

論文 PC 鋼棒により緊結した鋼板サンドイッチ工法により補強した RC 柱の耐震性能に関する実験的研究

中村 友哉*1・金田 一男*2・中田 幸造*3・上原 修一*4

要旨: 本文は、PC 鋼棒で緊結した鋼板サンドイッチ工法（以降：鋼板サンドイッチ工法）により補強した RC 柱の耐震性能に関する実験的研究結果について示すものである。本研究は低層のピロティ RC 住宅への耐震補強を想定し、無補強の基準試験体を含む計 5 体の試験体を用意し、一定軸圧縮下の正負繰り返し水平加力実験を行った。実験結果より、鋼板サンドイッチ工法で補強した試験体の曲げせん断耐力及び変形性能の大幅な増加が確認された。また、鋼板サンドイッチ工法で補強した試験体の既存 RC 柱の主筋や増打コンクリートのひずみ、補強鋼板のせん断ひずみ、PC 鋼棒の緊張ひずみ等について詳細に考察を行った。

キーワード: 既存 RC 柱、耐震補強、鋼板サンドイッチ工法、PC 鋼棒、耐震性能

1. はじめに

2017 年度から当研究室では、従来の耐震補強法より、経済的かつ施工が容易である合成極厚無筋壁補強法（Thick Hybrid Wall：THW 工法）^{1),2)}に基づいた PC 鋼棒により緊結した鋼板サンドイッチ補強法（以降：鋼板サンドイッチ工法と称する）の実験的及び解析的研究を行っている^{3),4)}。本耐震補強法は、耐震診断において既存ピロティ RC 住宅の耐震指標 I_s が 0.3~0.6 程度のせん断破壊先行の RC 柱を補強対象とし、補強する方向は梁間方向と桁行方向を合理的に配置し、補強後の RC 柱の破壊モードを曲げ破壊先行に変化させ、既存ピロティ RC 住宅の耐震性能 ($I_s \geq 0.6$) を確保するものである。2018 年度の研究は、袖壁長さ比（増打した袖壁長さ βD /既存 RC 柱のせい D ） $\beta=0.5$ のケースしか検証していないため、今回は、実務で想定している本工法の最大袖壁長さ比 $\beta=1.0$ までパラメーターを変化させた実験的研究を行った。また、低層の RC ピロティ住宅の RC 柱への耐震補強を想定し、その RC 柱の長期軸力に相当する軸力比 ($\eta=0.1$) を設定した。但し、比較のために $\beta=0.5$ の試験体 1 体を $\eta=0.2$ とした。せん断破壊先行の柱試験体を計 5 体計画し、そのうちの 1 体を無補強の基準試験体とし、残りの 4 体を鋼板サンドイッチ工法で補強し、その載荷実験を行った。ここでは、補強試験体の耐震性能及びそのデバイスである補強鋼板、PC 鋼棒及び増打コンクリートなどの挙動について詳細に検討し報告する。

2. 実験計画

柱試験体は 2 回 (R19-1, R19-1') に分けて制作したため、本研究では、無補強試験体 (R19-1') 及び補強試験体 4 体

(R19-1-PP1, R19-1-PP2, R19-1-PP3, R19-1'-PP1) の計 5 体の試験体を検討対象とする。補強試験体は、基準試験体と同じ柱試験体を 4 体製作しておき、材齢が 28 日に達した後に鋼板サンドイッチ工法で補強を行った。

基準試験体の寸法、形状及び配筋を図-1 に示す。過年度の研究では補強鋼板に平鋼板を用いたが、本年度の試験体においては、増打コンクリートと鋼板の定着効果を向上させるために、縞鋼板を用い、縞目模様がある面を増打コンクリート側に向けることで鋼板と増打コンクリートとの摩擦抵抗を増やし、補強後の試験体の一体化を確保した。図-2 に各試験体の袖壁長さ比 β 、軸力比 η 、形状寸法及び断面図を示す。基準試験体の柱断面は $175 \times 175 \text{mm}$ であり、スタブ表面からの柱の高さは 488mm である。柱主筋は四隅を 4-D13、残りを 4-D10、帯筋は $4.0 \phi - @120 \text{mm}$ を配筋し、既存建物のせん断破壊型の RC 柱として計画している（約 1/3 モデル）。補強

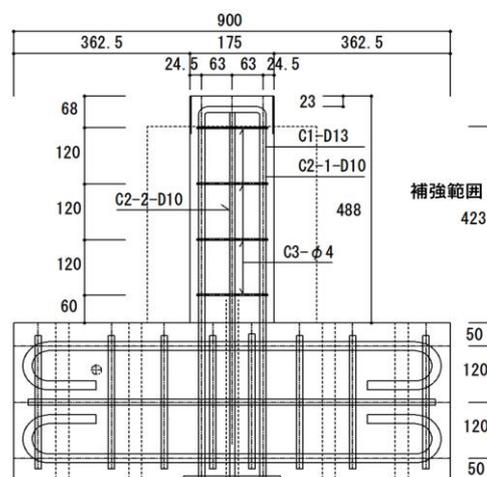


図-1 基準試験体配筋詳細及び補強範囲 [単位：mm]

*1 有明工業高等専門学校 専攻科 建築学専攻 (学生会員)

*2 有明工業高等専門学校 創造工学科 建築コース教授 博士 (工学) (正会員)

*3 琉球大学 工学部工学科 建築学コース准教授 博士 (工学) (正会員)

*4 久留米工業大学 工学部建築・設備工学科教授 博士 (工学) (正会員)

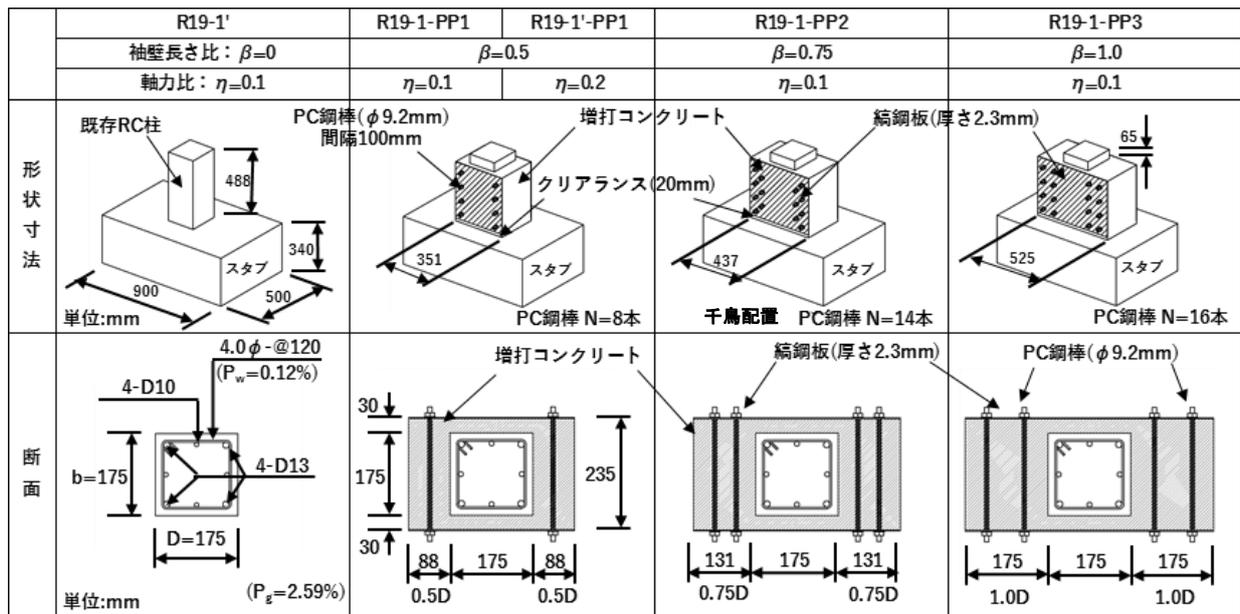


図-2 各試験体の袖壁長さ比 β ・軸力比 η ・形状寸法および断面詳細

試験体は基準試験体の加力方向に2枚の縞鋼板をセットし、R19-1-PP1及びR19-1'-PP1には8本、R19-1-PP2には14本、R19-1-PP3には16本の $\phi 9.2$ のPC鋼棒を用いて鋼板を緊結し、その内側に増打コンクリートを充填した。袖壁長さ比 β 及び軸力比 η は、図-2に示す通りであるが、一定軸力による影響を検証するために、試験体R19-1-PP1には $\eta=0.1$ 、R19-1'-PP1には $\eta=0.2$ とした。試験体の柱頭部に繰り返し載荷用の加力治具を取り付けるために、補強鋼板及び増打コンクリートはRC柱の天端より65mm低く設定した。また、補強鋼板とスタブの間に20mmのクリアランスを設け、繰り返し載荷時に補強鋼板下端とスタブとの接触を防ぐよう計画している。2018年度(13.5 ϕ)と比べ本研究では、9.2 ϕ のPC鋼棒を用いた。PC鋼棒直径の縮小及び本数の増加により、緊張力の分散化を図りつつ、初期ひずみ(手締め可能な約1,000 μ)の導入を容易にした。RC柱のコンクリート基準設計強度は、文献1)を参考に既存構造物の実態を反映させて15N/mm²の低強度コンクリートを用い、増打コンクリートの設計基準強度を普通コンクリート強度の上限値36N/mm²とした。

コンクリートシリンダーが脱型後に試験体と同様に室外での自然養生を行ったため、高温の夏季を経て4週及び載荷時のコンクリート圧縮強度は想定より高くなった。その詳細を表-1に示す。R19-1-PP1とR19-1'-PP1は、試験体を製作した日が異なるので、表-1中の上下段に示す圧縮強度も僅かに異なる。また、試験体を使用した鉄筋、鋼板及びPC鋼棒の力学特性を表-2に示す。

図-3に載荷装置及び載荷プログラムを示す。試験体を反力梁に水平に設置し、水平方向の油圧ジャッキ(1000kN)により一定の軸力 $N = 0.1bD\sigma_B$ を与え、試験

表-1 各試験体のコンクリート圧縮強度

コンクリートの圧縮強度 (N/mm ²)		R19-1'	R19-1-PP1 / R19-1'-PP1	R19-1-PP2	R19-1-PP3
4週	既存RC柱	23.3	23.6 / 23.3	23.6	
	増打コン	-	54.2		
載荷時	既存RC柱	23.8	25.3 / 24.1	25.6	26.5
	増打コン	-	53.6 / 53.0	56.7	57.3

表-2 鉄筋・鋼板及びPC鋼棒の力学特性

	a [mm ²]	σ_y [N/mm ²]	ϵ_y [%]	E_s [kN/mm ²]	
柱主筋	D10	71.33	353	0.18	198
	D13	126.7	343	0.20	169
柱帯筋	4.0 ϕ	13	191	-	-
PC鋼棒	9.2 ϕ	66.48	785	-	201
補強鋼板	2.3t	43.3	375	0.15	200

注: a:断面積, σ_y :降伏強度, ϵ_y :降伏点ひずみ, E_s :ヤング係数, t:鋼板厚さ

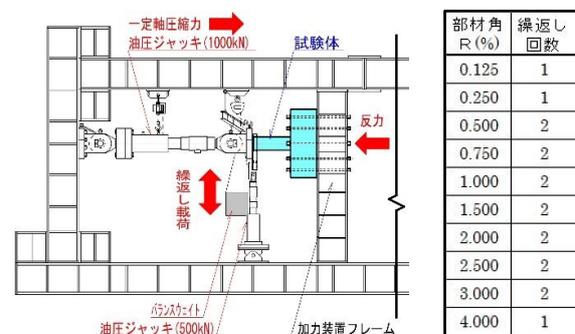


図-3 載荷装置及び載荷プログラム

体R19-1'-PP1のみ $N = 0.2bD\sigma_B$ を与えた。 σ_B は基準試験体の載荷時のコンクリート圧縮強度であり、b、Dは図-2に示す既存RC柱の断面寸法である。

試験体は横方向に取り付けているため、鉛直方向のジャッキ(500kN)を用いて正負繰返し荷重を与え所定の変

形角に達するまで変位させ、試験体の柱頭部付近に設置した変位計による変位制御により図-3に示す荷目標部材角及び回数に従って荷重を行った。試験体の柱高さ方向およびせん断力作用方向にも変位計を取付け荷重時試験体の変形を測定した。また、増打コンクリートのフランジ面、試験体主筋、補強鋼板、PC鋼棒にひずみゲージを貼付け、それぞれのひずみを計測した。

3. 実験結果

3.1 荷重実験の観察結果

基準試験体 R19-1'は、部材角 $R=\pm 0.25\%$ において柱脚に曲げひび割れを確認し、 $R=\pm 0.50\%$ において柱脚から160mm前後の位置でせん断ひび割れが生じた。その後、柱脚に生じた曲げひび割れの幅と長さが殆ど変化せず、荷重の増大に伴ってせん断ひび割れが長くなり、ひび割れ幅も次第に大きくなった。写真-1(a)は、R19-1'の荷重後の最終ひび割れ状況を示す。荷重方向と平行なフランジ面のせん断ひび割れ幅は2mm以上に達した。部材角 $R=-2.0\%$ (2回目)において、その水平耐力が最大値(-44.97kN)の61%まで低下したため、実験を終了した。

鋼板サンドイッチ工法により補強した試験体 R19-1-PP1, R19-1-PP2, R19-1-PP3 及び R19-1'-PP1 の荷重時挙動がほぼ同じであった。部材角 $R=\pm 0.25\%$ において柱脚に曲げひび割れが確認され、荷重荷重の増大に伴って柱脚の引張側の曲げひび割れ幅が次第に大きくなった(写真-1(b))。ひび割れは柱脚の引張側の1か所に集中しているため、逆方向に荷重する際に、そのひび割れが完全に閉じ、圧縮応力を負担するまで荷重の上昇が小さく、本体の剛体回転に伴う制御変位が増加したため、後述する $V-R$ 関係は紡錘形となっていない(図-4参照)。また、試験体 R19-1-PP3 に関しては、押し方向荷重時に、増打

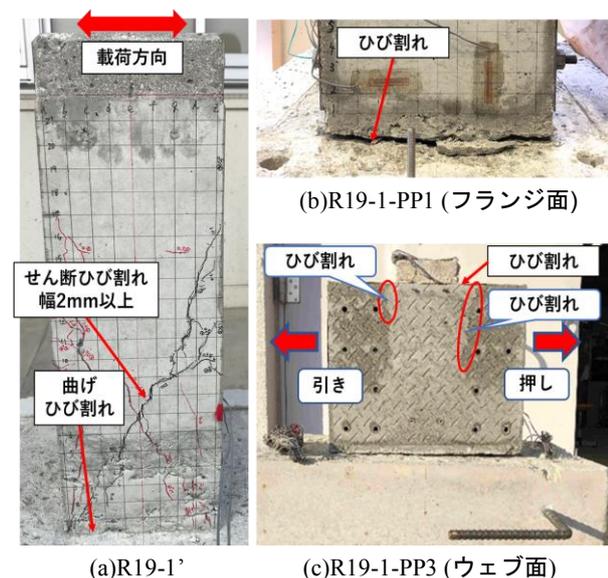


写真-1 各試験体に生じたひび割れ観察結果の例

コンクリートの頭部にひび割れが生じ、荷重後に補強鋼板を取り除くと、そのひび割れがウェブ面まで長く開いた。それに対して、引き側に生じたひび割れが小さかった(写真-1(c))。これは、後述する R19-1-PP3 の $V-R$ 関係の正負側耐力が異なる要因と考える(図-4参照)。

3.2 $V-R$ 関係

試験体 R19-1', R19-1-PP1, R19-1-PP2 及び R19-1-PP3 のせん断力 V と部材角 R との関係を図-4に示す。

せん断破壊先行の試験体として計画した基準試験体 R19-1' は、与えた一定軸力が小さかったため、 $V-R$ 関係を見ても分かるように、せん断ひび割れが発生した $R=\pm 0.5\%$ 以降でも耐力の増加が見られた。押し側では $R=2.0\%$ 、引側では $R=-1.5\%$ でそれぞれ最大せん断力 ($V_{max}=43\text{kN}$, -45kN) に達したが、 $R=-2.0\%$ (2回目)において耐力が最大値の6割まで低下した。荷重実験後に主筋のひずみを確認した結果、 $R=1.5\%$ において既に曲げ降伏していた。以上の結果と $V-R$ 関係から考慮し、基準試験体は曲げ降伏後のせん断破壊となっている。

一方、鋼板サンドイッチ工法で補強した試験体 R19-1-PP1 は、最大せん断力が部材角 $R=\pm 0.5\%$ において一旦表れ、その後、耐力の低下が $R=\pm 3.0\%$ まで僅かであった。 $R=\pm 4.0\%$ まで1回ずつ荷重したが、押す場合における耐力は $R=0.5\%$ 時のせん断力よりも大きくなった。平均最大せん断力(正負最大せん断力の平均値、以下同)は $V_{max}=95\text{kN}$ ($= (98+98)/2$) である。

試験体 R19-1-PP2 の押し側では、耐力が部材角 R の増大に伴って増加した。引き側では最大せん断力が $R=-0.5\%$ において一旦表れ、その後、 $R=-1.0\%$ まで耐力の低下が僅かに見られた。その後耐力が、 R の増加に伴って $R=\pm 4.0\%$ まで連続的に増加した。平均正負最大せん断力

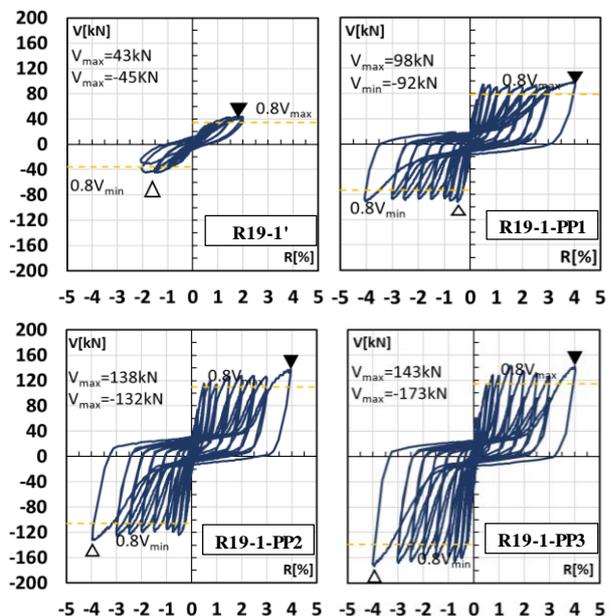


図-4 各試験体のせん断力 V -部材角 R 関係

は $V_{max}=135\text{kN}$ ($=138+132/2$) である。

試験体 R19-1-PP3 の耐力は押し側と引き側に大きな差異が表れた。その理由は写真-1 (c)に示す押し側のひび割れが既存 RC 柱と増打コンクリートとの分離を誘発し、一体化が維持できず、抵抗が弱くなったため、押し側の耐力が低下したと考えられる。但し、耐力の増加が、部材角 R の増大に伴って見られた。正負平均最大せん断力は $V_{max}=158\text{kN}$ である。

図-5 は、R19-1-PP1 及び R19-1'-PP1 の V - R 関係を併せて示す。軸力比 $\eta=0.2$ である試験体 R19-1'-PP1 は、押し側も引き側も $R=\pm 0.5\%$ 程度でほぼ最大せん断力が確認され、その後 $R=\pm 3.0\%$ までせん断力がわずかに増加し

た。その時の平均せん断力は約 120kN であり、軸力比 $\eta=0.1$ である R19-1-PP1 (約 95kN) と比較し、約 1.3 倍高くなっている。但し、R19-1'-PP1 に関しては、 $R=4.0\%$ において計測不良のため、 $R=\pm 3.0\%$ の結果を用いた。

表-3 に基準試験体に対する補強試験体の耐力増加倍率を示す。基準試験体 R19-1' と比較し、補強試験体 R19-1-PP1, R19-1-PP2, R19-1-PP3 及び R19-1'-PP1 ($R=\pm 3.0\%$ 時) ではそれぞれ約 2.2, 3.1, 3.6 及び 2.8 倍の耐力増加が見られた。これは、耐震補強に伴って曲げせん断耐力が増加したことにより柱の耐力が増加したと考えられる。

3.3 スケルトンカーブ、履歴吸収エネルギーおよび主筋 ϵ - R 関係

図-6~図-8 は各試験体のスケルトンカーブ、履歴吸

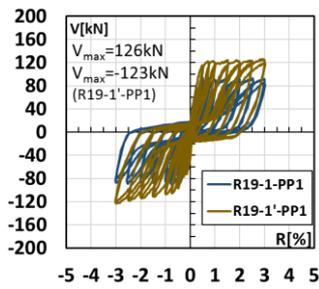


図-5 V-R 関係の比較

表-3 基準試験体に対する補強試験体の耐力増加

試験体	平均最大せん断力 [kN]	R19-1' に対する倍率
R19-1'	44	1.0
R19-1-PP1	95	2.2
R19-1-PP2	135	3.1
R19-1-PP3	158	3.6
R19-1'-PP1	125	2.8

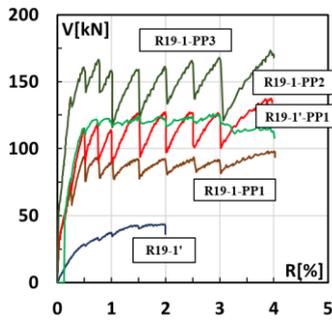


図-6 スケルトンカーブ

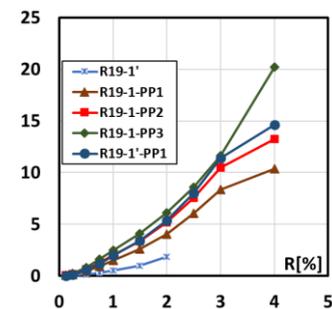


図-7 履歴吸収エネルギー

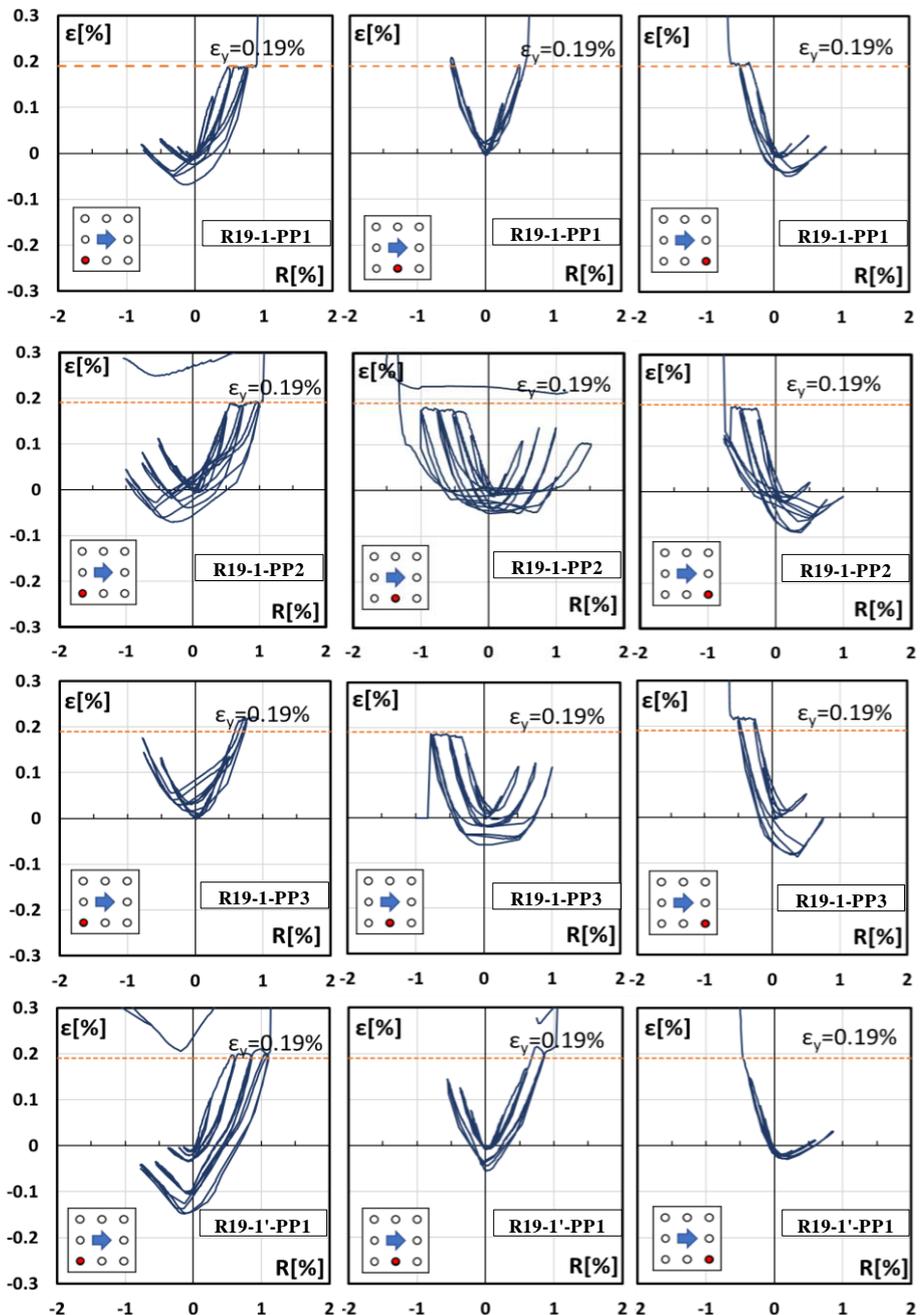


図-8 主筋のひずみ ϵ と部材角 R との関係

取エネルギーおよび主筋のひずみ ε と部材角 R との関係を示す。図-6 に示すスケルトンカーブは、R19-1'と比較し、各試験体共に前述した倍率での増加が確認され、補強試験体の水平剛性の大幅な増加も確認できる。図-7 に示す履歴吸収エネルギー量（各載荷ステップの V - R 曲線で囲む面積の累積値）は、 $R=2.0\%$ において、試験体 R19-1'と比較し、R19-1-PP1~PP3 においてはそれぞれ約 2.2 倍、2.8 倍、3.3 倍の増加となり、R19-1'-PP1 においては約 2.9 倍の増加となっている。

図-8 は各補強試験体の主筋ひずみ ε の測定結果と部材角 R との関係を示す。ひずみゲージは危険断面位置である柱脚部分に貼付し、図-8 は矢印 (⇒) 方向に載荷する（押す）場合の 1 段目（左側）、2 段目（中）及び 3 段目（右）の主筋ひずみ測定値を示す。

補強試験体 R19-1-PP1 が押す方向に載荷され、 $R \leq 1.0\%$ の場合には、1 段目及び 2 段目の主筋が降伏した。しかし、3 段目の主筋は引張側に転じたものの、引張ひずみが非常に小さいことが分かった。 $R > 1.0\%$ の場合には、主筋ひずみの計測値が乱れた。

試験体 R19-1-PP2 はほぼ同様、押し側で $R \leq 1.0\%$ の場合において、1 段目主筋が降伏し、2 段目主筋のひずみが約 1500μ 、3 段目の主筋が引張側に転じたものの、非常に小さい引張ひずみが見られた。 $R > 1.0\%$ の場合には、主筋ひずみの計測値が乱れた。

試験体 R19-1-PP3 は、押し側では、 $R=0.5\%$ で 1 段目主筋が降伏したが、2 段目主筋のひずみが約 1000μ 、3 段目主筋のひずみが非常に小さかった。一方、引き側では、1 段目、2 段目の主筋が共に降伏しており、3 段目主筋のひずみも約 1500μ に達した。これは、この試験体の V - R 関係に引き側の耐力が大きくなった理由である。

試験体 R19-1'-PP1 の主筋ひずみの測定結果より、押し側では、 $R=0.5\%$ で 1 段目主筋が降伏し、2 段目主筋が $R=0.75\%$ で降伏し、3 段目主筋の引張ひずみが非常に小さかった。

以上の結果より、当初想定していた鋼板サンドイッチ工法で補強した試験体の全主筋降伏は、今回の実験で確認できなかった。これは、今後の検討課題とする。

3.4 鋼板の最大せん断ひずみ γ_{max} 及び PC 鋼棒の緊張ひずみ ε_{PC} と部材角 R との関係

補強鋼板の載荷時挙動を把握するために、図-9 のように、各試験体の鋼板表面に 2 列計 6 枚または 3 列計 9 枚の三軸ひずみゲージを、その 1 軸（赤）をせん断力の作用方向（横方向）と平行になるよう貼り付けた。測定した各方向のひずみ（例えば、1-1: ε_1 , 1-2: ε_2 , 1-3: ε_3 ）を式(1)に代入して得られた各部材角毎の最大せん断ひずみ γ_{max} と部材角 R の関係を図-10 に示す。

$$\gamma_{max} = \sqrt{2\{(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2\}} \quad (1)$$

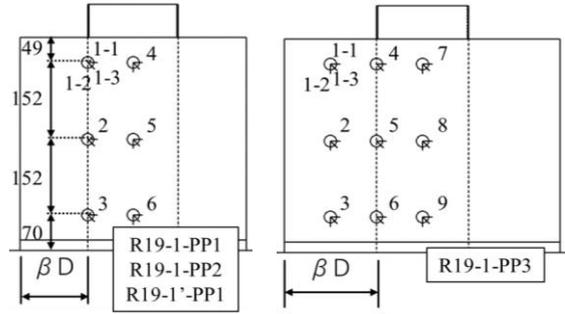


図-9 鋼板の三軸ひずみゲージ貼付位置

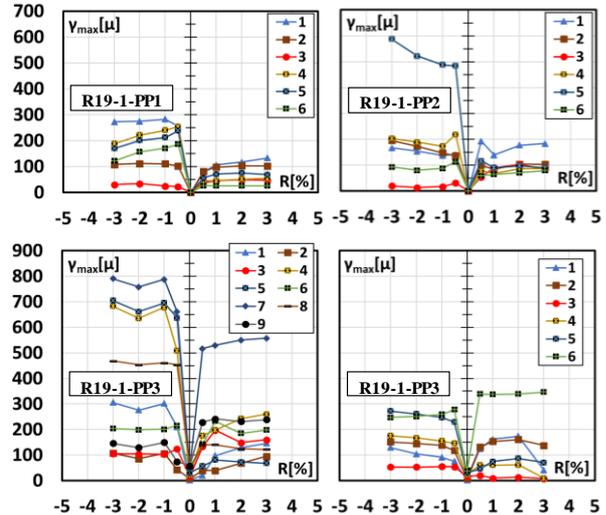


図-10 最大せん断ひずみ γ_{max} -部材角 R 関係

図-10 より、各試験体共に $R=0.5-1.0\%$ までに最大せん断ひずみ γ_{max} の増加が確認されたが、その後、最大せん断ひずみ γ_{max} の増減は少ない。これは各試験体の曲げ耐力が $R=0.5-1.0\%$ で現れたことと対応している。試験体 R19-1-PP3 の最大せん断ひずみ γ_{max} を用いて計算した最大せん断応力度は約 $11 [N/mm^2]$ となり、補強鋼板が一定のせん断力を負担していることを示唆している。

図-11 は、PC 鋼棒の緊張ひずみ ε_{PC} と部材角 R との関係を示す。初期値として PC 鋼棒に平均 1000μ のひずみを導入した後、載荷に伴い、ひずみの変化が生じた。しかし、その変化量が小さく、載荷時に導入した緊張力がほぼ保持されていた。

3.5 増打コンクリートのひずみ ε と部材角 R との関係

増打コンクリートの PC 鋼棒のひずみ導入時及び載荷時挙動を把握するために、柱脚付近のウェブ面に水平及び垂直方向に 1 軸ひずみゲージを貼り付けた。

水平方向に貼り付けたひずみゲージの計測結果の例を試験体 R19-1-PP1 と R19-1-PP3 について図-12 に示す。同図より、PC 鋼棒の初期導入ひずみにより、 50μ 程度圧縮ひずみが確認され、その後部材角 R の変化に伴う水平方向コンクリートひずみの変化が 150μ 以内である。

直方向に貼り付けたひずみゲージの計測結果を図-13 に示す。同図より、一定軸力に伴う圧縮ひずみは約 100

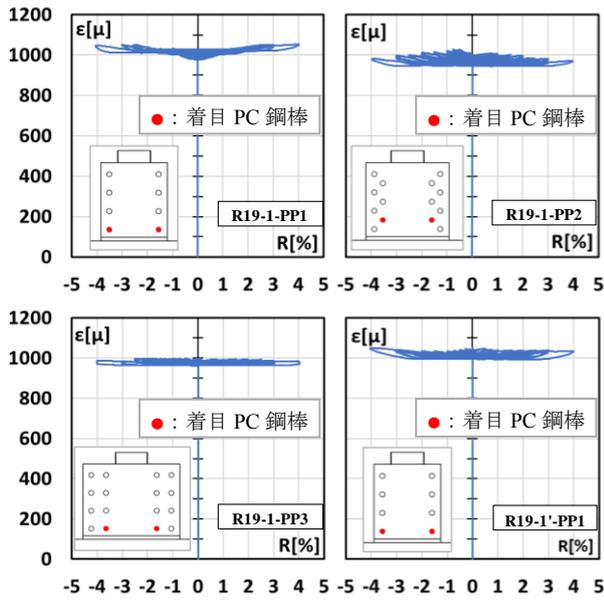


図-11 PC 鋼棒のひずみ ϵ_{PC} と部材角 R との関係

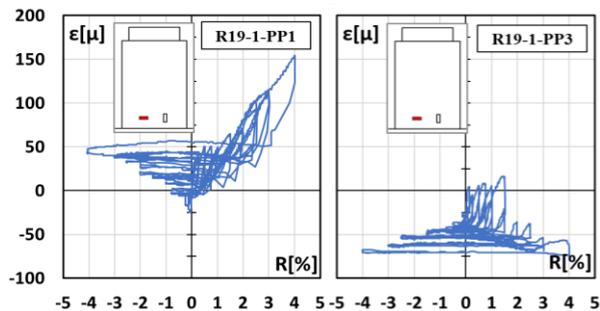


図-12 水平方向ひずみ ϵ と部材角 R との関係

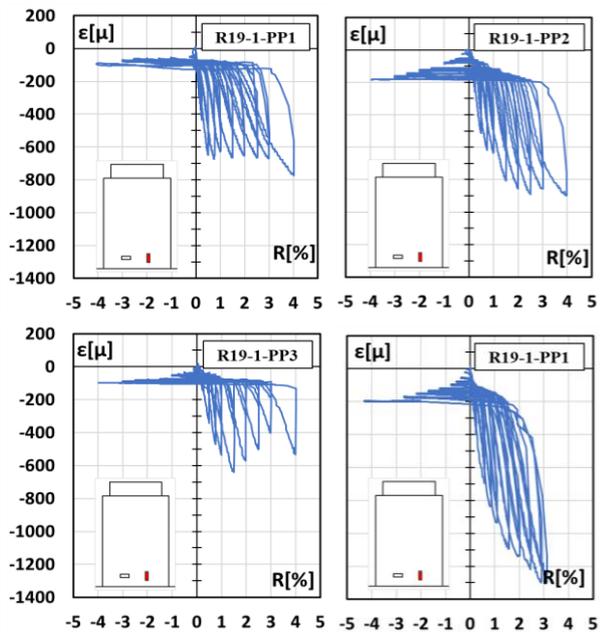


図-13 鉛直方向ひずみ ϵ と部材角 R との関係

μ 程度であり、 \Rightarrow 方向に载荷する場合、増打コンクリート表面において約 $600 \sim 1300 \mu$ の圧縮ひずみが生じ、増打コンクリートがしっかり圧縮力を負担していることを確認できた。

4. おわりに

本実験の結果から以下のことが分かった。

- (1) 基準試験体 R19-1' は、曲げ降伏後のせん断破壊が確認され、平均最大せん断力は $V_{max}=44kN$ である。
- (2) 鋼板サンドイッチ工法により補強した試験体の耐力は、基準試験体 R19-1' と比較し、約 2.2~3.6 倍上昇し、変形能力や水平剛性などの大幅増加も確認できた。
- (3) 軸力比 $\eta=0.1$ である試験体 R19-1-PP1 と比較し、軸力比 $\eta=0.2$ である試験体 R19-1'-PP1 の耐力が約 1.3 倍増加した。
- (4) 本工法のデバイスである補強鋼板、PC 鋼棒及び増打コンクリートは想定していた挙動を示した。
- (5) 鋼板サンドイッチ工法で補強した試験体は、既存 RC 柱の全主筋が降伏できることを想定していたが、今回の実験結果、全ての補強試験体においても、1 段目と 2 段目主筋の降伏を確認できたが、3 段目主筋のひずみが小さく、降伏していないことがわかった。

謝辞

本実験は、有明高専の坂田冬真、高倉健人、中山翔太、開祐之介の各氏の卒業研究の一環として行った。実験計画及び論文のとりまとめに際し、山川哲雄・琉球大学名誉教授に貴重なご助言を頂いた。実験の際に、有明高専専門技術職員田中三雄氏、技術職員松原征男氏、平田裕次氏の協力を得た。試験体製作に関しては、三池生コンクリート工業株式会社から多大のご支援を頂いた。なお、本研究は平成 30 年度公益財団法人大林 財団の研究助成（代表者：金田一男）を受けて実施した。ここに記して関係者各位に謝意を表す。

参考文献

- 1) Tetsuo YAMAKAWA, Md. Nafiur RAHMAN, Kozo NAKADA and Yoichi MORISHITA : Experimental and Analytical Investigation of Seismic Retrofit Technique for a Bare Frame Utilizing Thick Hybrid-walls, 日本建築学会構造系論文集, 第 610 号, pp.131-138, 2006-12.
- 2) 作山寛子, 他 3 名 : 低強度 RC フレームの耐震補強に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol32, No.2, pp337-342, 2010
- 3) 金田一男, 他 4 名 : PC 鋼棒で緊結した鋼板サンドイッチ補強法により補強した低強度 RC 柱の予備試験, 日本建築学会九州支部研究報告, 第 57 号, pp.529-532, 2018.3
- 4) 金田一男, 他 4 名 : PC 鋼棒で緊結した鋼板サンドイッチ補強法により補強した既存 RC 柱の耐力評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北), p.421-422, 2018.9