

論文 長周期地震動を受ける超高層 RC 造建物の最下層中柱を対象とした多数回繰り返し載荷実験

石坂 優樹^{*1}・古谷 章^{*2}・中西 三和^{*3}・田才 晃^{*4}

要旨：2003年に発生した十勝沖地震の際に指摘された長周期地震動の建物への影響は、2011年の東北地方太平洋沖地震において関東圏のみならず遥か遠方の関西圏においても超高層建物に大変形後の微小な揺れが長時間継続するという形で実証された。本論では、超高層 RC 造建物の最下層中柱が長周期地震動を受ける際に経験する長時間地震動を模擬し、しかも極めて稀に発生する地震動時における柱の現行設計クライテリアである部材角 1/100 近傍の多数回繰り返し載荷履歴のもとで静的載荷と動的載荷実験を行い、柱部材の軸力支持能力及び破壊過程について検討を行った。

キーワード：長周期地震動, 超高層 RC 造, 柱部材, 多数回繰り返し載荷, 動的載荷

1. はじめに

2003年に発生した十勝沖地震で観測された長周期地震動により、震源から200km離れた大型石油タンクで大火災が生じた。これを契機に長周期地震動が固有周期の長い超高層建物へ与える影響が少なからずともあると指摘された。2011年の東北地方太平洋沖地震の際にも、関東圏のみならず遥か遠方の関西圏においても超高層建物が大変形後の微小揺れを長時間経験し、非構造部材に被害が生じた。大川は、今後高い確率で発生が危惧されている東海、東南海、南海地震の3連動地震動の改良評価式を用いたシミュレーションを行っており、超高層建物の応答値が現行設計クライテリアである層間変形角 1/100 を超える可能性があるとしている¹⁾。

既往の研究²⁾では、多数回繰り返し載荷実験が行われているものの例は少なく、ましては動的載荷を含めると非常に少ないのが現状である。一般に軸力比 $\eta=0.3$ ($\eta=N/bDFc$) 程度の長期軸力が作用した曲げ破壊型柱の軸力支持能力は、最大耐力時の部材変形角を大きく超える変形角にて喪失する事が知られている³⁾。また、最大耐力近傍変位では繰り返し回数を増す毎に同一変形時の耐力は低下することが報告されているが²⁾、軸力支持能力喪失時までの多数回繰り返し載荷実験を行った例はなく、繰り返しによる耐力低下で軸力支持能力の喪失が起こりうる現象であるかを確認することは重要であると考えられる。

そこで、本研究では超高層 RC 造建物の最下層中柱を想定した試験体 2 体に定軸力を負荷した状態で、最大耐力近傍部材変形角 1/75 までの繰り返し漸増載荷を経験させた後、この部材角 1/75 と、長周期地震動では強震後の微小揺れも危惧されるがここでは弾性限耐力レベルの繰り返しにおいて軸力支持能力が喪失されることも想定し部材変形角 1/200 を 1 セットとし、多数回繰り返す静的および動的的水平載荷実験を行い、柱部材の破壊状況と軸力支持能力の喪失過程を確認した。

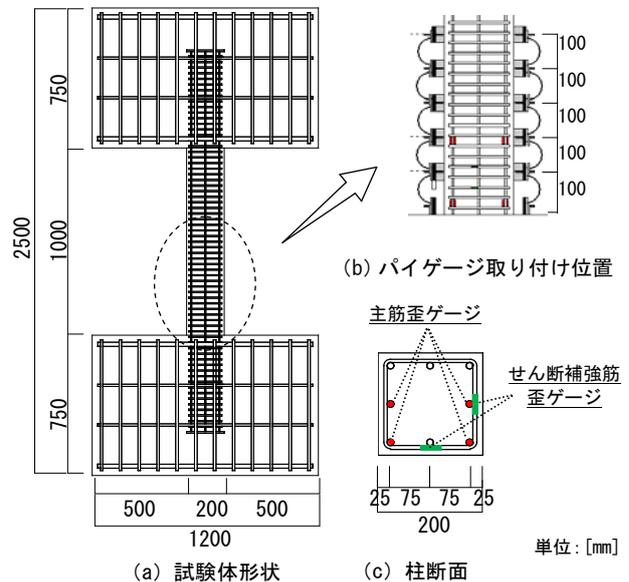


図-1 試験体概要図

表-1 試験体諸元

試験体名称	載荷方法	M/QD	主筋	せん断補強筋	軸力比	寸法 B × D × H [mm]	せん断余裕度
静的載荷試験体	静的	2.5	8-D13 (SD390) Pg=2.53 (%)	2-S6@30 (KSS785) Pw=1.06 (%)	0.3	200 × 200 × 1000	1.23
動的載荷試験体	動的						

*1 横浜国立大学大学院 建築都市文化専攻 (学生会員)

*2 日本 ERI(株) 評定部 工修 (正会員)

*3 日本大学教授 理工学部海洋建築工学科 工博 (正会員)

*4 横浜国立大学大学院教授 都市イノベーション学府 工博 (正会員)

2. 実験概要

2.1 試験体概要

図-1 に試験体概要図, 表-1 に試験体諸元を示す。試験体は試設計した 30 階建て超高層 RC 建造物の最下層中柱を想定した実大柱の約 1/5.5 の縮尺模型であり, 同一形状 2 体に対し静的荷重及び動的荷重により加力を行った。主な構造諸元は, 柱断面 $b \times D = 200 \times 200 \text{mm}$, 柱内法高さ $H = 1000 \text{mm}$ (シアスパン比 $M/QD = 2.5$), コンクリート設計基準強度 $F_c = 60 \text{N/mm}^2$, 主筋 SD390 相当の D13 (実降伏強度 $= 418 \text{N/mm}^2$), せん断補強筋 KSS785 相当の S6 (実降伏強度 $= 1021 \text{N/mm}^2$) で溶接閉鎖型とし, せん断余裕度を 1.23 とした。また, 軸力比 η を 0.3 と設定している。コンクリートおよび鋼材の材料試験結果をそれぞれ表-2, 3 に示す。負荷する軸力は, 実験日に実施した圧縮試験に基づくコンクリートの実強度から軸力比が 0.3 となる値とした。試験体の内法高さがシアスパン比で 2.5 と長い。これは, 実建物を想定した試設計では, 最下層中柱の反曲点が柱頭に近い位置 (反曲点高比 (y) ≈ 1.0) であるのに対して, 逆対称変形 ($y = 0.5$) を与える実験装置であることを考慮した。すなわち, 想定した柱高さ ($H = 500 \text{mm}$) の 2 倍となる $H = 1000 \text{mm}$ とすることで, 最下層柱脚部モーメントを再現した。

2.2 荷重方法

荷重装置の概要を図-2 に示す。本実験は, 日本大学理工学部大型構造物試験センター内の建研式加力装置を用いて行った。試験体上下部に十分剛なスタブを設け, 反力床に固定したベッド及び加力 L 字ビームに PC 鋼棒で圧着した。L 字ビームはパンタグラフ機構により平行に維持され, 試験体は逆対称変形となる。水平力は反力壁に取り付けたアクチュエーター (有効加力 $\pm 300 \text{kN}$, 有効ストローク $\pm 200 \text{mm}$) により負荷し, 変位制御で正負繰り返して交番荷重を行った。軸力は鉛直加力用ジャッキ (最大加力 2000kN) を用い, 上部にスライド支承を設けることで試験体の水平変位に追随し, 常に柱頭柱心に定軸力が作用するように荷重制御で荷重した。

2.3 計測方法

計測は水平荷重, 軸力をロードセルで, 相対水平変位をレーザー変位計で, 上下スタブ間の鉛直変位を歪式

表-2 コンクリート材料試験結果

試験体名称	圧縮強度 $\sigma_c [\text{N/mm}^2]$	ヤング係数 $E \times 10^4 [\text{N/mm}^2]$	割裂引張強度 $\sigma_T [\text{N/mm}^2]$
静的荷重試験体	61.3	3.59	4.84
動的荷重試験体	64.7	3.50	5.55

表-3 鉄筋材料試験結果

鉄筋名	降伏強度 $\sigma_y [\text{N/mm}^2]$	降伏歪 $\epsilon_y [\mu]$	引張強度 $\sigma_T [\text{N/mm}^2]$	ヤング係数 $E \times 10^5 [\text{N/mm}^2]$
D13 (SD390)	418.2	2081	622.8	2.01
S6 (KSS785)	1021.2	8104	1251.0	1.71

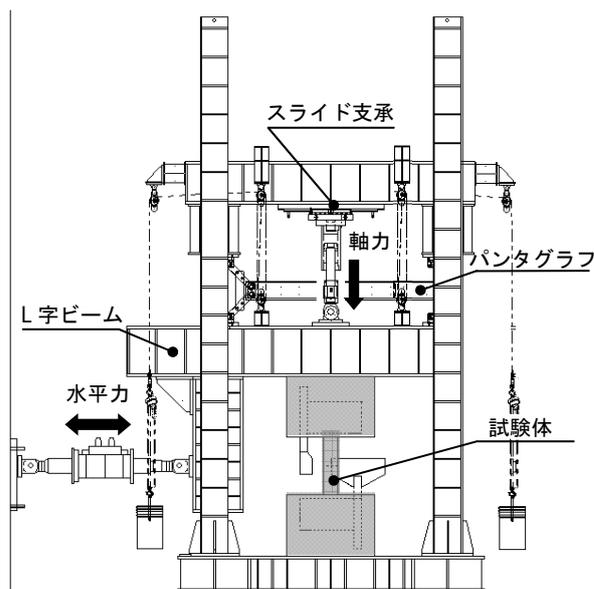


図-2 荷重装置概要

表-4 加力スケジュール概要

サイクル [c]	1~10	11~20	21~30	31~40	41~50	51~60
目標変位 [mm]	2	5	10	13.3	5	13.3
目標部材角 [rad]	1/500	1/200	1/100	1/75	1/200	1/75
試設計案周期 [sec]	2.11		3.3	3.89		
動的荷重時周期 [sec]	0.9		1.41	1.66		
動的最大荷重速度 [mm/sec]	14.0	34.9	44.7	50.5	18.9	50.5
繰り返し回数	10					

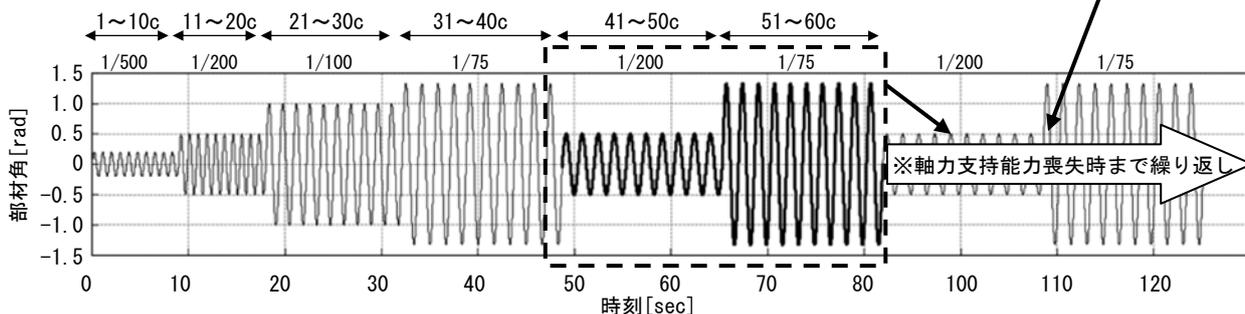


図-3 動的荷重時加力スケジュール

変位計で、主筋および帯筋の歪を歪ゲージで、また柱脚部において5区間の柱側面伸縮量(図-1参照)をパイゲージにより測定した。測定点は合計58成分である。

2.4 加力スケジュール

加力スケジュール概要を表-4に、動的載荷時の加力スケジュールを図-3に示す。水平加力は部材角 $R=\pm 1/500, \pm 1/200, \pm 1/100, \pm 1/75$ まで加力した後、 $R=\pm 1/200, \pm 1/75$ を一対として軸力支持能力喪失時まで繰り返した。動的実験を行った試験体の載荷履歴は、試設計時にほぼ全体崩壊機構を形成した時点の部材角 $1/75$ に対応した等価周期から、相似則(相似比 $1/\sqrt{5.5}$)を考慮して定めた周期特性を持つ正弦波を基本として定めた。繰り返し回数は、長時間継続する長周期地震動を模擬するため各部材角において10回⁴⁾とした。静的載荷実験時は動的載荷時と同一の変位履歴を与え、軸力支持能力喪失時まで載荷した。

3. 実験結果

実験は軸力支持能力喪失に至るまでに、動的載荷試験体では582サイクル、静的試験体では699サイクルの繰り返し載荷を要した。動的載荷実験に要した時間は、実時間に換算するとおよそ37分の継続時間に対応する。以下に実験結果を示す。

3.1 荷重-変形関係と最終破壊状況

各試験体の水平荷重-変形角関係を図-4に、主筋降伏時および最大荷重時実験結果一覧をそれぞれ表-5、6に、最終破壊状況を写真-1に示す。水平最大耐力は動的載荷試験体が静的載荷試験体を上回った。最終破壊形状は、両試験体共に曲げ降伏後の圧縮破壊であった。なお、本論では主筋降伏は柱頭、柱脚に添付したひずみゲージの値は圧縮ないし引張の降伏ひずみに到達した時点とし、また軸力支持能力喪失は長期軸力相当の軸力($\eta=0.3$)を保持できなくなった時点と定義した。

静的載荷試験体

$R=1/500$ のサイクル1回目で柱頭柱脚に曲げひび割れが発生し、その後曲げひび割れは進行した。 $R=0.22\%$

($R=1/200$ のサイクル1回目で柱頭柱脚の主筋に圧縮降伏が発生し、柱脚部コンクリートの圧壊が進行後、柱頭柱脚のかぶりコンクリートが剥離した。負側載荷時、部材角 $R=-0.93\%$ ($R=-1/100$) で最大耐力-146.0kNに達し、繰り返し回数を増す毎に徐々に水平耐力が低下した。その後の $R=1/200, 1/75$ を一対とした繰り返し載荷により、 $R=-1/75$ (-699サイクル) で主筋が座屈、せん断補強筋の破断と柱頭全体の破壊が発生、軸力支持能力を喪失した。最終破壊形状は曲げ降伏後の圧縮破壊である。

動的載荷試験体

$R=1/200$ のサイクル1回目で柱頭柱脚の主筋に圧縮降

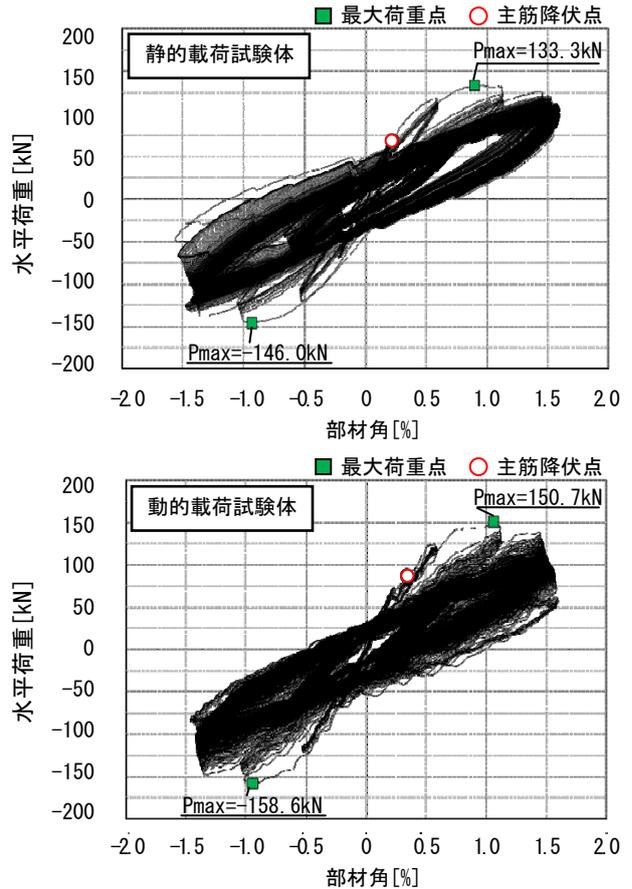


図-4 水平荷重-変形角関係

表-5 主筋降伏時一覧

試験体名称	主筋降伏時		
	水平荷重[kN]	部材角[%]	サイクル
静的載荷試験体	68.5	0.22	11
動的載荷試験体	87.4	0.34	11

表-6 最大荷重時一覧

試験体名称	最大荷重時			
	正側載荷		負側載荷	
	水平荷重[kN]	部材角[%]	水平荷重[kN]	部材角[%]
静的載荷試験体	133.3	0.90	-146.0	-0.93
動的載荷試験体	150.7	1.06	-158.6	-0.94



静的載荷試験体

動的載荷試験体

写真-1 最終破壊状況

伏が発生し、負側荷重時、部材角 $R=-0.94\%$ ($R=-1/100$) で最大耐力-158.6kN に達した。その後の $R=1/200$, $1/75$ を一対とした繰り返し荷重では、繰り返し回数を増す毎に徐々に水平耐力が低下し、 $R=1/75$ (571 サイクル) で軸力支持能力を喪失した。最終破壊形状は曲げ降伏後の圧縮破壊である。

3.2 多数回繰り返し荷重の影響

(1) 水平荷重の推移

繰り返し荷重による水平荷重の推移を図-5 に示す。縦軸は静的、動的荷重両試験体の各サイクルにおける正負それぞれの最大荷重を、静的荷重時の正負それぞれの最大耐力で除したもので、繰り返し荷重による耐力低下の比率を示している。両試験体ともに最大耐力時までは10回の繰り返し荷重による耐力の低下は小さく、最大耐力経験直後の部材角 $R=1/100$, $1/75$ において繰り返し荷重により耐力が2割ほど低下した。その後の $R=1/200$, $1/75$ を一対とした繰り返し荷重では、 $R=1/200$ においては両試験体とも耐力低下がみられないのに対し、 $R=1/75$ では両試験体ともに徐々に耐力が低下している。また、20c(1/200 最後のサイクル)から41c(1/200 最初のサイクル)や40c(1/75 最後のサイクル)から51c(1/75 最初のサイクル)等の同一部材角の前後関係においては、 $R=1/200$ では耐力の低下がみられるのに対し、 $R=1/75$ では耐力の低下がみられなかった。静的荷重試験体は650 サイクル ($R=1/75$) より耐力低下が少しずつ大きくなり、-699 サイクル ($R=1/75$) で軸力支持能力を喪失した。動的荷重試験体は、550 サイクルより ($R=1/75$) より耐力低下が著しく進行し、582 サイクル ($R=1/75$) で軸力支持能力を喪失した。

(2) 水平最大耐力後の部材角 1/200 における繰り返し荷重

全サイクルのうち部材角 1/200 における41c~50c, 201c~210c, 401c~410c 及び急激な水平耐力低下直前の10 サイクルを抜き出し、水平荷重-変形関係の経過を図-6 に示す。 $R=1/200$ の10回の繰り返し水平荷重では、両試

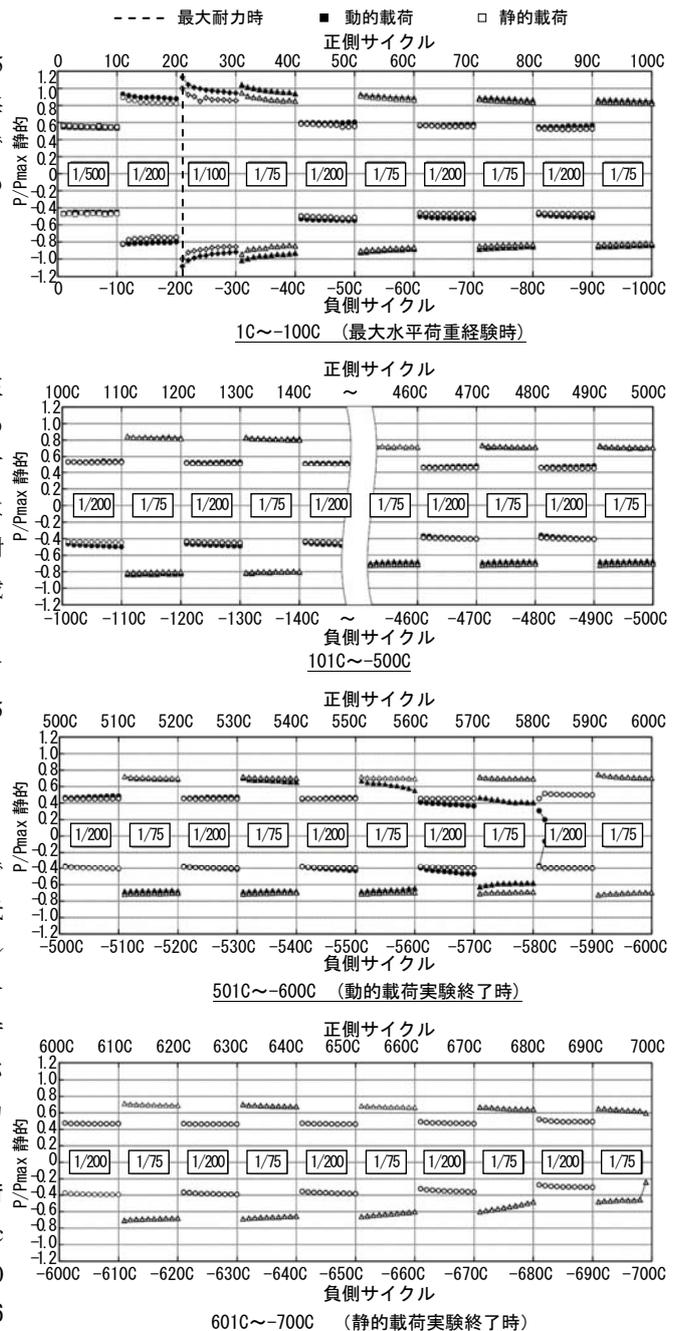


図-5 繰り返し荷重による水平荷重の推移

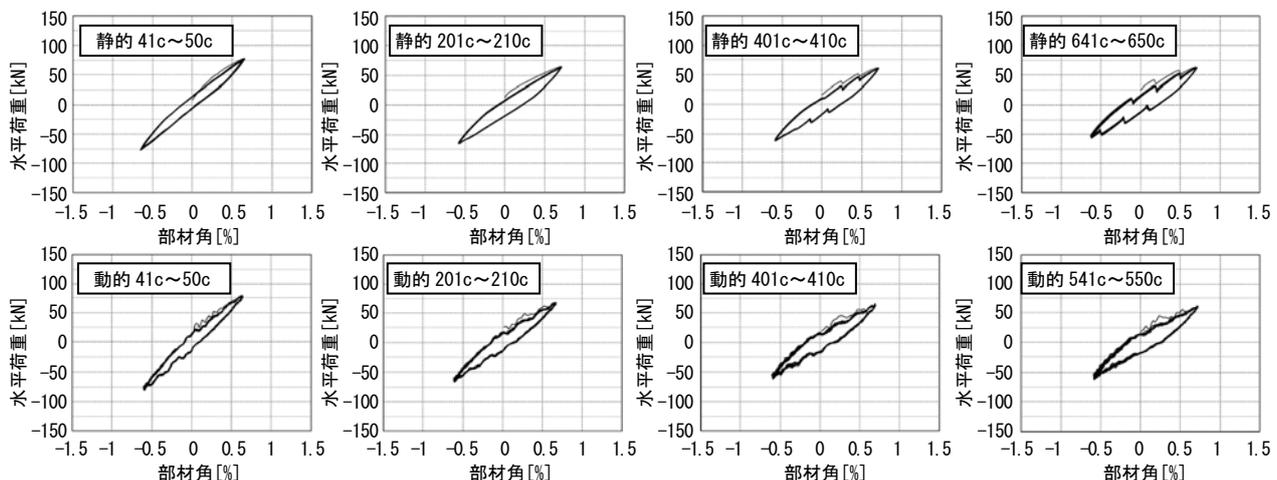


図-6 $R=1/200$ における水平荷重-変形関係の経緯

験体ともに最大耐力経験後から定常ループを描いている。その後の201c~210c, 401c~410c, 急激な耐力低下直前においても、同様に定常ループを描くことが確認された。

3.3 軸方向変位, 軸力の推移

軸方向変位と軸力の推移を図-7に示す。

(1) 軸方向変位と軸力

水平荷重を繰り返す毎に両試験体共に同量の軸縮みが進行した。500 サイクルを過ぎたあたりから、静的荷重試験体は軸縮みが進行しても軸力を維持し、大きな軸縮み後の軸力支持能力喪失であるのに対し、動的荷重試験体は582 サイクルから急激な軸縮みと同時に軸耐力を失い、軸力支持能力を喪失した。

(2) 軸方向変位と水平荷重

動的荷重試験体が急激な水平耐力の低下を起こした時点は550 サイクルであり、軸縮み量はおよそ7.5mmであった。それと同等な軸縮み量は静的荷重試験体では600 サイクルで、顕著な水平耐力の低下はその50 サイクル後である650 サイクルであり、その間軸縮みは進行し、およそ12mmであった。

3.4 各区間回転角分布

既往の研究では、静的荷重に対し動的荷重ではコンクリートのひび割れ本数が少ないことが確認されている⁵⁾。このことからコンクリートのひび割れ幅を定量的に把握するため、試験体柱脚部に取り付けたパイゲージ(図-1参照)により柱側面伸縮量を計測し、各区間の回転角を算出した。柱の各区間の回転角を図-8に示す。両試験体共に水平荷重による柱側面伸縮量は柱脚部に集中した。また、異なる荷重方法による各区間の回転角に違いは見られなかった。

4 動的効果が最大耐力に及ぼす影響

既往の研究では、歪速度の影響を受けて材料強度の上昇により最大耐力が上昇することが報告されており⁹⁾、本論においても動的荷重時では最大耐力の上昇が確認された。鉄筋の材料強度推定式を式(1)に、コンクリートの材料強度推定式を式(2)に示す⁶⁾。最大水平耐力を経験するまでに得られた最大の歪速度が強度上昇に影響を及ぼすとし、試験体の危険断面に最も近い歪ゲージ計8点より主筋引張時の最大歪速度を平均した値を鉄筋の材料強度推定式に、主筋圧縮時の最大歪速度を平均した値をコンクリートの材料強度推定式に用いた。また、本論では鉄筋とコンクリートは完全付着の状態、コンクリートの歪速度と鉄筋の圧縮歪速度が等しいものとした。なお、歪速度は計測インターバル0.01[sec]毎の歪の時間的变化量($\Delta \epsilon$)として計算した。式の適用範囲は歪速度 $10^{-3} \sim 10^{-1}$ [1/sec]である。動的荷重試験体の歪速度は引張時に0.0328[1/sec]程度、圧縮時は0.0807[1/sec]程度であ

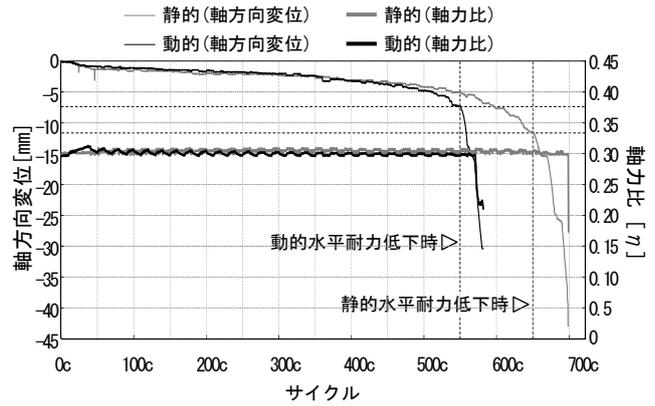


図-7 軸方向変位と軸力比の推移

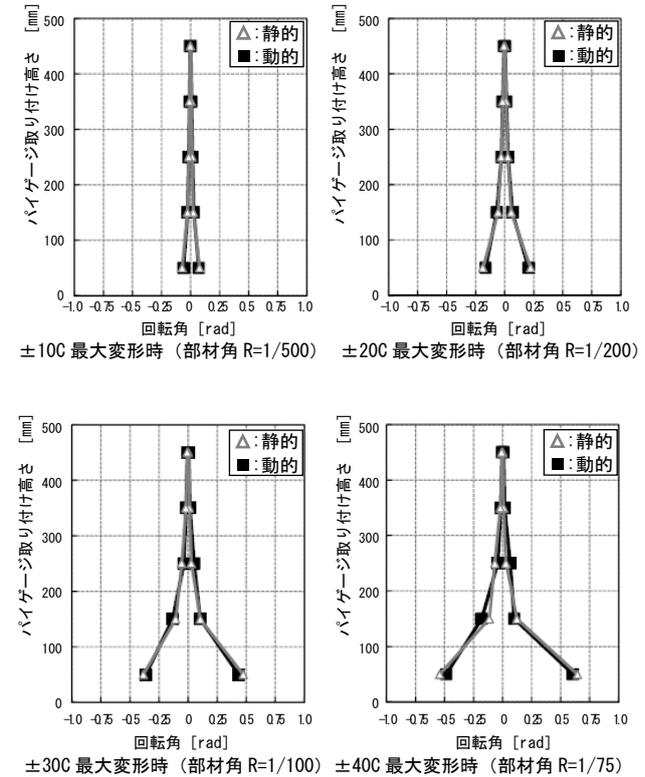


図-8 各変形レベルにおける柱の区間回転角

表-7 鉄筋の動的降伏点強度と強度上昇

試験体名	歪ゲージ	静的材料降伏点強度 $\sigma_f f_y$ [N/mm ²]	動的材料降伏点強度 $\sigma_d f_y$ [N/mm ²]	最大歪速度 $\dot{\epsilon}$ [1/sec]	降伏点強度上昇率 [%]	
主筋						
動的荷重試験体	1	418.2	476.5	0.0403	13.9	
	2	418.2	480.6	0.0394	14.9	
	3	418.2	477.3	0.0478	14.1	
	4	418.2	480.3	0.0190	14.8	
	5	418.2	475.5	0.0259	13.7	
	6	418.2	478.7	0.0172	14.5	
	7	418.2	480.2	0.0383	14.8	
	8	418.2	481.2	0.0340	15.1	
	平均値		478.8	0.0327	14.5	
	せん断補強筋					
	9	1021.2	1096.6	0.0030	7.4	
	10	1021.2	1131.9	0.0148	10.8	
11	1021.2	1108.6	0.0052	8.6		
12	1021.2	1124	0.0103	10.1		
平均値		1115.3	0.0083	9.2		

※歪ゲージ1, 2, 3, 4は柱頭材端柱主筋, 5, 6, 7, 8は柱脚材端柱主筋, 9, 10は柱頭材端柱せん断補強筋, 11, 12は柱脚材端柱せん断補強に貼付けた歪ゲージを示す。

り，せん断補強筋は0.0083[1/sec]であった。

$$\frac{Df_y}{s f_y} = 1.20 + 0.05 \log \left| \frac{\dot{\epsilon}}{\epsilon} \right| \quad (1)$$

$s f_y$: 鉄筋静的降伏強度
 $D f_y$: 鉄筋動的降伏強度
 $\dot{\epsilon}$: 歪速度

$$\frac{D F_y}{s F_y} = 1.38 + 0.08 \log \left| \frac{\dot{\epsilon}_D}{\epsilon_D} \right| \quad (2)$$

$s F_y$: コンクリート静的降伏強度
 $D F_y$: コンクリート動的降伏強度
 $\dot{\epsilon}_D$: 歪速度

材料強度上昇一覧を表一7, 8に示す。静的材料強度に比べ，コンクリートの動的材料強度は約26%，主筋およびせん断補強筋の動的材料強度は約10～15%上昇した。

図一9に実験値と解析値の比較を示す。曲げ終局強度にはファイバーモデル解析を用い，材料強度への歪速度の影響を考慮した場合と考慮しない場合を求めた。静的載荷試験体は実験値と解析値は概ねよい対応を示し，動的載荷試験体は実験値と歪速度の影響を考慮した解析値と良い対応を示した。

5. まとめ

本研究では，超高層RC造建物の最下層中柱を対象とし，定軸力を負荷した状態で静的及び動的多数回繰り返し載荷実験を行い，軸力支持能力及び破壊過程を確認した。その結果，以下の見解を得た。

- (1) 最大耐力近傍の部材変形角 1/75 と損傷限界レベルの部材変形角 1/200 の多数回繰り返し載荷により，静的載荷試験体は 699 サイクル，動的載荷は 582 サイクルで，動的載荷試験体が先に軸力支持能力を喪失することを確認した。
- (2) 静的載荷試験体は軸縮みが進行しても軸力を維持し，大きな軸縮み後の軸力支持能力喪失であるのに対し，動的載荷試験体は 582 サイクルから急激な軸縮みと同時に軸耐力を失い，軸力支持能力を喪失した。
- (3) 両試験体共に部材角 1/200 での繰り返し載荷では耐力の低下がほとんど見られず，定常ループを描くことが確認された。
- (4) 異なる載荷方法による柱の各区分における曲率に大きな違いは見られなかった。
- (5) 最大耐力は動的載荷試験体が静的載荷試験体に対し約1.1倍高かった。歪速度による材料強度上昇の影響によるものと考えられ，実験値と解析値は良い対応を示した。

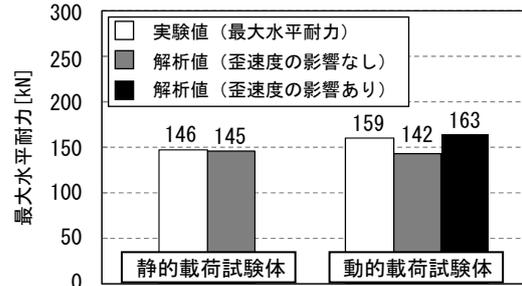
謝辞

本研究は，平成22年度文科省学研究費補助金（基盤研究B）「鉄筋コンクリート造柱の地震時軸耐力喪失過程と

表一8 コンクリートの動的圧縮強度と強度上昇

試験体名	歪ゲージ	静的材料降伏点強度 $s F_y$ [N/mm ²]	動的材料降伏点強度 $D F_y$ [N/mm ²]	最大歪速度 $\dot{\epsilon}$ [1/sec]	降伏点強度上昇率 [%]
動的載荷試験体	1	64.7	82.0	0.0403	26.8
	2	64.7	82.0	0.0394	26.8
	3	64.7	82.4	0.0478	27.4
	4	64.7	80.3	0.0190	24.2
	5	64.7	81.0	0.0259	25.3
	6	64.7	80.1	0.0172	23.9
	7	64.7	81.9	0.0383	26.7
	8	64.7	81.6	0.0340	26.3
	平均値		81.4	0.0327	25.9

※歪ゲージ1, 2, 3, 4は柱頭材端柱主筋, 5, 6, 7, 8は柱脚材端主筋に貼付けた歪ゲージを示す。



図一9 実験値—解析値耐力

建物の倒壊リスクに関する動的検証」(代表者: 中西三和)の一環として行ったものである。また，貴重な助言とご指導を頂いた日本大学の安達洋教授と北嶋圭二助教，横浜国立大学の楠浩一准教授に深く感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 大川 出，：東日本大震災最終報告を踏まえて③長周期地震動の評価について，独立研究法人建築研究所，2012.6
- 2) 澤口 香織，山野辺 宏治，寺田 岳彦：鉄筋コンクリート造柱梁接合部の塑性域における多数回繰り返し挙動(その1)，日本建築学会構造系論文集，No.677，pp.1123-1129，2012.7
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，2006
- 4) 出水 俊彦，斎藤 大樹，福山 洋，森田 高市，向井 智久，濱田 真，菊田 繁美，金川 基，葉研地 彰，佐々木 仁：長周期地震動を受けるRC造超高層建築物の構造性能(その1,5,6)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.499-500，507-510，2009
- 5) 幡中 伸彦，田才 晃，楠 浩一，坂東 大輔，安武 悠，中西 三和，安達 洋：長周期地震動を受ける高層RC造建物の柱部材の軸力支持能力に関する動的検証実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.41-44，2011
- 6) 小島 陽一，小川 勤，渡邊 則人，中西 三和，安達 洋，青山 博之：動的載荷時における鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部の力学的性状に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.241-242，2006