

論文 片側多数回繰返し変形を受ける高強度 RC 梁の損傷と履歴特性

BAI QIONG^{*1}・竹中 啓之^{*2}・毎田 悠承^{*3}・和泉 信之^{*4}

要旨：著者らは超高層 RC 造建築物が多数回繰返し変形を受けた場合残留変形が累積して特定層に片寄り変形が生じる可能性があることを指摘した。片寄り変形が生じた梁部材の損傷状況と履歴特性を検討するため、本研究では高強度 RC 梁部材を対象として、片側多数回繰返し載荷実験を実施した。次に、本実験で得られた結果と著者らによる正負両側多数回繰返し載荷実験の結果を比較した。更に、耐力低下率、ひび割れ状況に着目し、載荷履歴による梁部材の損傷状況の違いを考察した。最後に、高強度 RC 梁部材の骨格曲線の設定について検討した。

キーワード：高強度鉄筋コンクリート造、多数回繰返し載荷、片寄り変形、損傷状況、骨格曲線

1. はじめに

近年、東海・東南海・南海地震などの大規模な海洋型地震の発生により超高層 RC 造建築物の梁部材は、大きな変形領域における多数回繰返し載荷を受けることが危惧されている。著者らは、超高層 RC 造建築物が多数回繰返し変形を受けた場合、残留変形が累積して特定層に片寄り変形が生じる可能性があることを指摘した（例えば文献 1, 図-1）。これまで多くの RC 造部材・骨組の構造実験は両側繰返し載荷により実施されており、著者らも高強度 RC 梁の両側多数回繰返し載荷実験²⁾について報告している。衣笠博士ら³⁾は RC 造梁の片側繰返し載荷実験に関して報告しているが、片側多数回繰返し変形を受ける高強度 RC 梁の非線形特性に関する実験的研究は数少ない。

そのため、本研究では高強度 RC 梁部材を対象として、片寄り変形を想定した片側多数回繰返し載荷実験を実施し、梁部材の損傷状況と履歴特性を検討する。まず、実験結果についてひび割れ及び鉄筋の降伏状況を検討し、著者らによる両側多数回繰返し載荷実験²⁾と比較して考察する。次に、部材の繰返し載荷による耐力低下、ひび割れ状況、限界変形角、等価粘性減衰定数を分析し、片側多数回繰返し変形を受ける梁部材の非線形特性について考察する。最後に、高強度 RC 梁の降伏時剛性低下率の算定方法について検討する。

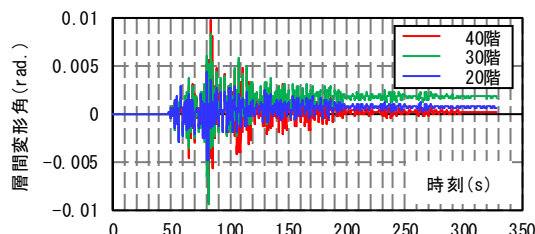


図-1 長周期地震動による
50階建骨組の層間変形角の時刻歴例¹⁾

2. 実験計画

2.1 試験体概要

梁試験体詳細図を図-2、試験体諸元を表-1、鉄筋材料試験の結果を表-2、コンクリート材料試験の結果を表-3に示す。試験体は縮尺 1/2 であり、既報²⁾の正負両側載荷 2 体 (No.1, No.3) と今回新たに実施した正側片側載荷 2 体 (No.9, No.10) の計 4 体である。主筋種別は SD490 (No.1, No.9) と高強度鉄筋 USD685 (No.3, No.10)、せん断補強筋には USD685 を使用し、コンクリートの設計基準強度は 60N/mm² とした。上端筋、下端筋は 5+2-D19 (Pt=1.5%)、せん断補強筋は 4-D6@75 (pw=0.49%) とし、せん断終局耐力は曲げ降伏時せん断力に対して十分余裕を持つ試験体とした。主筋 SD490 には明確な降伏点があり、主筋 USD685 とせん断補強筋 USD685 の降伏点は 0.2% オフセット耐力とした。

表-1 試験体の諸元

	No.1 ²⁾	No.3 ²⁾	No.9	No.10
b×D(mm)	350×425 (共通)			
主筋	上端筋	5+2-D19		
	下端筋	5+2-D19		
主筋種別	SD490	USD685	SD490	USD685
Fc(N/mm ²)	60			
せん断スパン比	2.94			
試験部長さ(mm)	1250			

表-2 鉄筋の材料試験の結果

径	鉄筋種別	ヤング係数 (×10 ⁴ N/mm ²)	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
D19	SD490	1.92	534	732
No.1, 3 ²⁾	USD685	1.96	725	915
D19	SD490	1.94	538	726
No.9, 10	USD685	1.93	704	890
D6	USD685	1.87	668	892
No.1, 3 ²⁾	USD685	1.87	668	892
D6	USD685	1.91	696	904
No.9, 10	USD685	1.91	696	904

表-3 コンクリートの材料試験の結果

試験体	ヤング係数 (×10 ⁴ N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)
No.1 ²⁾	3.58	64.9	3.92
No.3 ²⁾	3.65	65.5	3.96
No.9	3.54	63.4	3.07
No.10	3.54	63.4	3.07

*1 千葉大学大学院 工学研究科建築・都市科学専攻博士前期課程

(学生会員)

*2 千葉大学大学院 工学研究科建築・都市科学専攻博士後期課程 (戸田建設(株)) 工修

(正会員)

*3 千葉大学大学院 工学研究科建築・都市科学専攻助教 博(工)

(正会員)

*4 千葉大学大学院 工学研究科建築・都市科学専攻教授 博(工)

(フェロー会員)

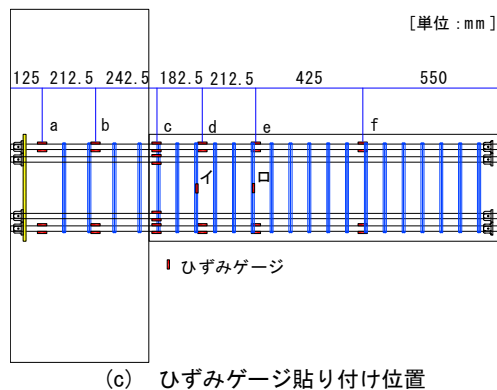
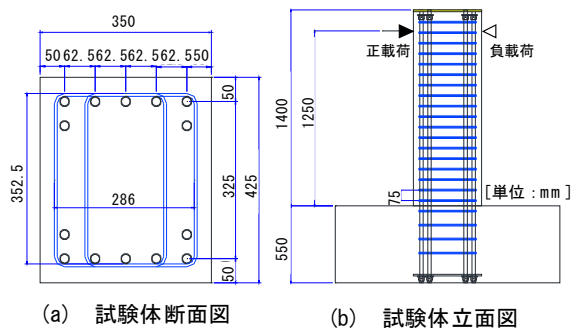


図-2 試験体詳細図

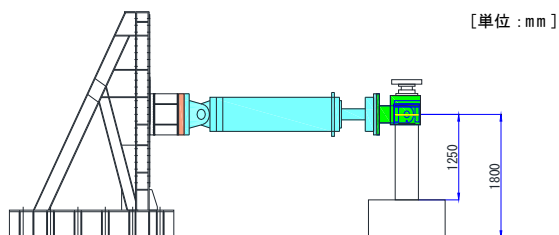


図-3 加力装置

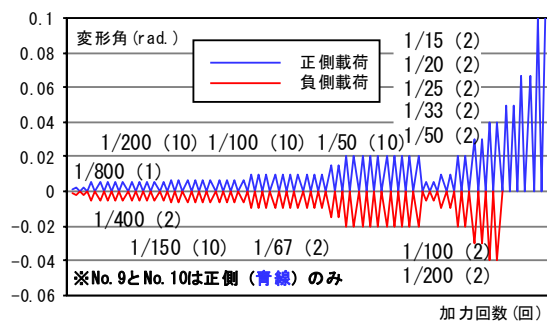


図-4 加力スケジュール

表-4 実験経過

部材角	No. 1 ²⁾	No. 3 ²⁾	No. 9	No. 10
1/800	曲げひび割れ			
1/200	せん断ひび割れ			
1/150	—	—	せん断ひび割れ	—
1/100	一段筋降伏	—	一段筋降伏	せん断ひび割れ
1/67	二段筋降伏	圧壊	二段筋降伏	圧壊
1/50	圧壊	一段筋降伏	—	一段筋降伏
1/33	—	二段筋降伏	—	二段筋降伏
1/25	最大耐力	最大耐力	—	圧縮側鉄筋降伏
1/15	—	—	—	最大耐力
1/10	—	—	最大耐力	—

2.2 加力・測定方法

図-3 に示すように、試験体は水平荷重時に逆対称曲げを受ける梁部材の反曲点位置から切り出した形式とし、頂部に水平荷重を加力した。

図-4 に加力のスケジュールを示す。加力は材端部の部材角で制御し、加力スケジュールは正負両側繰返し載荷²⁾と正側片側繰返し載荷の2パターンとした。載荷履歴は1/800 rad.で1回、1/400 rad.で2回、1/200 rad.で10回、1/150 rad.で10回、1/100 rad.で10回、1/67 rad.で2回、1/50 rad.で10回繰返した後、大変形のための1/200 rad., 1/100 rad.を2回ずつ載荷した。その後更に1/50 rad., 1/33 rad., 1/25 rad.を2回ずつ繰返し、両側載荷の試験体は正方向に押し切り終了した。片側載荷の試験体は1/25 rad.の後、1/20 rad., 1/15 rad., 1/10 rad.を2回ずつ載荷して正方向に押し切り終了した。

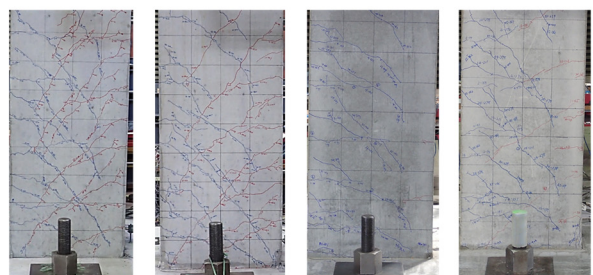
主筋とせん断補強筋の材軸方向のひずみは、軸方向に貼り付けたひずみゲージにより測定し、試験体の部材角は、スライド式マグネスケールにより測定した。

3. 実験結果

3.1 荷重変形関係

各試験体の実験経過を表-4 に、1/50rad.での損傷状況を写真-1、せん断力 (Q) と部材角 (R) の関係を図-5 に示す。

全試験体において 1/800 rad.時に危険断面位置に曲げひび割れが生じ、No.1, No.3 は 1/200 rad.時に、No.9 は 1/150 rad.時、No.10 は 1/100 rad.時にせん断ひび割れが生じた。No.1 と No.9 は 1/100 rad.時に一段筋が降伏し、1/100～1/67 rad.時に二段筋が降伏した。No.3 と No.9 は 1/67～1/50 rad.時で一段筋が降伏し、1/50～1/33 rad.時で二段筋が降伏した。また、全試験体において 1/67～1/50 rad.時付近にて付着割裂ひび割れが生じ、その後コンクリートの圧壊が見られた。No.1 と No.3 は 1/25 rad.時に最大耐力に達し、1/15 rad.時以降に顕著な耐力低下が見られた。一方、No.9 は 1/10 rad.時、No.10 は 1/15 rad.時に最大耐力に達し、二つの試験体とも 1/10 rad.時まで耐力を維持し、顕著な低下が見られなかった。



(a) No. 1²⁾ (b) No. 3²⁾ (c) No. 9 (d) No. 10
写真-1 試験体の損傷状況 (1/50rad.)

◇ 曲げひび割れ □ 主筋降伏 ○ せん断補強筋降伏
 △ 最大耐力 — 曲げ終局略算式 - - 曲げ終局靱性式

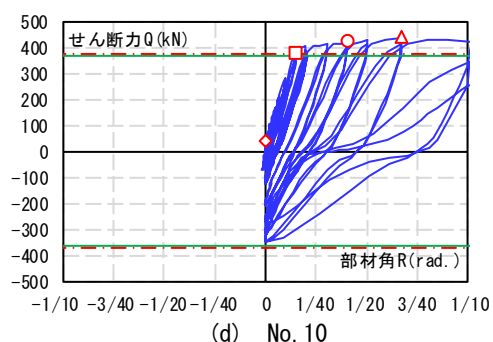
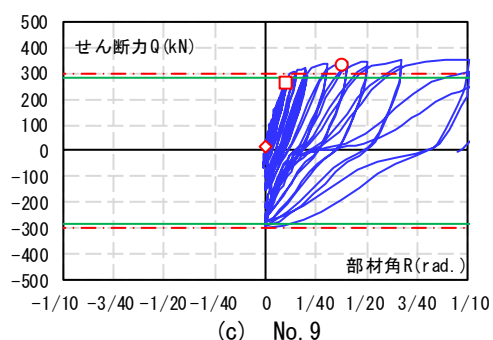
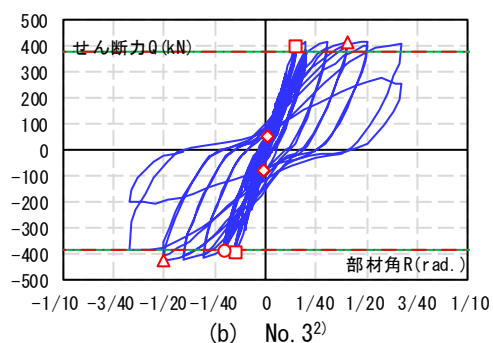
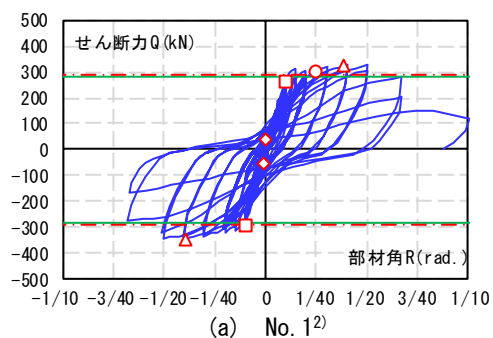


図-5 荷重変形関係

載荷終了時の最終状態では、全試験体において端部のかぶりコンクリートが剥離し、鉄筋が露出している状況であり、特に No.10 ではかぶりコンクリートの剥離が進展した。また、No.1, No.3, No.9 ではせん断補強筋の破断が生じた。

3.2 ひび割れ状況

各試験体の 1/25 rad.時のひび割れ状況を図-6 に示す。両側載荷の試験体では、左右から交差するひび割れが進展した。一方、片側載荷の試験体では、載荷方向である正側からひび割れが進展した。ひび割れの本数は、片側載荷試験体が両側載荷試験体に比べて少ない傾向が見られる。なお、No.9 では負側に僅かなひび割れが生じ、No.10 では大変形下において負側にひび割れも数本生じたが、これはねじれにより生じたものと考えられる。

3.3 梁主筋およびせん断補強筋のひずみ

各試験体の梁主筋およびせん断補強筋のひずみ分布を図-7, 図-8 に示す。No.1 と No.9, No.3 と No.10 では、主筋のひずみには大差が見られないが、両側載荷の試験体では片側載荷の試験体に比べて若干ひずみが大きい傾向がある。せん断補強筋のひずみを見ると、No.1, No.3, No.9 では 1/00 rad.時と 1/67 rad.時の間にひずみが増大し、せん断ひび割れが発生したと考えられる。No.10 のひずみは他の 3 体と比べて早い段階で 500 μ 以上の値が見られ、そのひずみが穏やかに上昇する傾向があった。これは、加力位置のずれにより、ねじれが生じたためであると考えられる。

— 正側載荷によるひび割れ — 負側載荷によるひび割れ

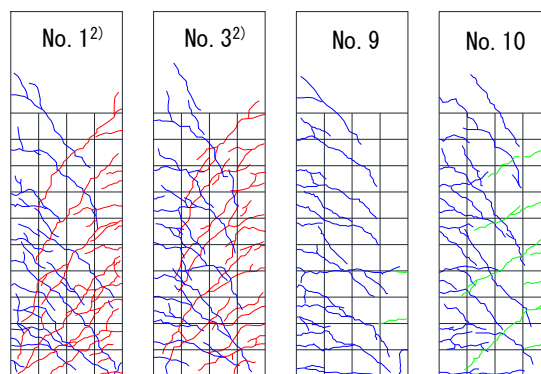


図-6 1/25rad. 時のひび割れ状況

表-5 耐力の実験値と計算値の比較

	曲げひび割れ強度 (kN)		最大耐力 (kN)			せん断終局強度 (kN)		曲げ終局時のせん断余裕度	
	実験値	計算値	実験値	略算式	靱性式	荒川min式	荒川mean式	略算式	靱性式
No. 1 ²⁾	45	46	325	279	291	349	394	1.41	1.35
No. 3 ²⁾	56	46	418	379	384	351	395	1.04	1.03
No. 9	19	46	354	281	293	349	393	1.40	1.34
No. 10	38	47	435	367	375	350	396	1.08	1.05

※せん断余裕度は荒川mean式より求めたせん断終局強度を曲げ終局時のせん断力で除した値

3.4 耐力の実験値と計算値の比較

試験体の耐力に関する実験値と計算値の比較を表-5に示す。曲げひび割れ強度は保耐規準⁴⁾による略算式、曲げ終局耐力は、保耐規準⁴⁾による略算式と靱性保証指針⁵⁾によるストレスブロック理論式を用いて算出した。せん断終局耐力は、保耐規準⁴⁾による荒川式を用いて、下限値と平均値を算出した。なお、図-5には緑色の直線で略算式、赤色の点線で靱性式による曲げ降伏時のせん断力を併せて示す。

曲げひび割れ強度の計算値は曲げひび割れ発生時の荷重と概ね対応している。また、曲げ終局強度においては、略算式と靱性式による計算値は実験の最大耐力を安全側に評価している。

4. 実験結果の考察

4.1 繰返し载荷による耐力低下

図-9に、1/200 rad.時、1/100 rad.時、1/50 rad.時の正側の1サイクル目の荷重に対する同一変形時における2～10サイクル目の荷重の比率（耐力低下率）を示す。1サイクル目に対する10サイクル目の耐力低下率は、No.1では1/200 rad.時は3%、1/50 rad.時は10%であるのに対し、

No.9では1/200 rad.時は8%、1/50 rad.時は9%程度である。また、No.3では1/200 rad.時は約5%、1/50 rad.時は13%であるのに対し、No.10では1/200 rad.時は7%、1/50 rad.時は9%程度である。各試験体に大きな耐力低下は見られないが、片側载荷の試験体の耐力低下率は両側载荷の試験体に比べて小さく、特に主筋降伏後の耐力低下は両側载荷の試験体において顕著である。

4.2 梁の損傷状況

図-10に、各試験体の最大ひび割れ幅と部材角の関係を示す。部材角1/100 rad.時まで試験体による違いはあまり見られず、部材角が大きくなると最大ひび割れ幅も増大する。1/67 rad.時以降は最大ひび割れ幅にばらつきが見られるようになり、部材角1/50 rad.時において、No.3の最大ひび割れ幅が約0.5mmに対し、No.9約1.5mmである。また、1/33 rad.時において、No.3の最大ひび割れ幅が約1.0mm、No.1が約2.3mmである。主筋降伏した後の各試験体のひび割れ状況において最大ひび割れ幅は概ねNo.1が大きく、No.3は小さい傾向が見られる。No.9とNo.10には大差は見られない。

図-11に、各試験体が部材角1/200 rad.時、1/150 rad.時、1/100 rad.時、1/50 rad.時の1サイクル目と10サイク

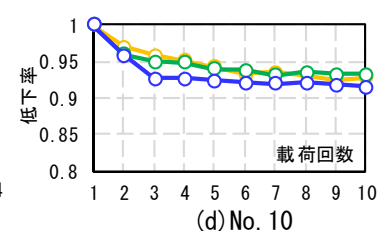
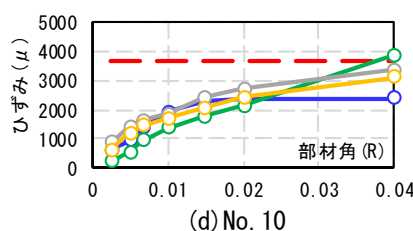
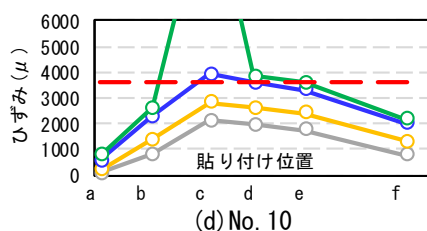
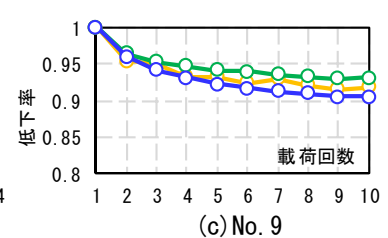
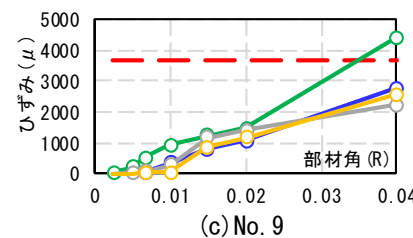
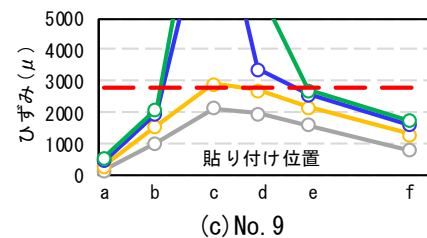
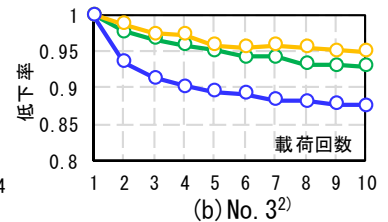
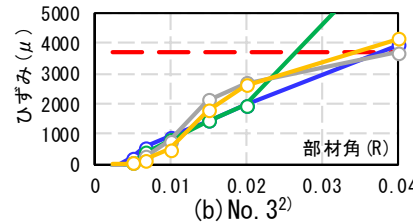
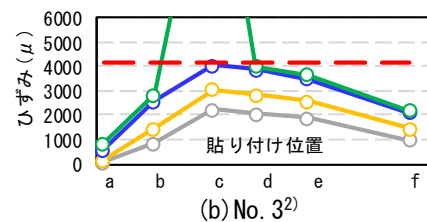
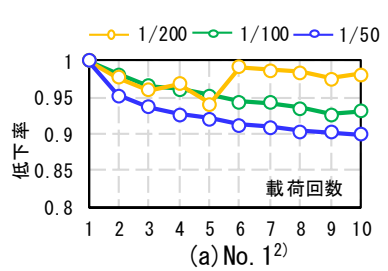
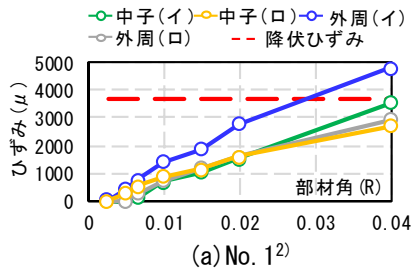
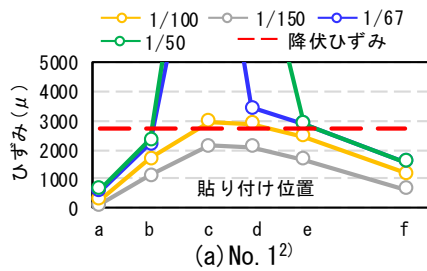


図-7 主筋のひずみ分布

図-8 せん断補強筋のひずみ分布

図-9 耐力低下率の推移

ル目における最大ひび割れ幅に対する残留ひび割れ幅の推移を示す。

1/200 rad.時と 1/100 rad.時において、全ての試験体の残留ひび割れ幅は最大ひび割れ幅の概ね 3 割程度である。また、1 サイクル目と 10 サイクル目の違いもあり見られない。しかし、部材角 1/50 rad.時では、No.3 が 3 割、No.9 が 7 割、No.10 が 5 割程度であるが、No.1 は 1 サイクル目が 5 割、10 サイクル目が 9 割程度となり、サイクルの増加とともに残留ひび割れ幅が大きくなり、ひび割れが閉じない状況となっていた。

図-12 に、各試験体の残留ひび割れ幅と塑性率の関係を示す。ここでは、残留ひび割れ幅はスケール則を考慮して実測値の 2 倍とする。図中には試験体ごとに各塑性率における残留ひび割れ幅の平均値を直線で示す。全ての塑性率において、片側載荷である No.9 と No.10 の残留ひび割れ幅が大きい傾向が見られる。両側載荷と片側載荷では、同一変形時のひび割れ本数に差異が見られ、片側載荷の場合にはひび割れの本数が両側載荷に比べて少ないため、ひび割れ幅がやや大きいと考えられる。したがって、片寄り変形が生じた時に、梁部材の損傷度がやや大きくなる可能性がある。

4.3 梁の限界変形角の検討

図-13 に No.1 と No.9 および No.3 と No.10 の包絡線を比較して示す。梁部材では、曲げ降伏が生じた後、繰返し変形のためヒンジ部の損傷によってせん断耐力の低下を生じることが考えられる。そこで、せん断耐力が低下し、曲げ降伏後のせん断力を下回るときの部材角 (R_u) を算出し、実験結果との対応を検討する。実験の R_u は、両側載荷では 1/15 rad.程度に対し、片側載荷では 1/10 rad.程度であり、両側載荷に比べて大きい。 R_u の計算値は主筋降伏時の部材角 (R_y) とヒンジ領域回転角 (R_p) の和とする。靱性保証指針によるせん断終局強度 (V_u) が靱性式による曲げ降伏時のせん断力と同じ値になる R_p を求め、 R_u の計算値を算定する。 R_u の計算値は部材角 1/25 ~ 1/20 rad.程度であり、計算値は実験結果を安全側に評価していることがわかる。

No.1 と No.3 では、1/50 rad.時において交差する斜めひび割れが進展したのに対し、No.9 と No.10 は片方向のみの斜めひび割れが進展した。No.1 と No.3 では、負側載荷時に生じたひび割れ (図-6 の赤線部分) が閉じておらず、コンクリートの圧縮応力を十分に伝達できなくなり、No.9 と No.10 より早い段階で耐力低下が生じたと考えられる。

4.4 等価粘性減衰

各試験体の荷重変形関係から算出した等価粘性減衰定数 (heq) の推移を図-14 に示す。 heq は No.1 が最も大きく、No.9 と No.10 が小さい傾向が見られる。主筋降

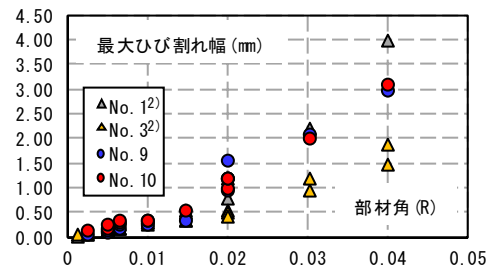


図-10 最大ひび割れ幅と部材角

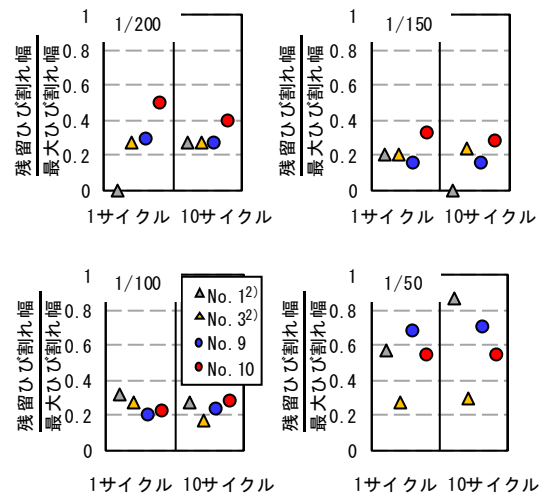


図-11 残留ひび割れ幅の推移

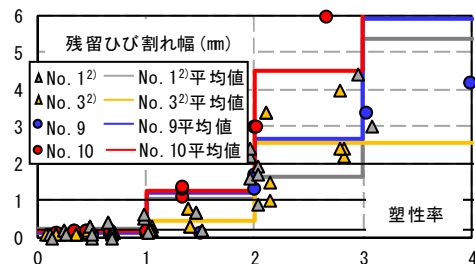
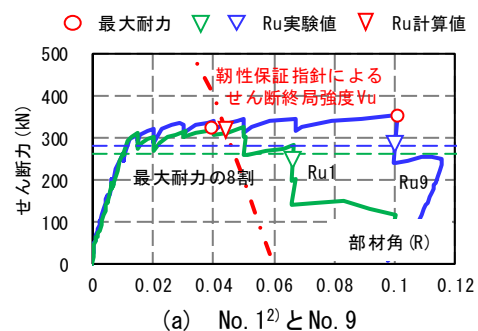
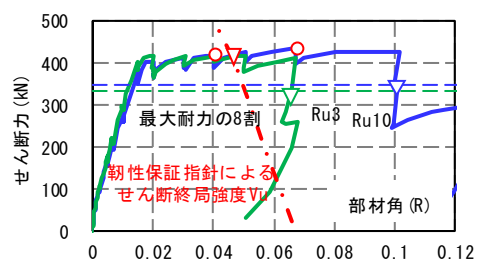


図-12 残留ひび割れ幅と塑性率



(a) No. 1² と No. 9



(b) No. 3² と No. 10

図-13 包絡線と限界変形角

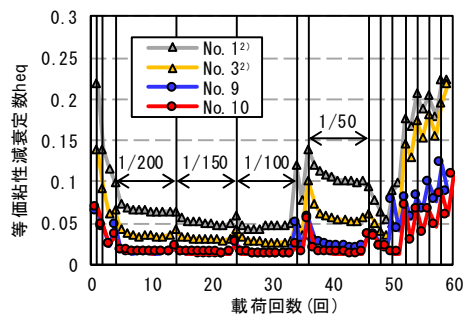


図-14 等価粘性減衰定数の推移

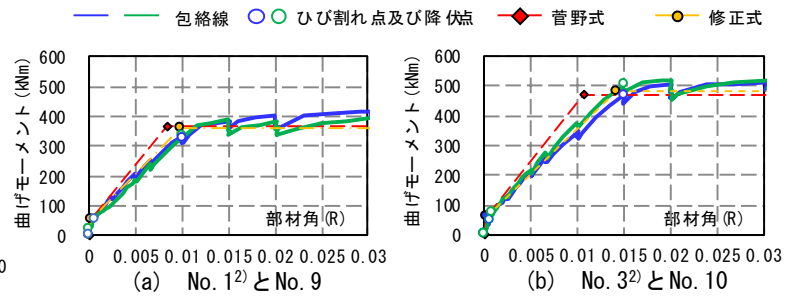


図-15 試験体の降伏点と骨格曲線

伏前の 1/100 rad.時までは heq の差異が小さく、主筋が降伏した 1/67 rad.時以降では、 heq に顕著な差異が見られる。両側荷重である No.1 と No.3 では heq は約 2 倍に増加したが、片側荷重である No.9 と No.10 では大きな増減が見られない。全試験体において、 heq は 1/400 rad.時までの曲げひび割れが進展する前の変形領域では、ひび割れにより剛性低下が進む 1/200 rad.時以降の変形領域に比べて大きい値を示す。また、主筋降伏後の 1/50 rad.時における 10 回繰返し荷重では、 heq は 3 サイクルまで 1 サイクルに対する低下率が大きい、それ以降には大きな低下が見られない。

4.5 骨格曲線と降伏時剛性低下率

曲げひび割れ点 (M_c)、曲げ降伏点 (M_y) を折れ点とするトリリニア型-1 の曲げに対する骨格曲線について、各試験体のひび割れ点、降伏点および設定した骨格曲線を図-15 に示す。降伏時剛性低下率は、一般の RC 造梁を対象とした菅野式と菅野式を高強度主筋用に修正した式⁶⁾を用いて算出した。修正式を(1)式に示す。

$$\alpha_y = \left(0.043 + 1.64 \cdot n \cdot p_t \cdot \left(\frac{345}{\sigma_y} \right) + 0.043 \frac{a}{D} + 0.33 \cdot \eta_0 \right) \left(\frac{d}{D} \right)^2 \quad (1)$$

修正式は、菅野式の鉄筋に関する第二項に主筋強度の補正値を乗じた式である。

初期剛性と第 2 剛性及び降伏変形角は片側繰返し荷重による大きな差異はない。また、USD685 を主筋とする高強度 RC 梁では、降伏変形は修正式により実験の降伏変形を精度よく評価できることがわかる。

5. まとめ

高強度主筋を用いた RC 梁部材の片側繰返し荷重実験を実施し、梁の損傷状況と履歴特性について考察した。本実験の範囲内では、以下の知見が得られた。

- 1) 片側荷重では、両側荷重に比べて最大耐力が若干大きい、初期剛性と第 2 剛性には大きな差異がない。また、曲げひび割れ耐力、曲げ降伏耐力は保耐規準式により評価できる。
- 2) 片側荷重によるひび割れ本数は両側荷重に比べて少ないため、同一変形における片側荷重のひび割れ幅は両側荷重に比べてやや大きい傾向が見られる。

- 3) 片側荷重による同一変形における耐力低下率は、部材角が 1/100 rad.時以下では約 6%程度、1/50 rad.時では約 8%程度である。
- 4) 片側荷重による同一変形における耐力低下は、両側荷重に比べて小さい。
- 5) 片側荷重による限界変形角は、両側荷重に比べて大きく、靱性指針式により安全側に評価できる。
- 6) 片側荷重による等価粘性減衰定数は、同一変形における両側荷重に比べて小さい。
- 7) USD685 を主筋とする高強度 RC 梁の降伏変形は、修正式により精度よく評価できる。

長周期地震動による超高層 RC 造骨組の地震応答解析では両側振幅後に片寄り変形が生じることが多い。本研究は片側荷重のみを受けた実験であるため両側荷重後に片側荷重を受けた高強度 RC 梁の損傷状況に関する研究は、今後の課題である。

参考文献

- 1) 倉持真也，和泉信之ほか：多数回繰返し荷重を受ける超高層 RC 造建築物の応答性状に関する研究 その 6 50 階建骨組モデルの地震応答解析，日本建築学会学術講演梗概集，pp.565-p566，2015.9
- 2) 横川智裕，和泉信之ほか：多数回繰返し荷重を受ける高強度鉄筋コンクリート梁の履歴特性，コンクリート工学年次論文集，Vol.37，No.2，pp.265-270，2015.7
- 3) 衣笠秀行ほか：正負繰返し履歴による曲げ降伏ヒンジの破壊性状，コンクリート工学論文集，第 5 巻第 2 号，1994 年 7 月
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準（案）・同解説，2016.4
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999.8
- 6) 白瓊，和泉信之ほか：高強度鉄筋を用いた RC 梁の復元力特性に関する研究 その 4 有限要素解析による降伏時剛性低下率の検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.129-130，2016.8