

論文 梁端ヒンジリロケーション機構を形成する高強度RC造骨組に関する実験的研究

太田 行孝*1・竹中 啓之*2・濱田 聡*3・和泉 信之*4

要旨：本研究は、梁端部に機械式定着した梁主筋を追加配筋するとともに、梁端部に機械式継手を配置し梁端部の主筋を高強度化することにより、降伏ヒンジを柱際の梁端から離れた位置に計画した高強度 RC 造骨組に関する実験的研究である。実験では十字型高強度 RC 造骨組試験体 2 体を対象として多数回繰返し荷重試験を実施した。その結果、梁端部の補強により梁主筋の塑性化とひび割れの進展をヒンジ計画位置に集中させ、柱際の梁端から離れた位置に降伏ヒンジを発生させることが可能であることを検証した。

キーワード：ヒンジリロケーション, 高強度コンクリート, 高強度鉄筋, 骨組, 機械式継手

1. はじめに

鉄筋コンクリート（以下、RC）造梁部材において地震時に降伏ヒンジを柱際の梁端から離れた位置に発生させてエネルギー吸収させる崩壊機構（以下、梁端ヒンジリロケーション機構）がある。本機構により、梁の降伏ヒンジ発生後の繰返し変形による柱梁接合部の剛性・耐力低下が抑制され、梁主筋の抜け出し等による復元力特性の劣化が改善されるため、川野らの研究¹⁾等が報告されているが、高強度材料を使用した事例は殆ど見られない。本研究では、梁端部に機械式定着とした梁主筋を追加配筋するとともに、梁端部に機械式継手を配置し梁端部の主筋（以下、梁端主筋）を高強度化することにより降伏ヒンジを柱際の梁端から離れた位置に発生させるよう計画したことを特徴とする高強度 RC 造骨組の部分架構試験体（以下、ヒンジリロケーション骨組試験体）の多数回繰返し荷重試験を実施し、その構造性能を検討した。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体は約 1/2 縮尺の十字型ヒンジリロケーション骨組試験体 2 体であり、梁に柱際から梁せい程度までの領域を補強した梁端補強部を設けている。HRPC35 は梁端補強部の幅が梁幅と同幅であるのに対し、HRPC34 は梁端補強部を梁幅よりも拡幅して耐力・剛性を向上させることで、より確実に梁主筋の塑性化とひび割れの進展をヒンジ計画位置に集中させることを意図している。ヒンジ位置を柱面から移動するため、両端部を機械式定着とした梁主筋を梁端補強部に追加配筋し、梁端主筋には高強度鉄筋（USD685）を使用している。梁主筋の接合には機械式継手を使用し、上端主筋はスリーブ継手、下端主筋はねじグラウト継手により接合している。コンクリートの設計基準強度は梁が 60N/mm² であるのに対し、柱、柱梁接合部及び梁端補強部には 80N/mm² を使用している。また、左側梁端補強部のみ鋼繊維（体積比 0.5%）を混入させている（図-1、表-1、表-2）。

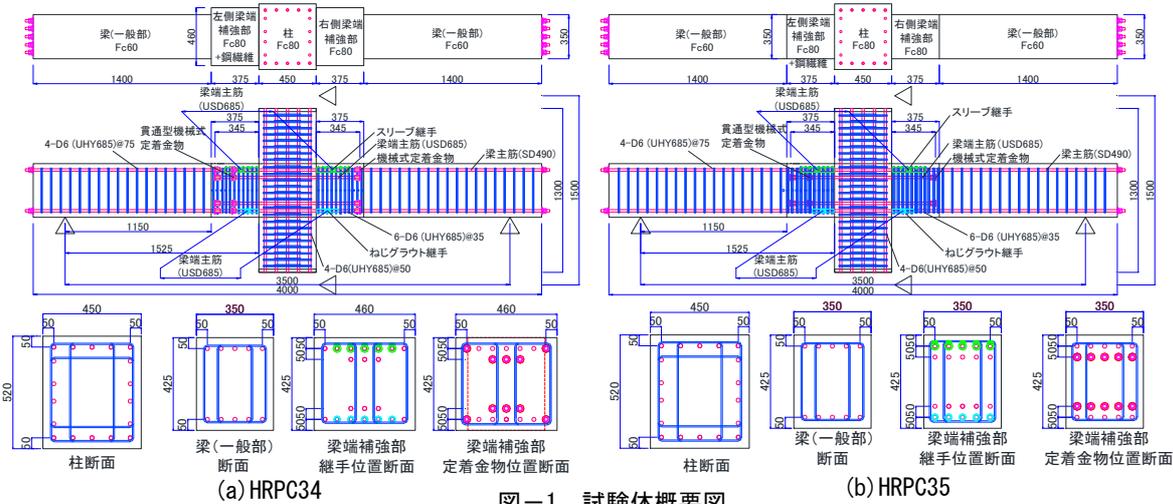


図-1 試験体概要図

*1 千葉大学大学院 融合理工学府 創成工学専攻 建築学コース（戸田建設株式会社） 工修（正会員）
 *2 千葉大学大学院 工学研究科 建築・都市科学専攻 建築学コース（戸田建設株式会社） 工修（正会員）
 *3 戸田建設株式会社 構造設計部 博士（工学）（正会員）
 *4 千葉大学大学院 工学研究院 教授 博士（工学）（フェロー会員）

表-1 試験体概要

試験体名		HRPC34	HRPC35
柱	柱断面 (B×D mm)	450×520	
	柱 F_c (N/mm ²)	80	
	柱主筋	18-D19 (USD685), $p_g=2.21\%$	
	フープ	4-D6 (UHY685)@50, $p_w=0.49\%$	
	軸力	一定圧縮軸力 (0.1 σ_c)	
梁 (一般部)	梁断面 (B×D mm)	350×425	
	梁 F_c (N/mm ²)	60	
	梁主筋	5-D19 (SD490), $p_t=1.09\%$	
	スタラップ	4-D6 (UHY685)@75, $p_w=0.73\%$	
梁端補強部	梁端補強部断面 (B×D mm)	460×425	350×425
	梁端補強部 F_c (N/mm ²)	左側: 80 (鋼繊維 0.5%) 右側: 80	
	梁端主筋	(5+2)+3-D19 (USD685), $p_t=2.28\%$	5+5-D19 (USD685), $p_t=2.34\%$
	スタラップ	6-D6 (UHY685)@35	
部材耐力	梁端部曲げ余裕度 ^{※1}	1.89	1.84
	梁 (一般部) せん断余裕度	1.95	1.95
	梁端補強部せん断余裕度	5.02	4.56
	柱・梁耐力比 ^{※2}	2.46	2.46
	柱梁接合部せん断余裕度 ^{※3}	1.52	1.31
	梁主筋の柱内通し配筋付着余裕度 ^{※4}	0.98	0.98

※1: (ヒンジ位置曲げ終局強度時に生じる梁端部曲げモーメント) / (梁端部曲げ終局強度)
 ※2: (ヒンジ位置曲げ終局強度時に生じる梁端部曲げモーメント) / (柱曲げ終局強度)
 ※3: (ヒンジ位置曲げ終局強度時に生じる柱梁接合部せん断耐力) / (柱梁接合部せん断強度)
 ※4: 梁端補強部主筋降伏強度から算出

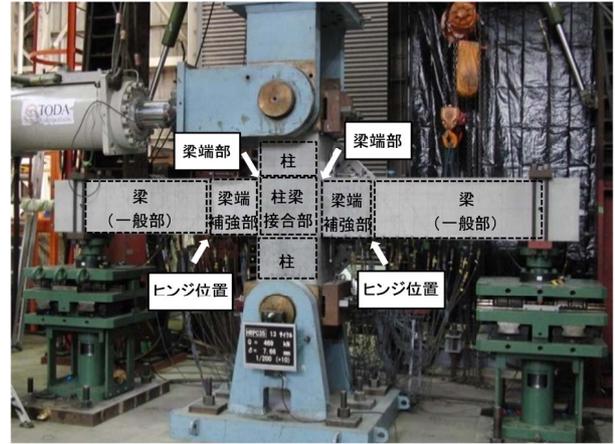


図-2 荷重装置

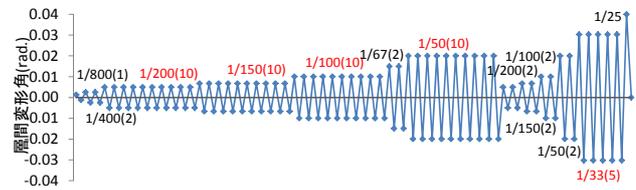


図-3 荷重スケジュール

表-2 材料試験結果 (コンクリート・グラウト)

試験体	部位	ヤング係数 ($\times 10^4$ N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)
HRPC34	柱	4.18	90.3	3.81
	梁	3.75	68.9	3.32
	梁端補強部	4.08	98.0	3.32
	梁端補強部 (鋼繊維0.5%)	4.21	98.4	6.81
HRPC35	柱	4.02	101	3.96
	梁	3.60	69.6	3.65
	梁端補強部	3.96	100	3.59
	梁端補強部 (鋼繊維0.5%)	4.04	101	4.86
共通	継手グラウト (上端)	1.99	108.6	1.29
	継手グラウト (下端)	3.90	120.1	5.16
	定着板グラウト	2.75	115.9	3.18

鉄筋	部位	材種	ヤング係数 ($\times 10^5$ N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
D6	フープ	UHY685	1.91	733	926
	スタラップ				
D19	柱主筋	USD685	1.94	685	893
	梁端主筋	SD490	1.93	536	730
	梁主筋 (一般部)				

2.2 実験装置および荷重スケジュール

ヒンジリロケーション骨組試験体の梁端部をピン・ローラー支持, 柱上下端部をピン支持とし, 一定圧縮軸力 (柱断面コンクリート軸圧縮耐力の 0.1 倍に相当) を与えて水平荷重を行う。実験装置を図-2 に示す。加力の制御は層間変形角で行い, 長周期地震動を想定して $R = \pm 1/800(1), \pm 1/400(2), \pm 1/200(10), \pm 1/150(10), \pm 1/100(10), \pm 1/67(2), \pm 1/50(10)$ [rad] を加力した後, $R = \pm 1/200(2), \pm 1/150(2), \pm 1/100(2)$ [rad] の小振幅に戻り, 最後に $R = \pm 1/33(5), +1/25(1)$ [rad] を加力する荷重スケジュールとする。荷重スケジュールを図-3 に示す。

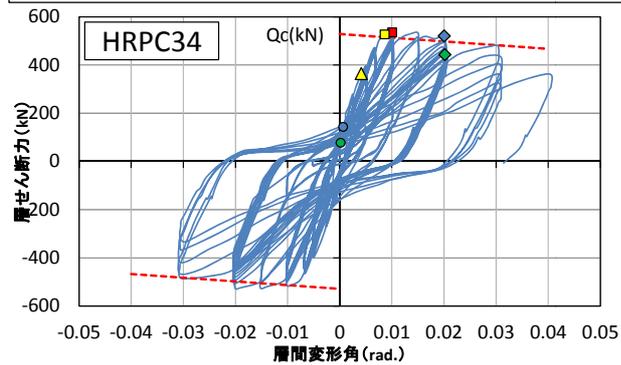
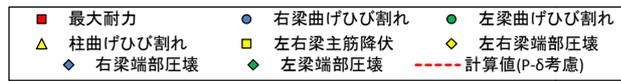
3. 実験結果

3.1 実験経過および荷重変形関係

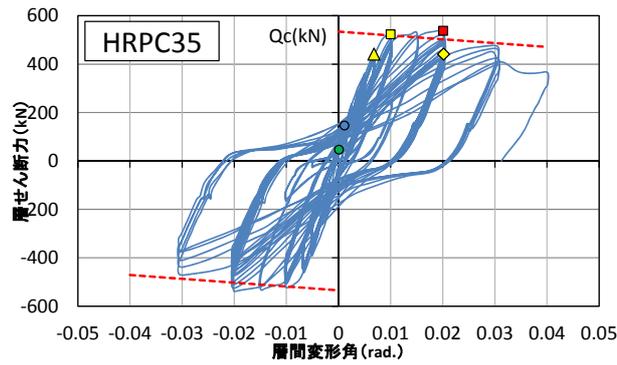
図-4 に各試験体の荷重-変形関係を示す。両試験体ともに破壊形式は梁曲げ降伏先行型であり, 1/800rad 加力時に梁に曲げひび割れが生じ, 1/200rad 加力時に柱に曲げひび割れが生じた。1/100rad ピーク付近でヒンジ位置の梁主筋が降伏し, 梁端補強部と梁 (一般部) の境界面において微小なずれ変形が生じた。HRPC34 試験体では 1/100rad ピーク時, HRPC35 試験体では 1/50rad ピーク時に最大耐力となり, 1/33rad まで顕著な耐力低下は見られなかった。1/20rad の大変形に至るまで靱性に富む紡錘型履歴ループを示した。梁端補強部に拡幅のない HRPC35 試験体は, 拡幅のある HRPC34 試験体と同等の耐力を発揮した。ひび割れの進展はヒンジ位置に集中し, 柱と柱梁接合部のひび割れは終始進展せず, 機械式定着とした梁主筋の追加及び梁主筋の高強度化により, 梁端ヒンジリロケーション機構が形成された。

3.2 破壊性状

図-5 に各試験体の層間変形角 1/200rad, 1/100rad, 1/50rad, 1/25rad 時における試験体の損傷状況を示す。1/200rad 繰返し荷重の過程で梁端補強部側方の梁主筋位置に微小な割裂ひび割れが生じた。1/50rad 繰返し荷重の過程で, 梁部のせん断ひび割れが進展しヒンジ位置の圧壊が見られた。梁端補強部のかぶりコンクリートの剥離は, コンクリートに鋼繊維を混入させた左梁の方が小さく, 鋼繊維による補強効果が見られた。HRPC34 試験体と HRPC35 試験体の損傷状況は概ね同様の傾向を示した。

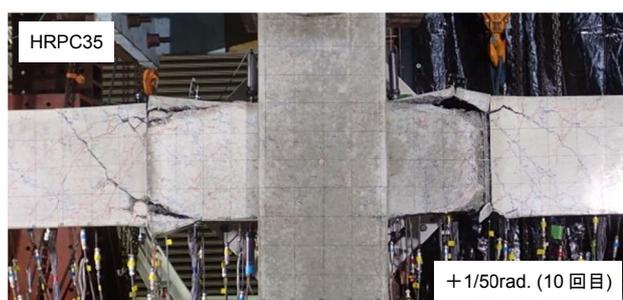
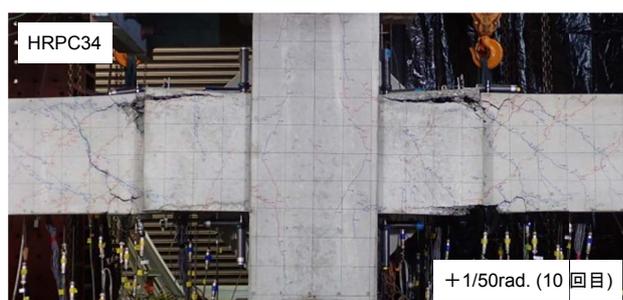
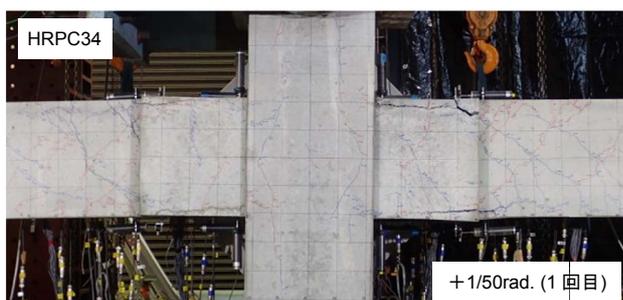
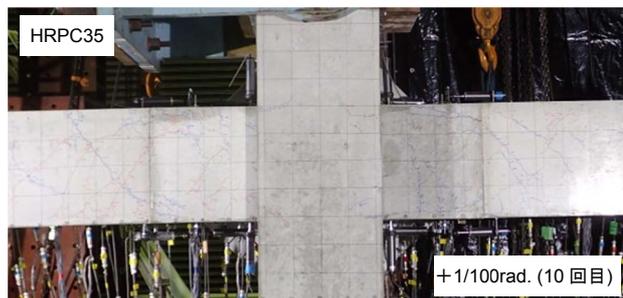
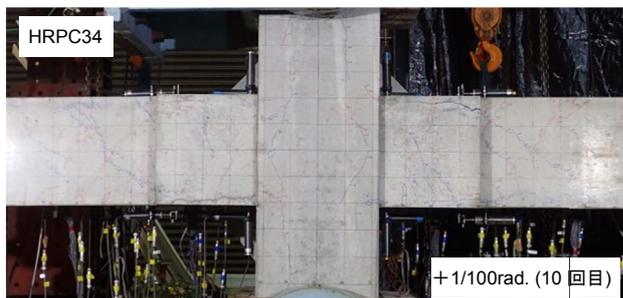
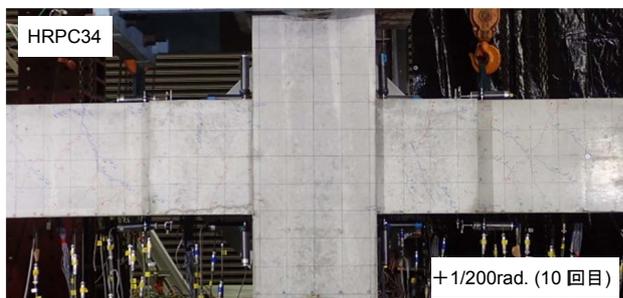


(a) HRPC34



(b) HRPC35

図-4 荷重-変形関係



(a) HRPC34

(b) HRPC35

図-5 試験体損傷状況

3.3 ひび割れ幅の推移

図-6にHRPC35試験体の各加力サイクルピーク時(最終サイクル)および除荷時ひび割れ幅の層間変形角に対する推移を示す。梁曲げ降伏後におけるピーク時および除荷時の梁の曲げひび割れ幅は、梁端補強部よりもヒンジ位置のひび割れ幅が顕著に大きい値であった。また、柱梁接合部のせん断ひび割れ幅は、 $R=+1/33$ ピーク時においても0.06mm程度と小さい値であった。

3.4 荷重—変形関係の包絡線

正加力時における荷重—変形関係の包絡線を図-7に示す。梁主筋が降伏する+1/100rad加力時までには、梁端補強部に拡幅のあるHRPC34試験体がHRPC35試験体に比べやや剛性が高くなったが、両試験体ともに各加力サイクルでのピーク時耐力、履歴ループ性状はおおよそ一致した。

4. 実験結果の考察

4.1 等価粘性減衰

正加力時における等価粘性減衰定数の推移を図-8に示す。梁主筋降伏後の両試験体の等価粘性減衰定数はほぼ等しく推移した。両試験体ともに多数回繰返し载荷を行ったサイクルについて、3サイクル目以降の等価粘性減衰定数の変化はほとんど見られなかった。

4.2 諸強度の比較

諸強度に関する計算値と実験値の比較を表-3に示す。両試験体ともに、実験による最大耐力は梁曲げ耐力計算値とほぼ一致した。RC規準²⁾による略算式から求めた梁曲げ耐力によってヒンジリロケーション骨組試験体の最大耐力を精度良く推定できることがわかる。

実験による各ひび割れ強度は、HRPC35試験体の梁曲げひび割れ強度(負加力時)を除き概ね良く対応しており、計算値の0.86倍~1.02倍程度であった。

4.3 層間変形角の各部材への変形成分の分離

図-9に示す方法により、層間変形 δ を梁変形 δ_B 、接合部変形 δ_j 、柱変形 δ_c に分離した。各試験体の正側ピーク時の各部材の変形成分比率の推移を図-10に示す。梁の変形は82~95%程度、柱の変形は7~12%程度で推移した。接合部変形は3~7%程度であった。

また、各試験体の柱梁接合部からの梁主筋の拔出しによる付加変形が梁変形 δ_B に占める割合を図-11に示す。梁主筋の拔出しによる付加変形は、耐震性能評価指針⁴⁾を参考に、梁主筋の接合部内歪分布を積分して求めた梁主筋の柱梁接合部からの抜け出し量を、梁主筋から中立軸までの距離で除することで求めた付加回転角を用いて算出した。接合部内梁主筋の拔出しによる付加変形が梁変形 δ_B に占める割合は、9~26%程度で推移した。

4.4 梁の曲率分布の推移

梁主筋が降伏する付近のサイクルにおける梁の曲率分布の推移を図-12に示す。曲率は梁に設置した変位計により計測した値から算出した。HRPC34試験体、HRPC35試験体ともにヒンジ位置近傍の曲率が大きく、想定した位置にヒンジが発生したことがわかる。また、両試験体ともに左側梁端補強部のコンクリートには鋼繊維混入による補強がされているが、曲率分布を左右の梁で比較すると、拡幅の有無に依らず、大きな差異はなかった。

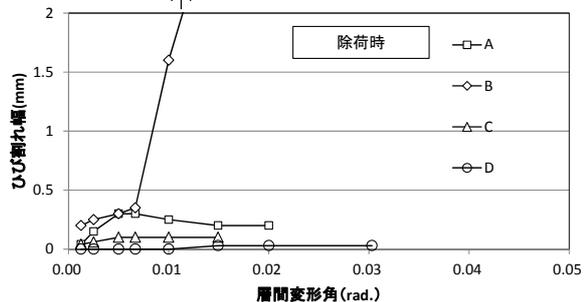
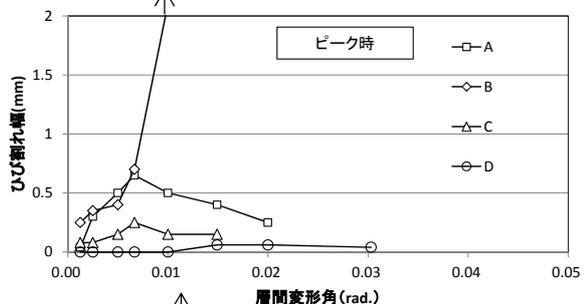
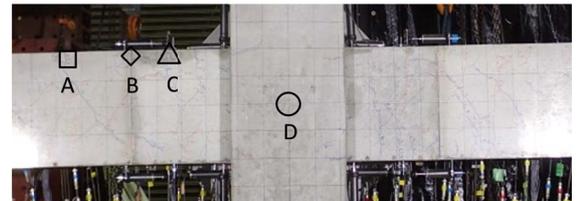


図-6 ひび割れ幅の推移 (HRPC35)

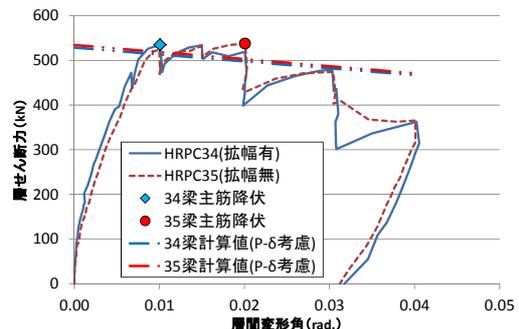


図-7 荷重—変形関係の包絡線 (正加力時)



図-8 等価粘性減衰定数の推移 (正加力時)

表-3 実験値と計算値の諸強度比較

項目	状態	HRPC34		HRPC35	
		実験値	計算値	実験値	計算値
最大耐力 (kN)	正加力時	実験値	535	537	
		計算値 ^{※1}	527	527	
		実験値/計算値	1.02	1.02	
	負加力時	実験値	527	537	
		計算値 ^{※1}	527	527	
		実験値/計算値	1.00	1.02	
梁曲げひび割れ (kN)	正加力時	実験値	110	96	
		計算値 ^{※2}	115	108	
		実験値/計算値	0.96	0.89	
	負加力時	実験値	99	60	
		計算値 ^{※2}	115	108	
		実験値/計算値	0.86	0.56	
柱曲げひび割れ (kN)	正加力時	実験値	363	441	
		計算値 ^{※3}	422	438	
		実験値/計算値	0.86	1.01	
	負加力時	実験値	352	373	
		計算値 ^{※3}	422	438	
		実験値/計算値	0.83	0.85	
柱梁接合部せん断ひび割れ (kN)	正加力時	実験値	472	417	
		計算値 ^{※4}	540	521	
		実験値/計算値	0.87	0.80	
	負加力時	実験値	464	441	
		計算値 ^{※4}	540	521	
		実験値/計算値	0.86	0.85	

※1: RC規準²⁾により算出した梁曲げ終局強度時の層せん断力
 ※2: RC規準²⁾により算出した梁曲げひび割れ強度時の層せん断力
 ※3: RC規準²⁾により算出した柱曲げひび割れ強度時の層せん断力
 ※4: 靱性設計指針³⁾により算出した柱梁接合部せん断ひび割れ強度時の層せん断力

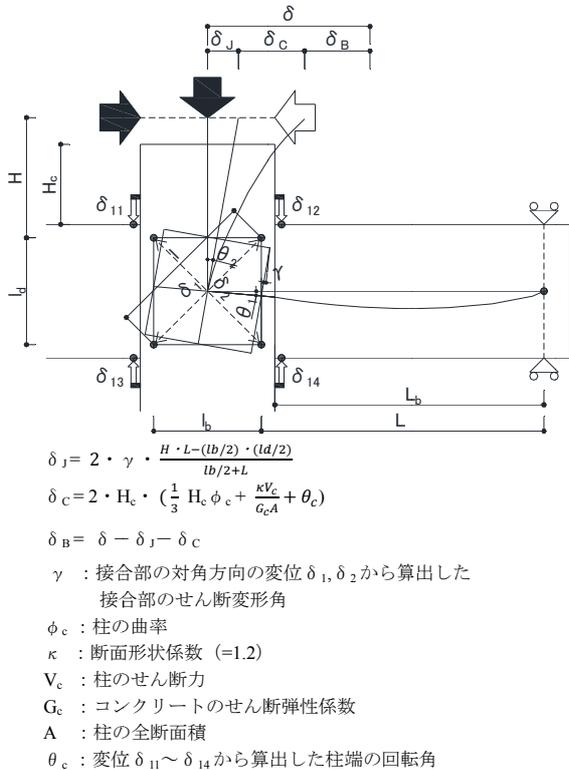


図-9 層間変形の各部材変形成分への分離方法

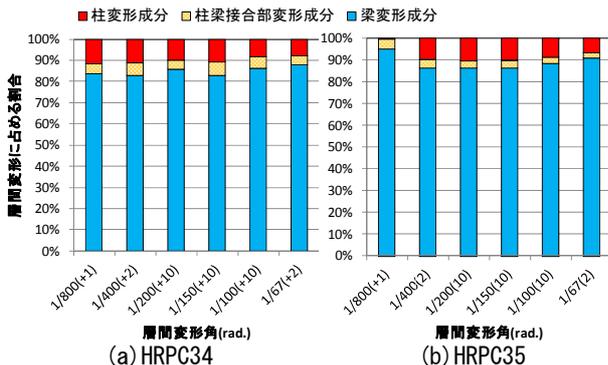


図-10 各部材変形成分比の推移

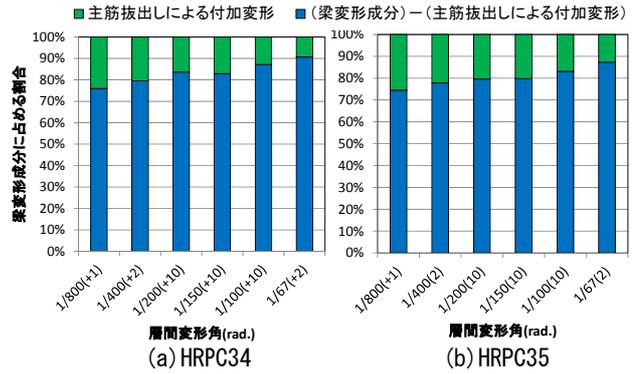


図-11 梁主筋の抜出しによる付加変形の割合の推移

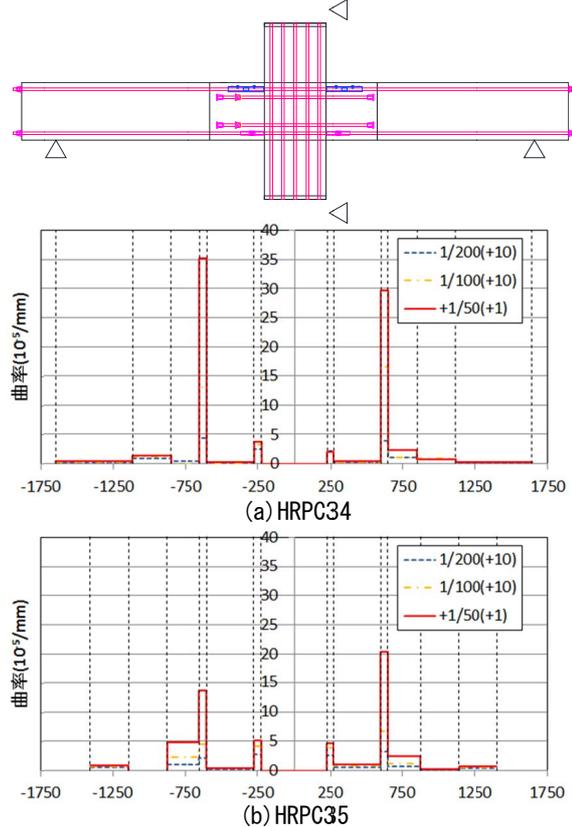


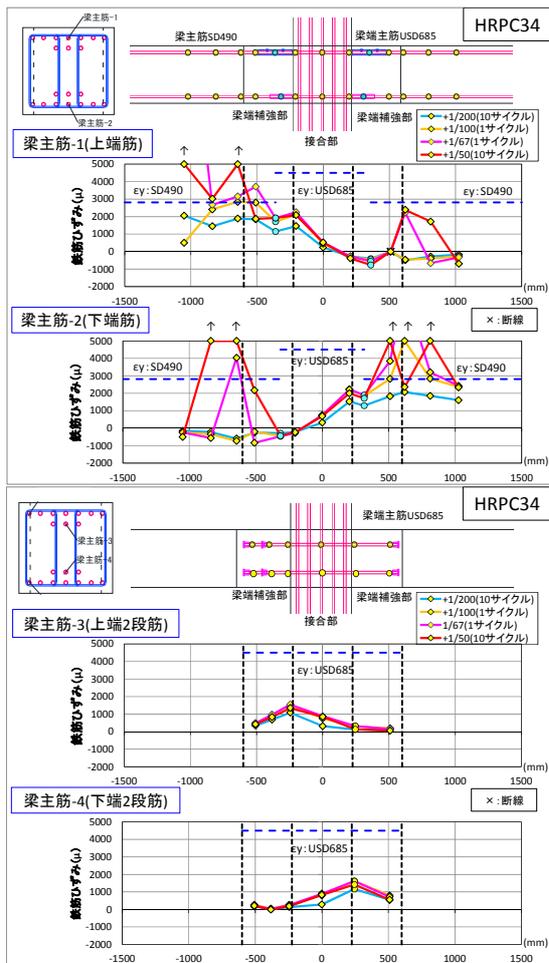
図-12 梁の曲率分布の推移 (正加力時)

4.5 梁主筋歪分布

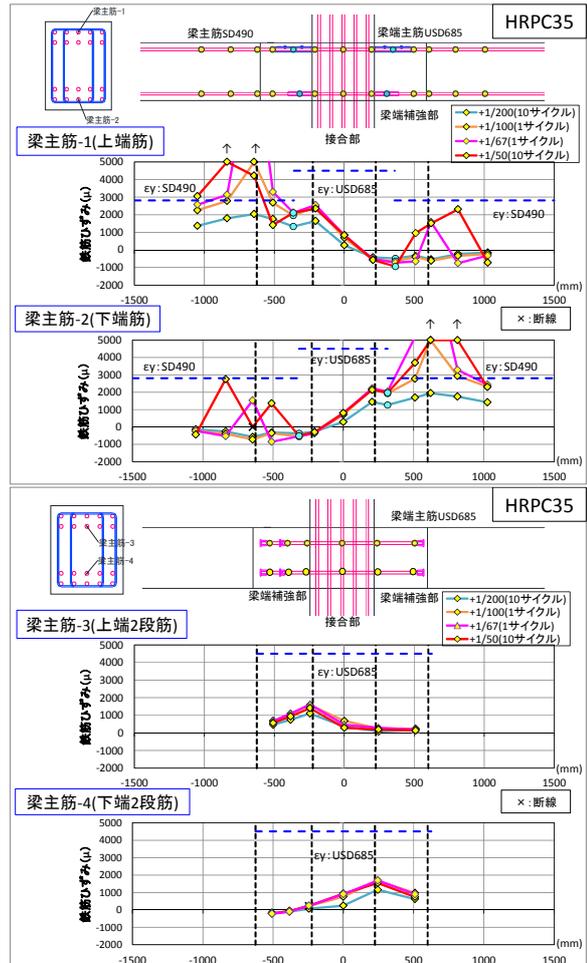
梁主筋歪の分布を図-13に示す。HRPC34 および 35 試験体は、ともに+1/100rad.1 サイクル目加力時に梁主筋1段筋がヒンジ位置で降伏した。梁端主筋1段筋の歪は柱面位置において降伏歪の43~56%に留まり、梁主筋降伏後も主筋の塑性化は梁端部から接合部内へ進展せず、ヒンジ位置に集中していることが確認できた。梁端主筋2段筋については、鉄筋先端の機械式定着部近傍の歪は降伏歪の1/4.5程度、梁端部付近の歪は降伏歪の1/2.5程度となった。

4.6 梁端補強部の拡幅

梁端補強部を拡幅した HRPC34 と拡幅のない HRPC35 はほぼ同等の性状を示した。これは梁主筋の塑性化や部材の損傷がヒンジ計画位置に集中し、梁端補強部まで殆ど進展していないことによるものと考えられる。



(a) HRPC34



(b) HRPC35

図-13 梁主筋ひずみ分布（正加力時）

5 まとめ

梁端部に機械式定着した梁主筋を追加配筋すること及び梁端主筋を高強度化することによりヒンジ位置を梁端部から離れた位置に計画したヒンジリロケーション骨組試験体の多数回繰返し荷重試験を実施した。本実験の範囲内であるが、以下の知見を得た。

- 1) HRPC34 試験体では 1/100rad ピーク時、HRPC35 試験体では 1/50rad ピーク時に最大耐力となり、1/33rad まで顕著な耐力低下は見られなかった。
- 2) 曲げ降伏後における梁の曲げひび割れ幅は、ヒンジ位置のひび割れ幅が梁補強端部に比べて顕著に大きい。
- 3) 梁主筋降伏後においても主筋の塑性化は梁端主筋へ進展せず、ヒンジ位置に集中した。
- 4) 梁端補強部幅を梁幅とした HRPC35 試験体は、拡幅した HRPC34 試験体と荷重-変形関係、損傷状況および梁主筋ひずみ分布等においてほぼ同等の性状を示した。
- 5) ヒンジリロケーション骨組の最大耐力は RC 規準による略算式から求めた梁曲げ耐力によって精度良く算定できた。
- 6) 梁端部の拡幅の有無に関わらず、梁端部の補強により

梁主筋の塑性化とひび割れの進展をヒンジ計画位置に集中させ、梁端部から離れた位置に降伏ヒンジを発生させることができた。

今後、梁端補強部の曲げ余裕度やヒンジ位置の損傷を緩和する方法等について報告する予定である。

謝辞

戸田建設（株）西村英一郎氏ほか関係各位より多大なご支援を頂きました。ここに深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 川野翔平, 石川裕次, 麻生直木, 中根一臣: 鉄筋コンクリート造ヒンジ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, pp.271-276, 2015.7
- 2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010.2
- 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, 1999.8
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説, 2004.1