

論文 PC 鋼棒で緊結した鋼板サンドイッチ工法による大地震で損傷した既存 RC 柱の耐震補強に関する研究

金田 一男*1・中田 幸造*2・下田 誠也*3・山川 哲雄*4

要旨：RC ピロティ建物について、大地震でその一部の RC 柱が著しく損傷したが、建物全体として補修補強して継続使用可能と判断された場合、著しく損傷した RC 柱の応急並びに恒久耐震補強が必要となる。本論文は、大地震で著しく損傷した RC 柱に、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）を適用し、補強後の RC 柱の耐震性能を検討したものである。3 体の試験体に対する載荷実験を行い、補強後の試験体の曲げせん断耐力及び変形能力の増加が確認できた。その結果から、鋼板サンドイッチ工法は大地震で著しく損傷した既存 RC 柱（損傷度 III-V）の応急並びに恒久耐震補強に適用できることを示した。

キーワード：大地震、ピロティ建物、既存 RC 柱、鋼板、PC 鋼棒、応急耐震補強、恒久耐震補強

1. はじめに

著者が RC 造のピロティ建物の耐震補強として、経済性と施工性だけではなく、ピロティ建物の使用機能への影響を最小限とする 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）の研究に取り組み、補強後の既存 RC 柱の耐震性能を実験的に確認し、その曲げ耐力の略算式を提案している¹⁾²⁾。鋼板サンドイッチ工法の基本コンセプトは、山川らが提案した合成極厚無筋壁補強法（Thick Hybrid Wall：THW 工法）⁴⁾であるため、その優れた耐震性能が既に検証されている。しかし、今までの研究は、震前対策としてしか考えておらず、大地震で著しく損傷した既存 RC 柱に適用できるかは研究されていない。

一方、近年では地球温暖化の防止、建設材料費の高騰及び人手不足を背景に、地震後に損傷を受けた建物をその後も継続的に使用する傾向が高まっている。そのため、RC 造建物のピロティ層における一部の RC 柱が著しく損傷した場合においても、建物全体の継続使用が可能と判断されると、その建物の RC 柱の応急並びに恒久耐震補強が重要となってくる。

応急補強に関する既往の研究では、山川らが大地震で損傷した RC 柱に対し、コーナーブロックと PC 鋼棒をその柱の周囲に配置し、PC 鋼棒にプレストレスを導入することによって、せん断補強効果と受動的横拘束効果および能動的横拘束効果を発揮させる応急補強法を提案している⁵⁾。また、山川・中田らが、損傷した RC 柱の「ひび割れの閉合」を、RC 柱へ周回させたアラミド繊維ベルトを鋼製のカプラーによって緊張する「能動横拘束」によって実現する応急補強法を発表している⁶⁾。しかし、これらの方法は、RC 柱のコーナーからコーナーブロック

を介してプレストレスを導入し、損傷した RC 柱を補強する方法であり、既存 RC 柱のコーナーまで損傷すると適用が困難となる。

本研究では、せん断破壊先行の試験体 3 体を製作し、そのうちの 1 体を補強なしの基準試験体とし、載荷実験によって、その耐力、破壊モード及び変形能力を把握する。残りの 2 体を損傷させた後に鋼板サンドイッチ工法で補強し、載荷実験によって、その耐力や変形能力などを検証する。更に、略算式³⁾による計算結果と実験結果の比較を行い、補強後の試験体の耐震性能を評価する。

2. 補強対象 RC 柱の損傷度・補強方法及び研究の狙い

写真-1 は熊本地震で著しく損傷したピロティ建物の実例⁷⁾を示す。手前の RC 柱が著しく損傷し、その他の RC 柱の損傷度合が軽微であることが読み取れる。著しく損傷した RC 柱の被りコンクリートが剥落し、鉄筋が露出しているため、日本建築防災協会発行の「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針」⁸⁾に基づいて損傷度 V（鉄筋曲がりなど）と評価されている⁷⁾。本研究は損傷度 V の RC 柱を補強対象の一つとする。

図-1 は、大地震で著しく損傷した既存 RC 柱を鋼板



写真-1 大地震で損傷したピロティ RC 建物の例⁷⁾

*1 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）

*2 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）

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

*4 琉球大学名誉教授 工博（正会員）

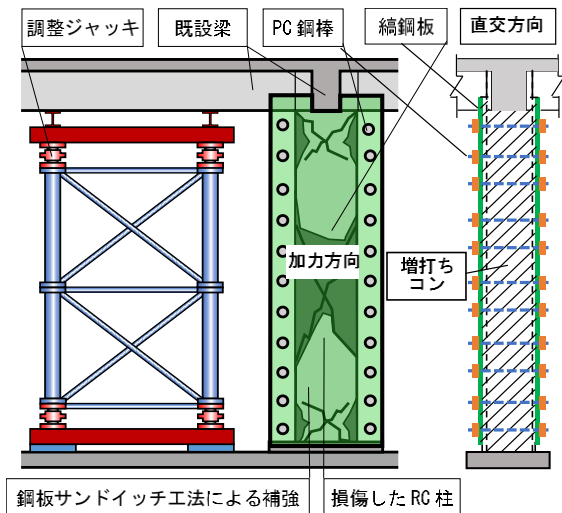


図-1 大地震で損傷した RC 柱の補強イメージ

サンドイッチ工法で補強する際のイメージを示す。著しく損傷した既存 RC 柱の両側に仮設サポート材を設置し、調整ジャッキを用いて高さ矯正を行う。更に、剥離しているコンクリート塊を取り除くなどの前処理を実施する。その後、補強鋼板及び PC 鋼棒などをセットし、鋼板サンドイッチ工法による耐震補強を行う。人力施工を前提とするため、鋼板サンドイッチ工法に使用する増打コンクリートにはスランプ 18 程度の早強コンクリートを適用し、施工性の確保と同時に損傷した断面への修復性を図る。また、増打コンクリート強度の早期発現ができる。

鋼板サンドイッチ工法による耐震補強を適用するため、大地震で損傷した既存 RC 柱と増打コンクリートとの一体化が図られる。増打コンクリート硬化後に仮設サポート材を撤去する。高さ調整する際に仮設サポート材が自重の一部を負担したため、その部分の自重が増打コンクリートに分散し、損傷した既存 RC 柱の負担率が軽減され、既存 RC 柱の鉛直荷重支持能力が回復できる。鋼板サンドイッチ工法で補強した RC 柱本体が剛体のように挙動し、中立軸が増打コンクリート領域にシフトするため、既存 RC 柱の全主筋が引張側となり、主筋の引張力が増打コンクリートの圧縮応力との応力中心間距離が増大することが分かっている¹⁻³⁾、そのために、鋼板サンドイッチ工法で補強した大地震で著しく損傷した既存 RC 柱（震後対策）の耐震性能も同様に期待できる。

3. 試験体の詳細及び製作・補強計画

図-2 は基準試験体の詳細寸法及び配筋詳細を示す。RC 柱断面が 175×175mm であり、スタブ表面からの柱の高さは 488mm である。載荷実験は柱頭部を嵌める加力治具を通して正負繰り返し荷重を与えるため、加力治具への挿入深さ 50mm を除いて、柱のせん断スパン比が $M/(VD)=2.5$ である。補強しない基準試験体のせん断破壊

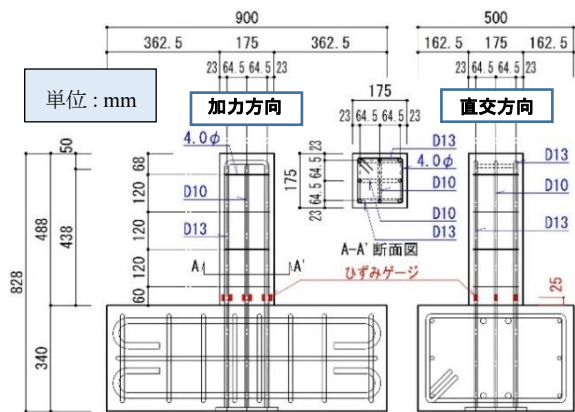


図-2 基準試験体の形状・寸法及び配筋詳細

先行を確保するために、主筋は 4-D13、4-D10 ($p_g=2.59\%$)、帯筋は 4.0φ - @120mm ($p_w=0.12\%$) を配筋し、既存 RC 建造物のせん断破壊型の RC 柱（実物の約 1/3 モデル）として計画した。試験体のスタブは、実建造物の補強対象 RC 柱と接合している上層梁・下層梁（基礎構造）に相当し、本耐震補強法の反力抵抗機構となる。なお、基準試験体を 2 回に分けて製作し、1 回目に製作した試験体名は R19-1 とし、2 回目の試験体名は R19-1' とする。

3.1 基準試験体

鋼板サンドイッチ工法で補強した大地震で著しく損傷した RC 柱の耐震性能を評価するために、無補強の基準試験体 R19-1' の載荷実験を行い、その破壊モード、曲げせん断耐力及び変形能力を明らかにし、その値を評価基準とした。

3.2 大地震で著しく損傷した試験体の耐震補強

大地震で著しく損傷した既存 RC 柱を模擬するために、基準試験体 R19-1 に一定軸力を載荷した後に、人為的に直交方向（図-2、3 参照）に過大な偏心荷重を与え、大きく損傷させた。その損傷状況を写真-2 (a) に示す。損傷後の試験体にコンクリートのひび割れ・浮き・剥離剥落及び鉄筋曲がりなどが確認され、損傷度は IV-V⁸⁾ に相当する状態となっている。このように著しく損傷させた基準試験体 R19-1 に対し、浮いているコンクリート塊のみを取り除いた。前処理後の試験体状態を写真-2 (b) に示す。写真-2 (b) に示す試験体の頭部も損傷していたため、頭部のコンクリートも研りとして、写真-3 のように補強鋼板（織鋼板）と PC 鋼棒及び端部型枠をセットし、高流動性コンクリートを用いた鋼板サンドイッチ工法で耐震補強を実施した。補強後の試験体を R19-1-PP1-EP とする。なお、載荷方法を勘案し、補強範囲は RC 柱頭部より 65mm 低くした。補強鋼板の水平間隔を 235mm とし、鋼板と既存 RC 柱の隙間を 30mm とし、鋼板とスタブの間に 20mm 間隔をとり、載荷時に補強鋼板とスタブとの接触を避けるようにした。

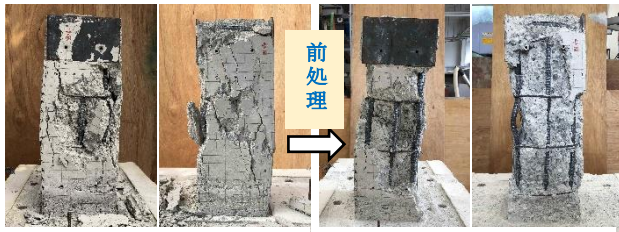


写真-2 著しく損傷(損傷度 IV-V 相当)した試験体



写真-3 著しく損傷した試験体の補強状況

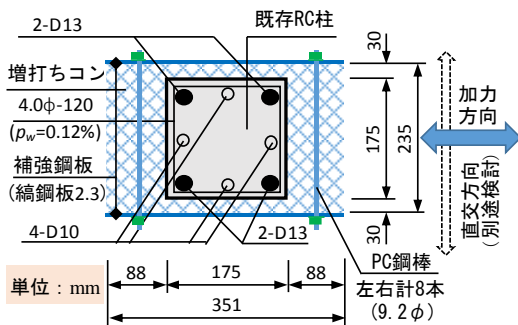


図-3 鋼板サンドイッチ工法で補強した RC 柱断面

3.3 大地震でせん断ひび割れが生じた試験体の耐震補強

基準試験体 R19-1' の載荷実験を先行に行い、その破壊モードは曲げ降伏後のせん断破壊と判断した(最大ひび割れ幅 2mm)。その破壊状態(損傷度: III⁸)を写真-4に示す。この載荷実験後の試験体を大地震でせん断ひび割れが生じた RC 柱として模擬し、それに対して、前処理をせずに、3.2 節に述べた手順で鋼板サンドイッチ工法による耐震補強を行った。補強後の試験体を R19-1'-PP1-EP とする。なお、鋼板サンドイッチ工法により補強した RC 柱断面を図-3 に示し、補強した面内方向(本論文の検討対象方向)に加力する。但し、その直交方向の耐力は別途検討する予定である。



写真-4 曲げせん断破壊した(損傷度 III 相当)試験体

表-1 使用鋼材の力学特性

		a	σ_y	ϵ_y	E_s
		(mm ²)	(MPa)	(%)	(GPa)
柱主筋	D10	71	364	0.18	198
	D13	127	343	0.20	169
柱帯筋	4.0φ	13	191		
PC鋼棒	9.2φ	66	785		201
縞鋼板	2.3t	43	375	0.19	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

表-2 コンクリートの力学特性

コンクリートの圧縮強度 (MPa)	基準試験体		補強試験体	
	R19-1'	R19-1-PP1-EP	R19-1'-PP1-EP	R19-1'-PP1-EP
載荷時	RC柱	23.3	27.0	24.2
	増打ちコン・高流動性コン		49.2	53.3

表-3 増打コンクリートの調合設計

W/B	s/a	単位容積質量(kg/m ³)								
		(%)	(%)	W	C	FA	S	G	SP	AD
33	50	195	384	207	735	771	4.43	0.59		

注: W/B: 水結合材比, s/a: 細骨材率, C: 普通ポルトランドセメント(密度: 3.16g/cm³)
W: 水, FA: フライアッシュII種(密度: 2.34g/cm³), S: 洗浄海砂(密度: 2.58g/cm³)
G: 砕石(密度: 2.58g/cm³, 最大寸法15mm), SP: 高性能AE減水剤
AD: 多機能性添加剤

4. 使用材料の力学特性

試験体に使用した鉄筋・鋼板及び PC 鋼棒の材料特性を表-1に、使用したコンクリートの材料特性を表-2に、また、増打コンクリートの調合設計を表-3にそれぞれ示す。主筋は SD345 材を採用し、補強鋼板は増打コンクリートとの一体化を図るために縞鋼板(厚さ $t=2.3\text{mm}$)を採用した。PC 鋼棒は市販している規格の中で最も小さい径($\phi 9.2\text{mm}$)のものを採用した。柱断面が小さいため、基準試験体には最大骨材寸法 15mm の普通コンクリート(設計基準強度 $\sigma_B=15\text{N/mm}^2$)を採用した。増打コンクリートは、ひび割れへの充填や欠損断面の修復などを勘案し、最大骨材寸法 15mm の高流動性コンクリート(設計基準強度 $\sigma_B=40\text{N/mm}^2$)を採用した。但し、試験体の製作から載荷実験までの期間が長くなったため、載荷時のコンクリート圧縮強度は計画より高くなっている。

5. 実験および計測計画

図-4 に加力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固定し、水平方向にある油圧ジャッキ(1000kN)で一定軸力 $N=0.1bD\sigma_B$ を与えた。ここに、 b, D は基準試験体の柱断面寸法(175×175mm)であり、 σ_B は表-2 に示す載荷時 RC 柱のコンクリート圧縮強度を用いた。鉛直方向のジャッキ(500kN)を用いて、図-4 に示す部材角 R 及び繰り返し回数で正負繰り返し載荷を行った。なお、本研究は低層ピロティ建物の RC 柱の耐震補強を目的とし、その RC 柱の軸力に近い一定軸力(軸力比 0.1)を適用した。

試験体頭部付近に変位計を配置し、その変位計の変位を部材角 R に換算して、変位制御で載荷実験を行った。

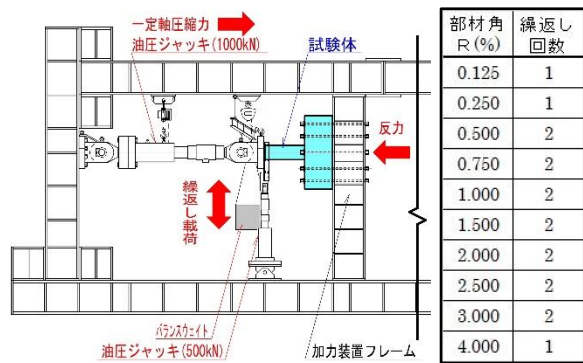


図-4 加力装置及び荷重プログラム



写真-5 荷重後補強試験体 R19-1-PP1-EP の状況

RC 柱の柱脚付近の主筋にひずみゲージを貼り付け、主筋のひずみを計測した。補強試験体の補強鋼板に三軸ひずみゲージ、柱脚に近い 2 本の PC 鋼棒に一軸ひずみゲージを貼り付け、荷重時のそれぞれの挙動を計測した。

6. 実験結果及び考察

6.1 基準試験体の破壊モード

基準試験体 R19-1'は、部材角 $R=\pm 0.25\%$ で柱脚に初期の曲げひび割れが観測され、 $R=\pm 0.50\%$ で柱脚から 180mm 位置付近からも曲げひび割れが確認され、 $R=\pm 0.75\%$ において、その曲げひび割れから 45 度方向に柱脚に向かって展開され、せん断ひび割れとして顕著に表れた。しかし、 $R=2.00\%$ (引き 2 回目) において、耐力が大きく低下し、最大せん断ひび割れ幅が 2mm 以上であることを確認し、実験を終了した。最大せん断力時の主筋ひずみは降伏ひずみに到達したため、基準試験体の破壊モードは曲げ降伏後のせん断破壊となった。

6.2 補強試験体の破壊モード

鋼板サンドイッチ工法により補強した試験体 R19-1-PP1-EP(損傷度:IV-V)及び R19-1'-PP1-EP(損傷度:III)は、いずれも部材角 $R=\pm 0.25\%$ において、柱脚に曲げひび割れが確認され、その後、 R の増大に伴って、柱脚に生じた曲げひび割れ個所で変形を吸収した。鋼板サンドイッチ工法で補強した RC 柱本体は、補強前の損傷度 (IV-V, III) と関係なく、ひび割れや補強鋼板と増打コンクリー

トとのズレ、増打コンクリートと既存 RC 柱との剥離などが発生せず、剛体のように挙動した。破壊モードは曲げ破壊先行であった。

写真-5 の左側写真は、補強試験体 R19-1-PP1-EP の荷重後に、補強鋼板を取り除いた後の状況を示し、柱脚において増打コンクリートとスタブの間に貫通したひび割れが確認できる。補強コンクリートにはひび割れなどの異常が確認されていない。また、補強試験体 R19-1'-PP1-EP の最終状況は R19-1-PP1-EP とほぼ同じである。

写真-5 の右側写真は、R19-1-PP1-EP の増打コンクリートを更にはり取った後の状況を示す。増打コンクリートが柱主筋の裏側まで充填され、既存 RC 柱との一体化が確認された。また、元々あった大きいひび割れが増打コンクリートのモルタルによって充填された箇所も確認された。従って、当初に想定した欠損断面の修復機能が確認できた。

6.3 各試験体の $V-R$ 関係

各試験体のせん断力 V と部材角 R との関係を図-5 に示す。まず、基準試験体 R19-1'は、せん断破壊先行の試験体として計画したが、せん断スパン比が大きいため、曲げ降伏後のせん断破壊となった。 $V-R$ 関係からも分かるように、 $R=\pm 0.5\%$ 以降、かつ、せん断ひび割れが発生した後においても耐力の増加が僅かに見られた。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、 $R=2.0\%$ (引き:2 回目) において耐力が最大値の 6 割まで低下した。

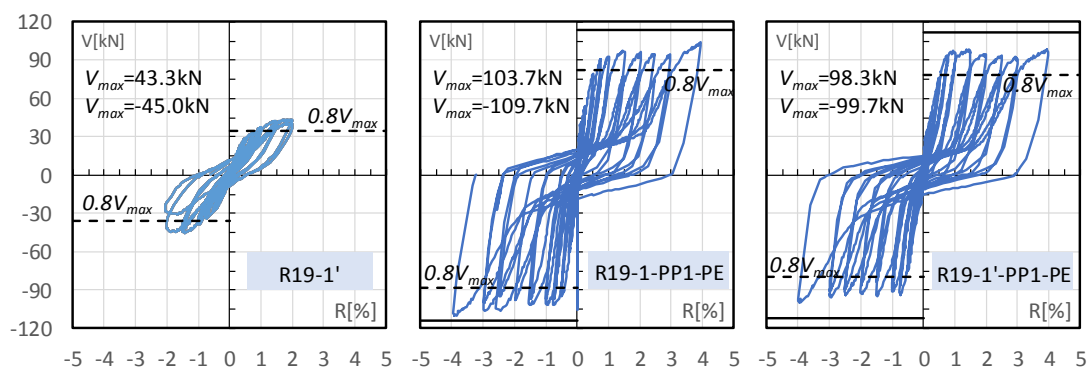


図-5 せん断力 V - 部材角 R (%) 関係

次に、補強試験体 R19-1-PP1-EP は、押し側では $R=1.5\%$ 、引き側では $R=-2.5\%$ において、1 回目のピーク値が現れ、 $R=\pm 4.0\%$ まで載荷すると、耐力の更なる増加が見られた。その最大値は、 $V_{max}=103\text{kN}$ 、 -109kN である。その平均値 (106kN) は基準試験体 (44kN) の約 2.4 倍となる。

最後に、補強試験体 R19-1'-PP1-EP は、 $R=\pm 1.5\%$ において、1 回目のピーク値が現れ、 $R=\pm 4.0\%$ における最大せん断力は、 $V_{max}=98\text{kN}$ 、 -99kN であった。その平均値 (99kN) は基準試験体 (44kN) の約 2.3 倍となる。

一方、補強試験体 R19-1-PP1-EP の曲げ耐力が試験体 R19-1'-PP1-EP より大きくなった理由は、R19-1-PP1-EP の損傷度が IV-V 程度であったため、増打コンクリートと既存 RC 柱との一体化が試験体 R19-1'-PP1-EP (表面がなめらかで付着しにくい) より確保しやすかったからである。

図-5 より、補強試験体 R19-1-PP1-EP 及び R19-1'-PP1-EP の V - R 関係は理想的な紡錘形となっていない。その理由は、載荷時の観察及び変位計の計測結果より、補強された RC 柱本体の平行移動が生じていなく、逆方向に載荷する際に、柱脚に生じた大きいひび割れが閉合してから圧縮力を十分に抵抗するまでの間にせん断力の増加が小さく、補強された RC 柱本体がシフトする中立軸に対して剛体回転が生じ、制御変位が増加したからである。

補強試験体 R19-1-PP1-EP 及び R19-1'-PP1-EP の V - R 関係図中の実線は、文献 3) に示す略算式に基づいて計算した鋼板サンドイッチ工法で補強した RC 柱の曲げ耐力である。略算式による計算は、鋼板サンドイッチ工法で補強した RC 柱の全主筋が降伏していることを仮定している。しかし、本実験では、R19-1-PP1-EP 及び R19-1'-PP1-EP の最も圧縮側にある主筋が、正負載荷時共に降伏していないことを確認したため、これは、略算式による計算値が大きかった原因と考える。

6.4 スケルトンカーブ及び履歴吸収エネルギー量

各試験体の V - R 関係から求めた押し側のスケルトンカーブを図-6 に示す。また、 V - R 関係から計算した履歴エネルギー吸収量を図-7 に示す。

図-6 より、著しい損傷を受けた後に補強された試験体 R19-1-PP1-EP と曲げせん断破壊した後に補強された試験体 R19-1'-PP1-EP のスケルトンカーブは、 $R=3.0\%$ までほぼ同じであり、耐力及び変形能力には明確な差異が

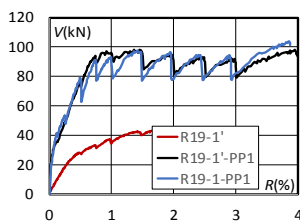


図-6 スケルトンカーブ

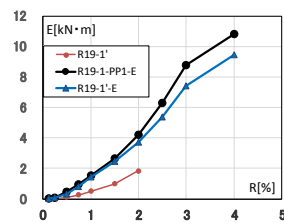


図-7 エネルギー吸収量

見られなかった。従って、鋼板サンドイッチ工法を用いて耐震補強する場合、初期損傷度の影響は非常に少ない。また、基準試験体 R19-1' と比較し、補強試験体の耐力が 2 倍以上、変形能力が大幅に増大した。図-6 より、補強試験体の初期水平剛性も遥かに大きくなっている。

図-7 より、部材角 $R=2.0\%$ において、試験体 R19-1' の累積エネルギー吸収量は約 $2\text{kN}\cdot\text{m}$ に対し、補強試験体は 2 体共にその約 2 倍に達した。R19-1-PP1-EP の累積エネルギー吸収量が最も大きくなっている。

以上の結果より、鋼板サンドイッチ工法は大地震で著しく損傷した既存 RC 柱の耐震補強に適用できる。

6.5 PC 鋼棒・補強鋼板・増打コンクリートの載荷挙動

鋼板サンドイッチ工法は、PC 鋼棒の緊張力が補強鋼板を介して増打コンクリートに横拘束圧を与え、増打コンクリートと既存 RC 柱の一体化を図るため、PC 鋼棒と補強鋼板の載荷時挙動を把握する必要がある。補強試験体 R19-1-PP1-EP 及び R19-1'-PP1-EP にはそれぞれ 8 本の PC 鋼棒を取り付けており (写真-3 参照)、そのうち、柱脚に近い 2 本の PC 鋼棒にひずみゲージを貼り付けた。全ての PC 鋼棒に同じトルクで締め付け、ひずみゲージで管理した 2 本の PC 鋼棒の平均ひずみ ϵ_{PC} が 1000μ となるように締め付けた。一例として R19-1'-PP1-EP の平均ひずみ ϵ_{PC} と部材角 R との関係を図-8 に示す。その後の載荷においては、初期導入されたひずみに多少の変化が見られるが、その変化量が小さいため、載荷時にも横拘束効果が発揮していることを示唆している。

補強鋼板には計 6 枚の三軸ひずみゲージを貼り付け、載荷時のひずみ挙動を計測し、その計測結果より補強鋼板に一定のせん断力を負担していることがわかった。

柱脚から 50mm の位置に増打コンクリートにひずみゲージを貼り付け、一定軸力導入時及び載荷時の増打コンクリートの軸方向ひずみを測定した。一例を図-9 に示す。一定軸力の導入に伴って、約 100μ の圧縮ひずみが増打コンクリートに生じた。これは増打コンクリートが損傷後の柱高さ調整する際の一部の軸力を負担できることを示唆している。

7. 増打コンクリートの種類及び充填性に関する検討

鋼板サンドイッチ工法に用いる増打コンクリートは、

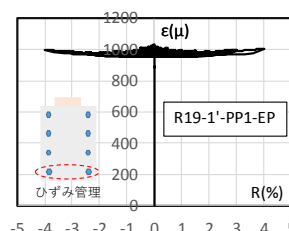


図-8 PC 鋼棒の導入ひずみ ϵ_{PC} - R との関係

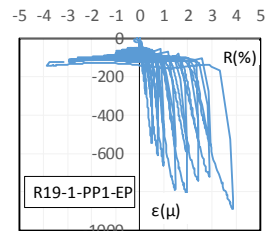


図-9 増打コンの圧縮ひずみ ϵ

材料分離せず、コンクリートの締め固め作業ができる限り不要で、型枠の隅々まで自己充填できる高流動性コンクリートで施工できれば理想である。しかし、今回の実験では、高流動性コンクリートは、練り混ぜ直後では高い流動性を有しているが、練り混ぜから打設作業に移る間に、流動性が著しく低下し、粘性が著しく高まったため、現場での人力による打設作業は困難と判断した。

コンクリートの自己充填性及び応急補強に要求されるコンクリート圧縮強度の早期発現を考え、高流動性コンクリートの代替案として、スランブ 18cm 程度の早強コンクリートを検討した。写真-6 は、人力施工による早強コンクリートの打設状況を示す。スコップで左右にある注入口からコンクリートを投入し、コンクリートの自重で側面まで流れ、周辺を木のハンマーで叩いて、品質の良いコンクリートが充填できることを確認した。その結果、本工法に早強コンクリートの使用が可能である。



1)人力でコンクリート充填 2)コンクリートの自己充填 3)コンクリート充填完了
写真-6 早強コンクリート採用時の人力施工性確認

8. おわりに

鋼板サンドイッチ工法を大地震で損傷した RC 柱の応急補強兼恒久補強に適用し、その実験的研究を行った。得られた知見を以下に示す。

(1)基準試験体 R19-1' は、部材角 $R=1.5\%$ で主筋の降伏が確認され、 $R=2.0\%$ で曲げ降伏後のせん断破壊が確認された。曲げ耐力は $V_{max}=44\text{kN}$ (正負平均) であり、最大せん断ひび割れ幅は 2mm に達した。

(2)鋼板サンドイッチ工法で補強した著しく損傷した試験体 R19-1-PP1-EP (損傷度 IV-V) は、部材角 $R=\pm 0.25\%$ で柱脚に曲げひび割れが確認され、補強された本体部分は、ひび割れや補強鋼板と増打コンクリートのズレなどの損傷がなく、剛体のように挙動した。曲げ破壊モードが確認された。曲げ耐力は基準試験体 R19-1' と比べ、約 2.4 倍増大した。実験後に増打コンクリートを取り除いて観察した結果、断面欠損部が増打コンクリートによって断面修復されていた。

(3) 鋼板サンドイッチ工法で補強した曲げせん断破壊した試験体 R19-1'-PP1-EP (損傷度 III 程度) は、試験体 R19-1-PP1-EP とほぼ同じ挙動を示した。曲げ耐力は基準試験体 R19-1' と比べ、約 2.2 倍増大した。

(4) (2)~(3)の結果より、鋼板サンドイッチ工法は大地震で損傷した既存 RC 柱の耐震補強に適用でき、補強後の試験体は、当初の損傷度の影響を受けず、2 倍以上の耐

力と大幅な変形能力の増加が確認できた。従って、鋼板サンドイッチ工法は、大地震で著しく損傷した RC 柱 (損傷度 III-V まで) の応急補強兼恒久補強に適用できる。今後、鋼板サンドイッチ工法で補強した大地震で損傷した RC 柱の曲げ耐力の略算式を提案する予定である。

謝辞

本実験は、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) 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
- 2) 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, その 1, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北), p.421-422, 2018.7
- 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で補強した既存 RC 柱の曲げ耐力提案式の適用性に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北陸), p.421-422, 2019.9
- 4) 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.
- 5) 山川哲雄, 李文聰, 倉重正義 : PC 鋼棒によりプレストレスを導入した極短柱の応急補強法に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.24, No.2, pp.1219-1224, 2002.6
- 6) 中田幸造, 山川哲雄, 喜屋武徹, NOORI Mohammad Zahid : 緊張材で能動横拘束された損傷 RC 柱に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 41, No. 2, pp. 1201-1206, 2019.7
- 7) 国土交通省 国土技術政策総合研究所, 国立研究開発法人 建築研究所 : 平成 28 年 (2016 年) 熊本地震建築物被害調査報告 (速報), ISSN 1346-7328 国総研資料 第 929 号, ISSN 0286-4630 建築研究資料 第 173 号, 2016.9
- 8) 日本建築防災協会 : 震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針, 2016.3