

超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造短柱の 耐震性能に及ぼす長期性状の影響

高 森 直 樹 佐 藤 幸 博
松 戸 正 士 佐 々 木 仁

概 要

超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート(RC)造高層建物では、収縮やクリープによる経時的な変形が顕著となる。したがって、それらの長期性状が RC 造柱の地震時における力学的挙動に及ぼす影響について明らかにする必要がある。本研究では、超高強度 RC 造柱に関し、収縮やクリープといった時間に依存する長期性状を把握するための実験、ならびに長期圧縮載荷後の中心圧縮実験および曲げせん断実験を行い、長期性状が RC 造柱の耐震性能に及ぼす影響について実験的に検討した。

検討の結果、以下の知見が得られた。① 圧縮強度 90N/mm^2 クラスのコンクリートを用いた柱では乾燥収縮が生じたのに対し、 150N/mm^2 クラスのコンクリートを用いた柱ではほとんど生じなかった。②収縮、載荷、クリープおよび温度変化により、RC 柱の主筋には、 90N/mm^2 クラスで最大 1500×10^{-6} 程度、 150N/mm^2 クラスで最大 2500×10^{-6} 程度の圧縮ひずみ度が生じた。③中心圧縮実験の結果、かぶりコンクリート割れ後の圧縮耐力は長期圧縮載荷の影響で低下した。④長期圧縮載荷を経験した試験体は、コンクリートと鉄筋のひずみ差により除荷時に水平ひび割れが発生した。⑤曲げせん断実験では、最大耐力への長期圧縮載荷の影響はあまり見られなかった。⑥曲げせん断実験では、長期載荷の影響により、主筋が早期に圧縮降伏し、同一部材角での軸縮みが増大し、軸力保持限界角が小さくなることや、繰返しによる耐力低下が著しくなることが認められた。

An Experimental Study on the Influence of Shrinkage and Creep on Seismic Performance of R/C Column using Ultra-High Strength Materials

Abstract

For high-rise reinforced concrete buildings using the super-high strength materials, long-term transformation by shrinkage and creep can become significant. Therefore, it is necessary to clarify the influence of shrinkage and creep on short-time seismic properties of short R/C columns. In order to evaluate time dependent properties like shrinkage and creep, long-term shrinkage and compressive creep tests on short R/C columns were conducted. In order to evaluate the influence of shrinkage and creep on seismic properties, axial compressive tests and the flexural and shear tests on short R/C columns after long-term compressive loading were conducted.

This report discusses the results of those tests. The drying shrinkage of R/C column using 150N/mm^2 compressive strength concrete was minimal. On the axial test of R/C column, the axial strength after cover concrete spalling was decreased by the influence of shrinkage and creep. In the flexural and shear test of long-term compressive loading, the axial bars yielded in the early loading stages, the axial transformation of R/C columns increased, and strength decreased for cyclic loadings.

キーワード: 超高強度 鉄筋コンクリート 柱
 収縮 クリープ 耐震性能

§1. はじめに

超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート(RC)造高層建物では、収縮やクリープによる経時的な変形が顕著となる(例えば 1)。したがって、それらの長期性状が RC 造柱の地震時における力学的挙動に及ぼす影響について明らかにする必要がある(例えば 2)。本研究では、超高強度 RC 造柱に関し、収縮やクリープといった時間に依存する長期性状を把握するために、長期圧縮載荷実験、ならびに長期圧縮載荷後の中心圧縮実験および曲げせん断実験を行い、長期性状が RC 造柱の耐震性能に及ぼす影響について実験的に検討した。本報では、超高強度材料を用いた RC 柱の収縮およびクリープ特性に関する実験、また長期圧縮載荷後の中心圧縮実験および曲げせん断実験の概要について述べる。

§2. RC造柱の収縮および長期性能

2.1 実験概要

試験体諸元を表 1 に、試験体形状および配筋詳細を図 1 にそれぞれ示す。試験体は、実大の約 1/3~1/4 の模型試験体 4 体である。実験因子はコンクリート強度で、材齢 28 日の目標強度 90N/mm²(90N)と 150N/mm²(150N)の 2 水準とした。コンクリート強度、形状、配筋が全く同一の試験体を 2 体ずつ製作し、1 体は長期圧縮載荷を行い、もう 1 体は同一場所に無載荷で放置した。試験体のコンクリート打設は、平打ちにより行い、

打設後 7 日間は湿布とシートで覆って養生した。材齢 8 日に型枠を脱型し、その後は実験室内に放置した。

使用したコンクリートおよび鉄筋の力学的性質を表 2 に示す。コンクリートには、シリカフューム混入セメント、岩瀬産の砕石、砕砂を用い、砕石の最大骨材径は 20mm のものを用いた。

コンクリート強度およびヤング係数の推移を図 2 に示す。図 2 の横軸は、次式³⁾による有効材齢 t_e (日)を用いて示した。有効材齢の原点は、別途実施した凝結試験(JIS A 1147)による凝結始発とした。以降の経時変化に関する図は、すべてこの有効材齢により表記した。

$$t_e = \sum_{i=1}^n \Delta t_i \cdot \exp \left[13.65 - \frac{4000}{273 + T(\Delta t_i)/T_0} \right] \quad (1)$$

ここに、 $T(\Delta t_i)$:期間 Δt_i における雰囲気温度(°C)、
 Δt_i :温度 T の継続時間(日)、 T_0 :1(°C)

図 2 に示すとおり、コンクリートの圧縮強度、ヤング係数は、長期圧縮載荷終了時まで増大した。

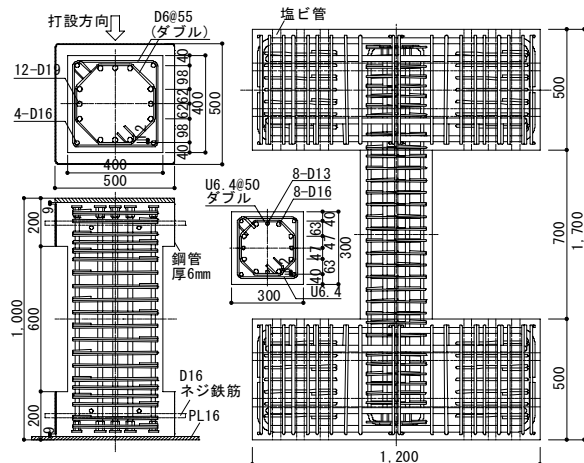
長期圧縮載荷の加力および変位測定方法を図 3 に示す。長期圧縮載荷は、CHNO.1 および CHNO.2 を上下に配置し、上方より油圧ジャッキを用いて載荷した。載荷は、材齢 28 日目より開始した。載荷圧縮力は、載荷開始時において、CHNO.2 の軸力比 η が 0.3 となるように与え、これを約 1400 日間一定に制御した。CHNO.2 に対し $\eta=0.3$ とした結果、CHNO.1 に対しては $\eta=0.24$ となった。

変位は、柱試験区間内に埋設したボルト間の相対変位

表 1 試験体諸元

試験体名	σ_B^* (N/mm ²)	断面 B×D (mm)	載荷 軸力 N (kN)	軸力 比 η^{**}	主筋		横補強筋		備考
					配筋	P_g (%)	配筋	P_w (%)	
CHNO.1	90	400×400	4,050	0.24	4-D16	2.65	8-D6 @55	1.16	終了後、 中心圧縮 実験実施
DHNO.1	90	400×400	—	—	+12-D19	—	—	—	—
CHNO.2	150	300×300	4,050	0.30	8-D13	2.90	6-U6.4 @50	1.20	終了後、 曲げせん断 実験実施
DHNO.2	150	300×300	—	—	+8-D16	—	—	—	—

※材齢 28 日の目標圧縮強度、** $\eta = N/(BD_{28}\sigma_B)$



(a) CHNO.1, DHNO.1 (b) CHNO.2, DHNO.2

図 1 試験体形状および配筋詳細

表 2(a) コンクリートの力学的性質

調査 記号	材齢 (日)	有効 材齢 (日)	圧縮強度 $28\sigma_B$ (N/mm ²)	ヤング係数* ($\times 10^4$ N/mm ²)	圧縮強度時 ひずみ度 ($\times 10^{-6}$)	割裂 引張強度 (N/mm ²)	ポアソン 比*	適用
90N	28	43.6	104.7	3.68	3,681	6.85	0.191	CHNO.1 DHNO.1
150N	28	43.2	150.7	4.34	3,713	7.33	0.201	CHNO.2 DHNO.2

[試験法] 圧縮: JIS A 1108、割裂: JIS A 1113、[供試体] $\phi 100 \times 200$ mm、
 ※ $28\sigma_B/3$ 時

表 2(b) 鉄筋の機械的性質

径	降伏点 (N/mm ²)	弾性係数 ($\times 10^5$ N/mm ²)	降伏 ひずみ度 ($\times 10^{-6}$)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)	適用
D19	754.2*	2.00	3,777	946.9	9.7	主筋(CHNO.1, DHNO.1)
D16	739.7*	1.99	3,716	931.2	11.9	主筋(全試験体)
D13	720.2	1.91	3,777	931.2	9.6	主筋(CHNO.2, DHNO.2)
D6	756.4*	1.90	3,972	931.6	9.7	横補強筋(CHNO.1, DHNO.1)
U6.4	1374.0	2.10	6,540	1431.0	10.7	横補強筋(CHNO.2, DHNO.2)

[試験法] JIS Z 2241、[試験片] JIS Z 2201、2号試験片、※0.2%オフセ

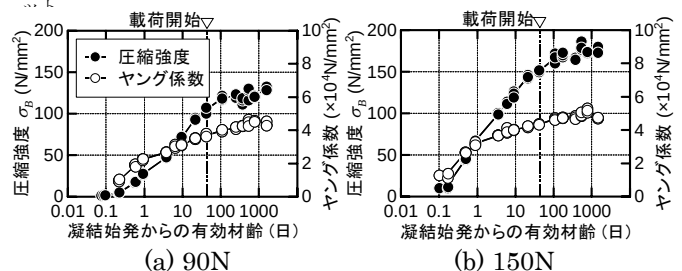


図 2 コンクリートの圧縮強度およびヤング係数の推移

を変位計により測定し、これを測定区間長さで除して平均ひずみ度とした。クリープひずみ度は、載荷試験体の測定値から無載荷試験体のそれを差し引くことにより求め、温度変化による影響を除去した。また、試験体内部(柱中央高さ)に埋設した埋込型ひずみ計および鉄筋各所に貼付したひずみゲージによりひずみ度を、各所に埋設した熱電対により温度を、それぞれ測定した。

2.2 実験結果および考察

(1) 載荷以前の収縮ひずみ 本実験では、コンクリート打設直後より、試験体各所のひずみ度を測定した。凝結始発から載荷直前までにおいて測定されたコンクリートひずみ度の推移の例を図4に示す。なお、ひずみ度および温度は、凝結始発からの相対値である。図4中の「総ひずみ」は埋込型ひずみ計から得られた実ひずみ度、「収縮ひずみ」は、その値からコンクリートの線膨張係数を $1 \times 10^{-5} / (^{\circ}\text{C})$ と仮定して求めた温度によるひずみ度を除いた値、図中の数値は載荷直前における「収縮ひずみ」である。

「収縮ひずみ」は、凝結始発とともに急増し、その後は増加が緩慢となった。また、型枠脱型後における「収縮ひずみ」の変化をDHNO.1とDHNO.2とで比較すると、DHNO.1では乾燥収縮によると考えられる増加が見られるのに対し、DHNO.2ではそれがほとんど見られない。また、同一試験体で「収縮ひずみ」の大きさを材軸方向と材軸直交方向とで比較すると、両試験体とも直交方向の方が大きく、鉄筋量、すなわち拘束量の違いによる影響が見られた。なお、約1400日後の収縮ひずみ度は、DHNO.1の材軸方向が 222×10^{-6} 、直交方向が 316×10^{-6} 、DHNO.2の材軸方向が 373×10^{-6} 、直交方向が 453×10^{-6} であった。

(2) クリープひずみ クリープひずみ度の推移を図5に示す。図中の●は変位計により得られたクリープひずみ度、○は埋込型ひずみ計より得られたそれである。また、同図中には、文献4)で提案されたクリープ予測式

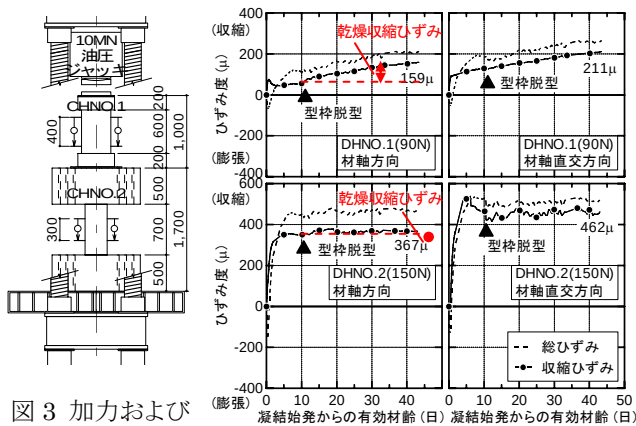


図3 加力および変位測定方法

図4 コンクリートひずみ度の推移例

を併記した。約1400日間の載荷により生じた変位計によるクリープひずみ度は、CHNO.1で約 470×10^{-6} 、CHNO.2で約 630×10^{-6} であった。最終的なクリープひずみ度は、提案式と概ね対応した。ただし、載荷途中段階においては、実験値が提案式をやや下回る結果となった。

(3) 主筋のひずみ度 凝結始発から長期載荷終了時までの主筋の総ひずみ度の推移を図6に示す。CHNO.1の主筋には、収縮により約 270×10^{-6} 、載荷により約 670×10^{-6} 、クリープにより約 450×10^{-6} 増加し、気温の変化によるひずみ度も加えると、最大で約 1600×10^{-6} の圧縮ひずみ度が生じた。一方、CHNO.2では、収縮により約 460×10^{-6} 、載荷により約 1200×10^{-6} 、クリープにより約 700×10^{-6} 増加し、気温の変化によるひずみ度も加えると、最大で約 2600×10^{-6} の圧縮ひずみ度が生じた。なお、主筋の応力負担率は、両試験体とも、圧縮力載荷直後は15%程度であったが、長期圧縮載荷により25%程度まで増加した。

§3. 長期圧縮載荷後の中心圧縮実験

3.1 実験概要

試験体は、表1に示した長期圧縮載荷のCHNO.1と無載荷のDHNO.1の2体である。CHNO.1は長期圧縮載荷を一旦除荷後、中心圧縮実験を行った。加力は30MN圧縮試験機を用いて、端部球座とし単調載荷を行った。軸変位は計測区間を柱せいと同じ長さ(400mm)とし4面で計測した。軸変位速度を毎秒0.1mmを基本とした。表3に中心圧縮実験時のコンクリートの力学的性質を示す。

表3 コンクリートの力学的性質(中心圧縮実験時)

調査記号	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数※ ($\times 10^4 \text{N}/\text{mm}^2$)	圧縮強度 時ひずみ度 (μ)	割裂 引張強度 (N/mm^2)	ポアソン 比※
90N	1604	131	4.38	3480	6.05	0.18

[試験法] 圧縮: JIS A 1108、割裂: JIS A 1113、[供試体] $\phi 100 \times 200 \text{mm}$ 、封緘養生、※圧縮強度の1/3時

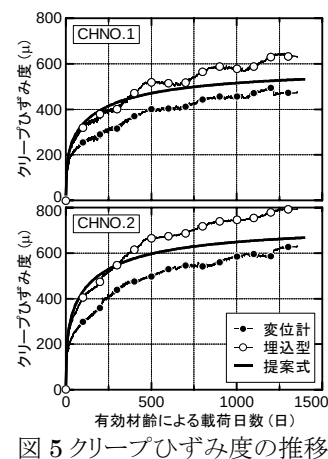


図5 クリープひずみ度の推移

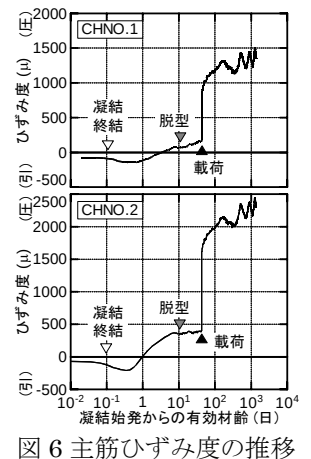


図6 主筋ひずみ度の推移

3.2 実験結果

図 7 に荷重—平均軸ひずみ度関係を、表 4 に実験結果一覧を、写真 1 にかぶりコンクリート割れ開始時と実験終了時の破壊状況をそれぞれ示す。平均軸ひずみ度は 4 面の軸方向変位の平均を計測区間(400mm)で除した値とした。平均軸ひずみ度の初期値は長期圧縮載荷において荷重を除荷した時の残留ひずみ度とした。

CHNO.1 は、極初期の剛性が小さいが、その後は DHNO.1 とほぼ同じ勾配で荷重が増加した。主筋の圧縮降伏がおり、ピーク荷重(一次ピーク)となり、直後にかぶりコンクリートの割れが生じ荷重が低下した。再び荷重が漸増しピーク荷重(二次ピーク)となり、横補強筋が降伏し変形が進むにつれ荷重が低下した。東面で損傷が進み平行に載荷できなくなり加力を終了した。CHNO.1 と DHNO.1 とにかぶりコンクリートは 4 面のほぼ全長で剥離が生じた。

一次ピーク耐力は CHNO.1 と DHNO.1 の差は無かった。主筋の圧縮降伏時と二次ピーク時の荷重は CHNO.1 が小さく、長期圧縮載荷の影響が見られた。

3.3 考察

CHNO.1 は長期圧縮載荷除荷で試験体全体に幅 0.04mm 以下の水平ひび割れが 8 本発生した。図 8 に CHNO.1 の長期圧縮載荷時の荷重—平均軸ひずみ度関係を示す。図中に載荷時、除荷時、水平ひび割れ発生時の荷重—ひずみ度の計算値をそれぞれ示す。計算値は下式(2)を用いた。

$$N = (E_{ci} \cdot A_c + E_s \cdot A_s) \cdot \varepsilon \quad (2)$$

ここで、N:圧縮軸力、 E_{ci} :材齢 i 日のコンクリートのヤング係数(載荷時は $i=28$ 、除荷時、ひび割れ発生時は $i=1604$)、 A_c :コンクリート断面積、 E_s :主筋ヤング係数、 A_s :主筋断面積、 ε :弾性ひずみとし、ひび割れ発生時はコンクリートの項を無視した。長期圧縮載荷の載荷時および除荷時の剛性の実験値は計算値とほぼ一致している。除荷時の荷重ゼロ付近で軸ひずみ度が急に小さくなった。これは除荷時の水平ひび割れ発生が原因である。コンクリートは長期圧縮載荷により収縮およびクリープひずみが生じたため、除荷時にコンクリートと鉄筋とのひずみ差が生じてひび割れが発生したと考えられる。図中に水平ひび割れ発生時の荷重—軸ひずみ度関係の計算値を、除荷時最終点を原点として直線で示す。この直線と除荷時計算値の直線とを結んだ折線は、実験値とほぼ一致し、除荷時の挙動を追跡している。図中に CHNO.1 の中心圧縮の荷重—平均軸ひずみ度関係の実験値を示す。長期載荷除荷時のそれに近かった。

§4. 長期圧縮載荷後の曲げせん断実験

4.1 実験概要

試験体は、表 1 に示した長期載荷試験体の CHNO.2 と無載荷試験体 DHNO.2 の 2 体である。CHNO.2 は長期圧縮載荷を一旦除荷した後、曲げせん断実験を行った。図 9 に加力装置図を、表 5 に加力スケジュールをそれぞれ示す。加力は建研式逆対称曲げせん断加力とし、一定軸力を保持し、正負交番繰返し水平載荷を行った。軸力は長期圧縮載荷と同じ荷重とした。圧縮強度の増進により軸圧比 η は 0.24 となった。各加力サイクルの繰返し回

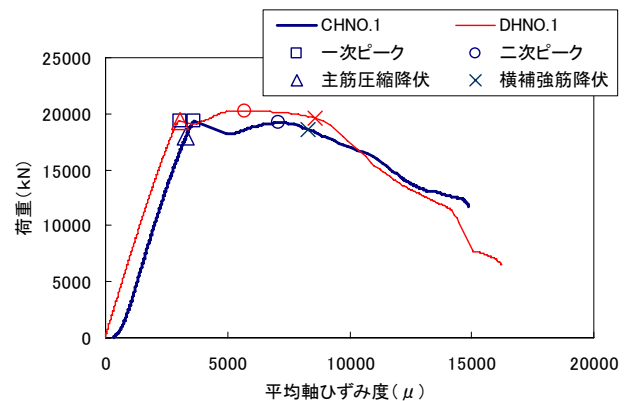


図 7 荷重—平均軸ひずみ度関係

表 4 実験結果一覧

	CHNO. 1		DHNO. 1	
	平均軸ひずみ度 (μ)	荷重 (kN)	平均軸ひずみ度 (μ)	荷重 (kN)
主筋圧縮降伏	3,307	17,976	3,050	19,340
一次ピーク	3,606	19,330	3,065	19,373
二次ピーク	7,077	19,184	5,690	20,279
横補強筋降伏	8,302	18,601	8,588	19,613



写真 1 破壊状況

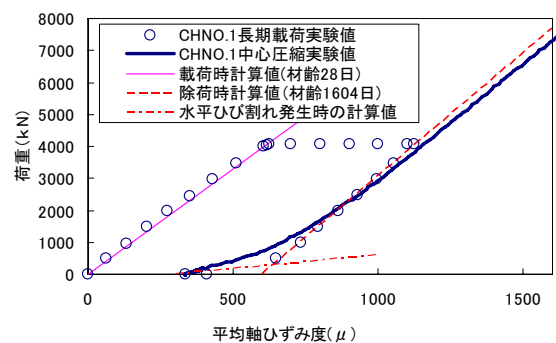


図 8 長期載荷除荷時の荷重—平均軸ひずみ関係

数は $R=1/1000$ で 1 回、 $R=1/400$ で 2 回、 $R=1/200$ 以降は長周期地震動による繰返し振動を想定して各 10 回とした。表 6 に曲げせん断実験時のコンクリートの力学的性質を示す。

4.2 実験結果

図 10 にせん断力-部材角関係を、図 11 に軸縮み-部材角関係を、表 7 に実験結果一覧を、写真 2 に最大耐力時と実験終了時の破壊状況をそれぞれ示す。せん断力は $p-\Delta$ 効果を考慮した値とした。軸縮みの初期値は長期圧縮載荷において荷重を除荷した時の残留値とした。

いずれの試験体も $R=1/400$ で曲げひび割れ、続いてせん断ひび割れが生じた。 $R=1/200$ で端部のコンクリートが圧壊した。 $R=1/100$ へ向かう手前で最大荷重(一次ピーク)となり、その直後に端部の圧壊が急に進捗し荷重が低下した。その後荷重は漸増しピーク荷重(二次ピーク)を迎え、 $R=1/50$ まで大きな荷重低下はなかった。 $DHNO.2$ は $R=1/33$ の繰返し中に軸力保持ができなくなり、 $CHNO.2$ は $R=1/50$ の繰返し後の $R=1/33$ へ向かう手前で軸力保持ができなくなった。これは図 3 より $CHNO.2$ が $DHNO.2$ に比べて同一部材角での軸縮みが大きいことが影響していると考えられる。いずれも破壊形式は曲げ圧縮降伏後のせん断破壊となった。図 10 中の曲げ耐力は ACI のストレスブロック法を、せん断耐力は、NewRC 式⁵⁾を用いて計算した。2 体の最大耐力の実験値は耐力計算値を下回った。特に負側耐力

は正側の 0.9 倍程度であった。主筋の圧縮降伏は $CHNO.2$ は最大耐力以前であるのに対し、 $DHNO.2$ は最大耐力直後になった。以上により長期圧縮載荷の影響により、主筋が早期に圧縮降伏し、同一部材角での軸縮みが大きくなり、軸力保持限界角が小さくなることが認められた。

4.3 考察

(1)主筋のひずみ度 図 12 に柱端部の主筋ひずみ度の推移を示す。柱頭の SB2 と柱脚の SB6 とともに $CHNO.2$ の方が部材角の小さい段階から主筋の圧縮ひずみの増加が大きく、長期圧縮載荷の影響が見られる。

(2)繰返しによる耐力低下 図 13 に繰返しによる耐力低下の推移を示す。耐力比は同じ部材角の 1 回目のピーク荷重に対する各繰返し回のピーク荷重の比と

した。 $R=1/100$ では差はない。 $R=1/50$ では $CHNO.2$ の耐力低下が大きい。

表 5 加力スケジュール

部材角 $R(\text{rad.})$	繰返し 回数
1/1000	1
1/400	2
1/200	10
1/100	10
1/75	10
1/50	10
1/33	10

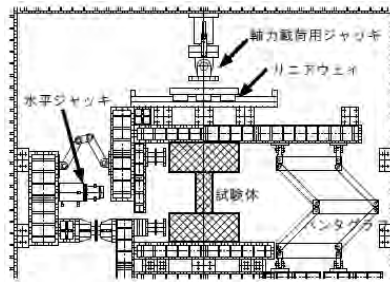


図 9 加力装置図

表 6 コンクリートの力学的性質(曲げせん断実験時)

調査記号	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 [*] ($\times 10^4 \text{N}/\text{mm}^2$)	圧縮強度 時ひずみ度 (μ)	割裂 引張強度 (N/mm^2)	ポアソン 比 [*]
150N	1443	177	4.70	4046	7.70	0.22

[試験法] 圧縮: JIS A 1108、割裂: JIS A 1113、[供試体] $\phi 100 \times 200 \text{mm}$ 、封緘養生、^{*}圧縮強度の 1/3 時



写真 2 破壊状況

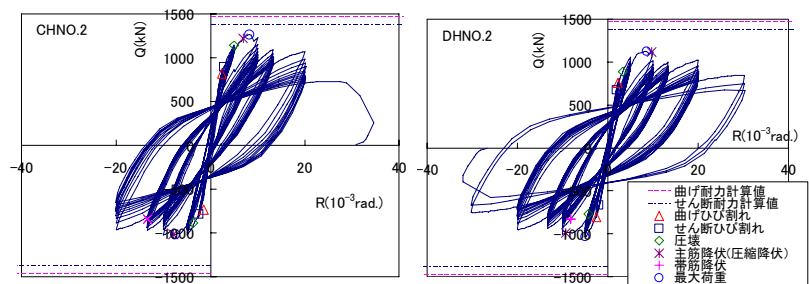


図 10 セン断力-部材角関係

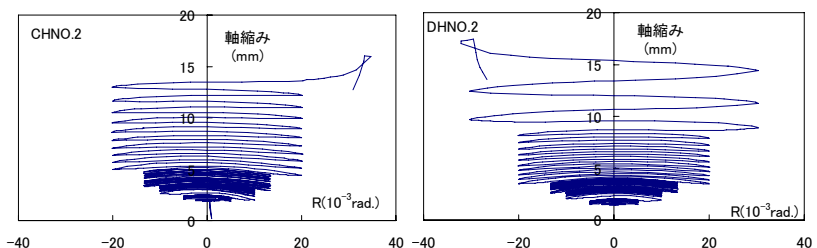


図 11 軸縮み-部材角関係

表 7 実験結果一覧

試験体	曲げ ひび割れ		せん断 ひび割れ		主筋 初圧縮降伏		コンクリート 圧壊		横補強筋 初降伏		最大耐力 (一次ピーク)		二次ピーク		軸力 保持 限界	破壊 形式
	Q	R	Q	R	Q	R	Q	R	Q	R	Q	R	Q	R		
CHNO.2	正	811	2.39	892	2.89	1217	6.84	1024	3.87	-	-	1263	8.25	1228	10.00	曲げ圧縮破壊後 のせん断破壊
	負	-736	-2.50	-788	-2.50	-1016	-7.85	-890	-3.36	-846	-13.37	-1016	-7.51	-1004	-10.00	
DHNO.2	正	757	2.26	673	2.00	1113	9.97	888	3.36	-	-	1127	8.59	1116	10.01	曲げ圧縮破壊後 のせん断破壊
	負	-808	-1.59	-666	-2.01	-993	-9.26	-440	-4.34	-829	-8.21	-1037	-4.99	-1018	-10.00	

単位: Q (kN)、R ($\times 10^{-3}$ rad.)

§5. まとめ

(1) 超高強度材料を用いた RC 柱の収縮およびクリープ特性を把握するため実験を行い、以下の知見を得た。

- ・90N のコンクリートを用いた柱では乾燥収縮が生じたのに対し、150N のコンクリートを用いた柱ではほとんど生じなかった。

- ・載荷日数約 1400 日間のクリープひずみ度は、既往の提案式による予測値と概ね対応した。

- ・収縮、載荷、クリープおよび温度変化により、RC 柱の主筋には、90N で最大 1500×10^{-6} 程度、150N で最大 2500×10^{-6} 程度の圧縮ひずみが生じた。

(2) 長期圧縮載荷の有無を実験変数とした超高強度材料を用いた RC 柱の中心圧縮実験を行い、以下の知見を得た。

- ・かぶりコンクリート割れの後の圧縮耐力（二次ピーク荷重）は長期圧縮載荷の影響で低下した。

- ・長期圧縮載荷を経験した試験体は、コンクリートと鉄筋のひずみ差により除荷時に水平ひび割れが発生した。

(3) 長期圧縮載荷の有無を実験変数として超高強度材料を用いた RC 柱の曲げせん断実験を行い、以下の知見を得た。

- ・本実験の範囲では最大耐力への長期圧縮載荷の影響はあまり見られなかった。
- ・長期載荷の影響により、主筋が早期に圧縮降伏し、同一部材角での軸縮みが増大し、軸力保持限界角が小さくなることが認められた。
- ・長期載荷の影響により、 $R=1/50$ の繰返しによる耐力低下が著しくなることが認められた。

謝 辞 中心圧縮実験実施にあたり日本大学理工学部大型構造物試験棟の施設をお借りしました。ご協力いただきました白井伸明教授、中西三和教授に感謝いたします。

参考文献

- 1) 片寄, 高森, 西田, 寺岡: 高強度コンクリートの若材齢時における力学特性と自己収縮挙動, コンクリート工学年次論文集, 28-1, pp.497-502, 2006
- 2) 佐藤, 佐々木, 高森, 寺岡: 高強度コンクリートを用いた

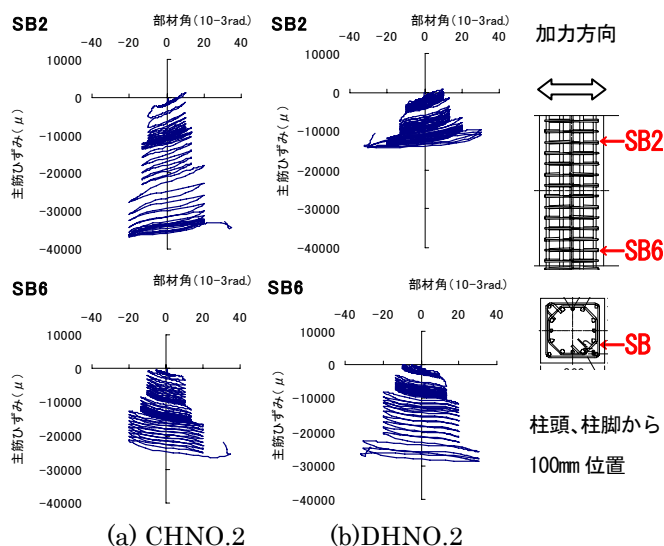


図 12 主筋ひずみ度の推移

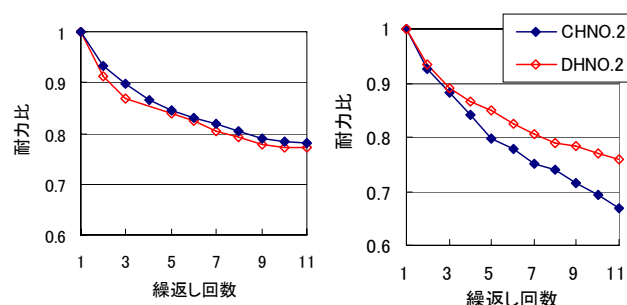


図 13 繰返しによる耐力低下の推移

RC 造短柱の耐震性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, 28-2, pp.625-630, 2006

- 3) 土木学会: コンクリート標準仕方書【設計編】, p.51, 2007.12
- 4) 小室, 今井, 是永, 渡邊: 超高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱の長期圧縮特性, 日本建築学会構造系論文集, 第 605 号, pp.151-158, 2006.7
- 5) 建設省総合技術開発プロジェクト 鉄筋コンクリート造建築物の超軽量化・超高層化技術の開発 平成 4 年度 構造性能分科会報告書, 国土開発技術研究センター, 1993.3



高森 直樹

ひとこと

今後は、この研究成果を超高層RC造構造物の設計法に反映し、物件適用に努めていきたいと思ひます。