

超高強度鉄筋コンクリート柱の加熱冷却後における耐震性能に関する研究

松戸 正士 西田 浩和
佐藤 幸博 高森 直樹

概 要

本研究では、超高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート造建築物の火災後の耐震性能を把握する手法の開発の一環として、圧縮強度が 100N/mm^2 を超える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の曲げせん断実験を実施した。その結果から以下のことが分かった。

- ①加熱を受けた鉄筋コンクリート柱は、受熱温度が高くなるほど初期剛性、最大荷重が低下し、本研究で施した耐火対策下においては、非加熱の試験体と比較して、初期剛性が6割～9割、耐力が6割～8割に低下した。
- ②破壊モードは、受熱温度が高くなるに従って曲げ系からせん断系へ移行する傾向が見られた。

Study on Seismic Performance Ultra-High-Strength Reinforced Concrete Columns after Fire Heating

Abstract

This paper presents results of flexural and shear tests in order to examine the effect of fire heating on the seismic performance of reinforced concrete columns using concrete with a compressive strength of more than 100N/mm^2 . Several fire protection measures were applied to these reinforced concrete columns before being exposed to fire for three hours. The following conclusions were obtained from these tests.

- 1) As the columns were exposed to higher temperatures, so the strength remaining after fire heating decreased. With the fire protection measures used in this study stiffness reduces to 60%-90% of initial values, while strength reduces to 60%-80%.
- 2) In addition, as heating temperatures increased, the failure modes shifted from the bending failure to shear failure.

キーワード: 超高強度コンクリート 加熱冷却後
受熱温度 残存耐力 曲げせん断
実験 鉄筋コンクリート柱

§1. はじめに

近年の高層建築物の更なる高層化により、構造部材に用いる材料強度は益々上昇傾向にある。既報において、圧縮強度が 100N/mm^2 を超える超高強度コンクリートは普通強度コンクリートと比較して、加熱冷却後の圧縮強度の回復は期待できないことを示した¹⁾。従って、この材料レベルの実験結果を考慮すると、超高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱の火災後の耐震性能は、火災前と比較して低下することが懸念される。

一方で、圧縮強度が 100N/mm^2 を超える超高強度コンクリートを用いた柱は、3時間の耐火性能（非損傷性）が確保できないという報告が見られる^{（例えば 2）、3）}。これは、コンクリート強度が高くなることに起因する爆裂現象が主要因であるとされており、コンクリートにポリプロピレン短繊維（以下、「PP 繊維」という）を混入して爆裂を抑制する耐火対策を施すのが一般的となりつつある^{（例えば 4）、5）}。しかし、この爆裂を抑制する耐火対策では、部材の温度上昇までは抑制できないため、火災後の耐震性能低下に対する懸念は残る。加えて、圧縮強度が 100N/mm^2 を超える超高強度コンクリートが用いられる超高層建築物では、個々の柱に非常に大きな圧縮荷重が作用しており、火災を受けた後の柱の交換は不可能であると予測される。

そこで、超高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート造建築物の火災後の耐震性能を把握する手法の開発の一環として、圧縮強度が 100N/mm^2 を超える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の曲げせん断実験を計画・実施した。本報告は、その結果をまとめたものである。

尚、本実験は、鉄筋コンクリート柱に火災加熱を与える実験と、その冷却後に行う耐震性能を把握する実験とで構成されている。以降、前者を加熱実験、後者を加力実験と呼ぶこととする。

§2. 試験体

試験体形状および試験体温度測定用熱電対位置を図 1 に示す。試験体は、No0～No3 の 4 体である。試験体の寸法は、加熱区間の柱断面を $300\text{mm} \times 300\text{mm}$ 、柱内法高さを 700mm とし、柱の上下には加力実験用にスタブ ($W \times D \times H$: $1,200\text{mm} \times 500\text{mm} \times 500\text{mm}$) を設けた。試験体に打設したコンクリートの使用材料および調合を表 1 に示す。加熱用試験体のコンクリートは、水結合材比で 14%とした。製作に当たっては、先に No1、No2 試験体を打設し、その後、トラックアジテーターのドラムに残ったコンクリートに対応する所定量 (0.2vol%) の PP 繊維を

添加・攪拌した後に No3 試験体を打設した。No0 試験体は、No1～No3 試験体とは別時期に製作した。柱主筋および帯筋は、同一ロットの鉄筋を用いた。コンクリートは、打設時期が異なるために、加力実験時の圧縮強度が 170N/mm^2 程度となるように水結合材比 15% で調合計画した。試験体は、コンクリート打設後約 1 週間で脱型し、外気温の影響を受ける実験室内での気中養生とした。加熱実験は、打設後約 7 ヶ月で実施した。コンクリートの圧縮強度試験結果および鉄筋の引張強度試験結果を表 2、表 3 にそれぞれ示す。

表 1 コンクリートの使用材料および調合

調合 No.	W/B (%)	単位量 (kg/m^3)						SP (B×%)	PP 繊維 (vol%)
		W	B	S	G	E	H		
14N	14	150	1082	417	822	25	5	2.60	-
14P	14	150	1082	417	822	25	5	2.60	0.20
15N	15	155	1033	479	822	-	-	1.90	-

【使用材料】
水(W): 上水道水、セメント(B): シリカフェューム混入セメント、密度 3.08g/cm^3 、細骨材(S): 桜川産砕砂、表乾密度 2.59g/cm^3 、粗骨材(G): 桜川産碎石 2005、表乾密度 2.65g/cm^3 、膨張材(E): 石灰系膨張材、収縮低減剤(H): ポリエーテル誘導体、混和剤(SP): 高性能減水剤、ポリカルボン酸系

表 2 コンクリートの圧縮強度試験結果

調合 No.	材齢	養生	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$) [*]	圧縮強度時のひずみ ($\times 10^{-6}$)
14N	28 日	標準	153.6	4.83	3903
		封緘	161.7	4.90	4665
	91 日	標準	177.5	4.98	4004
		加力実験時	177.7	4.77	4105
14P	28 日	標準	149.3	4.81	3679
		封緘	162.3	4.68	4024
	91 日	標準	176.9	4.88	4061
		加力実験時	181.4	4.76	4204
15N	28 日	封緘	150.7	4.34	3713
	91 日	封緘	166.4	4.65	3917
	加力実験時	封緘	173.2	4.57	3992

※: 圧縮強度の 1/3 応力時セカントモデュラス

表 3 鉄筋の引張強度試験結果

鋼種	降伏点 (N/mm^2)	引張強さ (N/mm^2)	弾性係数 ($\times 10^5 \text{N/mm}^2$)	降伏歪 ($\times 10^{-6}$)	破断伸び (%)
USD685(D16)	739.6	927.7	1.99	3718	11.9
USD685(D13)	720.2	931.2	1.91	3912	9.6
SBPD1275(U6.4)	1358.7	1435.7	2.02	6729	7.5

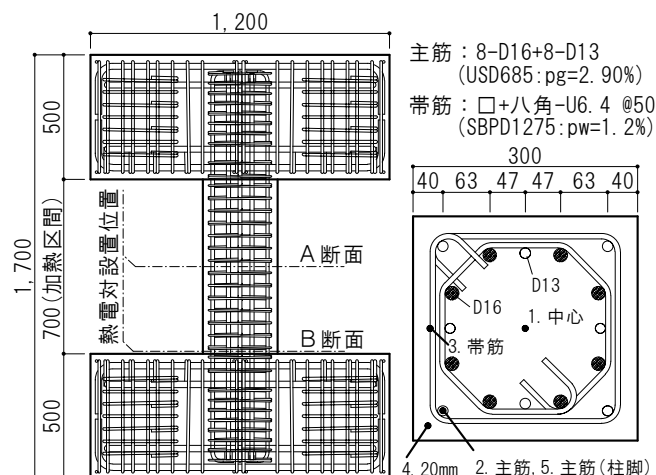


図 1 試験体形状および試験体温度測定用熱電対位置図

§3. 加熱実験

3.1 実験条件

加熱実験条件を表4に示す。加熱実験では、表4に示す3種類の耐火対策をパラメータとした。

No0 試験体は、加熱実験を行わない比較用の試験体である。

No1 試験体は、2時間程度の爆裂を防止できる対策として強化せっこうボード張りをを用いた⁶⁾。

No2 試験体は、3時間程度の爆裂を防止できる対策として繊維混入けい酸カルシウム板(以下、「けいカル板」という)張りをを用いた⁶⁾。

No3 試験体は、3時間程度爆裂を抑制する代表的な対策として、PP 繊維混入工法を用いた⁷⁾。

加熱時間は、設計基準強度が 100N/mm^2 を超える超強度コンクリートが用いられる部材は、建築物の上から数えて 15 以上の階に使用されることが一般的であることから No1～No3 の3体とも3時間加熱とした。

3.2 加熱および温度測定方法

加熱装置、加熱時の No1～No3 試験体の配置および炉内温度測定位置を図2に示す。

加熱装置は、幅 $3\text{m} \times$ 長さ $6\text{m} \times$ 深さ 3m の多目的炉のほぼ中央に仕切り壁を設置し、幅 $3\text{m} \times$ 長さ $3.3\text{m} \times$ 深さ 3m を加熱空間として使用した。本加熱炉は、加熱用のバーナーが東西2面に配された仕様となっている。3体の試験体は、加熱空間のほぼ中央に 700mm の間隔で配置した。

試験体の加熱は3体同時に行い、ISO834の標準加熱温度曲線に沿って3時間加熱とした。加熱終了後は炉内での自然冷却とした。試験体の加熱部分は、柱内法高さ(700mm)とし、上下の加力実験用のスタブは耐火被覆を施した。

試験体温度の測定は、図1に示した位置で行い、 $\phi 0.65\text{mm}$ のセラミック被覆 K 熱電対を用いた。

炉内温度の測定・制御は、図2に示した位置で行い、先端を開放した $\phi 17.3\text{mm}$ のステンレス製(SUS304)保護管から $\phi 3.2\text{mm}$ の K 型シース熱電対の先端を 25mm 突出させたセンサーを、試験体表面から約 100mm 離れた位置に設置した。

3.3 実験結果

各試験体の加熱実験終了後の状況を写真1に示す。

No1 試験体は加熱開始 43 分頃からボード表面にひび割れが発生した。その後、90～120 分にかけてひび割れ幅が大きくなるとともに、隅角部の開きも大きくなって

った。144 分で隅角部が大きく開き、南西隅角部から爆裂が発生した。その後全ての面へと爆裂は進展し、その深さは、帯筋が露出するほどであった。

No2 試験体は、耐火炉内への配置上の関係から目視での観察が出来なかった。試験体温度、炉内の音から推測すると、No2 試験体は、加熱開始 175 分頃に爆裂を生じた。爆裂は、加熱終了後(加熱開始 180 分後)以降も 5 分程度継続していた。

No3 試験体は、加熱中、爆裂は生じなかった。加熱終了後は、主筋に沿ったひび割れが数本観察された。

表 4 加熱実験条件

試験体	調査 No.	耐火対策		加熱時間 (分)
		種類、仕様、施工法	爆裂抑制時間 ^{※1} (分)	
No0	15N	なし	—	なし
No1	14N	強化せっこうボード、21mm 2枚張、LGS 下地+ビス留め	120	180
No2	14N	繊維混入けい酸カルシウム板 2種 1号 25mm、耐火接着剤による直張	180	
No3	14P	ポリプロピレン短繊維 0.2vol%混入、 径：48μm、長さ：20mm、荷卸時に添加		

※1：加熱による爆裂を防止・抑制できる時間^{6), 7)}

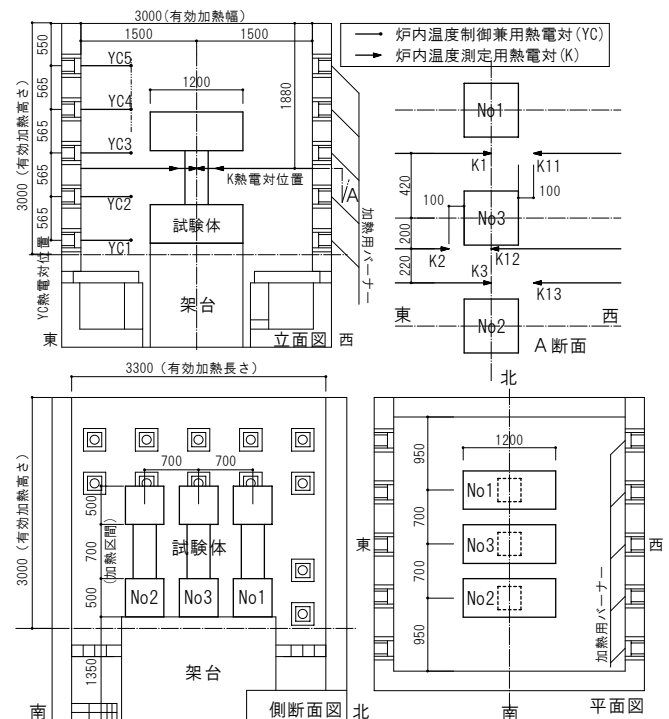


図 2 加熱実験時の試験体配置および炉内温度測定位置図

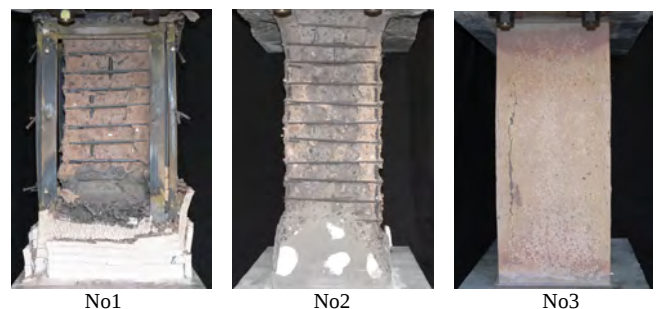


写真 1 加熱実験終了後の状況

各試験体の試験体温度履歴を図3に示す。図3には、炉内温度履歴を併記した。

No1 試験体は、加熱開始 110 分過ぎに表面から 20mm の位置でのコンクリート温度が 100℃を超え、爆裂の生じた加熱開始 144 分では、約 200℃であった。爆裂の生じた加熱開始 144 分以降、各位置での温度が急激に上昇し、特に、爆裂により露出した高さ方向中央断面での帯筋と主筋の温度は、800℃以上に達した。断面の中心温度は、加熱開始 156 分頃から温度が上昇し始め、加熱終了から 25 分後に最高温度(約 270℃)に達した。

No2 試験体の各位置での温度履歴は、爆裂の生じた加熱開始 175 分までは、ほぼ直線的な勾配で温度上昇した。爆裂開始直前の温度は、表面から 20mm の位置のコンクリートが 290℃、柱高さ方向中央の主筋が 225℃、帯筋が 177℃、柱脚主筋が 175℃、中心が 120℃であった。爆裂開始とともに各部位の温度が上昇し、表面から 20mm の位置のコンクリート温度が 900℃強、柱高さ方向中央の主筋および帯筋が 600℃強まで上昇した。一方、柱脚主筋および中心温度は 200℃以下であった。試験体中心温度の最高温度は、熱電対の断線により測定できなかった。

No3 試験体は、加熱開始当初から試験体表面が加熱されるため、各部位の温度とも他の試験体と比較して早期に上昇していた。鉄筋の温度は、加熱開始 90～110 分で 600℃を超え、加熱終了時では 900℃程度となっていた。中心温度は、加熱開始 110 分頃から徐々に上昇し、加熱終了後 25 分(加熱開始 205 分後)で約 480℃に達した。

§4. 加力実験

4.1 加熱冷却後の試験体の補修方法

加力実験では、加熱実験を行った試験体を加熱後冷却してそのまま供する計画としていたが、加熱実験において、No1 および No2 試験体の爆裂が激しかったために、補修を施すこととした。火災後の診断・補修・補強方法⁸⁾に詳しく記載されている。この文献を参考にすると、No3 試験体も含めてかなり大規模な補修・補強あるいは部材交換が必要となる。しかし、あまりにも大規模な補修を施してしまつては、本研究における目的から大きく逸脱する可能性がある。本実験では、全ての試験体とも主筋が現れる程度(試験体表面から 40mm 程度)までハツリとり、高強度無収縮モルタルを充填する軽微な補修を施した。

4.2 加力実験方法

図4に加力装置図を示す。加力は、建研式加力による逆対称曲げせん断方式とした。加力方法は、軸力載荷用ジャッキで一定軸力を保持した状態で、水平ジャッキを用い正負交番繰り返し荷重を与えた。水平荷重は変位制御で与え、加力スケジュールは、柱部材角 $R=1/1000\text{rad.}$ ($\pm P01$) で 1 回、その後、 $R=1/400$ ($\pm P11$, 12)、 $1/200$ ($\pm P21$, 22)、 $1/100$ ($\pm P31$, 32)、 $1/75$ ($\pm P41$, 42)、 $1/50$ ($\pm P51$, 52)、 $1/33$ ($\pm P61$, 62)、 $1/25$ ($\pm P71$, 72)rad. で各2回ずつ繰り返す計画とした。載荷する軸力は、非加熱の試験体では軸力比を 0.25 とし、加熱した試験体では、火災時の応力再配分を考慮して、軸力載荷時の主筋のひずみで概ね 1000×10^{-6} となるように設定し

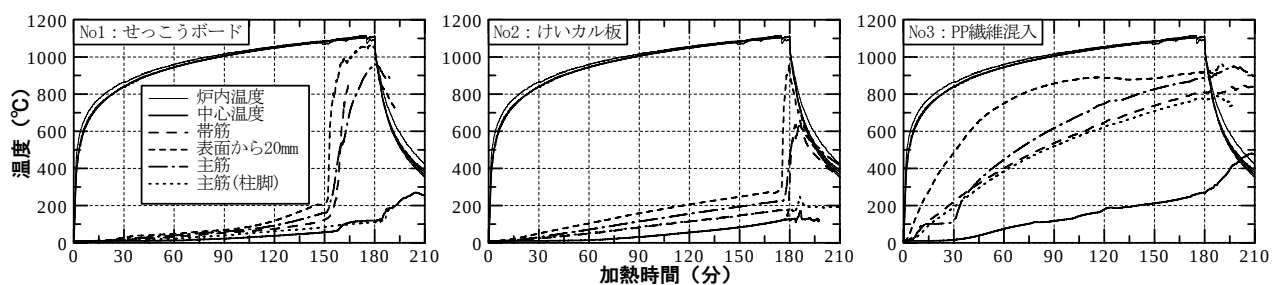


図 3 各試験体の試験体温度履歴

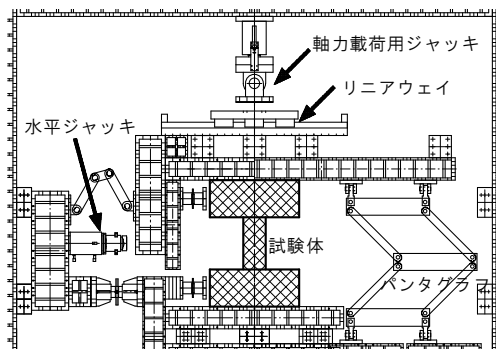


図 4 加力装置図

表 5 実験結果一覧

試験体	載荷軸力 (kN)	せん断ひび割れ		曲げひび割れ		圧壊		主筋降伏 (圧縮)		帯筋降伏	最大荷重	
		正	負	正	負	正	負	正	負		正	負
No0	3, 920	798	-727	765	-559	1074	-868	1096	-879	966	1166	-980
		2.43	-2.49	2.29	-1.44	5.00	-3.58	9.34	-10.0	10.37	7.57	-5.00
No1	2, 600	+P11	-P21	+P11	-P11	+P21	-P21	+P31	-P31	+P41	+P31	-P21
		292	-475	676	-653	747	-727	671	-637	714	747	-727
No2	2, 860	+P01	-P11	+P21	-P21	+P21	-P21	+P31	-P31	+P21	+P21	-P21
		523	-608	765	-734	852	-738	935	-790	923	935	-900
No3	2, 210	+P11	-P11	+P21	-P21	+P21	-P31	+P31	-P31	+P31	+P31	-P21
		429	-375	687	-503	539	-393	437	-495	437	687	-592
		2.16	-1.74	8.30	-7.25	3.54	-2.08	10.17	-7.54	10.17	8.30	-4.99
		+P11	-P11	+P31	-P31	+P21	-P12	+P31	-P31	+P31	+P31	-P21

上段：せん断力(kN)、中段：柱部材角($\times 10^{-3}\text{rad.}$)、下段：加力サイクル

た。

4.3 実験経過

表5に実験結果一覧を、写真2、写真3に各試験体の柱部材角 $R=1/100\text{rad.}(+P31)$ 時及び実験終了時の状況をそれぞれ示す。

No0 試験体は、 $R=2.29 \times 10^{-3}\text{rad.}(+P11)$ で柱端部に曲げひび割れが発生し、その直後にせん断ひび割れが発生した。それに対して、No1～No3 試験体は、せん断ひび割れの発生が先行し、曲げひび割れが発生したのは、 $R=1/200\text{rad.}$ サイクル(+P21)以降であった。また、試験体中心部の受熱温度が低い試験体に対して高い試験体の方が曲げひび割れの発生が遅くなる傾向が見られた。

$R=1/200\text{rad.}$ サイクル(P21)では、各試験体ともせん断ひび割れの本数が徐々に増え、柱端部に僅なコンクリートの圧壊が生じた。No1 試験体は、このサイクルにおいて帯筋が降伏し、 $R=5.01 \times 10^{-3}\text{rad.}$ で最大荷重となった。

$R=1/100\text{rad.}$ サイクル(P31)では、部材角 $R=1/200\text{rad.}$

を超えると、圧壊による被りコンクリートの弾け飛びが顕著となった。No0 試験体は $R=7.57 \times 10^{-3}\text{rad.}(+P31)$ 、No2 試験体は $R=6.49 \times 10^{-3}\text{rad.}(+P31)$ で最大荷重となり、その直後にコンクリート片が大きく弾けて荷重低下した。その後、若干の荷重上昇が見られた。一方、No3 試験体は、 $R=8.30 \times 10^{-3}\text{rad.}(+P31)$ で最大荷重となり、それ以降急激に荷重低下し、せん断ひび割れにより被りコンクリートが脱落した(写真2)。

鉄筋の降伏時期に関しては、各試験体で異なっていた。No0 試験体は、最大荷重以降、 $R=9.34 \times 10^{-3}\text{rad.}(+P31)$ で主筋が圧縮降伏し、 $R=10.37 \times 10^{-3}\text{rad.}(+P41)$ で帯筋が降伏した。No2 試験体は、最大荷重時直後の広範囲に亘るコンクリートの弾け飛びと同時に主筋が圧縮降伏し、その後帯筋が降伏した。No1 試験体は、最大荷重直前に帯筋が降伏し、最大荷重時以降の耐力低下段階で主筋が圧縮降伏した。No3 試験体は、最大荷重以降に生じた急激な荷重低下により $R=10.17 \times 10^{-3}\text{rad.}(+P31)$ で主筋と帯筋が同時に降伏した。

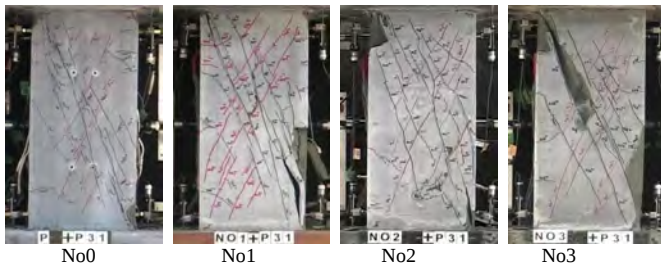


写真2 柱部材角 $1/100\text{rad.}$ 時の状況

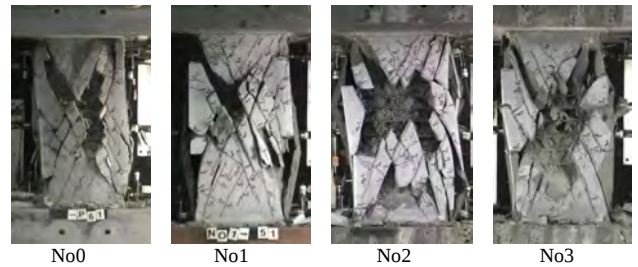


写真3 実験終了時の状況

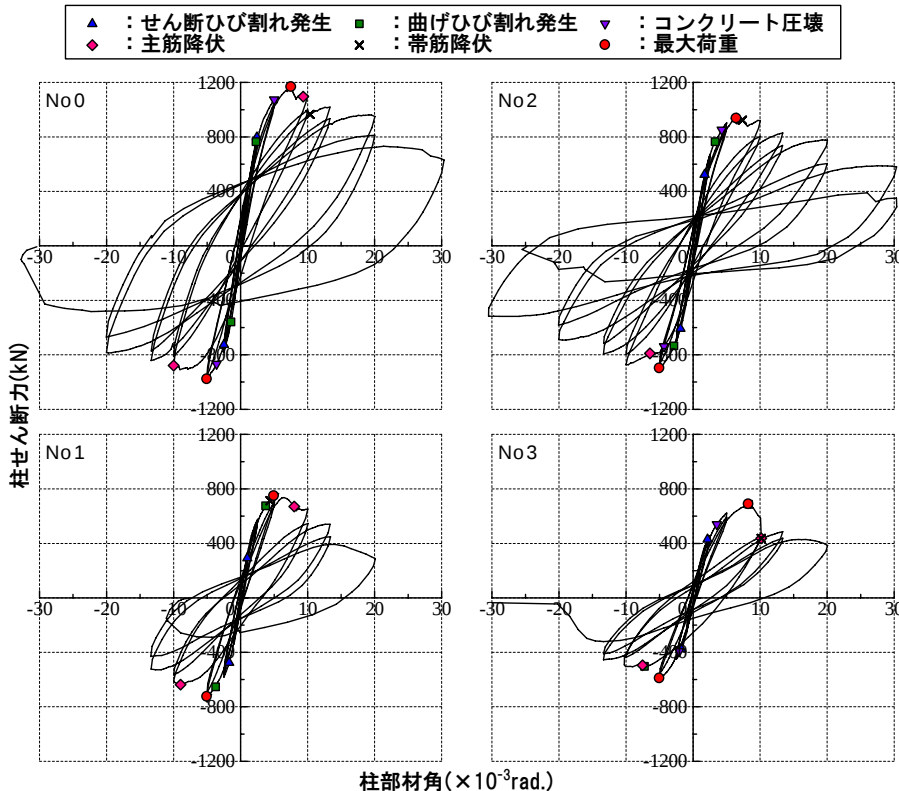


図5 柱せん断力-柱部材角関係

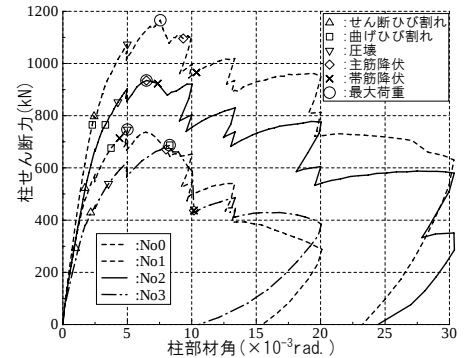


図6 柱せん断力-柱部材角関係の包絡線

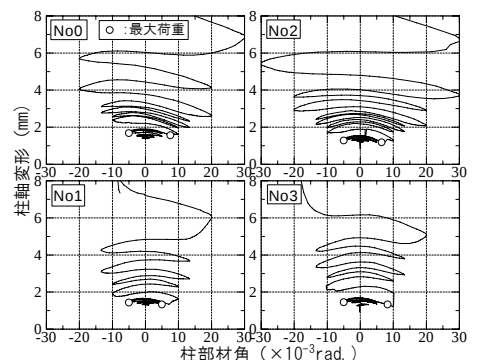


図7 柱部材角-柱軸変形関係

負加力においてもほぼ同様に傾向を示したが、いずれの試験体とも柱部材角 $4.99 \times 10^{-3} \text{rad.} \sim 5.00 \times 10^{-3} \text{rad.}$ (-P21)で最大荷重となり、正加力と比較して若干低めの値となった。

4.4 荷重－変形関係

加力実験から得られた柱せん断力－柱部材角の関係を図5に、包絡線を図6に、柱部材角－柱軸変形の関係を図7にそれぞれ示す。

初期剛性および最大荷重は、非加熱の No0 試験体と比較して、No2、No1、No3 の順に小さくなり、試験体中心部の受熱温度が高くなるに従って低下する傾向が見られた。非加熱試験体の初期剛性と比較した各加熱試験体の初期剛性の割合は、No1 が 0.87、No2 が 0.91、No3 が 0.59 であり、最大荷重の割合は、No1 が 0.64、No2 が 0.80、No3 が 0.59 であった。

最大荷重時の柱部材角は、試験体中心部の受熱温度とは比例関係にはなく、正加力では柱部材角 $5.01 \times 10^{-3} \text{rad.} \sim 8.30 \times 10^{-3} \text{rad.}$ (+P31)となり、負加力では $4.99 \times 10^{-3} \text{rad.} \sim 5.00 \times 10^{-3} \text{rad.}$ (+P21)であった。

最大荷重以降の耐力低下は、主筋の圧縮降伏が先行した No0 試験体と No2 試験体では、ほぼ同様の傾向を示していたが、No1 および No3 試験体は、No0 試験体および No2 試験体と比較して最大荷重以降の耐力低下が大きかった。

いずれの試験体とも最大荷重以降に柱軸変形が増大した。主筋の圧縮降伏が先行した No0 試験体および No2 試験体は、最大荷重以降一旦柱軸変形の増加が緩慢になり、柱部材角 $1/50 \text{rad.}$ 以降再び増大していった。一方、No1 試験体および No3 試験体は、最大荷重以降徐々に増大していった。いずれの試験体とも、柱軸変形が 6mm を超えた次のサイクルで急激に増加して軸力を保持できなくなった。

以上の実験結果から推測すると、No0 および No2 試験体が曲げ圧縮降伏後のせん断破壊、No1 および No3 試験体がせん断圧縮破壊の破壊モードと考えられ、試験体中心部の受熱温度が高くなると、破壊モードが曲げ系からせん断系へ移行する傾向が見られた。

§5. まとめ

圧縮強度が 100N/mm^2 を超える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の耐震性能を把握するために実施した曲げせん断実験から以下のことが分かった。

①加熱を受けた鉄筋コンクリート柱は、受熱温度が高くなるほど初期剛性、最大荷重が低下し、本研究で施した

耐火対策下では、非加熱の試験体と比較して、初期剛性が 6 割～9 割、耐力が 6 割～8 割に低下した。

②破壊モードは、受熱温度が高くなるに従って曲げ系からせん断系へ移行する傾向が見られた。

今後は、さらに詳細な検討に加え鉄筋コンクリート造柱の火災後の耐震性能を評価する手法を確立すると共に、火災の被害を最小限に食い止める工法の開発を進めていく予定である。

参考文献

- 1) 松戸正士, 西田浩和, 片寄哲務: 高温加熱後の超高強度材料の力学的性質, フジタ技術研究報告, 第 40 号, pp.33-38, 2004.11
- 2) 辻大二郎, 三井健郎, 澤敏男, 藤中英生, 古平章夫: 合成繊維を混入した $\text{Fc}150 \text{N/mm}^2$ 超高強度コンクリート RC 柱の耐火性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), A-1, pp.999-1000, 2003.9
- 3) 丹羽博則, 瀬川紘史, 一瀬賢一, 津田和明, 長沼一洋: $\text{Fc}80 \sim 180 \text{N/mm}^2$ 級高強度コンクリートを用いた RC 柱の耐火性能(その1 載荷加熱試験の概要, その2 実験結果および耐火性能に関する考察), 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), A-2, pp.253-256, 2008.9
- 4) 黒岩秀介, 河合邦彦, 小田切智明, 嵐山正樹: $\text{Fc}130 \text{N/mm}^2$ の高強度コンクリートを用いた超高層集合住宅の施工, コンクリート工学, Vol.42, No.10, pp.44-49, 2004.10
- 5) 太田達見, 前田信之, 西田典宏, 西田朗: 超高層 RC 集合住宅の建設工事における超高強度コンクリートの品質管理－ワールドシティータワーズ新築工事－, コンクリート工学, Vol.44, No.12, pp.40-47, 2006.12
- 6) 増田隆行, 西田浩和, 梶田秀幸, 野中英, 杉野英治, 平島岳夫, 吉田正友, 上杉英樹, 齋藤光: 超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート柱の耐火性に関する研究(その6 ボード系材料を用いた爆裂対策の実大規模載荷加熱実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), A-2, pp.95-96, 2004.8
- 7) 松戸正士, 濱田真, 菊田繁美, 高橋孝二, 増田隆行, 吉野茂, 山田人司, 西田浩和, 梶田秀幸: 超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート柱の耐火性に関する研究(その9 ～12), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), A-2, pp.75-82, 2005.9
- 8) 建物の火災診断及び補修・補強方法, 日本建築学会, 2004.3



松戸 正士

ひとこと

火災を受けた後の部材の性能に関しては、まだまだデータが不足しています。火災の被害を最小限に食い止める工法開発を含め、これからの課題です。