

論文 強度の異なるコンクリートを打分けたヒンジリロケーション梁の構造性能

小林 楓子*1・掛 悟史*1・平林 聖尊*2・小倉 史崇*3

要旨: 端部に継手を設けることを想定するハーフプレキャスト (PCa) 梁で、梁端部に補強主筋を追加して塑性ヒンジを端部から移動し、梁端補強部と PCa 部上部に強度の同じコンクリートを打込み、PCa 部とは強度の異なるコンクリートで構成したヒンジリロケーション (HR) 梁について、静的載荷実験を実施した。その結果、HR 位置において梁曲げ降伏破壊し、最大耐力は曲げ終局強度計算値を超え、安全側かつ精度よく評価できることを確認した。また、初期剛性やひび割れ後剛性は、梁端補強部と HR 位置間それぞれを線材に置換し評価した応力解析値とよく一致し、履歴特性を適切に示すことができた。

キーワード: 鉄筋コンクリート, ハーフプレキャスト, 梁, ヒンジリロケーション, 異強度コンクリート

1. はじめに

鉄筋コンクリート造建物において、一般にスラブには梁より強度の小さいコンクリートを用いた設計を行う。中でもハーフプレキャスト (PCa) 梁を採用する場合には、PCa 部上部のコンクリートは現場施工となりスラブのコンクリートとは打分ける必要があるため、施工効率低下の要因となっている。そこで、著者らは、PCa 部上部をスラブと強度の同じコンクリートで同時に打込み、断面を強度の異なるコンクリートで構成する梁を提案した¹⁾。

一方で、ハーフ PCa 梁の施工においては、スパン内に継手を配置する場合が多い。このとき前述の梁を適用しても、継手部のコンクリートは現場施工となり、その断面上下ではコンクリートを打分ける必要がある。そこで、継手部は全断面でスラブと強度の同じコンクリートとする梁を考案する。しかし、継手部を塑性ヒンジが形成される梁端部に配置する場合、塑性変形したコンクリートは十分な圧縮応力の伝達が困難となり、さらにその全断面でスラブと強度の同じコンクリートとすると、せん断耐力が低下し所定の曲げ耐力が発揮できないことが予想

される。そのため、梁端部に補強主筋を追加することで、塑性ヒンジを端部から移動するヒンジリロケーション²⁾ (HR) 梁とする。施工手順イメージを図-1に示す。

本論文では、端部に継手を配置することを想定するハーフ PCa 梁で、端部は補強主筋を追加して全断面でスラ

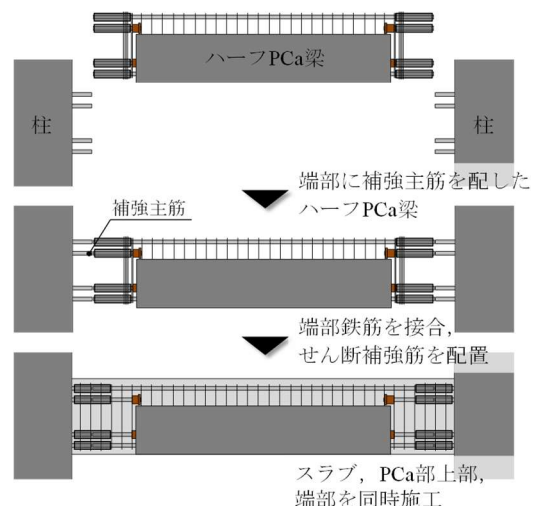


図-1 施工手順イメージ

表-1 試験体諸元

試験体名		F61	HF01	HF03
想定破壊形式		梁端部での曲げ降伏破壊	HR位置での曲げ降伏破壊	HR位置での曲げ降伏破壊
コンクリート	上部*	22.1	23.2	28.0
	下部	74.9	75.2	77.2
断面寸法: B×D [mm]		250×400		
内法長さ: l [mm]		2200 (シアスパン比3.01)	3000 (4.50)	1800 (2.70)
HR位置間: l _H [mm]		-	2200 (3.01)	1200 (1.64)
配筋	主筋	4-D16(SD390), [p _f =0.87 %]	4-D16(SD390), [p _f =0.87 %] 4+4-D16(SD390), [p _f =1.90 %]	4-D16(SD390), [p _f =0.87 %] 4+4-D16(SD390), [p _f =1.90 %]
	せん断補強筋	2-D6@125(SD295), [p _w =0.20 %]	2-D6@125(SD295), [p _w =0.20 %] 4-D6@100(SD295), [p _w =0.51 %]	4-D6@40(SD295), [p _w =1.28 %]
構造性能	せん断余裕度	1.28	1.17	2.12
	梁端部曲げ余裕度	-	1.34	1.21

* 試験体HF01, HF03では梁端補強部とPCa部上部

*1 (株) 竹中工務店 技術研究所 建設基盤技術研究部 修士 (工学) (正会員)

*2 (株) 竹中工務店 名古屋支店 設計部 修士 (工学)

*3 (株) 竹中工務店 東京本店 設計部 修士 (工学)

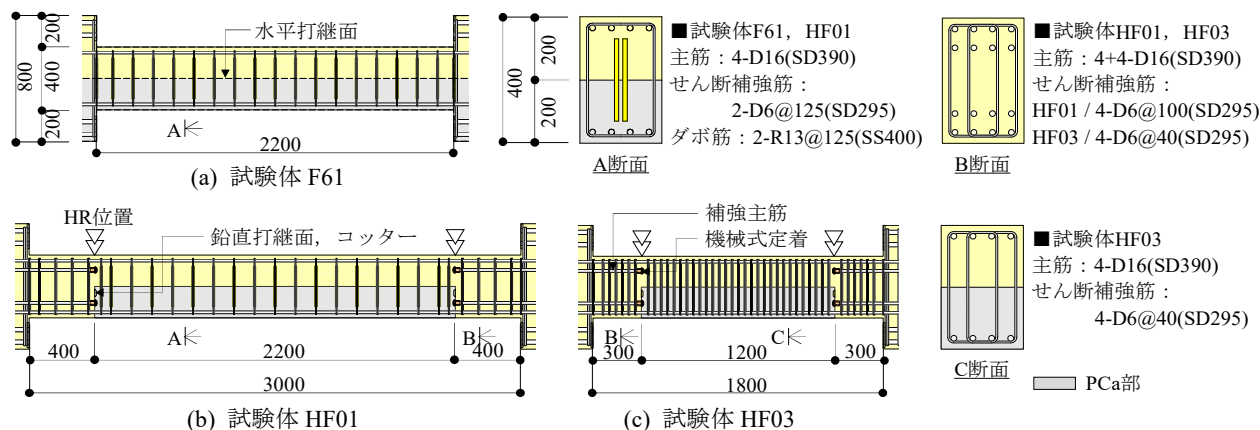


図-2 試験体形状

表-2 鉄筋の材料試験結果

使用箇所	種別	降伏点 [N/mm ²]	ヤング係数 [N/mm ²]	降伏ひずみ [μ]	引張強さ [N/mm ²]
D16 主筋	F61 SD390	415	1.89×10 ⁵	2199	603
	HF01 SD390	452	1.90×10 ⁵	2380	654
D6 せん断 補強筋	F61 SD295	347*	1.87×10 ⁵	1955	513
	HF01 SD295	341*	1.94×10 ⁵	1758	530

* 0.2%オフセット耐力

ブと強度の同じコンクリートを打込む HR 梁について、静的載荷実験を実施し得られた知見を示す。

2. 実験概要

2.1 試験体諸元

表-1 に試験体諸元を、図-2 に試験体形状および配筋詳細を示す。また、表-2 に鉄筋の材料試験結果を示す。降伏ひずみは降伏点およびヤング係数から算定した。なお、各強度計算値の算定には、材料試験結果を用いた。

試験体は実大の約 1/2 スケールとする梁 3 体である。試験体 F61 は、断面上下を強度の異なるコンクリートで一様に構成したハーフ PCa 梁である。試験体 HF01, HF03 は、端部に継手を設けることを想定するハーフ PCa 梁で、端部に補強主筋を追加し、梁端補強部と PCa 部上部に強度の同じコンクリートを打込み、PCa 部とは強度の異なるコンクリートで構成した HR 梁である。補強主筋は機械式定着具により定着し、その位置を HR 位置とする。PCa 部の鉛直打継面は HR 位置とし、コッターを設けた。また、PCa 部の水平打継面高さは梁せい中央とし、コンクリートは梁上面側から打込み、粗面仕上げとした。コンクリートの圧縮強度は、梁端補強部および PCa 部上部のコンクリートが 22.1~28.0 N/mm²、PCa 部のコンクリートが 74.9~77.2 N/mm² である。すべての試験体で、主筋に D16(SD390)、せん断補強筋に D6(SD295)を使用した。

試験体 F61 は、シアスパン比が 3.01 である。試験体 HF01 は、HR 位置間距離が試験体 F61 の内法長さに等しく、その配筋も試験体 F61 と共通とし、シアスパン比は

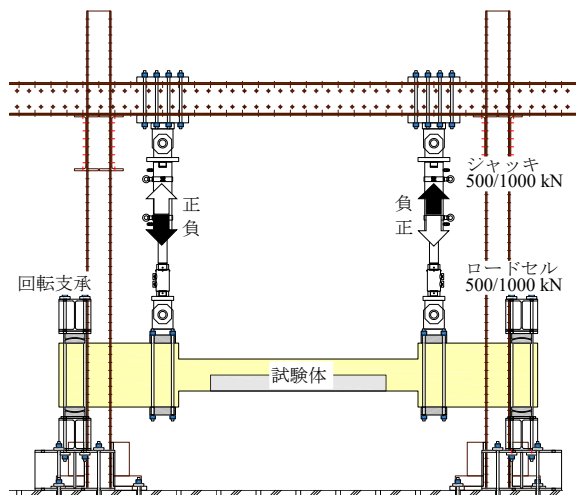


図-3 載荷装置

4.50 である。試験体 HF03 は、シアスパン比を変数とし、シアスパン比 2.70、HR 位置間距離から算出したシアスパン比は 1.64 である。なお、試験体 F61, HF01 は、水平打継面におけるずれ防止のため、R13(SS400)を使用しダボ筋を配置した。また、試験体 HF01, HF03 は、梁端補強部のせん断破壊防止のため、必要に応じてせん断補強筋を追加した。

いずれの試験体も、せん断余裕度は 1.0 以上とし、想定する破壊形式は曲げ破壊である。ここで、せん断余裕度は、靱性保証型耐震設計指針³⁾に従い塑性回転角 R_p に応じて耐力低下を考慮したせん断終局強度を、曲げ終局強度時のせん断力で除したものである。せん断終局強度は、等価なコンクリートとする強度を用いて塑性回転角 $R_p=20 \times 10^{-3}$ rad として算出した。等価なコンクリートの強度は、梁断面上下部それぞれのコンクリートのヤング係数と面積から算出した梁全断面で等価とするヤング係数より、鉄筋コンクリート構造計算規準⁴⁾に従い算出した。曲げ終局強度は、構造関係技術基準⁵⁾により算出した。なお、試験体 HF01, HF03 の強度計算値は、HR 位置間の配筋、および等価なコンクリートの強度による。また、試験体 HF01, HF03 の梁端部曲げ余裕度は、それぞれ 1.34、

1.21 である。ここで、梁端部曲げ余裕度は、HR 位置において曲げ終局モーメント到達時の梁端部作用モーメントに対する、梁端補強部の曲げ終局モーメントの比とする。

2.2 荷重方法

図-3 に荷重装置を示す。試験体はスタブを反力床に PC 鋼棒で固定し、反力フレームに取り付けたオイルジャッキによって、モーメント分布が逆対称になるように正負交番繰返荷を行った。

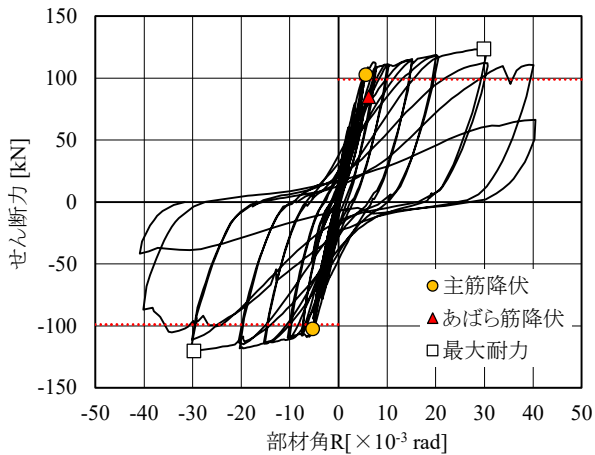


図-4 せん断力-部材角関係 (試験体 F61)

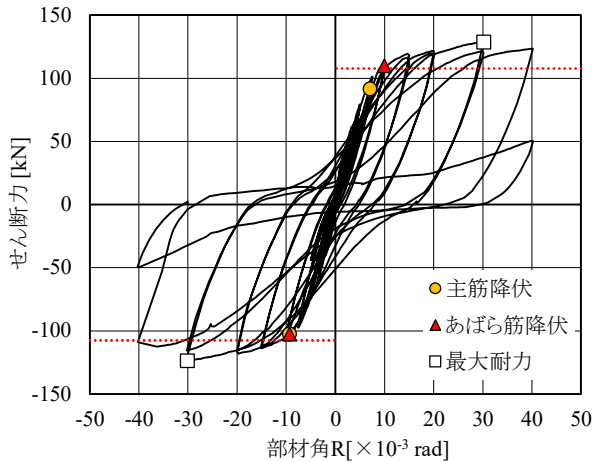


図-5 せん断力-部材角関係 (試験体 HF01)

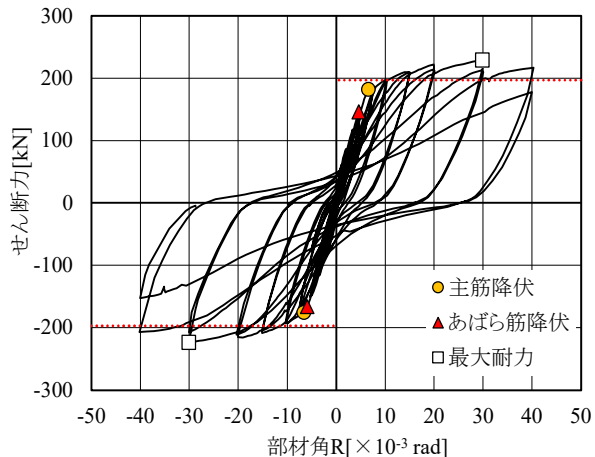
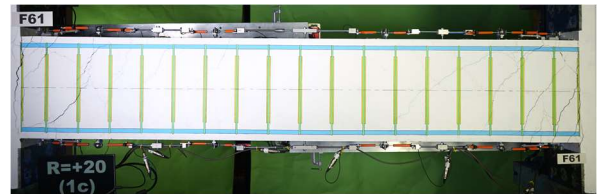
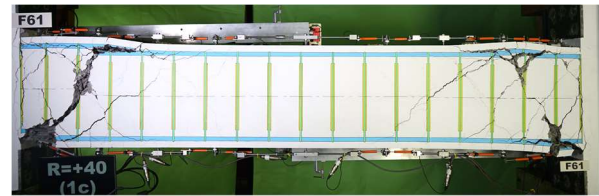


図-6 せん断力-部材角関係 (試験体 HF03)

実験では左右のスタブから張り出した計測用鉄骨フレームより試験体中央にて相対鉛直変位 δ_1 , δ_2 を計測し、その平均値 $\delta = (\delta_1 + \delta_2) / 2$ を試験体内法長さ l で除した部材角 $R = \delta / l$ により制御した。荷重履歴は、部材角 $R = \pm 1.0, \pm 2.0, \pm 3.3, \pm 5.0, (\pm 2.0), \pm 7.5, \pm 10, (\pm 5.0), \pm 15, \pm 20, \pm 30, \pm 40 \times 10^{-3} \text{ rad}$ とした。各サイクル 2 回の繰返し荷重し、() 内のサイクルは、試験体 F61 では 10 回、試験体 HF01, HF03 では 2 回繰返した。

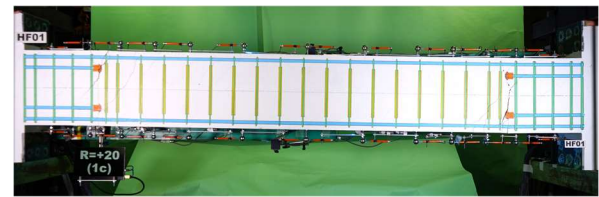


(a) $R = 20 \times 10^{-3} \text{ rad}$



(b) $R = 40 \times 10^{-3} \text{ rad}$

写真-1 損傷状況 (試験体 F61)

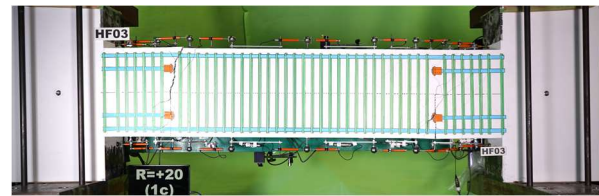


(a) $R = 20 \times 10^{-3} \text{ rad}$

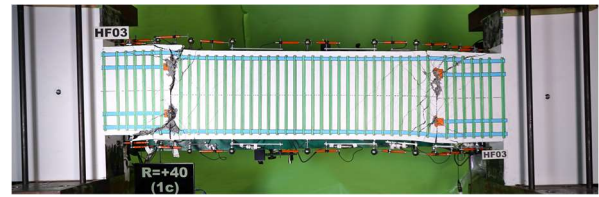


(b) $R = 40 \times 10^{-3} \text{ rad}$

写真-2 損傷状況 (試験体 HF01)



(a) $R = 20 \times 10^{-3} \text{ rad}$



(b) $R = 40 \times 10^{-3} \text{ rad}$

写真-3 損傷状況 (試験体 HF03)

3. 実験結果

3.1 破壊状況

図-4, 5, 6 に各試験体のせん断力-部材角関係を、写真-1, 2, 3 に部材角 $R=20, 40 \times 10^{-3} \text{ rad}$ における各試験体の損傷状況を示す。図中には曲げ終局強度計算値を点線で示す。鉄筋の降伏は、材料試験から得られた降伏ひずみに到達したときとする。

試験体 F61 は、 $R=1.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$ の荷重サイクルで梁端部に曲げひび割れが発生し、曲げひび割れからせん断ひび割れも進展していった。そして $R=3.3 \times 10^{-3} \text{ rad}$ の荷重サイクルで水平打継面にひび割れが、 $R=5.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$ の荷重サイクルでは上端主筋沿いに梁端部からスパン中央に向かって付着割裂ひび割れが発生した。その後、 $R=7.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$ の荷重サイクルで主筋が降伏ひずみに、 $R=10 \times 10^{-3} \text{ rad}$ の荷重サイクルでせん断補強筋が降伏ひずみに到達した。梁端部の曲げひび割れ、せん断ひび割れが拡幅していき、 $R=30 \times 10^{-3} \text{ rad}$ の荷重サイクルでは梁端部でコンクリートが圧壊し、最大耐力に至った。 $R=40 \times 10^{-3} \text{ rad}$ の荷重サイクルでせん断補強筋が破断して主筋が座屈し、著しく耐力が低下した。

試験体 HF01, HF03 は、 $R=1.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$ の荷重サイクルで梁端部および HR 位置である鉛直打継面に曲げひび割れが、断面上部側もおおよそ HR 位置に曲げひび割れが発生した。その後、試験体 HF01 では、 $R=3.3 \times 10^{-3} \text{ rad}$ の荷重サイクルで水平打継面にもひび割れが発生し、 $R=5.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$ の荷重サイクルで補強主筋端部の機械式定着具を起点とする斜めひび割れも発生した。曲げひび割れからせん断ひび割れも進展していき、 $R=7.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$ の荷重サイクルで主筋が HR 位置において降伏ひずみに到達した。曲げひび割れが大きく拡幅していき、 $R=10 \times 10^{-3} \text{ rad}$ の荷重サイクルで梁端補強部内の補強主筋端部付近のせん断補強筋が、 $R=15 \times 10^{-3} \text{ rad}$ の荷重サイクルで HR 位置間にあるせん断補強筋が降伏ひずみに到達した。 $R=30 \times 10^{-3} \text{ rad}$ の荷重サイクルで補強主筋端部の機

械式定着具付近でコンクリートが圧壊し、最大耐力に至った。 $R=40 \times 10^{-3} \text{ rad}$ の荷重サイクルで HR 位置間のせん断ひび割れが拡幅し、そして上端主筋沿いに HR 位置からスパン中央に向かって発生した付着割裂ひび割れが大きくつながり、著しく耐力が低下した。

試験体 HF03 では、 $R=2.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$ の荷重サイクルで補強主筋端部の機械式定着具を起点とする斜めひび割れが発生し、 $R=3.3 \times 10^{-3} \text{ rad}$ の荷重サイクルで曲げひび割れからせん断ひび割れも進展していった。その後 $R=5.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$ の荷重サイクルで梁端補強部内の補強主筋端部付近のせん断補強筋が降伏ひずみに、そして $R=7.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$ の荷重サイクルで主筋が HR 位置において降伏ひずみに到達し、曲げひび割れが大きく拡幅していった。 $R=30 \times 10^{-3} \text{ rad}$ の荷重サイクルで補強主筋端部の機械式定着具付近でコンクリートが圧壊し、最大耐力に至った。部材角が大きくなるにつれてコンクリートの剥落が進行し、徐々に耐力が低下した。

3.2 最大耐力

表-3 に、最大耐力（実験値）と曲げ終局強度（計算値）の比較を示す。

試験体 F61 は端部曲げ終局強度を、試験体 HF01, HF03 は HR 位置における曲げ終局強度を上回る耐力を示した。各試験体の実験値の計算値に対する比は、1.15~1.25 と安全側かつ精度のよい評価を示した。なお、試験体 HF01, HF03 の最大耐力は、梁端補強部の曲げ終局強度には達していなかった。

3.3 主筋ひずみ

図-7 に、 $R=5, 10, 20 \times 10^{-3} \text{ rad}$ における正荷重時の各試験体の上端主筋 1 段筋のひずみ分布を示す。ひずみデ

表-3 実験値と計算値の比較

試験体名	F61	HF01	HF03
シアスパン比	3.01	4.50(3.01)	2.70(1.64)
計算値 [kN]	99.0	108	198
実験値(正/負)[kN]	124 / 120	129 / 124	396 / 377
実験値/計算値	1.25 / 1.21	1.19 / 1.15	1.21 / 1.15

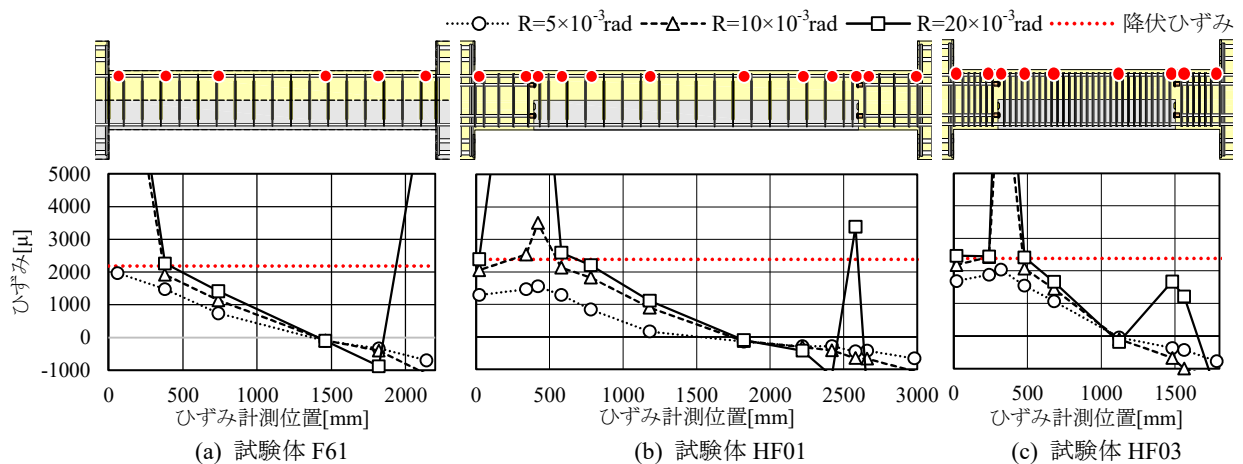


図-7 主筋ひずみ分布

ータは、鉄筋の上下に貼付したひずみゲージの平均値を用いた。

試験体 F61 は、梁端部において主筋が降伏ひずみに到達し、その後端部のひずみは急激に増加した。これより端部に塑性ヒンジが形成されていることが確認された。一方、試験体 HF01, HF03 では、HR 位置において主筋が降伏ひずみに到達し、HR 位置付近のひずみが大きく増加して塑性ヒンジが形成されていることが確認された。 $R=20 \times 10^{-3}$ rad の荷重サイクル以降の大変形時には、梁端部においても主筋が降伏ひずみに到達したが、実験終了までひずみの大きな増加は見られなかった。

3.4 残留ひび割れ幅の推移

図-8 に、残留ひび割れ幅の推移を示す。試験体 F61

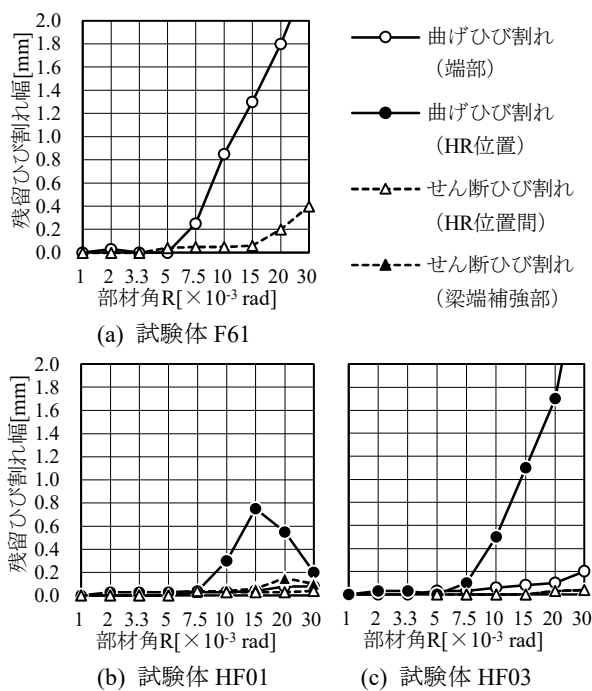


図-8 残留ひび割れ幅の推移

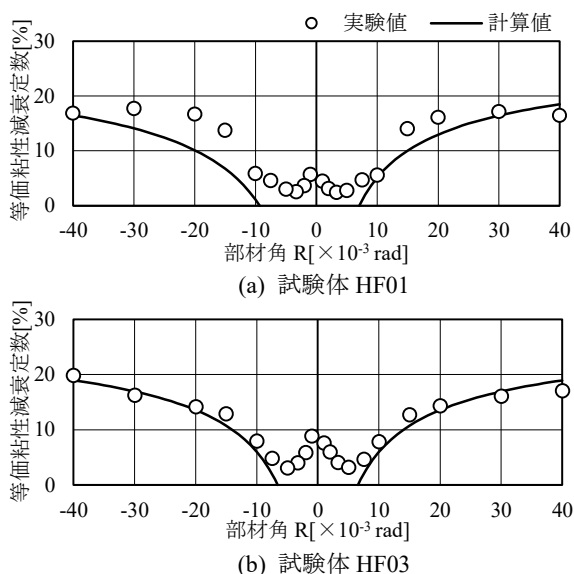


図-9 等価粘性減衰定数

では、梁端部曲げひび割れとせん断ひび割れの残留ひび割れ幅を示す。また、試験体 HF01, HF03 では、梁端部と HR 位置の曲げひび割れ、梁端補強部と HR 位置間のせん断ひび割れの残留ひび割れ幅を示す。残留ひび割れ幅は各荷重サイクルにおける除荷時に、クラックスケールを用いて目視により計測した。

試験体 F61 では、 $R=5.0 \times 10^{-3}$ rad まで残留ひび割れ幅が 0.1 mm 未満と小さく、主筋が降伏ひずみに到達した $R=7.5 \times 10^{-3}$ rad 以降で梁端部における曲げひび割れの残留ひび割れ幅が著しく大きくなった。一方でせん断ひび割れの残留ひび割れ幅は $R=20 \times 10^{-3}$ rad の大変形時まで急激な変化は見られなかった。これより、梁端部に曲げ変形による損傷が集中していることがわかる。

試験体 HF01, HF03 についても主筋が降伏ひずみに到達した $R=7.5 \times 10^{-3}$ rad から HR 位置における曲げひび割れの残留ひび割れ幅が著しく大きくなった。端部における曲げひび割れの残留ひび割れ幅も部材角が大きくなるにつれて微増したものの、急激な変化は見られなかった。梁端補強部内や HR 位置間のせん断ひび割れの残留ひび割れ幅も実験終了時まで大きな変化は見られず、HR 位置において曲げ変形による損傷が集中していることが確認できた。なお、試験体 HF01 の HR 位置における曲げひび割れの残留ひび割れ幅が $R=20 \times 10^{-3}$ rad 以降小さくなったのは、付近の曲げひび割れが拡幅したためである。

4. ヒンジリロケーション梁の構造性能

4.1 等価粘性減衰定数

図-9 に、試験体 HF01, HF03 の等価粘性減衰定数を示す。等価粘性減衰定数の計算値は、定常振幅を想定した武田モデル⁶⁾の復元力特性に基づいて算定した。なお、主筋が降伏ひずみに達した点を塑性率 $\mu=1.0$ とした。

いずれの試験体も $R=20 \times 10^{-3}$ rad 程度まで計算値と同様の挙動を示し、実験値が計算値以上であった。安定した復元力特性を示し、安全側かつ精度よく評価していることを確認した。

4.2 履歴特性

図-10 に、試験体 HF01, HF03 のせん断力-部材角関係、および応力解析による骨格曲線を示す。特に小変形における初期剛性やひび割れ後剛性評価の妥当性を確認するため、 $R=2.0 \times 10^{-3}$ rad までを示した。応力解析では、梁端部と HR 位置に節点を設けた。梁全断面で低強度側コンクリートである梁端補強部と、断面上下で強度の異なるコンクリートが打分けられる HR 位置間でそれぞれ線材に置換し、梁端部だけでなく HR 位置にも剛塑性回転ばねを有する部材モデルとした。HR 位置間のコンクリートの特性は等価とするコンクリートにより、鉄筋コンクリート構造計算規準⁴⁾に従って耐力および剛性を算

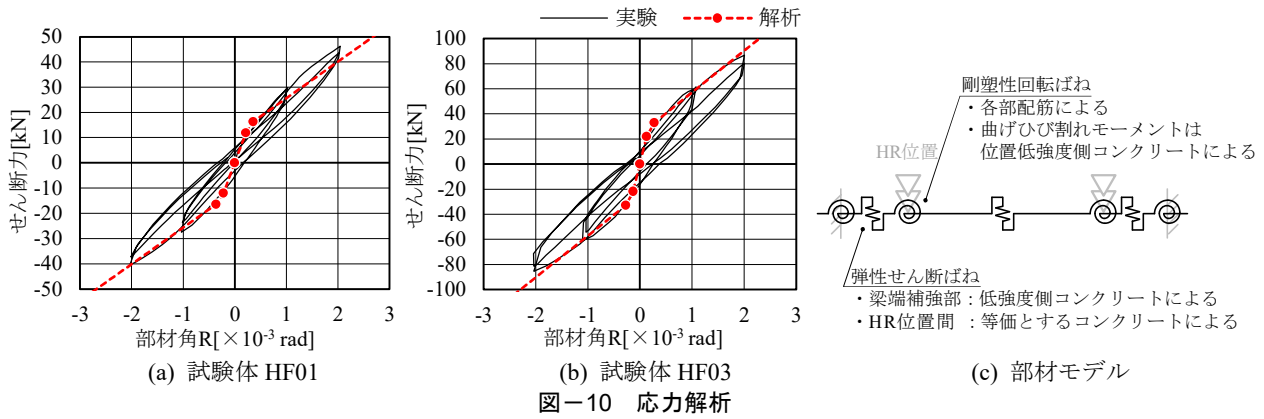


図-10 応力解析

出した。なお、梁端部、および HR 位置における曲げひび割れモーメントは、いずれも低強度側コンクリートの材料特性を用いて算出した。曲げ特性は Tri-Linear 型モデル、せん断特性は弾性モデルとした。

応力解析による初期剛性、そして梁端部と HR 位置におけるひび割れ後の剛性は、 $R=2.0 \times 10^{-3}$ rad まで実験結果とよく一致している。梁端部と HR 位置に節点を設けて複数部材として構成し、各部の配筋やコンクリートに応じてばね特性を設定することで、HR 梁の履歴特性を適切に評価できることを確認した。

4.3 ヒンジリロケーション位置間の変形性能

図-11に、試験体 HF01 の HR 位置間のせん断力-部材角関係の包絡線を示す。部材角は、HR 位置間の曲げ変形成分とせん断変形成分から算出する。図中に、F61 のせん断力-部材角関係を合わせて示す。試験体 F61 は、内法長さが HF01 の HR 位置間距離に等しく、その配筋も試験体 HF01 の HR 位置間と共通である。

試験体 HF01 の HR 位置間のせん断力-部材角関係の包絡線を試験体 F61 と比較すると、初期剛性、ひび割れ後剛性、降伏後剛性、耐力ともによく一致していた。梁端部に補強主筋を追加した HR 梁も、HR 位置間の変形性能は、HR 位置間距離を内法長さとして梁端部にヒンジが形成される梁と同等であることを確認した。

5. まとめ

端部に継手を設けることを想定するハーフ PCa 梁で、端部に補強主筋を追加して端部、すなわち継手部から塑性ヒンジを移動し、梁端補強部と PCa 部上部に強度の同じコンクリートを打込み、PCa 部とは強度の異なるコンクリートで構成する HR 梁について、静的載荷実験を実施した。得られた知見を以下に示す。

- いずれの試験体も梁主筋が降伏ひずみに到達し、最大耐力は曲げ終局強度計算値を超えた。HR 梁は HR 位置において塑性ヒンジが形成されていることが確認された。
- HR 位置に節点を設けて梁端補強部と HR 位置間それ

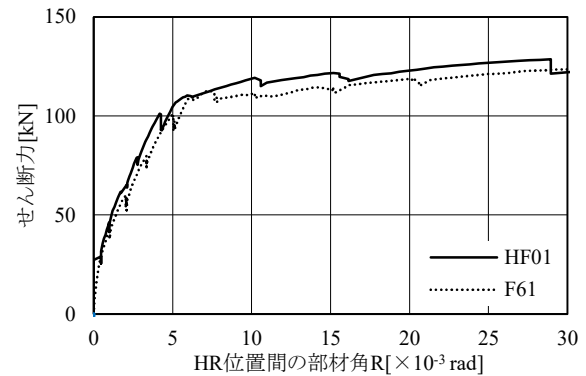


図-11 包絡線の比較

ぞれを線材に置換しばね特性を与えて評価した応力解析結果は、初期剛性、梁端部と HR 位置におけるひび割れ後の剛性とともに、実験結果とよく一致した。

- HR 梁の HR 位置間のせん断力-部材角関係を、内法長さが HR 位置間距離に等しいハーフ PCa 梁と比較すると、初期剛性、ひび割れ後剛性、降伏後剛性、耐力ともによく一致した。HR 梁の HR 位置間の変形性能は、HR 位置間距離を内法長さとして梁端部に塑性ヒンジが形成される梁と同等であることを確認した。

参考文献

- 1) 飯田正憲, 他: 強度の異なるコンクリートを打ち分けた RC 梁の構造性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州), 構造IV, pp.91-96, 2016
- 2) 川野翔平, 他: 鉄筋コンクリート造ヒンジリロケーション柱梁接合部の耐震性能, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.2, p.271-276, 2015
- 3) 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
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2018
- 5) 国土交通省ほか: 2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書, 2020
- 6) Takeda et al.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, 第 3 回日本地震工学シンポジウム, p.357-364, 1970