

論文 超高強度鉄筋コンクリート柱の加熱冷却後の構造性能に関する解析的研究

笠原 貴喜*1・田嶋 和樹*2・長沼 一洋*3・松戸 正士*4

要旨: 超高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱の加熱冷却後繰返し载荷を行った実験を対象として、三次元有限要素法により非定常熱伝導解析及び非線形応力解析を行った。その際に、実験で軽微な補修を行った試験体を解析的に表現し、その試験体の温度分布と補修後における繰返し载荷の挙動を解析で概ね模擬できることを確認した。コンクリート-鉄筋間における付着すべりの影響について検討した結果、破壊モードにほとんど影響がないことが確認された。また、補修を行わなかった場合を想定して解析を行った結果、最大耐力は低くなり、最大耐力時における部材角が大きくなった。

キーワード: 有限要素法, 熱伝導解析, 非線形応力解析, 残存耐震性能

1. はじめに

近年、鉄筋コンクリート（以下、RC）構造に対する解析精度が向上し、火災時を想定した実験を再現できるようになってきた。しかし、火災後の RC 柱に対する研究は実験的なものに留まっており、その数も非常に少ない。また、火災後の構造性能に関する解析的な研究は筆者らが調べた限り、国内にはほとんど存在していない。

そこで、RC 柱の加熱冷却後の繰返し载荷実験を対象として、三次元有限要素法による非定常熱伝導解析および非線形応力解析を実施し、火災加熱後の RC 柱が有する残存耐震性能について検討を行った。

2. 解析対象とした実験の概要

松戸らの加熱冷却後における曲げせん断実験¹⁾を解析対象とした。試験体は No.0~No.3 の 4 体であるが、非加熱の No.0 試験体とポリプロピレン短繊維を混入し加熱を行った No.3 試験体の 2 体を対象とした(表-1)。また、試験体寸法は、柱加熱区間の断面を 300×300mm、柱内法高さを 700mm の 4 面加熱とし、柱の上下には加力実験用のスタブが設けられている。また、温度測定断面の位置は柱脚から 350mm の高さで測定されており、断面内における温度測定位置は図-1 の通りである。

加熱は ISO834 標準加熱曲線に沿った 3 時間加熱で、加熱終了後は炉内で自然冷却が行われた。No.3 試験体は加熱による爆裂を起こさなかったものの「建物の火害診断及び補修・補強方法」²⁾によると、かなり大規模な補修が必要とされている。しかし、実験では主筋が現れる

程度までコンクリートを除去し、高強度無収縮モルタルを充填する軽微な補修が施された。

加力は建研式逆対称せん断方式で、No.0 試験体は軸力比 0.25、No.3 試験体は軸力载荷時の主筋のひずみが 1000×10^{-6} となる軸力が与えられた。また水平荷重は変位制御で与え、同一部材角を二回繰返す加力が行われた。

また、試験体に用いた材料の強度を表-2 に示す。

表-1 解析対象とした試験体

試験体	耐火対策	加熱時間
No.0	無し	無し
No.3	ポリプロピレン短繊維 0.2vol%混入	180 分

表-2 使用材料の強度

材料	圧縮強度	種別	降伏点
コンクリート	181.4(N/mm ²)	USD685(主筋)	739.6(N/mm ²)
モルタル	155.5(N/mm ²)	SBPD1275(帯筋)	1358.7(N/mm ²)

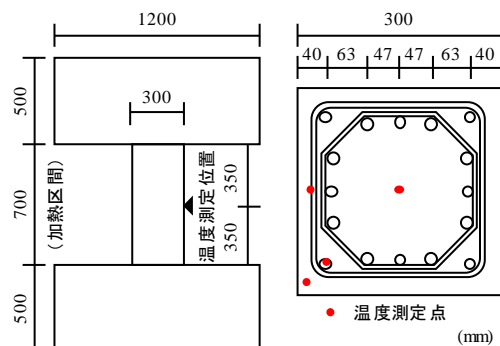


図-1 試験体形状図および温度測定位置

*1 日本大学大学院 理工学研究科建築学専攻 (学生会員)

*2 日本大学 理工学部建築学科准教授・博士 (工学) (正会員)

*3 日本大学 理工学部建築学科教授・博士 (工学) (正会員)

*4 (株)フジタ 技術センター 主任研究員・博士 (工学) (正会員)

3. 解析モデル

本解析では対称性を考慮して試験体の 1/2 をモデル化した (図-2)。コンクリートと主筋の大部分は六面体要素、主筋の一部と帯筋は線材要素でモデル化し、主筋の六面体要素の断面積は、公称断面積と一致させた。図中の緑色の丸が主筋を線材でモデル化した位置である。主筋とコンクリートの間には付着すべりを考慮するための接合要素を挿入した。

No.3 試験体における補修部分のモデル化方法を図-3 に示す。加熱実験中 (冷却過程を含む) はスタブとコアコンクリート、かぶりコンクリートの要素を解析に算入し、加力実験中にはスタブとコアコンクリート、補修モルタルの要素を解析に算入した。

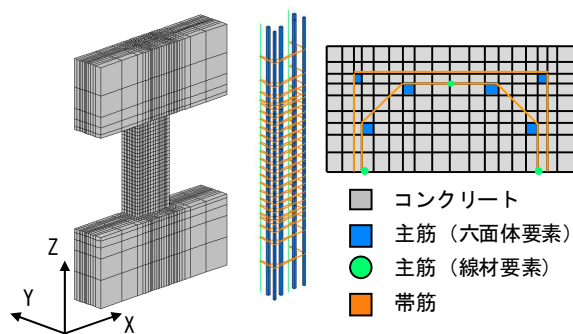


図-2 要素分割図 (No.0, No.3)

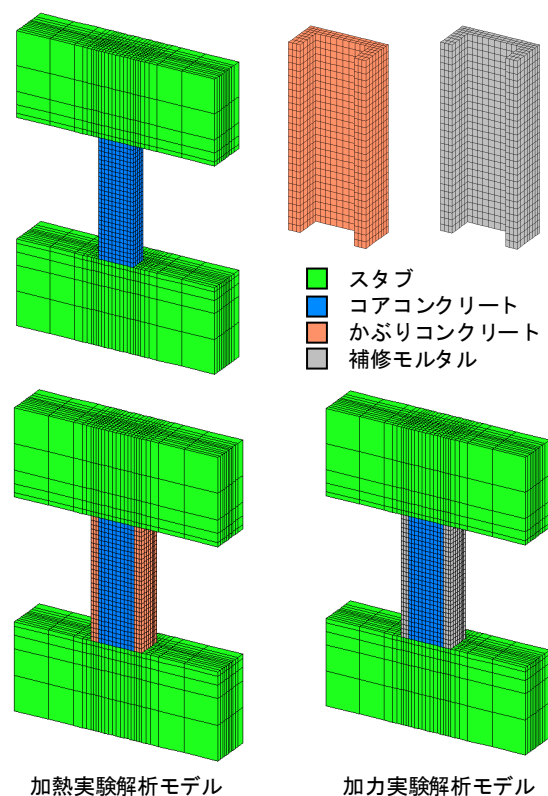


図-3 No.3 試験体の解析モデル

4. 非加熱試験体に対する解析

まず非加熱時における実験の挙動を再現できることを確認するために、No.0 試験体について応力解析を行った。

4.1 材料モデル

コンクリートの圧縮側には修正 Ahmad モデル³⁾、ひび割れ後のテンションステイフニング特性は $C=1.0$ とした出雲らのモデル⁴⁾を採用した。ひび割れ後のせん断伝達モデルは、ひび割れ直交方向のひずみとコンクリート強度、鉄筋比に応じてせん断抵抗が変化するモデル⁵⁾を採用した。鉄筋は Bi-linear 型とし、降伏後の二次勾配は初期剛性の 1/100 とした。コンクリート-鉄筋間の付着応力-すべり関係については、付着強度に至るまでの剛性が十分高いモデル⁶⁾を用いた。

4.2 解析結果

図-4 に(a)柱せん断力-部材角関係、(b)軸変形-部材角関係の実験結果と解析結果を示す。また、部材角 1/100rad 時における解析の最小主応力図 (図-5)、ひび割れ図と実験の写真 (図-6) を示す。解析は最大耐力を経験した後の部材角 1/75rad の繰返し载荷中にコンクリートの損傷が進み、計算が不安定化した。

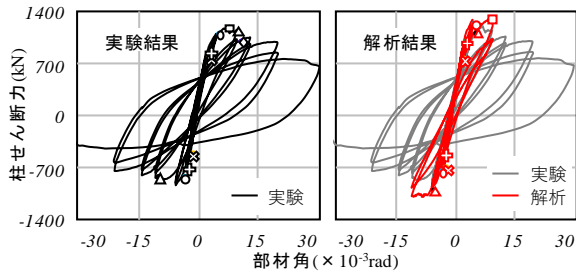
図-4 より、解析では最大耐力を若干高く評価したものの、初期剛性や耐力低下の傾向をおおむね良好に模擬した。また、曲げひび割れ、せん断ひび割れ、コンクリートの圧壊のタイミングはおおむね実験と解析で一致したものの、主筋の圧縮降伏が実験では最大耐力後だったものが解析では最大耐力前になった。また、解析した範囲で帯筋の降伏は発生しなかった。付着すべりを考慮しない場合の解析も行ったが、影響はほとんどなかった。

次に軸変形-部材角関係を見ると、実験と同様に繰返し载荷により徐々に縮む傾向を示した。また、付着すべりを考慮しない場合についても解析を行ったが、影響はほとんどなかった。

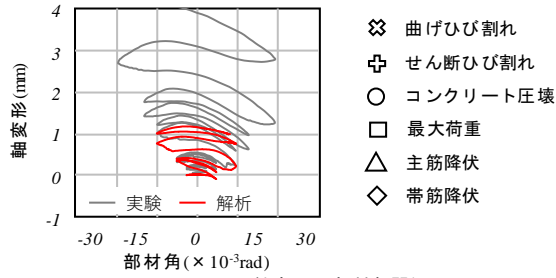
図-5 より、柱頭と柱脚に圧縮応力が集中し、部材角 1/100 では最大耐力を超えているため、応力中心間距離が減少していることがわかる。また、圧縮ストラットが形成されていることが確認できる。

図-6 より、曲げひび割れおよびせん断ひび割れの進展が見られ、柱頭と柱脚にコンクリートの圧壊が集中している。実験の部材角 1/100rad 時の写真と比較すると、解析によるひび割れと圧壊状況は実験とほぼ対応していると言える。

これらの結果から、非加熱状態における実験の挙動を解析で概ね再現できていると考えられる。



(a) 柱せん断力-部材角関係



(b) 軸変形-部材角関係

図-4 No.0 試験体の解析結果

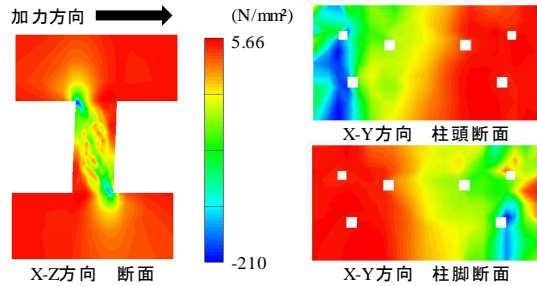


図-5 No.0 試験体の最小主応力図(1/100rad)

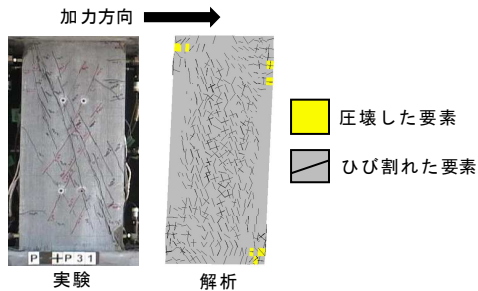
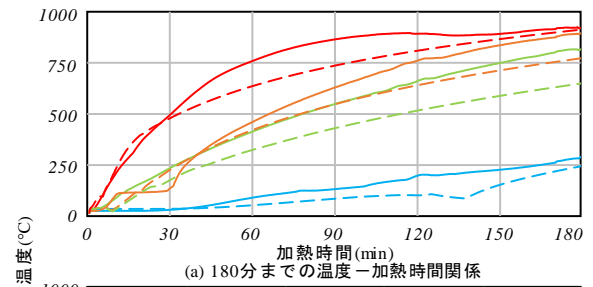


図-6 No.0 試験体のひび割れ状況(1/100rad)

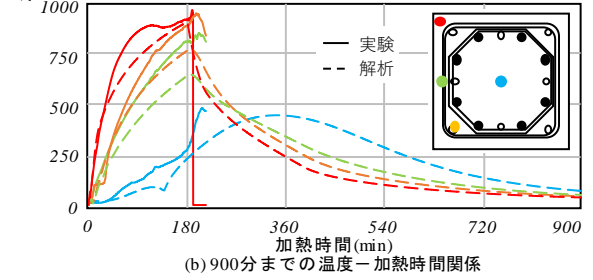
5. 加熱冷却後の試験体に対する解析

5.1 熱伝導解析手法

応力解析に用いる試験体内部の温度の時刻歴を得るために非定常熱伝導解析を行った。加熱は実験と同様に ISO834 標準加熱曲線に従い、四面に熱放射境界を設定した。火炎の放射率 R_f は 0.9、コンクリート表面の放射率 R_s は 0.9 と仮定し、合成放射率 R は 0.82 とした。自然冷却については実験と同様の炉内温度となるように設定した。非定常熱伝導方程式の解法には Crank-Nicolson の差分法を用い、収束計算には Newton-Raphson 法を用いた。コンクリートの熱物性値は、Eurocode4⁷⁾の式を比熱に



(a) 180分までの温度-加熱時間関係



(b) 900分までの温度-加熱時間関係

図-7 No.3 試験体の熱伝導解析結果

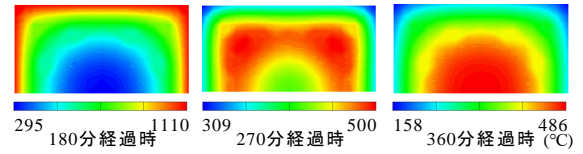


図-8 No.3 試験体の温度分布図

については 1.2 倍、熱伝導率については 0.8 倍した斎藤ら⁸⁾の提案値を用いた。コンクリートの含水率は 5% と仮定し、蒸発潜熱を考慮したが、水分の移動については考慮していない。鉄筋の熱物性値も同様に Eurocode4⁷⁾の式を用いた。また降温時の熱特性値については、昇温時のものと同様の値を用いて計算した。

5.2 熱伝導解析結果

実験結果と解析結果の比較を図-7 に示す。この実験では、主筋位置に蒸発潜熱による 100°C 近傍での温度の停滞がみられる。しかし、断面中心部分ではほとんど蒸発潜熱による影響がみられない。実験と解析を比較すると主筋温度と帯筋温度については 200°C ほど低く評価している。この原因としては、実験で確認された主筋に沿うようなひび割れからの熱の侵入に加え、解析では鉄筋を線材要素と六面体要素でモデル化を行っているため、鉄筋位置が実際より若干ずれていることが考えられる。また、中心温度が冷却中も上昇し続け、加熱開始から 360 分経過時には断面中心の温度が最も高くなっていることが確認できる。しかしながら、実験では自然冷却中の温度は測定されていないため、降温時における実験と解析の対応性は不明である。

図-8 に加熱終了時 (加熱開始 180 分経過時)、加熱終了時から 90 分経過時 (同 270 分経過時)、180 分経過時

(同 360 分経過時) の柱断面の温度分布図を示す。加熱終了時には柱表面の温度が最も高く、中心温度が低くなった。しかし、加熱終了時から 90 分経過時には高温領域が内側に進行した。また、帯筋の熱橋の影響により温度が高い領域が隅角部から内側に移動していく際に、帯筋を通して断面の中心を囲うような温度分布になる過程を確認できた。また、加熱終了時から 180 分経過時には加熱時と温度分布が逆転していることがわかる。

5.3 応力解析手法

5.2 で示した熱伝導解析による温度分布を用いて応力解析を行った。材料モデルは 4.1 と同様である。コンクリートの一軸圧縮強度と圧縮強度時ひずみ、ヤング係数の温度依存性については、文献 9) の加熱冷却後における値を参考に設定し、引張強度は一軸圧縮強度と同様の値を用いた。線膨張係数は、Eurocode2¹⁰⁾ の珪岩の式を用いた。また、コンクリートの過渡ひずみを考慮し、Anderberg 式¹¹⁾ に従い、過渡ひずみ係数は、筆者らの論文¹²⁾ で菊田らの研究¹³⁾ を参考に得た式より、6.98 とした。また、モルタルの構成則は、コンクリートと同様とした。

鉄筋の降伏強度とヤング係数は、USD685、SPBD1275 共に松戸らの実験¹⁴⁾ を参考に設定した。また、線膨張係数は Eurocode4⁷⁾ の式を用いた。

コンクリートと鉄筋間の付着強度と付着強度時のすべり量の温度依存性は松戸らの実験¹⁵⁾ を参考に設定した。

以上の各材料の温度依存性を図-9 に示す。実験では加熱中に軸力を与えておらず、加熱中に大きな応力が生じないと考え、解析では一貫して過去に経験した最高温度によって図-9 の温度依存性を反映させている。

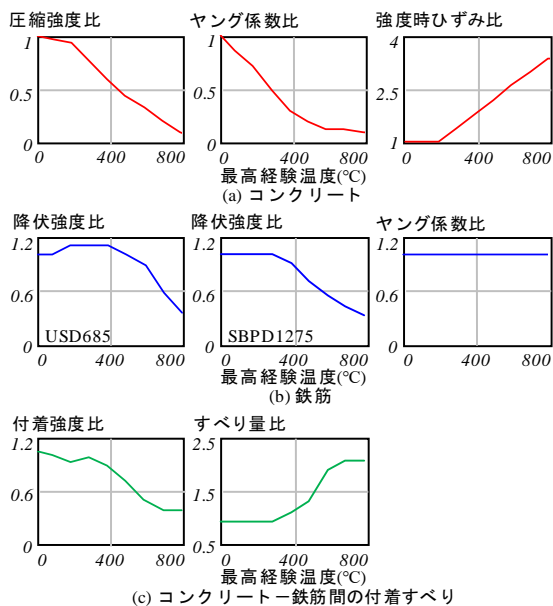


図-9 各材料の加熱冷却後の温度依存性

5.4 応力解析結果

加熱冷却後に補修を行った No.3 試験体に対して、応力解析を行った。図-10 に(a)柱せん断力-部材角関係、(b)軸変形-部材角関係の実験結果と解析結果を示す。また、部材角 1/100rad 時における解析の最小主応力図(図-11)、ひび割れ図と実験の写真(図-12)を示す。

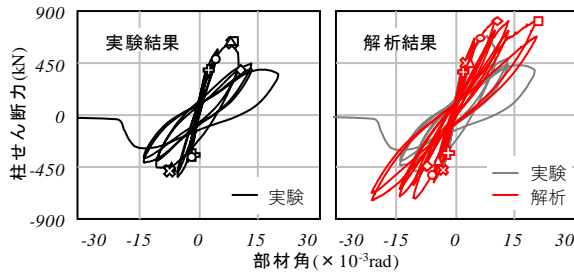
図-10 より、初期剛性は概ね良好に模擬したものの、最大耐力を 1.2 倍ほど高く評価する結果となった。これについては、実験で補修に用いたモルタルに対して、解析ではコンクリートと同じ構成則を用いたことや、熱伝導解析で帯筋温度を低く評価したことにより、応力解析では帯筋の降伏点を高く評価していることが原因ではないかと考えられる。また最大耐力までは概ね実験と対応しているものの、ポストピーク後の挙動は実験とは大きく異なっている。これは実験では部材角 0.83rad 付近で補修モルタルが剥落しているためと考えられる。解析ではモルタルの剥落を考慮していないため、耐力が低下せず、曲げ圧縮型の破壊モードとなった。また、付着すべりを考慮しない場合についても解析を行ったが、No.0 試験体と同様に影響はほとんどなかった。

次に、軸変形-部材角関係をみると、ポストピーク後は実験では補修モルタルの剥落により、軸変形が急増していることがわかる。しかし、解析ではモルタルの剥落を考慮していないため、軸変形の増大は緩やかである。

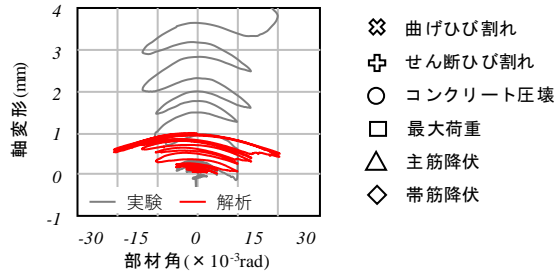
図-11 より、モルタルによって補修を行った領域に最小主応力が最も集中しており、コアコンクリート部分では中心から少し圧縮側にずれた位置に圧縮応力が集中している。加熱を受けたコアコンクリート部分は表面に近づくほど過去の経験温度が高いため、圧縮強度やヤング係数が低下する。その結果、No.0 試験体とは異なり、コアコンクリート部分では通常の圧縮域より少し中心に寄った位置に圧縮応力が集中しており、コアコンクリートが支持できない分の荷重を補修モルタルが受け持っていると考えられる。その影響で、断面内の離れた二箇所には圧縮応力が集中しているような応力分布となっている。

図-12 より、解析ではせん断ひび割れと曲げひび割れが多数入っていることが確認できるが、実験ではせん断ひび割れがほとんどを占めており、曲げひび割れが見られない。これについては、実験で補修を行った部分と行っていない部分の間が離間したことにより、曲げひび割れが抑制されたのではないかと推測される。

補修モルタルの剥落により実験と解析に差が生じたものの、最大耐力に至るまでの非線形挙動を解析で概ね再現できた。

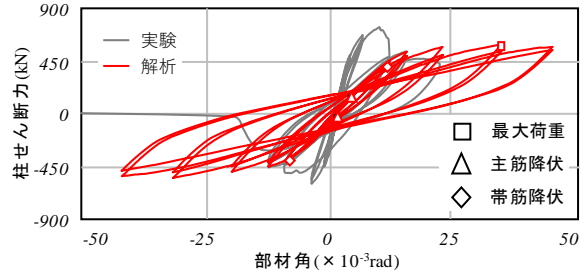


(a) 柱せん断力-部材角関係

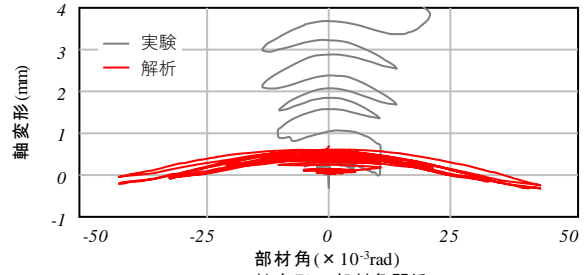


(b) 軸変形-部材角関係

図-10 No.3 試験体の応力解析結果



(a) 柱せん断力-部材角関係



(b) 軸変形-部材角関係

図-13 No.3 (補修なし)の応力解析結果

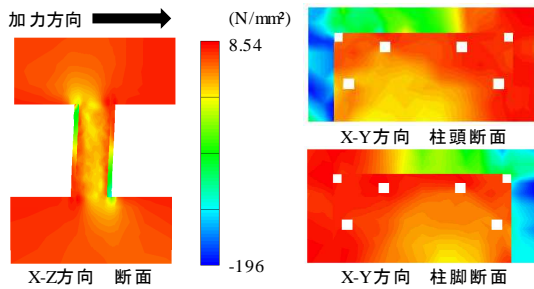


図-11 No.3 試験体の最小主応力図(1/100rad)

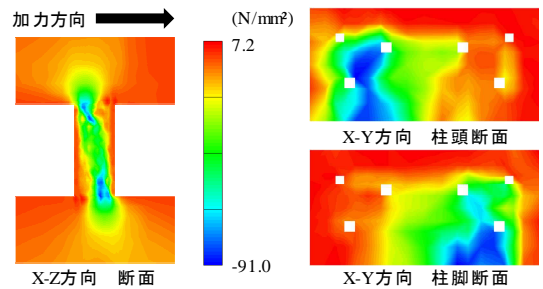


図-14 No.3 (補修なし)の最小主応力図(1/33rad)

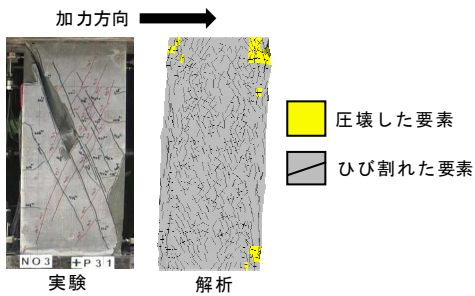


図-12 No.3 試験体のひび割れ分布図(1/100rad)

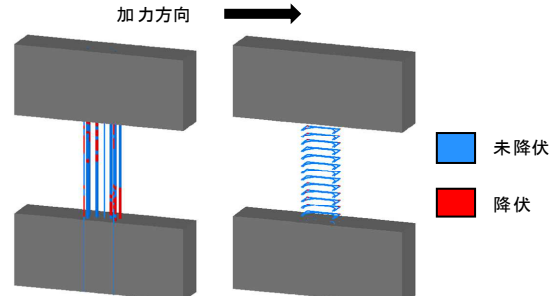


図-15 No.3 (補修なし)の鉄筋降伏図(1/33rad)

6. 加熱冷却後に補修を行わない場合の解析

No.3 試験体は軽微な補修を行った試験体であったが、実建物で火災が起きた場合に補修がなされるまで地震が発生しないとは限らない。また、補修による耐力の上昇について解析的に検討された例はない。そこで、No.3 試験体でモルタルによる補修を行わなかった場合の解析を行った。

6.1 応力解析概要

5.3 と同様に、5.2 で述べた熱伝導解析による温度分布を用いて応力解析を行った。材料モデルは 5.3 と同じものを用い、モルタルによる補修を行わないモデルについ

て解析を行った。載荷方法は、No.3 と同じ条件とした。

6.2 応力解析結果

補修を行った No.3 試験体の実験結果と補修を行わない解析結果の比較として図-13 に(a)柱せん断力-部材角関係、(b)軸変形-部材角関係を示す。また、柱の部材角 1/33rad 時におけるコンクリートの最小主応力図(図-14)と鉄筋降伏図(図-15)を示す。

図-13 より、補修を行った No.3 試験体の実験結果や解析結果とは明らかに異なった挙動を示していることがわかる。まず、初期剛性はNo.3 試験体よりかなり低くなり、主筋の圧縮降伏はNo.3 試験体よりも早期に発生して

いる。最大耐力は補修モルタルが存在しないため、3割ほど低下している。しかし、実験で補修モルタルが剥落した後の挙動と比較すると、補修なしの解析結果とほぼ一致することがわかる。また、文献16)の高強度RC柱の実験でも、加熱後の繰返し載荷実験では、曲げ型の崩壊形となったことから、今回の解析は妥当であろうと考えられる。

図-14より、No.0試験体やNo.3試験体とは異なり、断面端で大きな圧縮応力を負担しておらず、断面中心位置に近いコンクリートの圧縮応力が高くなっている。この影響で応力中心間距離がかなり短くなり、最大耐力時の変形角が非加熱の試験体よりも大きな曲げ型の崩壊形となった。No.3試験体の補修モルタルが剥落した後は、これに近いような応力分布となっているのではないかと考えられる。

図-15より主筋の圧縮降伏が顕著に生じている。また、曲げ耐力が下がることによりせん断力のレベルも下がるため、帯筋が降伏した数はNo.3試験体と比べ減少した。

7. まとめ

加熱冷却後に軸力と水平力を受ける高強度RC柱試験体の解析を行った結果、以下のことが分かった。

- 1) 解析結果は最大耐力付近までは実験と概ね対応した。しかし、実験ではモルタルの剥落が発生しており、その後の挙動の再現性は不十分であった。
- 2) 柱頭と柱脚部の応力分布は常温時と大きく異なっており、モルタルで補修した部分に圧縮応力が集中し、コアコンクリート部分では中心から少し圧縮側にずれた位置に圧縮応力が集中した。
- 3) 補修を行わなかった場合を想定した解析では、柱断面内の応力中心間距離が短くなり、コンクリートの圧縮強度時のひずみが加熱による影響で増大するため、低い剛性で荷重が徐々に上昇する曲げ型の崩壊形を示した。

参考文献

- 1) 松戸正士, 西田浩和, 佐藤幸博, 高森直樹: 耐火対策を施した超高強度鉄筋コンクリート柱の加熱冷却後における曲げせん断実験, 日本建築学会構造系論文集, 第74巻, 第645号, pp.2137-2144, 2009.11
- 2) 建物の火害診断および補修・補強方法 指針・同解説, 日本建築学会, 2015.2
- 3) 長沼一洋: 三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, 第474号, pp.163-170, 1995.8

- 4) 出雲淳一, 他: 面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学論文集, No. 87. 9-1, pp. 107-120, 1987.9
- 5) 長沼一洋: 鉄筋コンクリート壁状構造物の非線形解析手法に関する研究(その1), 日本建築学会構造系論文報告集, 第421号, pp. 39-48, 1991.3
- 6) Naganuma, K., Yonezawa, K., Kurimoto, O. and Eto, H. : Simulation of nonlinear dynamic response of reinforced concrete scaled model using three-dimensional finite element method, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.586, August, 2004.
- 7) European Committee for Standardization (CEN): Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures - Part 1-2: Structural fire design, European Prestandard, CEN, Brussels, Final Draft prENV 1994-1-2, Oct. 1993.
- 8) 斎藤秀人, 他: 中心圧縮を受ける充填鋼管コンクリート柱の内部温度と耐火時間に関する研究, 日本建築学会環境系論文集, 第582号, pp.249-250, 1999.
- 9) 構造材料の耐火性ガイドブック, 日本建築学会, 2017.2
- 10) Eurocode2, Design of concrete Structures, Part 1-2, General rules - structural fire design, The European Standard EN 1992-1-2, 2004.
- 11) Anderberg, Y. and Thelandersson, S. : Stress and Deformation Characteristics of Concrete at High Temperatures, 2. Experimental Mechanics and Concrete Construction, Lund Institute of Technology, Bulletin No.54, Lund, Sweden, pp.1-84, 1976.
- 12) 笠原貴喜, 田嶋和樹, 長沼一洋, 丹羽博則: 火災による梁の伸び出しを考慮した高強度RC柱の軸力支持能力に関する解析的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No.1, pp.1147-1152, 2017
- 13) 菊田繁美, 鈴木弘之: コンクリート充填鋼管柱の耐火性に関する研究 軸圧縮耐力に及ぼす過渡ひずみの影響, 日本建築学会構造系論文集, 第664号, pp.1171-1180, 2011.6
- 14) 松戸正士: 高強度せん断補強筋の加熱冷却後の機械的性質, 日本建築学会大会学術講演概論集(中国), A-2, pp.189-190, 2008.9
- 15) 松戸正士, 西田浩和, 片寄哲務: 高温加熱後の超高強度コンクリートの引張強度と付着強度, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.1, pp.549-554, 2007
- 16) 馬場重彰, 道越真太郎, 今井和正: 火災を受けた超高強度鉄筋コンクリート柱の構造性能に関する実験的検討, 大成建設技術センター報, 第48号, pp.33-1-33-5, 2015