

論文 PC 鋼棒で緊結した鋼板サンドイッチ工法により補強した既存 RC 柱の面外方向における耐震性能

金田 一男*1・中田 幸造*2

要旨: 著者は PC 鋼棒で緊結した鋼板サンドイッチ工法により補強した既存 RC 柱の耐震性能を研究している。本論文では、補強既存 RC 柱の面外方向における耐震性能を明らかにするために、新規に 3 体の補強試験体を製作し、載荷実験を行った。既発表のデータを含め、補強試験体の面外方向における耐震性能を検討した。その結果、補強前の既存 RC 柱表面から補強鋼板までの距離 $t_{add}=0, 30, 60\text{mm}$ の場合、補強試験体の面外方向における曲げ耐力は無補強の基準試験体と比較し、約 6%, 40%, 90%の増加が確認された。また、補強試験体の初期剛性及び履歴エネルギー吸収能力も、 t_{add} の増加に伴って共に向上した。

キーワード: ピロティ建物, 耐震補強, 鋼板サンドイッチ工法, 面外方向, 鋼板, PC 鋼棒

1. はじめに

既存 RC 造ピロティ建物のせん断耐力・曲げ耐力・変形能力などを改善させると同時に、耐震補強工事のコストを削減させ、施工性を向上させるために、著者は 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と称する）により補強した既存 RC 柱の耐震性能を研究している^{1)~6)}。

図-1 は鋼板サンドイッチ工法により補強した既存 RC 柱の断面図を示す。この工法は、既存 RC 柱の両側に型枠を兼用した補強鋼板を設置し、補強鋼板同士を PC 鋼棒で連結し、補強鋼板の両端部に型枠を設置し、その内側に増打ちコンクリートを打設するものである。また、増打ちコンクリートが硬化した後に PC 鋼棒にプレスを導入し、補強された断面を一体化して挙動させるものである。これまでの研究で、鋼板サンドイッチ工法により補強した既存 RC 柱は、その増設した袖壁のある方向（以降：面内方向と称する）及び面内方向と直交する面外方向の耐震性能が共に向上できることがわかっている。しかし、既存の研究は補強前の既存 RC 柱表面から補強鋼板までの距離（以降： t_{add} と称する）を $t_{add}=30\text{mm}$ として検討したが、 t_{add} をパラメーターとした研究は行っていない。本論文では、 $t_{add}=0\text{mm}$ の補強試験体 1 体（袖壁の長さ βD と既設 RC 柱せい D との比である袖壁長さ比 $\beta=0.50$ ）、 $t_{add}=60\text{mm}$ の補強試験体 2 体（ $\beta=0.50, 0.75$ ）について、一定軸力（軸力比 $\eta=0.2$ ）下の正負繰返し載荷実験を行い、載荷条件が同じである既発表データを含め、補強試験体の面外方向における耐震性能を検討した。

2. 実験計画

2.1 基準試験体及び載荷装置

比較のための基準試験体の詳細を図-2 に示す⁵⁾。実

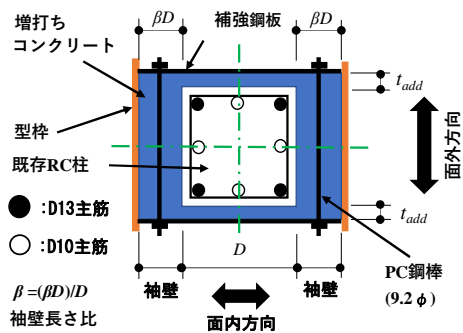


図-1 鋼板サンドイッチ工法により補強した既存 RC 柱断面図

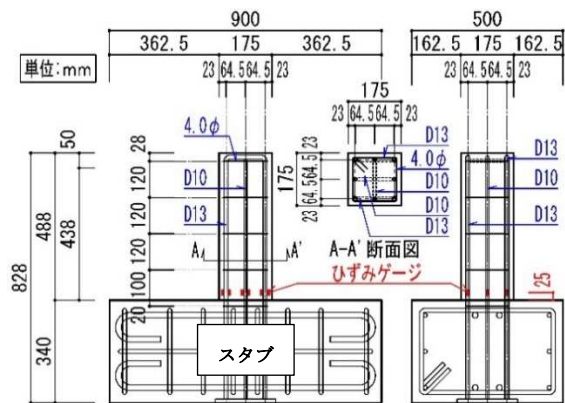


図-2 基準試験体の形状、寸法及び配筋詳細⁵⁾

構造物の 1/3 モデル RC 柱として、基準試験体の柱断面は $b \times D=175 \times 175\text{mm}$ であり、スタブ表面からの柱の高さは 488mm である。柱に 4-D13（四隅）と 4-D10（中間）の主筋（主筋比： $p_g=2.59\%$ ）、また、既存 RC 柱がせん断破壊しやすいうように、 $4.0\phi - @120$ の帯筋（帯筋比： $p_w=0.12\%$ ）を配置した。図-3 の載荷装置及び載荷プログラムに示すように載荷し、繰返し荷重の載荷位置は柱頭部から 25mm の位置にしているため、載荷位置から

*1 琉球大学 工学部 客員研究員・博士（工学）（フェロー会員）、元有明工業高等専門学校 創造工学科 教授

*2 琉球大学 工学部工学科 建築学コース 教授・博士（工学）（正会員）

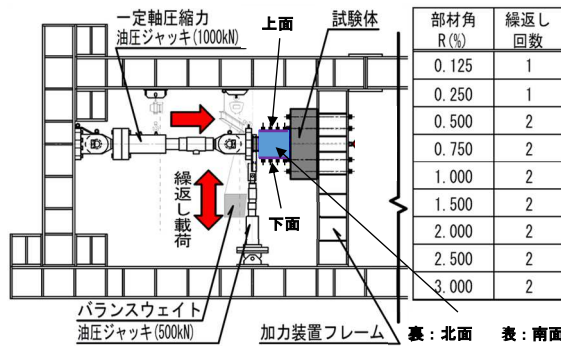


図-3 加力装置及び载荷プログラム

算出した RC 柱のせん断スパン比は 2.65 である。文献 7) に基づいて算出した曲げ終局強度時せん断力は $Q_{mu}=53\text{kN}$ 、せん断終局強度は $Q_{su}=40\text{kN}$ であるため、 Q_{su} / Q_{mu} から算出した RC 柱のせん断余裕度は約 0.75 である。従って、計画では基準試験体の RC 柱はせん断破壊先行となっている。

2.2 補強試験体

補強試験体の詳細を表-1 に示す。既発表データを補完し、 $t_{add}=0\text{mm}$ の補強試験体 1 体 ($\beta=0.50$)、 $t_{add}=60\text{mm}$ の補強試験体 2 体 ($\beta=0.50, 0.75$) の計 3 体を計画した。 $\beta=0.50$ の試験体には PC 鋼棒を 1 列、 $\beta=0.75$ の試験体には PC 鋼棒を 2 列それぞれ配置し、PC 鋼棒の間隔は、補強試験体の縮尺を考慮した。载荷実験の直前に、手締め可能な範囲で全ての PC 鋼棒に約 1000μ の初期ひずみを導入した。

2.3 使用材料の材料特性

使用した鋼材及びコンクリートの材料特性を表-2、3 に示す。主筋には SD345 の異形鉄筋、帯筋には 4.0ϕ のなまし鉄線、PC 鋼棒には市販の最小径 ($\phi 9.2\text{mm}$) の PC 鋼棒 (実構造物に採用する 16ϕ PC 鋼棒断面積の約 1/3)、補強鋼板には厚さ $t=2.3\text{mm}$ の縞鋼板をそれぞれ使用した。また、補強鋼板と増打ちコンクリートとの付着性を向上させるために、鋼板の縞模様を増打ちコンクリート側に向けている。既存 RC 柱には設計基準強度 13.5N/mm^2 の低強度コンクリート (载荷時目標値 21N/mm^2)、増打ちコンクリートには設計基準強度 30N/mm^2 のコンクリートをそれぞれ使用した。表-3 中のコンクリート強度は 4 週目および载荷実験時のテストピースの圧縮強度である。

3. 実験結果及び考察

3.1 $V-R$ 関係について

表-1 に示す補強試験体 (R22-0-PP1, R22-60-PP1, R22-60-PP2) のせん断力 V と部材角 R 関係を図-4 に示す。比較のために、配筋が同じく、コンクリート強度がほぼ同じである文献 5) に示す基準試験体 PP0 (無補強)、補強試験体 OUT-PP1 ($t_{add}=30\text{mm}$, $\beta=0.50$)、OUT-PP2 ($t_{add}=30\text{mm}$, $\beta=0.75$) の実験結果を併せて示している。

表-1 補強試験体の詳細 (表中単位: mm)

試験体	立体図	断面図・ $\beta \cdot t_{add}$
R22-0-PP1		
R22-60-PP1		
R22-60-PP2		

表-2 使用した鋼材の材料特性

	a (mm ²)	σ_y (N/mm ²)	E_s (kN/mm ²)
柱主筋	D10	368	223
	D13	342	195
柱帯筋 (なまし鉄線)	4.0φ	191	
PC鋼棒	9.2φ	785	201
縞鋼板 (試験片)	t=2.3mm	380	206

注: a : 断面積, σ_y : 降伏強度, E_s : ヤング係数, t : 補強鋼板厚さ

表-3 使用したコンクリートの材料特性

コンクリート強度 N/mm ²	基準試験体	補強試験体			
	PP0	R22-0-PP1	R22-60-PP1	R22-60-PP2	
4週強度	既存RC柱	18.7	18.6		
	増打ちコン	34.6			
载荷時	既存RC柱	22.6	21.9	22.0	22.7
	増打ちコン	34.6		42.0	40.5

図-4 (a) に示すように、基準試験体 (PP0) の既設 RC 柱は、せん断破壊先行で計画したが、押す方向载荷時に $R=1.0\%$ において、引張主筋が先に降伏し、 $R=2.0\%$ において、圧縮側コンクリートが圧壊されたため、曲げ破壊モードを示した⁶⁾。しかし、最大せん断力の平均値 $V_{平均}=60.6\text{kN}$ であり、文献 7) に基づいて算出した曲げ終局強度時せん断力 $Q_{mu}=53\text{kN}$ と比較し、誤差が僅か 10% 程度である (図-4 (a) 中破線参照)。図-4 (b) に示すように、 $t_{add}=0\text{mm}$ ($\beta=0.50$) の補強試験体 R22-0-PP1 は、基準試験体とほぼ同じ曲げ破壊モードを示し、最大正負平均せん断力 (64.3kN) は基準試験体 (60.6kN) と比較し約 6% の増加となった。これは、R22-0-PP1 において、圧縮応力を負

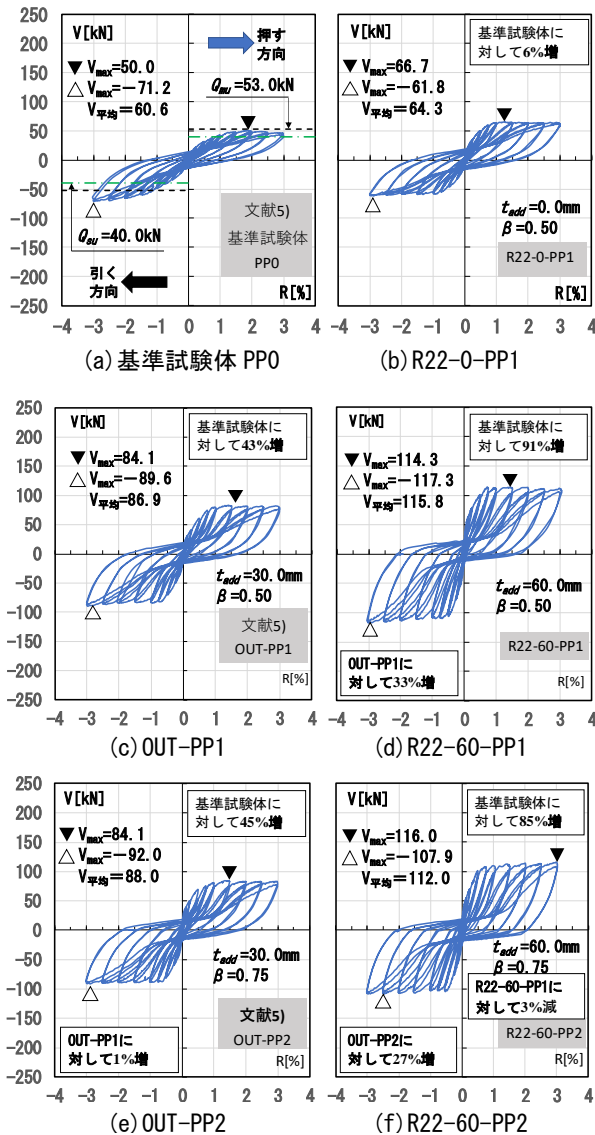


図-4 基準試験体及び補強試験体の V - R 関係

担する領域が増打ちコンクリート部にやや存在したことを示している。つまり、R22-0-PP1 の圧縮領域が増打ちコンクリート部に及んだため、応力中心間距離が若干大きくなり、その耐力も PPO より大きくなった。

図-4 (c)に示すように、 $t_{add}=30\text{mm}$ ($\beta=0.50$)の補強試験体 OUT-PP1 は、同じく曲げ破壊モードを示し、最大正負平均せん断力 (86.9kN) は基準試験体と比較し約 43%の増加となった。曲げ破壊時に補強後の袖壁は既存 RC 柱のコンクリートと共に圧縮力を負担すると同時に、 t_{add} の増加に伴って、引張主筋から圧縮域の応力作用中心までの距離 (以降：応力中心間距離と称する) が大きくなったことが要因である。図-4 (d)に示すように、 $t_{add}=60\text{mm}$ ($\beta=0.50$)の補強試験体 R22-60-PP1 の最大正負平均せん断力 (115.8kN) は基準試験体と比較し約 91%の増加となった。また、図-4 (c)に示す OUT-PP1 と比較し、最大正負平均せん断力は約 33%の増加となった。応力中心間距離

が更に大きくなったことが要因である。

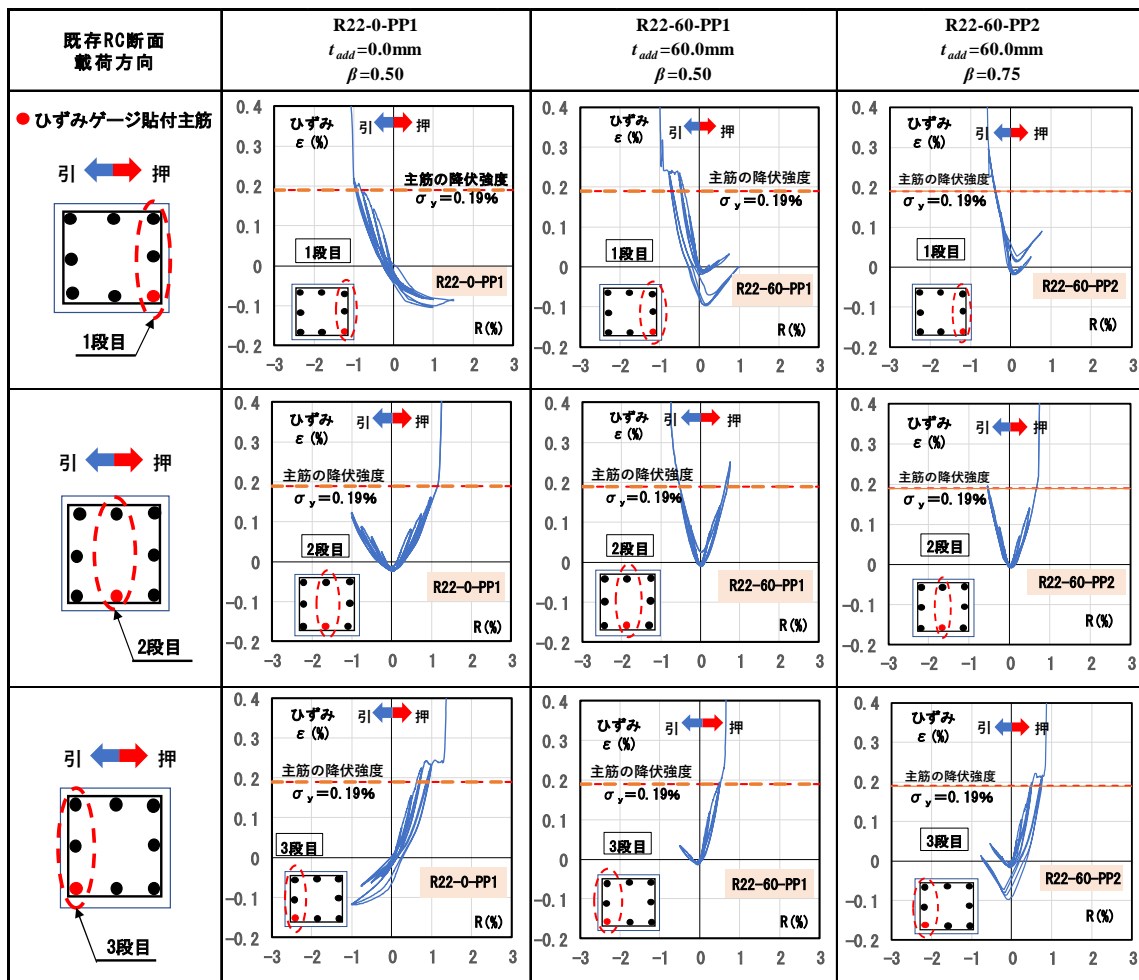
図-4 (e)に示すように、 $t_{add}=30\text{mm}$ ($\beta=0.75$)の補強試験体 OUT-PP2 は、同じく曲げ破壊モードを示し、最大正負平均せん断力 (88.0kN) は基準試験体と比較し約 45%の増加となった。一方、図-4 (c)に示す補強試験体 OUT-PP1 と比較し、最大正負平均せん断力の増加が僅かである (約 1%)。これは、OUT-PP2 と OUT-PP1 の圧縮領域がほぼ同じ、つまり応力中心間距離がほぼ同じであったことを示している。具体的には、軸力を受ける既存 RC 柱の近傍に存在する増打ちコンクリート部のみが曲げ抵抗に寄与したと考えられ、そのため β の大きい OUT-PP2 の耐力は β の小さい OUT-PP1 の耐力とほぼ同じになったと理解できる。図-4 (f)に示すように、 $t_{add}=60\text{mm}$ ($\beta=0.75$)の補強試験体 R22-60-PP2 は、同じく曲げ破壊モードを示し、最大正負平均せん断力 (112.0kN) は基準試験体と比較し約 85%の増加となった。また、図-4 (e)に示す OUT-PP2 と比較し、最大正負平均せん断力は約 27%の増加となった。 t_{add} の増加 (30mm から 60mm) に伴い、応力中心間距離が更に大きくなったことが要因である。一方、図-4 (d)に示す補強試験体 R22-60-PP1 と比較し、最大正負平均せん断力はむしろ僅に減少した。 $t_{add}=60\text{mm}$ の場合、袖壁長さ比 β が 0.50 から 0.75 まで大きくしても、最大正負平均せん断力が殆ど変わらないことを示唆している。

以上より、補強試験体は全て曲げ破壊モードを示したことは、本工法の適用によりせん断耐力は曲げ耐力よりさらに増大したことが伺える。その原因を写真-1 に示す補強試験体 R22-60-PP2 について説明する。写真-1 は載荷実験後に補強鋼板を取り除いた状況を示す。補強された増打ちコンクリートにはひび割れやコンクリートの圧壊などの変状が確認されず、既存 RC 柱と増打ちコンクリートが一体化して挙動したことが推測できる。また、基部のみに曲げひび割れが表れている。主筋に貼り付けたひずみゲージの測定結果から、曲げ耐力時に引張側に位置する主筋が降伏している (後述する 3.2 参照)。言い換えれば、曲げ耐力時に、既存 RC 柱の主筋が引張応力



写真-1 補強鋼板除去後の補強試験体

表-4 補強試験体柱基部主筋の降伏状況



を負担し、既存 RC 柱のコンクリートは圧壊せず、増打ちコンクリートと共に圧縮応力度を負担したためである。

3.2 既設 RC 柱の柱脚位置における主筋のひずみ

補強試験体 R22-0-PP1, R22-60-PP1, R22-60-PP2 の既存 RC 柱の主筋に対して、その柱脚部付近にひずみゲージを貼り付け、載荷時に主筋のひずみを計測した。各補強試験体の計測ひずみ ϵ (%) と部材角 R (%) との関係を表-4 に示す。表中上段から 1 段目・2 段目・3 段目の各補強試験体の主筋ひずみの計測結果を示す。

最初に、押し側に着目すると、各補強試験体の 1 段目の主筋がすべて降伏しておらず、2・3 段目の主筋が降伏している。従って、最も圧縮側に位置する主筋が引張降伏しないことがわかった。

次に、2 段目と 3 段目主筋の降伏状況を比較する。2 段目では、R22-0-PP1 では引き側に主筋が降伏していないが、押し側に部材角 $R=1.0\%$ で主筋が降伏した。R22-60-PP1 および R22-60-PP2 では部材角 $R=\pm 0.75\%$ で押し側・引き側共に降伏した。3 段目では、引き側に主筋が降伏しないが、押し側に R22-0-PP1 では部材角 $R=0.75\%$, R22-60-PP1 および R22-60-PP2 では部材角 $R=0.50\%$ でそれぞれ降伏した。

以上のことから、袖壁長さ比 β の値は同じで、 $t_{add}=0\text{mm}$ である R22-0-PP1 と $t_{add}=60\text{mm}$ である R22-60-PP1 を比較すると、 t_{add} を増大させることによって、より小さい部材角 R で主筋が降伏することが確認された。しかし、R22-60-PP1 ($\beta=0.50$) と R22-60-PP2 ($\beta=0.75$) では、2 段目および 3 段目共に、降伏する部材角には差はみられなかった。これは、袖壁長さ β が変化しても、 t_{add} が同じであるため、補強された既存 RC 柱断面の中立軸の位置が殆ど変わらないことが理由として考えられる。

3.3 スケルトンカーブについて

図-5 は、図-4 に示す $V-R$ 関係の押し側のスケルトンカーブを示す。なお、比較するために文献 5) に示す基準試験体 (PP0) と補強試験体 (OUT-PP1, OUT-PP2) のデータを併せて示している。同図から分かるように、基準試験体のせん断力 V が最も低く、その次は R22-0-PP1 であり、最も大きい値を示しているのが R22-60-PP1 と R22-60-PP2 である。比較を通して、既存 RC 柱表面から鋼板までの距離 t_{add} の増大により、曲げ耐力が向上していることを確認できた。また、 $t_{add}=30\text{mm}$ の補強試験体 OUT-PP1 と OUT-PP2 のスケルトンカーブには大差がなく、 $t_{add}=60\text{mm}$ の補強試験体 R22-60-PP1 と R22-60-PP2 のス

ケルトンカーブがほぼ重なっていることから、 β が増大 ($\beta=0.50 \Rightarrow 0.75$) しても曲げ耐力が殆ど変わらないことがわかった。

3.4 初期水平剛性について

図-6 は、基準試験体、補強試験体の初期水平剛性の計算結果を示すものである。初期水平剛性 K は、初期曲げひび割れ発生時のせん断力 V とその時の部材角 R との比で定義するが、実験結果から、初期曲げひび割れの発生部材角は $R=0.125 \sim 0.25\%$ 範囲であったため、ここでは統一して $R=0.125\%$ の正負せん断力の平均値を示した。

図-6 に示す計算結果より、基準試験体 PP0 の初期剛性が最も低く、 $t_{add}=0\text{mm}$ の補強試験体 R22-0-PP1 の初期剛性が基準試験体と比較し、約 1.5 倍大きくなっている。 $t_{add}=30\text{mm}$ の補強試験体 OUT-PP1($\beta=0.50$) と OUT-PP2($\beta=0.75$) を比較すると、 β の大きい OUT-PP2 の初期剛性が大きかった。しかし、 $t_{add}=60\text{mm}$ の場合、補強試験体 R22-60-PP1($\beta=0.50$) と R22-60-PP2($\beta=0.75$) を比較すると、逆に β の小さい R22-60-PP1 の方が僅かに大きくなっている。以上の結果を踏まえ、補強試験体の場合、 $t_{add}=0\text{mm}$ でも初期剛性が向上され、 t_{add} の増大に伴い初期水平剛性も更に増大することが分かった。

3.5 履歴エネルギー吸収能力について

図-4 に示すすべての試験体の V - R 関係から求めた履歴エネルギー吸収能力 E の比較を図-7 に示す。部材角 $R=3.0\%$ で比較すると、基準試験体(PP0)では $E=5.0\text{kN}\cdot\text{m}$

程度であり、それに対して補強試験体 R22-0-PP1 は $E=6.4\text{kN}\cdot\text{m}$ 程度、 $t_{add}=30\text{mm}$ である補強試験体 OUT-PP1 と OUT-PP2 は共に $E=7.5\text{kN}\cdot\text{m}$ 程度となり、 $t_{add}=60\text{mm}$ である補強試験体 R22-60-PP1 および R22-60-PP2 は共に $E=10.0\text{kN}\cdot\text{m}$ 程度に近い。基準試験体と比較し、履歴エネルギー吸収能力がそれぞれ $t_{add}=0\text{mm}$ の場合では 1.4 倍、 $t_{add}=30\text{mm}$ の場合では 1.5 倍、 $t_{add}=60\text{mm}$ の場合では 2.0 倍大きくなっている。また、 $t_{add}=30\text{mm}$ の補強試験体と比較し、 $t_{add}=60\text{mm}$ の補強試験体の履歴エネルギー吸収能力が約 1.3 倍大きくなっている。 t_{add} の増大に伴って履歴エネルギー吸収能力も大きくなることがわかった。

3.6 PC 鋼棒の載荷時挙動

図-8 に補強試験体 (R22-0-PP1, R22-60-PP1, R22-60-PP2) の PC 鋼棒 (図中赤●位置の 2 本の PC 鋼棒) の平均ひずみ ϵ_{PC} と部材角 R との関係を示す。同様な方法で各試験体の PC 鋼棒に初期ひずみ (約 1000μ) を導入した

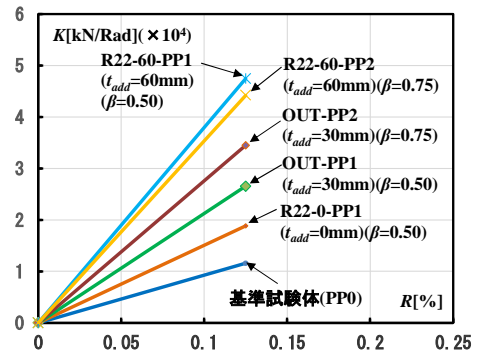


図-6 各試験体の初期剛性の比較

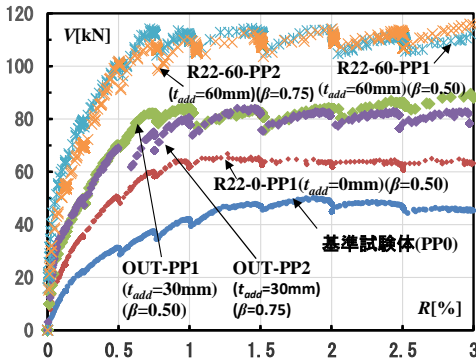


図-5 各試験体のスケルトンカーブの比較

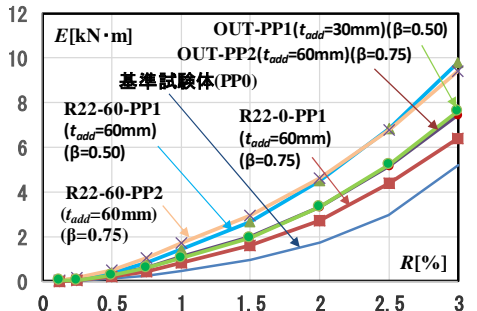


図-7 累積エネルギー吸収能力の比較

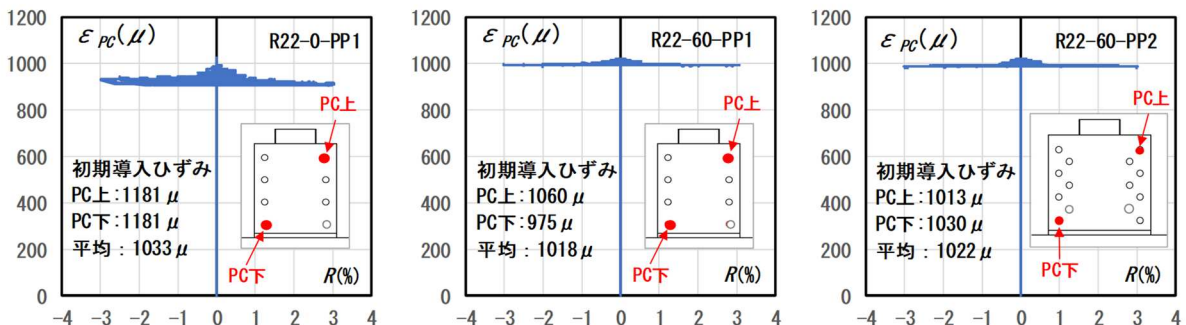


図-8 補強試験体の PC 鋼棒のひずみ変化



写真-2 補強試験体 R22-0-PP1 の補強鋼板除去状況

が、部材角 R の変化に伴う R22-60-PP1, R22-60-PP2 の PC 鋼棒のひずみの変化量が小さかった。しかし、R22-0-PP1 のひずみ減少(約 10%)が比較的大きかった。

R22-0-PP1 の PC 鋼棒の導入ひずみの減少による影響を確認するために、载荷後に補強鋼板を除去し、増打ちコンクリートと既存 RC 柱との一体化及び増打ちコンクリートの変状(膨張など)を確認した。写真-2 はその状況を示す。その結果、増打ちコンクリートと既存 RC 柱との一体化に問題はなく、増打ちコンクリートの変状も確認されなかった。導入ひずみの減少原因を明らかにしていないが、载荷時に導入した緊張力は僅かに減少しても PC 鋼棒の締め付け効果に影響はないことがわかった。

4. 終わりに

本論文では、補強試験体 R22-0-PP1, R22-60-PP1, R22-60-PP2 および文献 5) に発表したデータ(基準試験体 PP0, 補強試験体 OUT-PP1, OUT-PP2) を併せて検討し、鋼板サンドイッチ工法により補強した既存 RC 柱の面外方向における耐震性能を検証した。得られた知見を以下に示す。

- (1) 基準試験体と比較し、補強試験体(R22-0-PP1)の曲げ耐力は約 6%大きくなった。袖壁長さ比 β による影響があるが、 $t_{add}=0\text{mm}$ であるため曲げ耐力の増加度が小さかった。
- (2) 基準試験体と比較し、補強試験体(OUT-PP1, OUT-PP2)の曲げ耐力は約 40%大きくなり、R22-60-PP1 及び R22-60-PP2 の曲げ耐力は約 90%大きくなった。袖壁長さ比 β による影響は小さく、 t_{add} の値が曲げ耐力の増加に大きく影響したものと考えられる。
- (3) 基準試験体と比較し、補強試験体の初期剛性 ($R=0.125\%$ における正負せん断力の平均値)及び履歴エネルギー吸収能力が共に向上した。 t_{add} が大きくなったことが要因である。
- (4) (1), (2), (3)より、 t_{add} の値を大きくすればするほど、補強試験体の面外方向における曲げ耐力及び変形能力の大幅な改善が確認できた。

- (5) PC 鋼棒に導入した初期ひずみ(約 1000μ)は部材角 R の変動に伴って僅かに減少した(最大約 10%)が、その減少量は PC 鋼棒の締め付け効果に殆ど影響はないことがわかった。そのため、鋼板サンドイッチ工法により補強した補強試験体の一体化を確保できることを明らかにした。

謝辞

本研究は、日本学術振興会の令和 3 年度科学研究費助成金(基盤研究(C)21K04244)(研究代表者:金田一男)によって実施した。本実験は、有明高専の技術専門職員 田中三雄氏、技術職員平田裕次氏及び金田研令和 4 年度の学生諸氏の協力を頂いた。試験体製作に関しては、有明高専建築コース教授下田誠也先生、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。ここに記して関係者各位に謝意を表す。

参考文献

- 1) 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
- 2) 中村友哉, 金田一男, 中田幸造, 上原修一: 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, コンクリート工学年次論文集, Vol.42, No.2, pp.787~792, 2020
- 3) 稲葉淑貴, 金田一男, 中田幸造, 山川哲雄: PC 鋼棒で緊結した鋼板サンドイッチ工法により補強した RC 柱の曲げ耐力に関する解析的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.42, No.2, pp.793~798, 2020
- 4) 金田一男, 中田幸造, 下田誠也, 山川哲雄: PC 鋼棒で緊結した鋼板サンドイッチ工法により補強した RC 柱の面内方向における耐震性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.43, No.2, pp.613~618, 2021.7
- 5) 金田一男, 中田幸造: PC 鋼棒で緊結した鋼板サンドイッチ工法により補強した RC 柱の面内及び面外方向における耐震性能に関する研究, 日本建築学会技術報告集, 第 29 巻, 第 71 号, pp.156-161, 2023
- 6) 黒田萌香, 金田一男, 中田幸造: PC 鋼棒で緊結した鋼板サンドイッチ工法により補強した既存 RC 柱の面外方向における耐震性能に関する研究, 日本建築学会九州支部研究報告, 第 62 号, pp.341-344, 2023.3
- 7) 財団法人 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説, pp.191-192, 2017 年改訂版