

論文 多数回繰り返し変形を受けるRC梁部材の劣化性状に関する研究

澤田晃成^{*1}・向井智久^{*2}・菊田繁美^{*3}・斉藤大樹^{*4}

要旨：超高層RC造建物に使用される材料を用いた柱梁接合部を対象に、多数回繰り返し変形を受ける動的載荷実験を行った。既往の静的多数繰り返し実験結果との比較を行い、載荷履歴の違いによる劣化性状や、主筋の付着劣化に伴う耐力低下について検討した。その結果、付着劣化を考慮して梁の曲げ強度を算定することによって包絡線上の耐力低下をおおむね評価でき、また大変形時の耐力低下には小変形を多数回経験したことによる影響は小さいことがわかった。

キーワード：繰り返し数, 載荷履歴, 付着劣化, 耐力低下, エネルギー吸収低下, 梁部材

1. はじめに

地震調査研究推進本部が公表した「長周期地震動予測地図」によると、近い将来発生するとされている東海、東南海、宮城県沖地震などの海溝型巨大地震は、数秒から十秒程度の周期で大きな揺れが数分から数十分に渡って継続する「長周期地震動」を引き起こすとされている。この長周期地震動が大都市を襲うと、数多く建設されている超高層建物や免震建物は、固有周期が2~6秒と長いこと多数回の大振幅変形を受け、大きな被害が出ると予想される。これらの背景を踏まえ国土交通省は、「超高層建築物等における長周期地震動への対策試案について」を公表し、この試案に対する意見募集を行っている。

本研究はこれらの動向を鑑み、超高層RC造建物の応答評価を精緻化させる目的で、RC造構造部材に大変形を含めた多数回繰り返し載荷(1,2)を行い、復元力特性モデル構築のための技術資料の一部を得た。これらの実験の考察として、文献3)で梁曲げ降伏後に付着破壊した梁部材試験体J1Lと、曲げ降伏後にせん断破壊した梁部材試験体B3Lでの破壊モードの違いによる劣化性状の傾向を検討しているが、載荷履歴の違いや主筋の付着劣化により低下する耐力の評価に関する検討はなされていない。そこで本論では、梁曲げ降伏後に付着破壊する試験体の劣化性状を比較し、載荷履歴の違いが劣化性状に及ぼす影響や主筋の付着劣化の度合いを考慮した耐力の評価手法を検討する。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

図-1に試験体の配筋図、表-1に各試験体の詳細を、表-2に使用した鉄筋とコンクリートの材料試験結果を示す。試験体の検討対象建物は、高さ100m程度の超高層RC建築物の下層階を対象とした縮尺1/2の柱梁接合部試験体であり、J1L試験体(静的正負交番繰り返し合計数46回：以後J1L)とJ1dynaA試験体(動的正負交番繰り返し合計数160回：以後J1A)の合計2体である。いずれの試験体も梁曲げ降伏先行型で設計しており、算定した各強度とその余裕度を表-3に示す。2段で表示してあるものについては、上段を正側(上端圧縮)、下段を負側(上端引張)としている。表中の梁の曲げ終局強度(精算解)、せん断強度(靱性A法)、接合部の設計用せん断力およびせん断強度、設計用付着応力度および

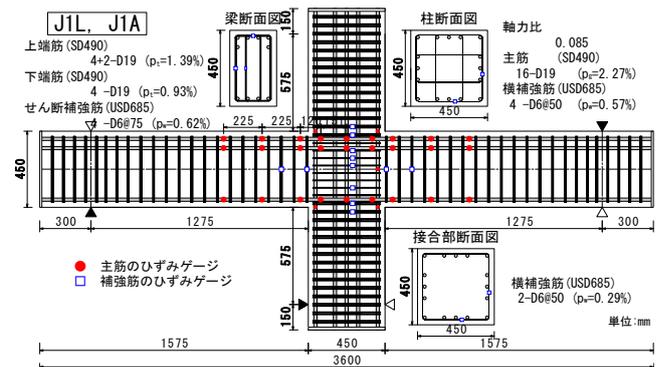


図-1 試験体配筋およびひずみゲージ位置図面

表-1 試験体概要

試験体	梁				柱				柱梁接合部
	断面 b × D	F _c N/mm ²	主筋(引張鉄筋比) SD490	補強筋(横補強筋比) USD685	断面 b × D	F _c N/mm ²	主筋(引張鉄筋比) SD490	補強筋(横補強筋比) USD685	補強筋(横補強筋比) USD685
J1L	275 × 450	42	6-D19(1.39%)	4-D6@75(0.62%)	450 × 450	48	16-D19(0.99%)	4-D6@75(0.57%)	2-D6@75(0.29%)
J1A	275 × 450	42	4-D19(0.93%)	4-D6@75(0.62%)	450 × 450	48	16-D19(0.99%)	4-D6@75(0.57%)	2-D6@75(0.29%)

*1 東京理科大学 学部生 (正会員)
 *2 独立行政法人 建築研究所 主任研究員 工博 (正会員)
 *3 戸田建設(株) 技術研究所 (正会員)
 *4 独立行政法人 建築研究所 上席研究員 工博 (非会員)

び付着強度は文献4)を、接合部曲げ耐力は文献5)を参考にした。なお、接合部曲げ耐力は、J1L, J1Aともに接合部のコンクリート圧壊(釣り合い破壊)により終局モーメントが決定され、このモーメントを梁載荷点から接合部中央点までの長さで除したものとしている。ただし文献5)では上下対称な配筋を対象としているため、上下非対称な配筋であるJ1L, J1Aでは、上下の配筋量それぞれに対して計算し、両者の平均を終局強度とした。J1L, J1Aの変動パラメータは前述通り荷重履歴のみである。

2.2 加力計画

J1Lの荷重プログラムは、長周期地震動によるランダム応答を定振幅の振動に置き換えることで総入力エネルギーを消費する等価な繰り返し数を算定6)し、その値に基づき表-4に示す通り、計47回の繰り返し荷重を与えた。J1Aの荷重プログラムについては表-5、図-2のように実際の地震動で起こりうる、大変形後の小変形荷重や、正荷重のみの繰り返しと言った荷重履歴とし、合計160回(このうち140回を正負荷重、20回を正荷重のみのサイクル)の繰り返し荷重を与えることが特徴である。加力は、柱脚をピン支持、梁の支点をピンローラ支持とし、柱頭に水平力と鉛直軸力(軸力比を0.15 σ_b)を荷重し、柱頭、柱脚間で計測される変位から算定される層間変形角で制御した。

2.3 計測計画

J1Lの変位計の取り付け位置などの詳細な情報は、文献3)を参照されたい。J1Aは図-3に示すように変位計を設置し、層間変形角は柱頭と柱脚との変位差を柱頭柱脚間距離で除して算出した。

3. 実験結果

3.1 梁せん断力-部材角関係

図-4, 5にJ1A, J1Lの梁せん断力-部材角関係を示す。図中第一象限は上端圧縮側(正側)の結果を示す。図-4, 5より、J1A, J1LともにR=1/50からR=1/25にかけて包絡線上の耐力が大きく低下しているが、それ以降の変形ではほぼ一定の値を保っている。

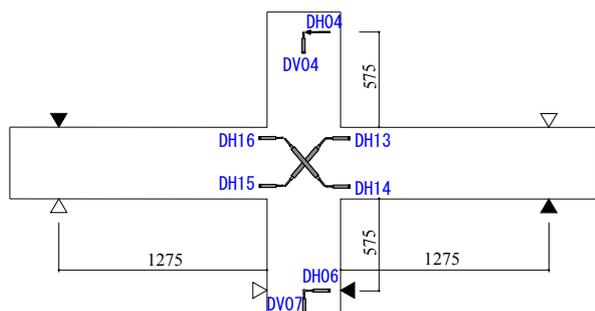


図-3 変位系情報(J1A)

表-2 材料強度

鉄筋				
試験体	呼び名	降伏強度 σ_y [N/mm ²]	ヤング係数 E_s [kN/mm ²]	引張強さ σ_u [N/mm ²]
J1L	D19(SD490)	524	187	698
	D6(USD685)	694	181	926
J1A	D19(SD490)	547	184	728
	D6(USD685)	740	184	953

コンクリート				
試験体	部位	圧縮強度 σ_b [N/mm ²]	ヤング係数 E_c [kN/mm ²]	割裂強度 σ_T [N/mm ²]
J1L	柱	56.6	32.8	3.83
	梁	47.5	32.6	3.90
J1A	柱	55.9	34.5	3.81
	梁	44.1	32.5	3.50

表-3 部材の算定強度

試験体名			J1L	J1A
Q_{bu}	梁部材の曲げ終局強度(精算解)	kN	185 250	191 259
V_u	梁部材のせん断終局強度 (靱性A法 $R_d=0$)	kN	640	632
α_1	梁部材のせん断余裕度 せん断終局強度/曲げ終局強度		3.46 2.56	3.31 2.44
Q_y	両梁曲げ降伏時の層せん断力	kN	408	422
V_j	接合部の設計用せん断力	kN	1096	1145
V_{ju}	接合部のせん断強度	kN	1871	1854
V_j	接合部の曲げ耐力	kN	274	272
τ_j	接合部内の設計用付着応力度	N/mm ²	11.1 9.2	11.5 9.6
τ_u	柱梁接合部内 での付着強度	N/mm ²	11.2	11.5
V_{ju}/V_j	接合部のせん断余裕度 せん断強度/設計用せん断力		1.71	1.62
V_j/Q_{bu}	接合部曲げ耐力/梁曲げ終局強度		1.48 1.10	1.43 1.05
τ_u/τ_j	接合部内の付着余裕度		1.01 1.21	1.00 1.20

表-4 荷重プログラム(J1L)

部材角 θ	$\pm 1/800$	$\pm 1/400$	$\pm 1/200$	$\pm 1/100$	$\pm 1/50$	$\pm 1/33$	$\pm 1/25$	$\pm 1/20$
J1L	1	2	10	10	10	10	2	2

表-5 荷重プログラム(J1A)

入力名称	荷重履歴(層間変形角) [rad.]
E1	1/400(2)→1/200(10)
E2	1/100(10)→1/400(5)→1/100(1)→1/200(5)→1/100(1)→ +1/100(5)
P1	1/67(10)→1/400(5)→1/67(1)→1/200(5)→1/67(1)→1/100(5) →1/67(1)→+1/67(5)
P2	1/50(10)→1/400(5)→1/50(1)→1/200(5)→1/50(1)→1/100(5) →1/50(1)→1/67(5)→1/50(1)→+1/50(5)
P3	1/33(10)→1/400(5)→1/33(1)→1/200(5)→1/33(1)→1/100(5) →1/33(1)→1/67(5)→1/33(1)→1/50(5)→1/33(1)→+1/33(5)
U1	1/25(2)→1/20(2)

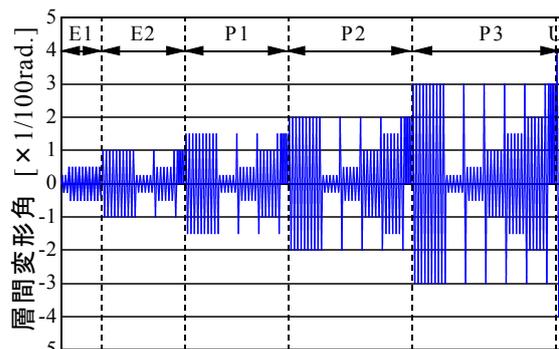


図-2 荷重プログラム(J1A)

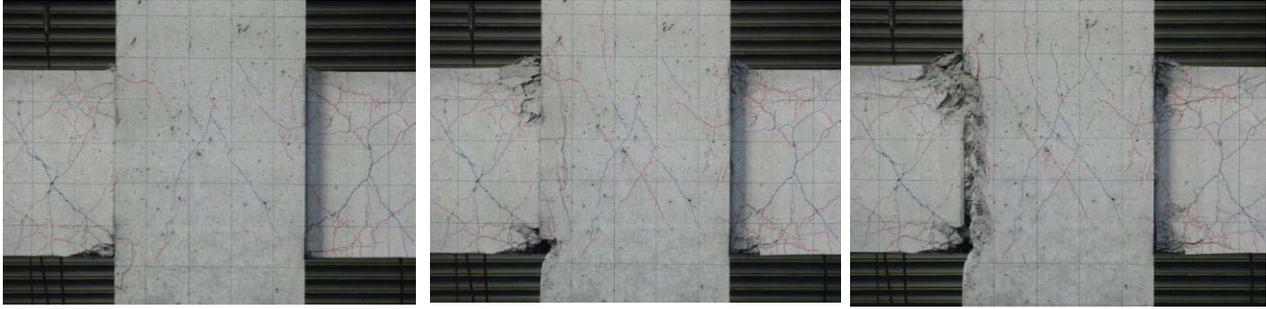


写真-1 P2波(最大R=1/50)入力後 写真-2 P3波(最大R=1/33)入力後 写真-3 U1波(最大R=1/20)入力後

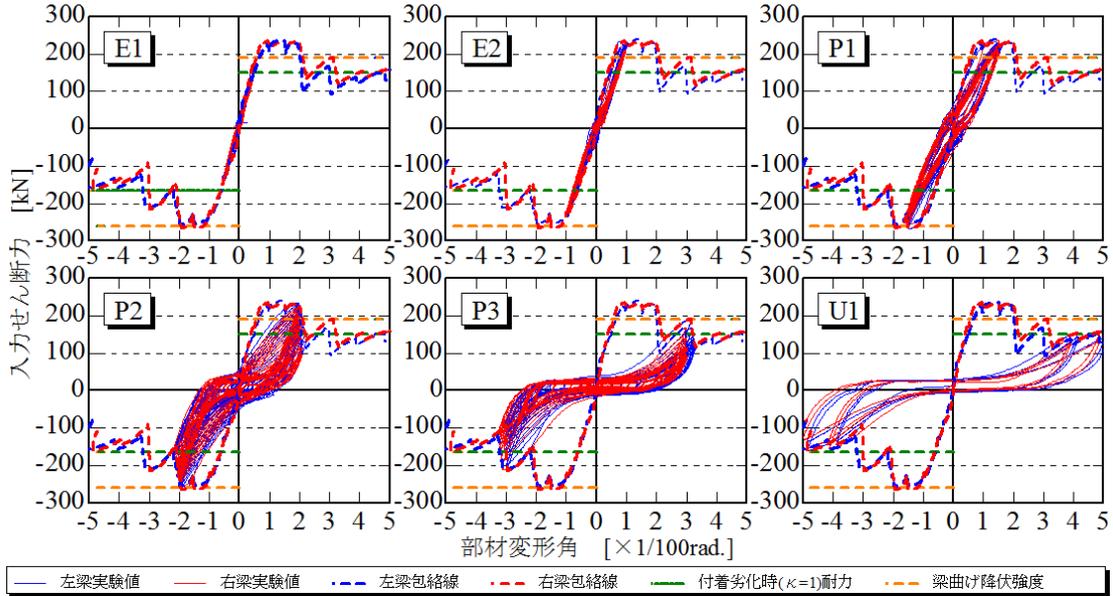


図-4 梁せん断力-梁部材角関係 (J1A)

3.2 破壊性状

J1Aの破壊状況の経過として、写真-1, 2, 3にP2, P3, U1波入力後の試験体の様子を示す。梁の引張主筋は、下端1段目がE2波 (R=1/100)、その他の主筋はP1波 (R=1/67)で降伏し梁降伏を形成している。また横補筋はU1波 (R=1/20)で降伏した。破壊性状は、E1波(最大層間変形角R=1/200)で梁に曲げひび割れが発生し、続いてE2波 (R=1/100)で接合部に斜めひび割れ、梁にせん断ひび割れが発生し、その後P1波 (R=1/67)で右梁の端部が圧壊した。P2波 (R=1/50)入力後には、左の梁端でもコンクリートが圧壊し、P2波 (R=1/33)入力後には下端の被りコンクリートが剥落し、U1波 (R=1/20)入力後は梁端部の上端でもコンクリートが剥落した。J1LではR=1/50以降で梁端部の圧壊がみられた。

3.3 破壊モード

図-6にJ1Aの上端引張時における1サイクル目と10サイクル目の上段筋1段目の主筋のひずみ分布を示す。図中色塗りを1サイクル目、色抜きを10サイクル目とする。R=1/200, 1/100においては1サイクル目と10サイクル目のひずみの値はほぼ同じ値を示しており、多数回の繰り返しによって付着の劣化は進行していない。

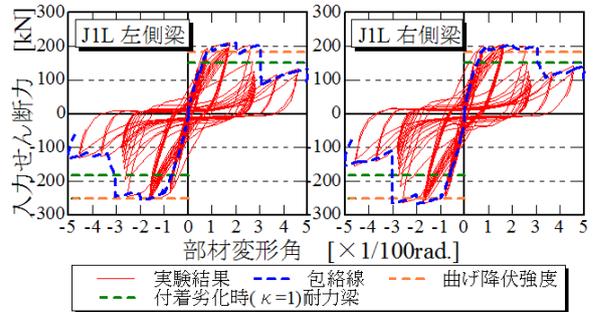


図-5 梁せん断力-梁部材角関係 (J1L)

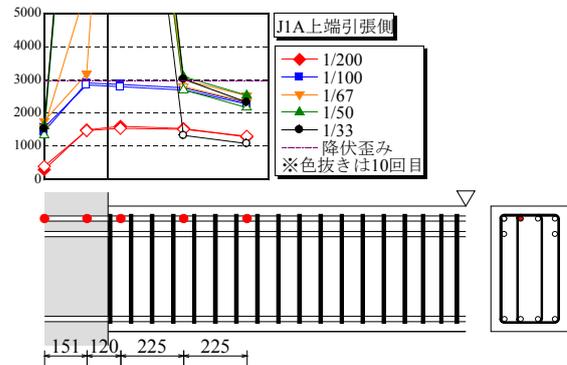


図-6 J1A 上端引張側 上端筋の歪み分布

R=1/67以降において、梁端のヒンジ領域で引張主筋が降伏してひずみが大きくなった。また、接合部内の柱フェイス付近における梁主筋のひずみは梁端部における同一主筋のひずみとほぼ同じ値を示しており、当該領域において梁主筋の付着劣化が進行していることが分かる。なおJ1Lの主筋のひずみ分布はJ1Aと同様の傾向を示しており、またJ1Lの変形成分は文献3)より、R=1/33以降において梁端の回転変形が大きく増加しており、梁主筋の付着劣化が進行していた。

以上の検討よりJ1Aの破壊モードは、主筋のひずみ分布や破壊状況もJ1Lとほぼ同じであることから、梁曲げ降伏後の付着破壊であると考えられる。

3.4 耐力の評価

表-6にJ1L, J1A試験体の算定強度と最大層せん断力の実験値との比較を示す。J1L, J1Aともに1.04~1.10倍程度で実験値が計算値を上回り精度良く評価出来ている。また文献5)によって求めた接合部曲げ耐力についても、梁曲げ強度の1.05~1.48倍と大きく、実験でも接合部の顕著な損傷は見られず、算定強度の結果と実験結果は整合している。

4. 考察

本章では劣化性状について検討する。ここで劣化性状とは、包絡線上において低下した耐力や同一振幅内での繰り返し载荷による剛性、耐力低下およびエネルギー吸収低下の3つである。

4.1 耐力低下の評価

復元力特性評価に必要な耐力低下には、荷重変形関係の包絡線上における耐力低下と、同一変形における各サイクル内での耐力低下(剛性低下を含む)がある。(1)では前者の耐力低下を扱い、(2)では後者を耐力低下率として扱い、考察する。

(1) 包絡線上の耐力低下の評価

J1Lのような破壊モードでは、梁主筋が抜け出すことによる耐力低下が生じているために曲げ降伏後にせん断破壊に対する既往の方法4)を用いた評価は困難である。そこで本論では、J1L, Aのような梁主筋が抜け出すことによる耐力低下について検討する。

ここで文献8)を参考に、梁通し主筋の付着の劣化の程度を連続的に変化する変数 κ または α によって表す。 α とは梁の圧縮主筋が圧縮力を負担しているときの接合部内付着劣化の度合いを示す変数であり、その時の梁端断面の応力状態を図-7(a)に示す。 κ は文献8)と同様の定義とし、梁端断面の応力状態を図-7(b)に示す。つまり、接合部内の主筋の付着が良好な場合($\alpha=1$ とする)は、図-7(a)より接合部内の付着応力はT+Cであり、接合部内の付着が完全に切れた場合は($\kappa=$

表-6 試験体強度

試験体名			J1L	J1A
計算値	Q_{bu}	曲げ終局強度(精算解)	185 250	191 259
	Q_y	層せん断力	408	422
実験値	最大層せん断力		447 431	453 437
	左梁最大耐力		211 255	239 255
	右梁最大耐力		205 266	236 267
実験値/計算値	最大層せん断力/層せん断力		1.10 1.06	1.07 1.04
	左梁最大耐力/梁曲げ強度		1.14 1.02	1.25 0.98
	右梁最大耐力/梁曲げ強度		1.11 1.06	1.23 1.03

ただし上段を正側、下段を負側とす。

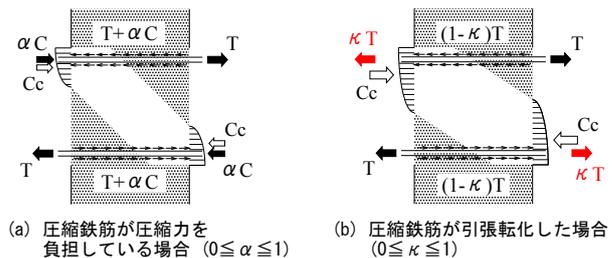


図-7 圧縮主筋の付着劣化を考慮した梁端断面の応力状態

表-7 接合部内の付着の劣化が進行している時の曲げ強度

	接合部内付着応力	J1L		J1A	
		(+)	(-)	(+)	(-)
接合部内の付着劣化無し $\alpha=1.0$	T+C	184.8	249.7	190.8	259.0
$\kappa, \alpha=0$	T	171.4	235.7	177.0	242.0
接合部内の付着が完全に喪失 $\kappa=1.0$	0	151.8	180.6	156.3	163.6

1とする)は、図-7(b)より接合部内の付着応力は0となり、他方の梁の圧縮鉄筋がTの引張応力を負担することとなる。結果、圧縮鉄筋が引張転化することにより危険断面のコンクリートの圧縮合力位置が変化することなどから、曲げ強度が低下する。

また、実験で見られたように、上端、下端のかぶりコンクリートが剥落し圧縮合力を保持できない状態に至ると、当該かぶりコンクリートの曲げ強度に対する寄与分を無視することが合理的である。そこでかぶりコンクリートが剥落し、付着劣化が進行している時の曲げ強度の推移を表-7に示す。曲げ強度の推移を見ると、 α が1から0へと変化したときの耐力減少値はそれぞれの試験体において13.4~17kNであるのに対し、 κ が0から1へと変化したときの耐力減少値は19.6~78.4kNであり、 α よりも κ の変化による曲げ強度の減少が大きいことがわかる。なお、かぶりコンクリート剥落時の曲げ強度に対する、劣化が無いときの曲げ強度との比は約0.96倍、接合部内の付着応力が0のときの曲げ強度に対する、劣化が無いときの曲げ強度との比は0.78~0.87倍であり、コンクリート剥落による耐力低下よりも付着劣化による耐力低下の影響が大きい。

劣化が無い時(梁曲げ降伏強度)と、完全に接合部内での梁主筋の付着が喪失した場合($\kappa=1$)の算定強度を図-3,4の骨格曲線上に破線でそれぞれ示し、これらの算定強度と実験値の耐力を比較することにより、低下した耐力の算定手法の精度を評価する。まず実験値の最大耐力に対する、梁曲げ降伏強度算定値との比率を検討する。J1Aの比率は1.03~1.32, J1Lでは1.02~1.11となっており、概ね安全側に評価出来ている。

次に、付着破壊後の耐力と考えられる $R=1/20$ ピーク時の耐力に対する、表-7中の $\kappa=1$ の時の耐力との比率をJ1A, J1Lそれぞれで検討する。J1Aでの比率は0.96~1.03倍と、概ね精度良く評価出来ている。一方でJ1Lでの比率は0.73~0.93と、やや小さめに評価している。このことは載荷速度の影響により動的載荷であるJ1Aの耐力が上昇したことなども考えられるが、詳細については今後の検討課題である。

(2) 同一振幅内での耐力低下

図-8に正側のJ1LとJ1Aの耐力低下率(同変形角における*i*サイクル目のピーク時耐力を1サイクル目の耐力で規準化した値)の推移を示し、10サイクル目までのJ1LとJ1Aの比較を行う。

ここで、J1Aの載荷プログラムは図-2のように、 $R=1/200\sim 1/33$ の全てにおいて、10サイクル目まではその経験している変形よりも小さな変形のみを経験している。つまり、J1LとJ1Aの耐力低下率を比較することにより、小変形をより多く経験したことによる大変形応答時の劣化性状に及ぼす影響がわかる。図-8よりJ1LとJ1Aの耐力低下の割合はほぼ同じあるいは、J1Lの方がわずかに大きい。このことから、大変形時の耐力低下には小変形を多数回繰り返した影響がほとんどないことが推測される。

次に図-9にJ1Aの10サイクル目以降も含めた正側の耐力低下率の推移を示し、大変形の経験後、小変形時の耐力低下について考察する。

図-9より、大変形角($R=1/33$)を経験した後である $R=1/400$ での18~22回目や $R=1/200$ での26~30回目、 R

$=1/100$ での28~32回目、 $R=1/67$ での24~28回目などの耐力低下率は一部を除いて0.2以下となっており、また繰り返しによる耐力低下もほとんど見られない。

そこで、図-4の骨格曲線を見てみると、P2波以降で除荷時の変形において顕著なスリップ性状が見られ、P3波では $R=1/100, 1/67$ 付近までスリップ領域に、U1波では $R=1/50$ 付近までスリップ領域となっていることが確認できる。このスリップ領域の範囲内の変形では、再載荷時の立ち上がりの剛性が劣化することにより、耐力と耐力低下率は0近くになると考えられ、上で述べた大変形を経験した後の小変形の挙動もこのスリップ領域内で上記の傾向を示したと思われる。そのため、大変形後の小変形時の挙動を推測するために、スリップ領域にある変形角を精度良く評価することが必要である。

4.2 同一振幅内でのエネルギー吸収低下

エネルギー吸収低下には、耐力低下に伴うエネルギー吸収低下と除荷時剛性の減少に伴うエネルギー吸収低下があるが、前者は4.1(2)で扱えるため、ここでは後者のエネルギー吸収低下に着目し、以下では層間変形エネルギー吸収低下率(以降 γ_i^+ :同層間変形角における*i*サイクル目のエネルギー吸収量を2サイクル目のそれで規準化)について検討する。なお γ_i^+ の定義については各エネルギー吸収量を各ピーク時の耐力で除したものの比率を層間変形エネルギー吸収低下率とし、以下の式で示す。

$$\gamma_i^+ = \left(\text{half } E_i^+ / Q_i^+ \right) / \left(\text{half } E_2^+ / Q_2^+ \right) \quad (1)$$

ただし、正側の*i*サイクル目のピーク時耐力を Q_i^+ とする。

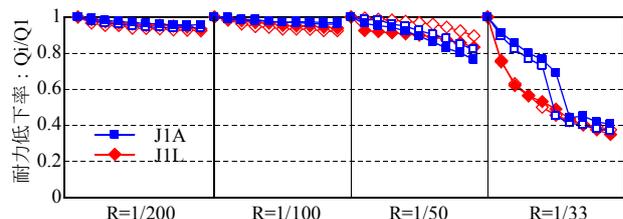


図-8 上端圧縮側 J1LとJ1Aの耐力低下率

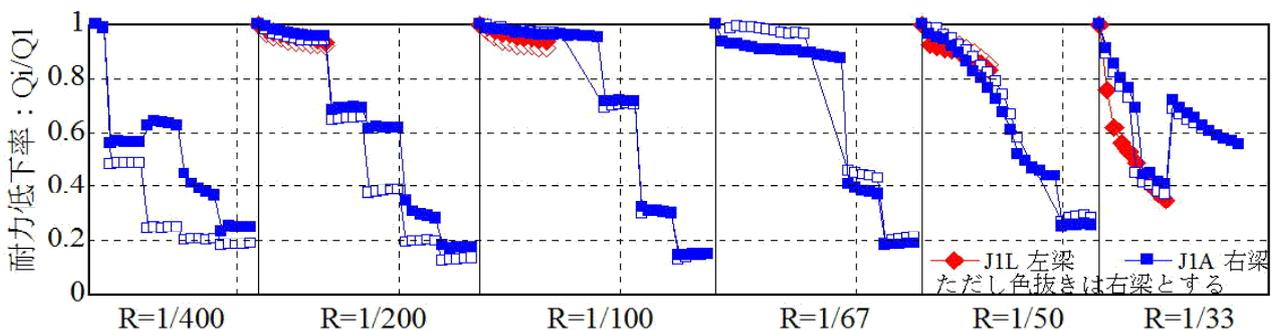


図-9 上端圧縮側 J1LとJ1Aの耐力低下率の推移

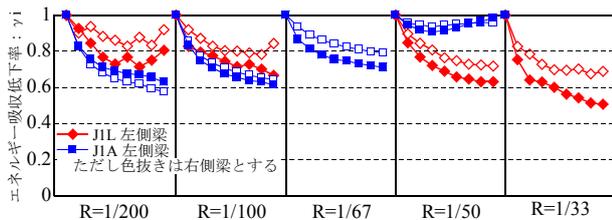


図-10 上端圧縮側 エネルギー吸収低下率の推移

ここでJ1L, J1Aの正側の γ_i の推移を図-10に示す。J1LとJ1Aの γ_i を比較することにより、小変形をより多く経験したことによる大変形応答時の劣化性状に及ぼす影響を検討する。R=1/200, 1/100ではJ1Aの方が低下の割合が大きい。しかしR=1/50でJ1Aはほとんど低下せず1付近となっており、R=1/33では1を超えている。ここで図-3, 4からR=1/50, 1/33の1, 2サイクル目の履歴形状を比較すると、J1Lはエネルギー吸収量大きい膨らみのある履歴形状であるのに対し、J1Aではスリップ領域を含んだエネルギー吸収性能に乏しい履歴形状となっている。このことから、J1Aでは小変形をより多く経験したことにより大変形時における1, 2サイクル目のエネルギー吸収量が低下し、結果として γ_i は大きな低下が見られなかったと推測される。

5. まとめ

本論では、RC造梁部材が曲げ降伏後に付着破壊する試験体を対象に、多数回繰返し変形をうけ、かつ載荷プログラムの異なる構造実験を実施し、それから得られる劣化性状に加え、梁主筋の付着劣化程度と低下する耐力を関連づけて検討し、以下の知見を得た。

- (1) 包絡線上の耐力低下を、付着劣化の程度を表す係数 κ と α によって検討した。包絡線上の耐力低下において、J1Aは概ね精度良く評価できたが、J1Lでは算定値がやや小さく評価した。
- (2) J1AとJ1Lの10サイクル目までの耐力低下率を比較することにより、より小変形を多く経験しているJ1AよりもJ1Lの方が耐力低下率がほぼ同じであることから、大変形時の耐力低下には小変形を多数回繰返すことによる影響がほとんどないことがわかった。同様にJ1L, J1Aの10サイクル目までのエネルギー吸収低下率 γ_i を比較することにより、小変形をより多く経験することで大変形の1, 2サイクル目のエネルギー吸収性能が低下することがわかった。
- (3) J1Aの10サイクル目以降の耐力低下率の推移より、大変形によりスリップ領域が大きくなり、小変形がそのスリップ領域に含まれることにより耐力低下率が大幅に下がった。そのため、大変形後の小変形時の耐力を推測する上では、その変形角がス

リップ領域に含まれているかを判断するために、ある変形を経験した後のスリップ量を精度良く評価することが必要である。

参考文献

- 1) 向井智久, 高橋俊之, 濱田真, 斉藤大樹, 福山洋, 葉研地彰, 衣笠秀行: 「多数回繰返しを受けるRC造梁部材の耐力低下に関する研究, その1 実験概要と実験結果」日本地震工学会・大会梗概集, 2009. 11, pp. 52-53
- 2) 高橋俊之, 向井智久, 濱田真, 斉藤大樹, 福山洋, 葉研地彰, 衣笠秀行: 「多数回繰返しを受けるRC造梁部材の耐力低下に関する研究, その2 実験結果と分析」日本地震工学会・大会梗概集, 2009. 11, pp. 54-55
- 3) 向井智久, 高橋俊之, 濱田真, 菊田繁美: 「多数回繰返し変形を受ける端部固定度の異なるRC造梁部材の劣化性状」コンクリート工学年次論文集, pp. 241-246, 2010
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999年
- 5) 楠原文雄, 塩原等: 「鉄筋コンクリート造十字型柱梁接合部終局モーメント」日本建築学会構造系論文集, 第75巻, 第657号, pp. 2027-2035, 2010年11月
- 6) 向井智久, 衣笠秀行, 野村設郎: 地震動を受けるRC構造物の限界応答変形量を予測するに必要な耐力算出法とその精度検証, 日本建築学会構造系論文報告集532号, pp. 137-143, 2000年6月
- 7) 楠原文雄, 塩原等: 「接合部回転角を含むRC造柱梁接合部部分架構の変形成分と応力およびその測定法」コンクリート工学年次論文集, pp. 355-360, 2006
- 8) 塩原等, 岡功治: 「鉄筋コンクリートはり柱接合部の架構においてははり通し主筋の付着強度が最大層せん断力に及ぼす影響 その2はり主筋付着性能から決まる最大層せん断力」日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 133-134, 1995年8月

謝辞

本研究は、国土交通省の住宅・建築関連先端技術開発助成事業「長周期地震動を受ける既存RC造超高層建築物の構造部材性能評価・向上技術の開発（平成19-21年度）」として、独立行政法人建築研究所、(株)熊谷組、佐藤工業(株)、戸田建設(株)、西松建設(株)、(株)間組、(株)フジタの7社により共同で行われた成果の一部です。関係者各位に御礼申し上げます。