は 31.1mm（外柱側と内柱側の合計）であり、本章で提案する評価手法によって算出される理論値は解析値と概ね一致している。また、評価手法においては火災加熱を受ける鋼梁の伸び出しは一端にのみ生じると仮定しているが、立体架構解析では建物内側にも若干の伸び出しが生じている。この建物内側への伸び出しは、評価対象となる鋼梁に対する拘束要素の平面的な分布、いわゆる剛心位置に応じた伸び出し量となるため、例えば、建物スパン数が 1 スパンの建物で伸び出し評価対象となる鋼梁の材長区間に拘束要素の剛心がある場合は、評価手法により算出される伸び出し量は過大評価となる可能性がある。しかし、本論文が対象とするような超高層事務所ビルなどで建物スパン数が 1 スパンとなることは極めて少なく、火災加熱を受ける鋼梁の伸び出しが建物架構の構造安定性に大きく影響を及ぼす梁長さ 15m を超えるような長大スパン梁の建物では、拘束要素の剛心は評価対象となる長大スパン梁の材長区間よりも外側に位置することが多いと考えられる。このことからも、本章で提案する評価手法は鋼構造架構における梁の伸び出し量を簡便かつ精度よく安全側に評価することが可能であり、設計実務では有用な評価手法であると考えられる。

4.5 まとめ

本章では、第3章で提案したRCスラブ付鋼梁の火災時伸び出し量評価式を鋼構造架構へ拡張適用した鋼構造架構における梁の火災時伸び出し量評価手法について述べた。また、この評価手法の概念を取り入れた汎用構造解析プログラムを用いた線形解析による立体架構モデルでの伸び出し量評価の一例を示し、解析結果と評価式による理論値との比較から提案する評価手法の有用性について述べた。本章での考察内容および得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 第3章で提案したRCスラブ付鋼梁の火災時伸び出し量評価式での鋼梁材端ばねを、鋼構造架構内に配された梁の火災時伸び出しに対して拘束要素と成り得る部材の曲げ剛性や同時に火災加熱を受けるRCスラブの火災時面内曲げ剛性、周辺架構の水平剛性などを各々の部材や架構の接続状態に応じて、並列ばねまたは直列ばねとして集約した総合剛性に置換し、同評価式を鋼構造架構に拡張適用した鋼構造架構における梁の火災時伸び出し量評価手法を提案した。
- 2) 本章で提案した鋼構造架構における梁の火災時伸び出し量評価手法を、RCスラブを介してブリース架構に接続される鋼梁の実大火災実験に適用し、鋼梁に施した耐火被覆材の認定耐火時間までの鋼梁の火災時伸び出し量は評価式による理論値と実験結果とで精度良く一致することを示した。更に、耐火被覆材の認定耐火時間以後の鋼梁下フランジとウェブの局部座屈により鋼梁の伸び出しが緩和されたと考えられる時間においては、評価式による理論値が安全側の評価となることを示した。
- 3) 評価手法の概念を取り入れた汎用構造解析プログラムによる解析例として、火災加熱を受ける鋼梁を線材要素でモデル化し、同時に火災加熱を受けるRCスラブの火災時面内曲げ剛性を線材要素の材端部に弾性ばねとして接続する解析モデルを示し、第2章で述べたRCスラブ付鋼梁試験体を対象として線形解析で算出される伸び出し量（解析値）と第3章で述べたRCスラブ付鋼梁の火災時伸び出し量評価式による理論値が精度良く一致することを示した。また、鋼構造架構に汎用構造解析プログラムによる線形解析手法を適用した解析例を示した。

- 4) 汎用解析プログラムを用いた線形解析方法の解析例とした架構解析モデルに、本章で提案した鋼構造架構における梁の伸び出し量評価手法を適用し、評価手法により算出される伸び出し量の理論値は解析結果に対して安全側に概ね一致することを示した。また、評価手法では鋼梁全体の火災時伸び出し量を鋼梁の一端に集約して評価するが、架構解析では架構の伸び出し拘束要素の架構内における平面的な分布に応じて評価手法では不動点と仮定している他端にも伸びだしが生じることを明らかにし、本章で提案した評価手法は鋼構造架構における梁の火災時伸び出し量を簡便かつ精度よく安全側に評価することが可能であり、設計実務においては有用な評価手法であることを示した。

第4章の参考・引用文献

- [1] Jiro Takagi, Gregory G. Deierlein : COLLAPSE PERFORMANCE ASSESSMENT OF STEEL-FRAMED BUILDINGS UNDER FIRES, Dissertation thesis, Stanford University, 2007.3
- [2] 尾崎文宣, 菅野良一, 半谷公司 : 火災時における鋼梁の塑性変形と構造耐火性能—架構内に配された鋼梁の熱応力減衰能力と素材歪硬化の関係—, 日本建築学会構造系論文集, 第77巻, 第672号, pp.315~322, 2012.2
- [3] British steel plc, Swinden Technology Centre: THE BEHAVIOUR OF MULTI-STORY STEEL FRAMED BUILDINGS IN FIRE, 1999
- [4] The University of Edinburgh : Behaviour of steel framed structures under fire conditions, MAIN REPORT, June 2000.
- [5] 李宇光, 上杉英樹, 若松孝旺 : 火災加熱を受ける鉄骨立体骨組の応力変形解析, 日本建築学会構造系論文集, 第595号, pp.151~158, 2005.9
- [6] 平島岳夫, 生田浩子, 濱田直之 : 鉄骨架構の火災時および火害後における応力変形性状に及ぼす床スラブの影響, その1 解析概要, 日本建築学会学術講演梗概集(中国), pp.203~204, 2008.7
- [7] 生田浩子, 平島岳夫, 濱田直之 : 鉄骨架構の火災時および火害後における応力変形性状に及ぼす床スラブの影響, その2 解析結果, 日本建築学会学術講演梗概集(中国), pp.205~206, 2008.7
- [8] 岡崎智仁, 長岡勉, 河野守 : 火災加熱を受ける鉄骨梁の伸び出しに関する実験的研究—RC造スラブにより接続された周辺架構の伸び出し抑制効果—, 構造工学論文集 Vol.59B, pp.231~238, 2013.3
- [9] Eurocode4 —Design of composite steel and concrete structures— Part1-2: General rules—structural fire design, BS EN1994-1-2:2005.
- [10] 防耐火性能試験・評価業務方法書, 一般財団法人日本建築総合試験所, 2014.1

This page is intentionally left blank.

第 5 章

結論

5.1 本論文の成果

本論文は、鋼構造架構において火災加熱を受ける梁の伸び出しに対する RC スラブの拘束効果と梁の火災時伸び出し量評価手法についての実験的および理論的考察をまとめたものである。

第 1 章では、まず日本の建築法令における構造規定および耐火規定の変遷について述べ、火災時における建物の構造安定性についての建築基準法における取り扱いと近年では主として鋼構造建物を対象に耐火設計（性能設計）の適用が広く普及していることを示した。この耐火設計の普及により、火災加熱を受ける柱や梁の主要構造部材単体としての火災時耐力（鉛直荷重支持能力）は概ね解明されつつあるが、火災加熱を受けた架構の熱変形、特に梁の伸び出しに起因する建物崩壊については古くから懸念されながらも十分に解明されていないことを示し、梁の長大スパン化や多様な構造形式が一般化した近年の超高層建物では梁の火災時伸び出しにより建物の層崩壊や全体崩壊などの脆性的崩壊を誘発する危険性が高まっていることについて論じた。また、既往研究の調査を通じて実建物における梁の火災時伸び出しは梁に取り付く RC スラブや RC スラブを介して連続的に接続される周辺の架構の拘束を少なからず受けることを示し、耐火設計などの実務でその挙動を簡便かつ精度よく捉えることができる鋼梁の火災時伸び出し量についての合理的評価方法が確立されていないことを論じた。

このような視点から、本論文の目的が実際の鋼構造建物における RC スラブの拘束効果の定量的な把握とその拘束メカニズムの解明に基づく鋼構造架構における梁の火災時

伸び出し量評価手法の提案であることを示し、将来的には多種多様な構造形式で適用できる鋼梁の火災時伸び出し量評価手法の構築と今後の日本の耐火設計技術の高度化のための基礎研究として位置付けであることを明確にした。

第2章では、鋼構造架構の一部を模擬したRCスラブ付鋼梁の実大火災実験について述べ、試験体の仕様および使用した材料の素材試験に基づく材料特性、耐火実験の方法、計測項目、実験で得られた計測結果を示し、鋼梁の水平変位計測結果と既往研究および一般的な耐火設計で用いられる自由膨張量の比較から、RCスラブの取り付く鋼梁の火災時伸び出し量について論じた。RCスラブ付鋼梁の伸び出し量は、Eurocode4に規定される鋼の自由膨張下での熱伸び量（自由熱伸び量）に対して、梁断面寸法が小さく温度上昇の早い試験体H400-1を除けば、下フランジおよびウェブ、上フランジいずれの伸び出し量も加熱初期には自由熱伸び量よりも大きく、加熱開始後30分から60分程度の早い時間で自由熱伸び量に対する比が下フランジでは概ね100%に、ウェブ心では概ね80%に収束するが、上フランジについてはこれらと比べて線形的かつ緩やかに低下することを示した。この梁断面内各位置での伸び出し量の時間推移から、加熱初期には鋼梁よりも周辺のRCスラブの断面温度上昇が早くRCスラブの熱伸びが鋼梁の熱伸びを上回ることで鋼梁はRCスラブの熱伸びにより引っ張られ、加熱時間が進み鋼梁の熱伸びがRCスラブの熱伸びを上回る時間からRCスラブの鋼梁伸び出し拘束効果が発現することを明らかにした。また、実験での鋼梁の断面図心（ウェブ心）における伸び出し量は、日本の耐火設計で自由膨張量として慣用的に用いられる鋼材温度（ウェブ温度）と鋼の線膨張係数($12 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$)、加熱長さの積値より大きく、耐火設計などの実務で鋼梁の火災時伸び出し長さが自由膨張量に等しいとする評価方法は危険側の評価となる可能性があることを指摘した。

第3章では、まず断面内温度分布が不均一となる鋼梁の伸び出し量を普遍的に評価できる評価基点を定義し、鋼梁断面内に平面保持を仮定した上で評価基点位置での自由膨張量算定方法を示した。また、第2章で明らかにした鋼梁とRCスラブの温度上昇差に起因してRCスラブが鋼梁を引っ張るか、鋼梁の伸び出しを拘束するかの判定を鋼梁上フランジの自由膨張下での熱ひずみとRCスラブ中立軸位置での熱ひずみの差の時間微分で定義した「熱ひずみ差速度」により行う手法を提案した。評価基点における実験での鋼梁伸び出し量が、理論上の中立軸位置自由膨張量に対して概ね90%～95%程度で

あること、Eurocode4 で規定される鋼の自由膨張下での熱ひずみより逆算した鋼の線膨張係数を用いた自由熱伸び量（鋼材温度と鋼の線膨張係数、加熱長さの積値）に対しては 80% 程度の伸び出し量となることを定量的に示した。RC スラブの拘束効果については、実験での RC スラブの変形性状やひび割れ状況から鋼梁の伸び出しに対して面内曲げ抵抗したことを明らかにし、その拘束効果を RC スラブの面内曲げ剛性として捉え、ひび割れによる剛性低下を考慮した RC スラブの火災時面内曲げ剛性評価式を提案した。また、熱伸びと熱応力の理論的な平衡式より誘導した材端ばね支持状態で加熱を受ける鋼梁の伸び出し量算定式に RC スラブの火災時面内曲げ剛性評価式を取り入れた RC スラブの拘束を受ける鋼梁の火災時伸び出し量評価式を提案し、実験結果との比較から提案する評価式によって RC スラブの拘束を受ける鋼梁の火災時伸び出し量が簡便かつ精度よく評価できることを示し、実験での鋼梁のたわみや局部座屈などの面外変形による伸び出し量の低減効果が極めて小さいことを明らかにすることで実建物における鋼梁の火災時伸び出しに対しては安全側の評価式となることを示した。

第 4 章では、第 3 章で提案した RC スラブの拘束を受ける鋼梁の火災時伸び出し量評価式を鋼構造架構へ拡大適用として、実建物における鋼梁の火災時伸び出し拘束要素となる部材の曲げ剛性や周辺架構の水平剛性を鋼梁の材端ばねに集約する「総合剛性」の概念を示し、鋼構造架構における梁の火災時伸び出し量評価手法を提案した。提案手法を周辺架構付鋼梁の実大火災実験に試適用し、鋼梁に施した耐火被覆材の認定耐火時間までは評価手法による算定値と実験結果が精度よく一致することを示し、耐火被覆材の認定耐火時間以降では安全側の評価となることを示した。また、本章で提案した評価手法の概念を取り入れた汎用構造解析プログラムによる線形解析での伸び出し量評価の解析例を示した。更に、その立体架構解析モデルに評価式を適用することで評価式による理論値が解析値と安全側に概ね一致し、解析では伸び出し拘束要素の建物平面における分布に応じて鋼梁の両端に生じる伸び出し量を評価手法では鋼梁の一端に集約して評価することから、本章で提案した評価手法は鋼構造架構における梁の火災時伸び出し量を簡便かつ精度よく安全側に評価することが可能であり、設計実務においては有用な評価手法であることを明らかにした。

5.2 今後の課題

耐火炉を用いた耐火実験では、実験装置上の制約や経済的理由から実建物におけるあらゆる部材寸法や境界条件を完全に模擬できるもではない。そのため、耐火実験により得られた評価式や評価手法には適用範囲や制約が設けられることが一般的である。本論文で提案した RC スラブの火災時面内曲げ剛性評価式や鋼構造架構における梁の火災時伸び出し量評価手法についても例外ではなく、これら評価式や評価手法を近年の多種多様な構造形式の全ての鋼構造建物や RC 柱と鋼梁の合成構造架構に適用するには幾つかの残された研究課題がある。

その一つが、RC スラブの断面形状と厚さについてである。本論文での試験体の RC スラブは厚さ 150mm でその厚さが均一な RC スラブであり、提案する RC スラブの火災時面内曲げ剛性評価式はこの試験体での火災実験から得られた実験式である。実際の鋼構造建物の床スラブには波形鋼製デッキにより構築された厚さが均一でない合成スラブが適用されることもあるため、評価式の精度を向上させその汎用性を高めるには厚さが不均一な合成スラブについては実験的にその火災時面内曲げ剛性を確認する必要がある。

第 2 には、火災加熱を受ける鋼梁に対して片側にのみ RC スラブが取り付く状況が挙げられる。本論文の試験体では鋼梁はその両側に RC スラブが取り付く場合を模擬したが、実建物では建物外周部やエレベーターシャフトなどの豊穴区画に配される梁のように火災加熱を受ける梁に対して片側にのみ RC スラブが取り付くため、鋼梁の火災時伸び出しと直交する方向の RC スラブの熱伸びによる捩じれや直交梁の火災時伸び出しによる面外変形などの影響が顕著に現れると考えらえるため、このような梁についても本論文で提案する評価手法が拡大適用できるよう実験的にその挙動を把握する必要がある。

第 3 には、実建物で火災が生じた場合のその火災区画の大きさが挙げられる。本論文では、実験装置の制約から 1 本の鋼梁とその両側に取り付く RC スラブのみが火災加熱を受けるような極めて小さな範囲での火災状況を想定したが、実建物では複数の梁や柱が同時に火災加熱を受けるような広範囲での火災に進展する可能性がある。このため、本論文における試験体 RC スラブで固定端とした火災加熱を受ける鋼梁に平行した 2 辺

の固定度の低下が予想されるため、この問題については平行して隣接する 2 本の火災加熱を受ける鋼梁の伸び出し量とその中間に位置する RC スラブの伸び出し量の差をギャップばねとして評価するなどの理論による評価手法の拡張が必要となる。

さらに、現状での一般的な耐火被覆材には幾つかの種類があり組成する材料も異なるが、これら耐火被覆材を施した鋼梁の温度上昇は概ね類似の挙動を示す。将来的に、例えば、ある温度領域で瞬間的な温度上昇を伴うような新しい耐火被覆材が表れた場合にも、本論文で提案する RC スラブの火災時面内剛性評価式や鋼構造架構における梁の火災時伸び出し評価手法を実験的または理論的に拡張する必要がある。

これらについては、今後の研究課題として残されている。

This page is intentionally left blank.

Appendix A

A.1 本論文に関連する発表論文および口頭発表

【査読付き論文】

- ・RCスラブ付鉄骨梁の火災時伸び出し挙動に関する実験的研究

○岡崎 智仁, 河野 守

日本建築学会構造系論文集, 第80巻, 第718号, pp.2011–2020, 2015.12

- ・火災時におけるRCスラブの面内剛性低下と鉄骨梁の伸び出し長さ評価手法

○岡崎 智仁, 河野 守

日本建築学会構造系論文集, 第81巻, 第720号, pp.369–376, 2016.2

- ・火災加熱を受ける鉄骨梁の伸び出しに関する実験的研究

—RC造スラブにより接続された周辺架構の伸び出し抑制効果—

○岡崎 智仁, 長岡 勉, 河野 守

構造工学論文集 Vol.59B, 第80巻, pp.231–238, 2013.3

【口頭発表】

- ・Thermal Elongation of Steel Beams Constrained by RC Slab and Adjacent Frames

○Tomohito OKAZAKI, Mamoru KOHNO

Workshop for Fire Structure Interaction and Large Outdoor Fire, 2015.3

【査読無し論文】

- ・火災時における鉄骨梁の伸び出しに対する周辺架構の抑制効果

○岡崎 智仁, 河野 守

日本建築学会大会学術講演梗概集, 防火, pp.63–64, 2013.8

- ・火災時における RC スラブの剛性低下が鉄骨梁の伸び出しに及ぼす影響

○岡崎 智仁, 河野 守

日本建築学会大会学術講演梗概集, 防火, pp.49–50, 2015.9

謝辞

本論文は、著者が東京理科大学国際火災科学研究所火災科学専攻博士課程に社会人学生として在学した3年間で行った研究成果をまとめたものであります。研究テーマの確には修士課程で取り組んだ研究があり、修士課程の2年間と博士課程の3年間の計5年間にわたり河野 守 博士（東京理科大学教授）の懇切丁寧なご指導を頂きました。著者は、それまで建築物の構造設計を中心とした実務に携わっていたため、研究の進め方や論文の書き方など初步的なことすらわからず、毎週のように個別ゼミを行っていただきました。そして、研究テーマに関するだけでなく研究に取り組む姿勢などの根本的なところからご指導をいただきなど、博士にとっては大変世話を掛かる学生であったと思います。研究について全くの初心者であったにも拘わらず、こうして一応の成果としてまとめることができたのは、ひとえに、博士の温かく時には厳しい研究指導の賜であります。ここに、深く感謝申し上げます。

著者が、東京理科大学国際火災科学研究所への入学を決断するきっかけとなったのが、辻本 誠 博士（東京理科大学教授）の力強いお人柄であります。博士からのお声掛けがなければ入学そのものがなく、今の研究者としての著者はなかったと感じております。博士には修士課程から博士課程まで研究の要所で貴重なご助言を頂くとともに、叱咤激励をして頂きました。ここに、深く御礼申し上げます。

本論文の第1章で研究の背景と目的を簡明に述べることができたのは、多くの方々の貴重な報告や論文より図表を転記引用させて頂いたおかげであります。高木 次郎 博士（首都大学東京准教授）には、貴重なご助言を頂くとともに博士の論文から図表を転記引用させて頂く際には、快くご承諾頂いた上に、原図データまでお送り頂きました。博

士をはじめ、図表の転記引用をご承諾頂きました諸氏に深く御礼申し上げます。

本論文の核となる火災実験は、これまでに例を見ない大規模な実大架構での火災実験であります。この実験が実現したのも、著者の所属する株式会社竹中工務店が保有する世界でも最大級の規模を誇る載荷加熱試験用大型耐火炉のおかげであります。長岡 勉博士（竹中工務店技術研究所防火グループ長）の本論文の研究テーマに対するご理解とご指導がなければ、本論文をまとめることはできませんでした。また、竹市 尚弘 博士（竹中工務店設計本部）には建築法令に関する貴重な文献のご提供やご助言を頂きました。両博士をはじめ、株式会社竹中工務店の関係諸氏に深く御礼申し上げます。

最後に、社会人学生として仕事と学業の両立を陰ながら支えてくれた妻と、本論文の執筆中に誕生した長男に、心から感謝致します。

2016年2月

岡崎 智仁