

# 論文 多数回繰返し地震荷重を受ける RC 柱梁接合部の構造特性

高稲 宜和\*1・永井 寛\*2・丸田 誠\*3・鈴木 紀雄\*4

**要旨:** 大地震直後の大規模余震や長周期地震動によって生じる多数回繰返し地震外力を受ける鉄筋コンクリート超高層骨組の荷重低下・剛性低下などの構造性能の把握を目的に、十字形及びト形接合部の多数回繰返し載荷実験を実施した。その結果、最大強度は、梁曲げ降伏が先行するように設計すれば、多数回繰返し地震荷重を受けても、既往の評価式により評価可能であった。また、梁曲げ降伏前の弾性レベルでは多数回繰返しによる荷重低下及び剛性低下は僅かであったが、梁曲げ降伏後の塑性レベルでは大変形繰返しにともない荷重低下及び剛性低下は進展した。

**キーワード:** 多数回地震荷重, 大規模余震, 長周期地震動, 荷重低下, 剛性低下

## 1. はじめに

我が国の鉄筋コンクリート造建物（以下、RC 造建物）の設計では、大地震であっても最大振幅となる回数は多くても数度であるとして、多数回の大振幅地震外力を想定していなかった。しかし、2004 年新潟県中越地震では、本震以外に震度 6 強の大規模余震が数回観測されており、建物は補修しない状態で、大規模地震を数回経験した。本震と大規模余震を一つの地震動と考えると、建物には従来想定してきた以上の繰返し数が作用したことになる。また、近年、長周期成分が卓越した地震動が観測されていることから、比較的固有周期の長い超高層建物は、多数回の大振幅地震外力を受ける可能性がある。以上のことから、多数回繰返し地震荷重に対する RC 造建物の構造特性を把握する必要が生じてきた。

繰返し荷重を受ける RC 部材の挙動に関する研究として、梅村ら<sup>1)</sup>、松崎ら<sup>2)</sup>の研究があり、実験により得られた荷重-変形関係を参照して、TAKEDA モデルを基に、繰返しによる荷重低下を剛性低下で再現する復元力特性モデルの提案を行っている。梅村らのモデルでは、部材の構造諸元に基づいて指向点変位を補正することにより剛性低下を表現している。一方、松崎らは、最大塑性率に基づいて指向点荷重を低下させることにより剛性低下を表現している。しかし、これら既往の研究で参照している実験の繰返し回数は少なく、本研究で対象としているような多数回繰返し地震荷重に対する RC 部材の挙動に関する研究は過去に行われていない。

そこで、本研究は、多数回繰返し地震荷重を受ける超高層 RC 建物の構造性能、特に復元力特性の把握を目的とし、その一環として柱梁接合部を含む柱梁架構を対象として、多数回繰返し載荷実験を実施した。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

試験体一覧を表-1 に、試験体形状・配筋を図-1 に示す。試験体は、超高層 RC 造建物の下層階を対象とした縮尺 1/2.5 程度の柱梁接合部 3 体（十字形 2 体、ト形 1 体）である。全試験体とも梁曲げ降伏が先行するように設計した。実験因子は、梁主筋量 ( $P_t=1.84\%, 1.38\%$ )、試験体形状（十字形、ト形）である。

多数回繰返し地震荷重による柱梁架構に予想される劣化は、梁危険断面のコンクリート曲げ圧縮劣化、接合部内梁主筋の付着劣化、接合部コンクリートのせん断劣化（ストラットの圧縮劣化）などが考えられる。そこで、十字形の JE1 と JE2 では梁主筋量を実験因子として、梁曲げ応力レベルと接合部せん断入力量が梁曲げ圧縮劣化と接合部せん断劣化及び付着劣化に及ぼす影響を把握する。梁の曲げ応力レベルは釣り合い鉄筋比程度及び

表-1 試験体一覧

試験体名		JE1	JE2	JE3
形状		十字形		ト形
梁	断面 $b \times B \times D$ (mm)	240×360		
	せん断スパン(m)	1200		
	[せん断スパン比]	[3.3]		
	コンクリート強度 $F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	42		
	梁部主筋 [引張鉄筋比 $p_t$ (%) at/BD]	16-D16 SD490 [1.84%]	12-D16 SD490 [1.38%]	16-D16 SD490 [1.84%]
	横補強筋 [横補強筋比 $p_w$ (%)]	4-D6-SD785@100 [0.53%]		
柱	断面 $b \times B \times D$ (mm)	400×400		
	せん断スパン(m)	570		
	コンクリート強度 $F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	60		
	軸力 N(kN) [軸力比 $\eta = N/(c \cdot B \cdot D \cdot F_c)$ ]	1920 [0.2]		480 [0.05]
	主筋 [主筋比 $p_g$ (%)]	12-D16-SD490[1.44%]		
	横補強筋 [横補強筋比 $p_w$ (%)]	4-D10-SD785@100 [0.71%]		
接合部	横補強筋 [横補強筋比 $p_w$ (%)]			
		2-D10-SD785@50 [0.38%]		

- \*1 鹿島建設 (株) 技術研究所建築構造グループ 研究員 博士 (工学) (正会員)
- \*2 鹿島建設 (株) 技術研究所建築構造グループ 上席研究員 工修 (正会員)
- \*3 鹿島建設 (株) 技術研究所建築構造グループ 上席研究員 博士 (工学) (正会員)
- \*4 鹿島建設 (株) 技術研究所 副所長 工博 (正会員)

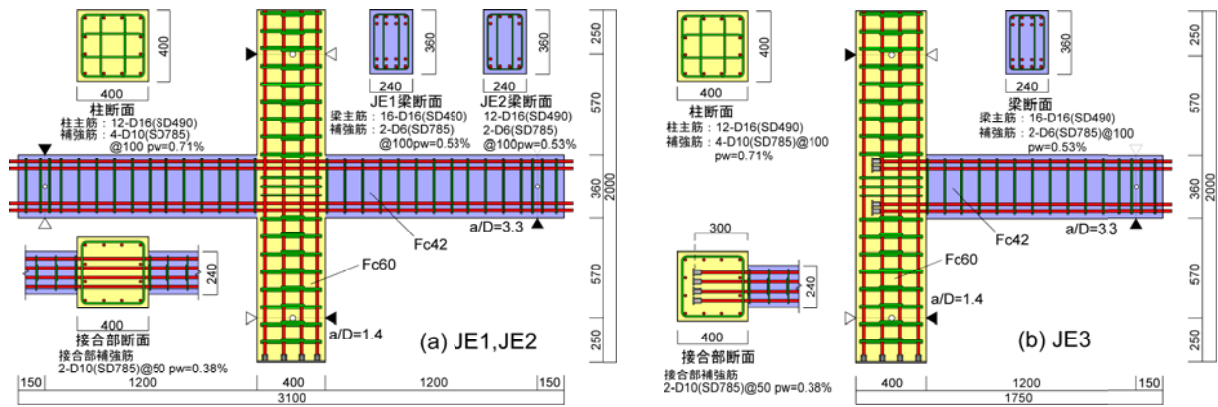


図-1 試験体配筋

その2/3程度の2水準を設定した。なお、接合部内梁主筋の付着指標〔接合部内梁主筋付着強度/設計付着応力度〕は、超高層RC建物で一般的な1.3程度（実験時のコンクリート強度で計算）である。また、JE3はJE1をト形接合部にした試験体で、梁主筋定着法が梁曲げ圧縮劣化と接合部せん断劣化及び付着劣化（定着劣化）に及ぼす影響を把握する。なお、ト形のJE3の梁主筋は定着プレートにより接合部内に定着した。軸力比は、内柱梁接合部を対象とした十字形のJE1とJE2では0.2、外柱梁接合部を対象としたト形のJE3では0.05とした。

## 2.2 加力方法

加力は、柱上下端をピン・ローラー支持し、柱に所定の軸力を加えた後、左右両梁端部に逆対称せん断力を作作用させる形式であり、梁端変位に基づいた層間変形角  $R = \delta / L$ （梁左右端鉛直変位差  $\delta$ 、梁左右加力点間距離  $L$ ）で制御する正負交番繰返し载荷とした。

载荷プログラムは、高さ約160m、43階建て純ラーメン構造モデル建物の応答解析検討結果を参考に、図-2に示すように定めた。応答解析検討には、超高層RC建物が(1)大地震直後に大規模余震を受けることを想定して、日本建築センター模擬波BCJ-L2を2波連続して合成した地震波と(2)長周期地震動を受けることを想定して、継続時間が長い2種類の長周期模擬波を用いた。

弾性レベルの振幅は、建築物の耐用年限中に少なくとも一度は遭遇する程度の地震動に対する応答を、塑性レベルI、IIの振幅は、建築物の耐震安全性に対して考慮する極めてまれに発生する程度の大地震動に対する応答を想定している。また、これら極大地震を受けた後の終局性能を確認するために、終局レベルの振幅を設定している。このように、本実験では、柱梁接合部は弾性レベルから終局レベルまで連続して計231サイクルの繰返しを受ける。一般的な静的構造実験で行われる繰返し漸増载荷では、同振幅2サイクル程度の繰返しで合計20サイクル程度しか繰返しを行わないため、本実験の载荷プログラムは、一般的な静的構造実験に比べて、柱梁架構にとって厳しいルールとなっている。

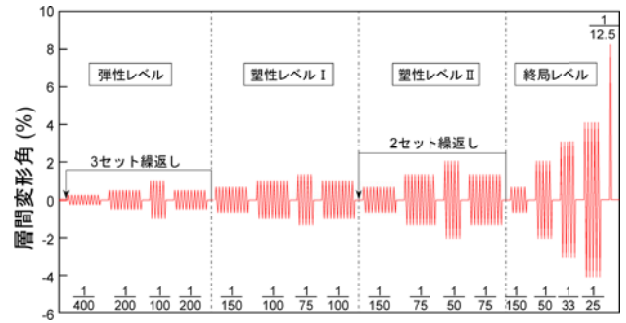


図-2 载荷プログラム

## 3. 実験結果

### 3.1 実験経過

鉄筋とコンクリートの機械的性質をそれぞれ表-2、表-3に、梁端せん断力-層間変形角関係を図-3に、ひび割れ状況を写真-1に示す。なお、図-3には、表-4に示すACI規準<sup>3)</sup>に示される等価コンクリートブロックを用いた梁曲げ強度計算値及び丸田ら<sup>4),5)</sup>の提案式による接合部せん断強度計算値を併せて示している。

いずれの試験体も、梁曲げひび割れ、梁せん断ひび割れが順次発生し、その後、接合部せん断ひび割れ及び柱曲げひび割れが発生した。JE1, JE3は  $R=1/75\text{rad}$  に向かうサイクルで梁一段筋が降伏、 $R=1/50\text{rad}$  に向かうサイ

表-2 鉄筋の機械的性質

鋼種	材質	降伏応力	引張強さ	ヤング係数
		$\sigma_y$ ( $\text{N/mm}^2$ )	$\sigma_{tu}$ ( $\text{N/mm}^2$ )	$E_s$ ( $\times 10^5 \text{ N/mm}^2$ )
D6	SD785	889	1134	1.582
D10	SD785	993	1145	1.827
D16	SD490	563	747	1.992

表-3 コンクリートの機械的性質

試験体名	部位	圧縮強度	ヤング係数	引張強度
		$\sigma_B$ ( $\text{N/mm}^2$ )	$E_c$ ( $\times 10^4 \text{ N/mm}^2$ )	$\sigma_T$ ( $\text{N/mm}^2$ )
JE1	梁	40.4	2.960	3.33
	柱	74.5	3.714	5.50
JE2	梁	41.6	3.015	3.23
	柱	74.6	3.765	5.48
JE3	梁	42.1	3.119	3.16
	柱	77.9	3.829	5.47

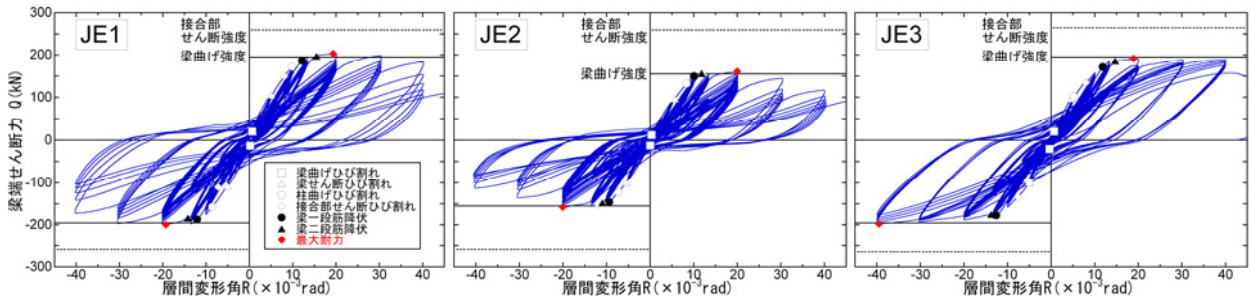


図-3 梁端せん断力-層間変形角関係

クルで梁二段筋が降伏し、JE2は $R=1/100\text{rad}$ に向かうサイクルで梁一段筋が降伏、 $R=1/75\text{rad}$ に向かうサイクルで梁二段筋が降伏し、梁端せん断力-層間変形角関係において明確に剛性が低下して梁曲げ降伏し、 $R=1/50\text{rad}$ 程度で最大強度に達した。塑性レベルIIまでの損傷は梁部に集中し、接合部はひび割れ幅の小さいせん断ひび割れが数本発生した程度であった。その後、終局レベル載荷時に、梁曲げ圧壊が進展し、梁端せん断力が低下した。以上より、破壊形式は梁曲げ破壊と判断した。

多数回繰返し荷重による損傷の進展は、梁曲げ降伏前の弾性レベルでは見られなかった。一方、梁曲げ降伏後の塑性レベルIIでは、多数回繰返し荷重により梁部の曲げひび割れ、曲げせん断ひび割れの進展、及び、梁端圧壊の進展が見られたが、接合部の損傷進展はほとんど見られなかった。また、JE1は $R=1/33\text{rad}$ まで、JE2とJE3は $R=1/25\text{rad}$ まで、繰返しによる顕著な残留変形の増大は見られなかった。

JE1に関して、弾性レベルと塑性レベルI,IIの梁端せん断力-層間変形角関係を拡大して図-4に示す。弾性レベル、塑性レベルI,IIともに、各振幅1回目のサイクル(過渡ループ)では若干の膨らみを持った履歴性状を示すが、その後の繰返しサイクル(定常ループ)では経験最大変形点を目指したエネルギー吸収性能に乏しい逆S字形のループとなった。なお、JE2とJE3も同様な性状を示した。

### 3.2 接合部せん断応力度-せん断変形角関係

塑性レベルII(最大層間変形角 $R=1/50\text{rad}$ )までの接合部せん断応力度 $\tau$ -せん断変形角 $\gamma$ 関係を図-5に示す。なお、図-5には丸田らの提案式による接合部せん断強度計算値を併せて示している。

いずれの試験体も、接合部に作用したせん断応力度は、接合部せん断強度計算値の5~7割程度であったため、接合部の損傷はひび割れ幅の小さいせん断ひび割れが数本発生した程度であった。JE1, JE3では、接合部せん断ひび割れ発生後、せん断剛性が低下し、非線形弾性的な挙動を示した。これらの試験体は、 $\tau=0$ 時の $\gamma$ が負側にシフトしているが、これは接合部せん断ひび割れの発

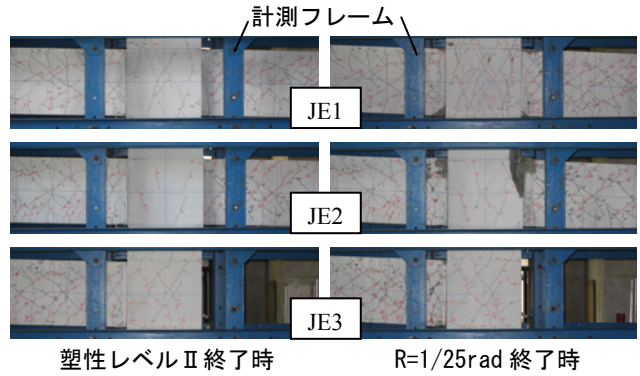
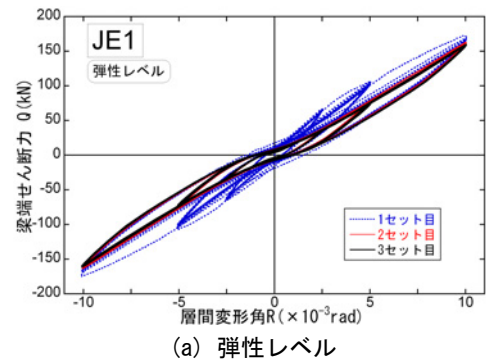
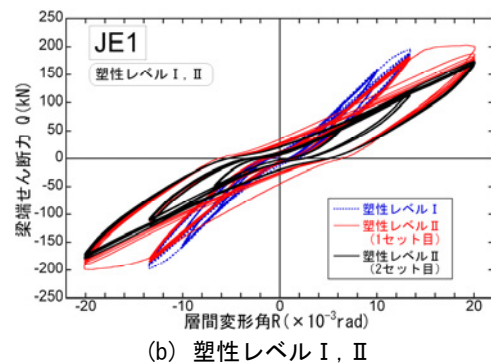


写真-1 ひび割れ状況



(a) 弾性レベル



(b) 塑性レベルI, II

図-4 梁端せん断力-層間変形角関係 (JE1)

生状況に起因するものと考えられる。一方、JE1に対して接合部せん断力が小さいJE2は、接合部せん断ひび割れ発生後もせん断剛性の低下は見られず、弾性的な挙動を示した。なお、いずれの試験体も、接合部補強筋のひずみは最大でも降伏ひずみの3割程度であった。

また、同振幅時における多数回繰返し荷重による接合

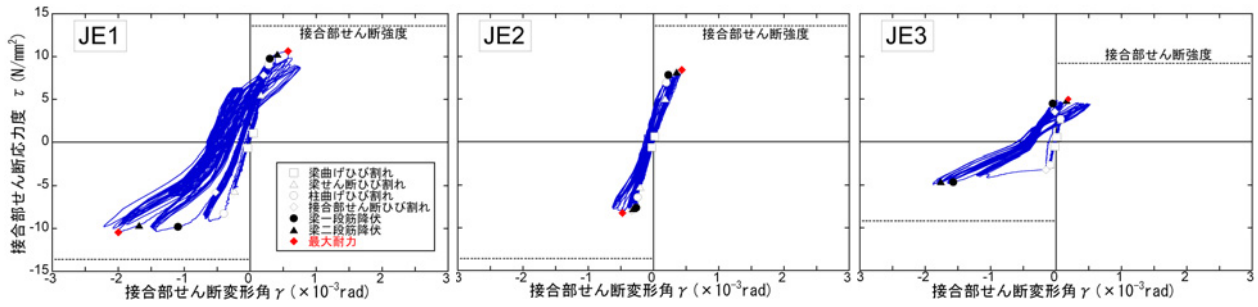


図-5 接合部せん断応力-せん断変形角関係

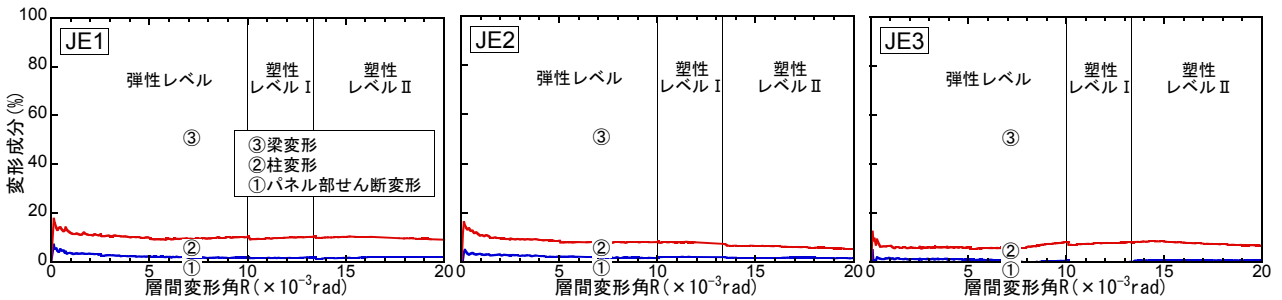


図-6 変形割合の推移

部せん断変形角の増大はほとんど見られなかった。これは、前節で述べたように、塑性レベルIIまで多数回繰返しによる接合部の損傷進展が見られなかったことと対応している。

### 3.3 変形割合の推移

塑性レベルIIまでの変形割合の推移状況を図-6に示す。接合部パネルに取り付けた変位計の値と梁端変形から、(1)接合部パネルのせん断変形による梁端変形、(2)柱変形による梁端変形、(3)梁変形による梁端変形(梁主筋の抜出し変形を含む)、の各変形成分を分離した。

いずれの試験体も、層間変形角の増大にともなう変形割合の変化は小さく、梁変形割合が9割、残りの1割のほとんどが柱変形で、パネル部のせん断変形はごく僅かであった。また、図は省略するが、塑性レベルIIまでは、多数回繰返しによる変形割合の変化はほとんど見られなかった。

十字形のJE1とJE2では、JE1に比べて梁端の曲げ応力レベルの小さいJE2のほうが梁変形割合は若干大きくなっている。また、接合部形状が異なるJE1とJE3では、梁変形割合は同程度であるが、パネル部せん断変形割合は接合部せん断入力の小さいト形のJE3のほうが若干小さくなっている。

### 3.4 梁主筋ひずみ性状

弾性レベルに関して、JE1の $R=+1/100\text{rad}$ 時における梁上端一段筋と二段筋のひずみ分布を図-7に示す。多数回繰返しによりひずみ分布が殆ど変化していないことから、弾性レベルでは、多数回繰返し荷重による接合部内の付着劣化は生じていないと考えられる。なお、JE2

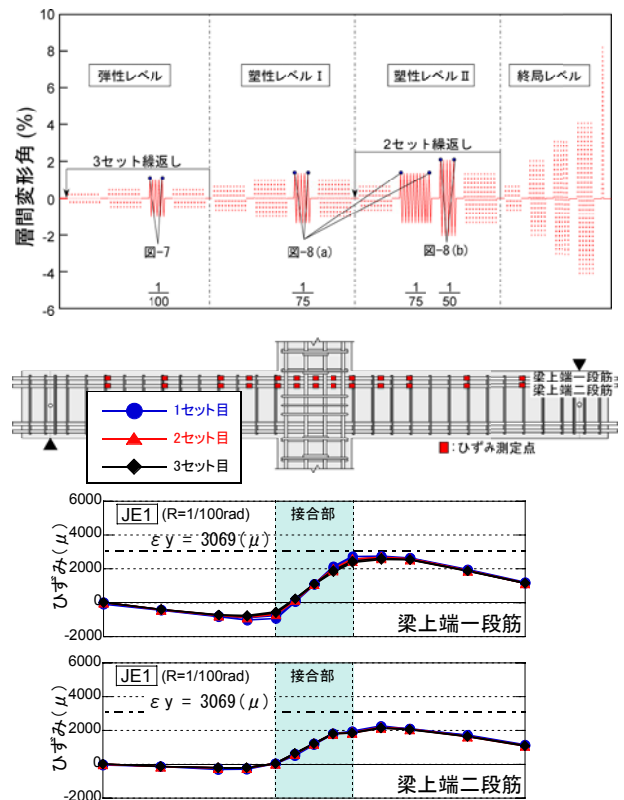


図-7 主筋ひずみ分布(弾性レベル $R=1/100\text{rad}$ 時)

とJE3においても、同様に、多数回繰返し荷重による梁主筋ひずみ分布の変化はほとんど見られなかった。

塑性レベルI, IIに関して、十字形のJE1では $R=+1/75\text{rad}$ 時の梁上端一段筋のひずみ分布を、ト形のJE3では $R=+1/50\text{rad}$ 時において圧縮側となる梁下端一段筋のひずみ分布を図-8に示す。これより、JE1では $R=$

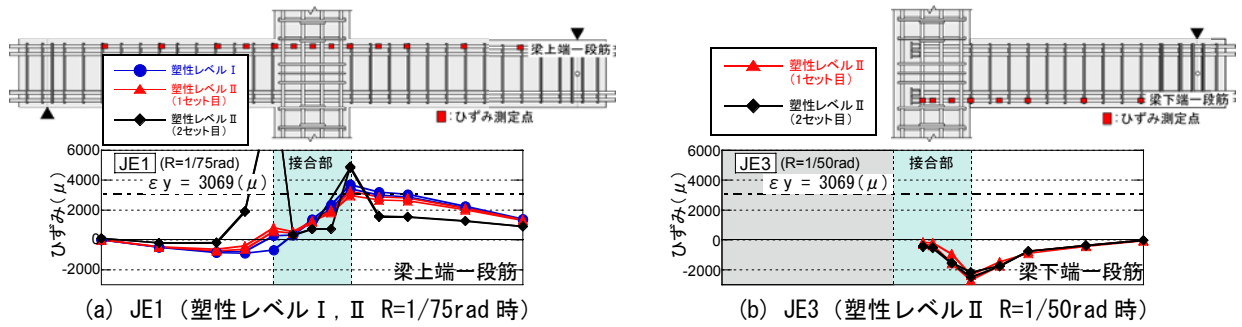


図-8 主筋ひずみ分布（塑性レベル I, II）

1/75rad の繰返しにおいて、梁付根位置での圧縮側位置のひずみが引張ひずみに転化する現象が見られたが、JE3ではR=1/50radまでこの現象は見られなかった。これは、ト形接合部 JE3 の梁主筋は定着プレートにより接合部内に定着されており、通し配筋の十字形接合部 JE1 に比べて、大変形繰返しにおいても接合部内梁主筋の定着劣化（付着劣化）が小さいためと考えられる。

### 3.5 等価粘性減衰定数

弾性レベルの最大層間変形角 R=1/100rad 時及び塑性レベル II の最大層間変形角 R=1/50rad 時における等価粘性減衰定数の推移を図-9 に示す。

定常ループに着目すると、等価粘性減衰定数は、初めは繰返しとともに減少するものの、梁曲げ降伏に至る前の弾性レベル (R=1/100rad) では3%程度に、梁曲げ降伏後の塑性レベル II (R=1/50rad) では9%程度に収束した。

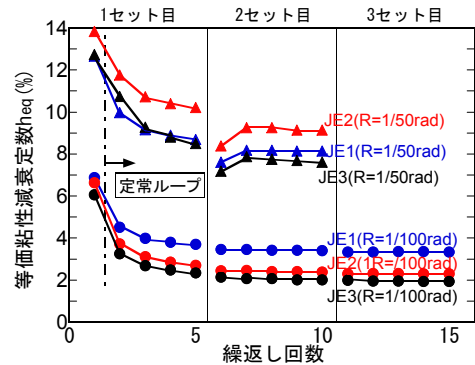


図-9 等価粘性減衰定数の推移

## 4. 考察

### 4.1 最大耐力

最大耐力に関する一覧を表-4 に示す。これより、 $eQ_m/bQ_{fu}$  は1程度であり、多数回繰返し荷重を受けても、最大強度は ACI 規準による梁曲げ強度計算値に達している。したがって、最大強度は、梁曲げ降伏するように設計すれば、多数回繰返し地震荷重を受けても、既往の評価式により評価可能である。

### 4.2 荷重低下および剛性低下

弾性レベルの最大層間変形角 R=1/100rad 時および塑性レベル II の最大層間変形角 R=1/50rad 時における荷重低下率（各振幅1サイクル目の正側ピーク荷重に対する各サイクル正側ピーク荷重の低下率）および剛性低下率（各振幅1サイクル目の正負ピーク時割線剛性に対する各サイクル正負ピーク時割線剛性の低下率）の推移をそれぞれ図-10、図-11 に示す。

弾性レベル R=1/100rad 時では、繰返しとともに荷重低下及び剛性低下は進展するが、荷重低下率、剛性低下率

表-4 最大耐力に関する一覧

試験体名	実験値（梁端荷重）		計算値（梁端荷重）			破壊形式 <sup>(3)</sup>	
	最大耐力		梁曲げ強度		接合部せん断強度		
	$eQ_m$ (kN)	$eR_m$ ( $\times 10^{-3}$ rad)	$bQ_{fu}$ <sup>(1)</sup> (kN)	$eQ_m/bQ_{fu}$	$pQ_u$ <sup>(2)</sup> (kN)		
JE1	203 [199]	19.3 [19.3]	195	1.04 [1.02]	259	0.79 [0.77]	F
JE2	161 [158]	20.0 [20.0]	158	1.02 [1.00]	259	0.62 [0.61]	F
JE3	191 [198]	18.9 [39.4]	195	0.98 [1.01]	265	0.72 [0.75]	F

注) []内は負側の値

(1) ACI 規準に示される等価コンクリートブロックを用いた曲げ終局強度

(2)  $pQ_u = p_p \tau_c \cdot t_p \cdot D_c$

ここに、 $p_p \tau_c = p_p \cdot 1.57 \sqrt{\sigma_B}$ 、 $p_p$ : 十字形 1.0, ト形 2/3,  $t_p$ : (柱幅+梁幅)/2,  $D_c$ : 柱せい

(3) F: 梁曲げ破壊

は収束する傾向にあり、15 サイクル終了時の荷重低下率及び剛性低下率はともに 0.93 程度であった。したがって、弾性レベルの範囲内であれば、多数回繰返し地震荷重を受けても、荷重低下及び剛性低下は小さいといえる。一方、塑性レベル II R=1/50rad 時では、繰返しとともに荷重低下及び剛性低下は進展し、10 サイクル程度では荷重低下率と剛性低下率はともに収束する傾向がみられない（特に十字形接合部の JE1, JE2）。これは、前述のように、塑性レベル II では、梁端の圧壊が繰返しとともに進展していたためと考えられる。

十字形の JE1 と JE2 では、弾性レベルでは梁端の曲げ応力レベルの小さい JE2 のほうが、荷重低下及び剛性低下はともに若干小さいが、塑性レベル II の 2 セット目

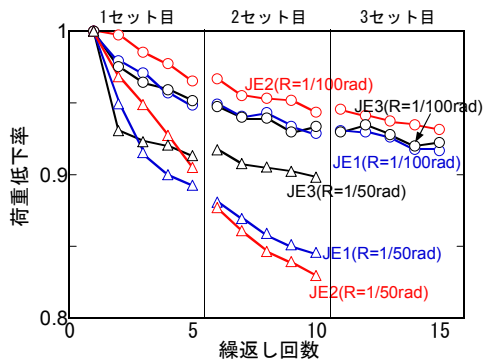


図-10 荷重低下

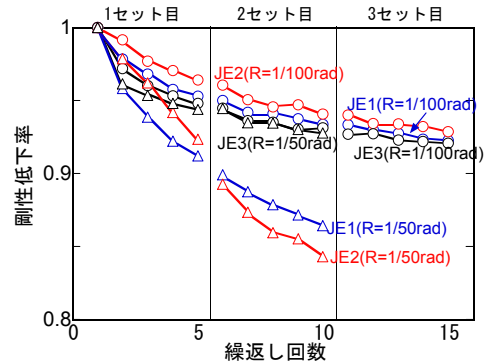


図-11 剛性低下

降この関係が逆転している。これは、JE2 では、JE1 より早期に梁二段筋が降伏し梁曲げ降伏したことなどが原因と考えられるが、詳細は今後の検討課題である。また、接合部形状が異なる JE1 と JE3 では、弾性レベルでは荷重低下及び剛性低下は同程度であるが、塑性レベル II では十字形の JE1 のほうが荷重低下及び剛性低下ともに大きい。これは、梁端圧壊の進展に加えて、3.4 節で述べたように、十字形接合部では、接合部内梁主筋の付着劣化が大変形繰返しにより進展していたためと考えられる。

JE1 の弾性レベル最大層間変形角  $R=+1/100rad$  時及び塑性レベル II 最大層間変形角  $R=+1/50rad$  時に関して、梅村らによる剛性低下係数  $\chi$  の実験値と計算値の関係を図-12 に示す。実験値の読み取りは、文献 1) の方法に従って行った。計算値は、3.3 節で述べたように梁変形割合が 9 割程度を占めていたため、梁部の構造諸元を用いて計算した。図より、実験値と計算値の対応はよくないことがわかる。これは、 $\chi$  が繰返し回数の少ない実験結果を基に提案された剛性低下係数であるためと考えられる。なお、JE2 と JE3 も同様な結果であった。したがって、多数回繰返し荷重に対する建物の挙動を評価するためには、本実験の結果を基に、復元力特性モデルを新たに構築する必要がある。

## 5.まとめ

超高層 RC 造建物の下層階の骨組を対象として、多数回繰返し地震荷重による柱梁架構の実験を実施し、以下の結論を得た。

- (1) 最大強度は、梁曲げ降伏するように設計すれば、多数回繰返し地震荷重を受けても、既往の評価式により評価可能である。
- (2) 梁曲げ降伏前の弾性レベルの範囲内であれば、多数回繰返し地震外力を受けても、荷重低下及び剛性低下は僅かであった。一方、梁曲げ降伏後の塑性レベルでは、大変形繰返しにともない荷重低下及び剛性低下は進展した。

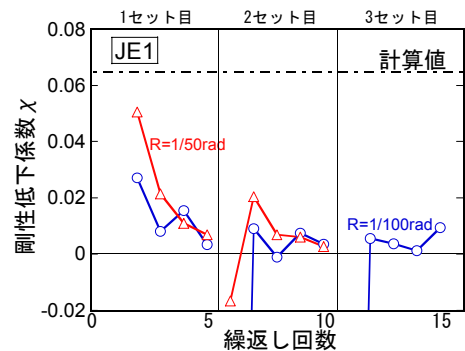


図-12 剛性低下係数  $\chi$  (JE1)

- (3) 弾性レベル及び塑性レベルともに、過渡ループでは若干の膨らみを持った履歴性状を示すが、その後の定常ループでは経験最大変形点を目指したエネルギー吸収性能に乏しい逆 S 字形のループとなった。
- (4) 等価粘性減衰定数は、初めは繰返しにともない減少するものの、梁曲げ降伏に至る前の弾性レベル ( $R=1/100rad$ ) では 3%程度に、梁曲げ降伏後の塑性レベル II ( $R=1/50rad$ ) では 9%程度に収束した。

## 参考文献

- 1) 梅村恒, 市之瀬敏勝, 大橋一仁, 前川純一: 耐力低下を考慮した RC 部材の復元力特性モデルの開発, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.1147-1152, 2002
- 2) 石飛直樹, 渡辺英義, 是永健好, 中野克彦, 松崎育弘: エネルギー吸収能力に着目した RC 梁部材の損傷評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.693-696, 2001
- 3) ACI: Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-02) and Commentary (ACI318R-02)
- 4) 真田暁子, 丸田誠: 超高強度材料を用いた外柱梁接合部に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.463-468, 2004
- 5) 丸田誠, 真田暁子:  $170N/mm^2$  を超える高強度コンクリートを用いた内柱梁接合部の挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.469-474, 2004