

令和 5 年 6 月 21 日現在

機関番号：13401

研究種目：基盤研究(C)（一般）

研究期間：2020～2022

課題番号：20K04664

研究課題名（和文）RC柱を応急復旧するためのPVA-FRM吹付け溶接組立鉄筋巻立て補強工法の提案

研究課題名（英文）Proposal of Emergency Retrofitting Method by Jacketing of PVA-FRM Spraying to Restore RC Columns

研究代表者

磯 雅人（ISO, Masato）

福井大学・学術研究院工学系部門・教授

研究者番号：60377471

交付決定額（研究期間全体）：（直接経費） 3,300,000円

研究成果の概要（和文）：本研究では、地震等により損傷した既存鉄筋コンクリート柱を高度に品質管理されたスポット溶接によりユニット化した溶接組立鉄筋を閉鎖型に組立て補強し、ポリビニルアルコール繊維補強モルタル（以下、PVA-FRM）を吹き付けてせん断補強する応急復旧補強工法を開発した。

本補強工法は、せん断補強に効果を発揮し、せん断補強量の増加とともにせん断耐力および靱性能を向上できることが明らかとなった。また、損傷度 程度にせん断破壊させた試験体をエポキシ樹脂注入およびポリマーセメントモルタルにより補修し、その後、本補強工法により補強した試験体も同様に耐力、靱性能を向上でき、応急復旧工法として十分、適用可能である。

研究成果の学術的意義や社会的意義

本研究では、地震後に被災した既存不適格建物の鉄筋コンクリート柱を対象に、構造性能を簡易かつ迅速に回復できる応急復旧工法（スポット溶接によりユニット化した組立鉄筋を閉鎖型に組立て補強し、PVA-FRMを吹き付けてせん断補強する工法）を開発し、その設計に必要な構造性能を示すと同時に、その設計手法を提案した。

本研究及びその成果の学術的意義であるが、ユニット化した鉄筋およびPVA-FRMを用いた応急復旧工法の提案は、世の中で初めてであり、その学術的意義は大きい。また、現在は地震の活動期にあり、地震被災後には迅速な復旧が求められる。本応急復旧工法は、その一助となるものである。

研究成果の概要（英文）：In this study, we developed an emergency recovery reinforcement method in which existing reinforced concrete columns damaged by earthquakes and other disasters are retrofitted into steel bar units by spot welding under highly quality control, and then polyvinyl alcohol fiber reinforcement mortar (PVA-FRM) is sprayed to improve structural performance. It was clarified that this retrofit method is effective for shear reinforcement and can improve shear strength and toughness performance as the amount of shear reinforcement increases. In addition, the test specimen fractured by shear fracture to a degree of damage IV is repaired with epoxy resin injection and polymer cement mortar, and then the test specimen reinforced by this retrofit method can also improve the shear strength and toughness performance. And they can be sufficiently applied as an emergency recovery method.

研究分野：鉄筋コンクリート構造

キーワード：耐震補強工法 応急復旧補強工法 既存鉄筋コンクリート柱 ポリビニルアルコール繊維補強モルタル  
吹付け スポット溶接 溶接組立鉄筋 RC巻き立て補強工法 せん断補強効果

様式 C-19、F-19-1、Z-19 (共通)

1. 研究開始当初の背景

現在、地震の活動期にあり、これまで多くの建物が被災した。被災した建物は、速やかに恒久復旧を行うのが原則である。しかしながら、耐震診断を行い、補強計画を立案し、恒久復旧がなされるまでには数ヶ月以上の時間を必要とすることが多い。それまでの間、建築物を一時的にせよ使用(継続使用)するためには、余震等に対する安全性を確保するための補修・補強(応急復旧)が必要である。しかしながら、従来の応急復旧工法(例えば、RCの巻き立てによる補強)は、鉄筋の溶接、型枠のセット、コンクリート打設など騒音・粉塵の発生や工期が長くなるなど住民の負担は極めて大きく、それらを軽減することが求められている。

2. 研究の目的

以上の背景から本研究では、地震等により損傷した既存鉄筋コンクリート柱(以下、RC柱)を短工期、高品質、かつ、住民の負担を軽減できる応急復旧補強工法を開発する。本工法は、施工を短工期、高品質とするため、高度に品質管理されたスポット溶接によりユニット化した組立鉄筋(以下、溶接組立鉄筋)を閉鎖型に組立て補強し、ポリビニルアルコール繊維補強モルタル(以下、PVA-FRM)を吹き付けてせん断補強するものである。特に、図1(b)に示すようにユニット化した溶接組立鉄筋を柱周りに閉鎖型に施工するためのアイデアに独自性がある。ただし、そのせん断補強効果は不明であり、その効果を明らかにする必要がある。本研究では、無損傷および地震により損傷させた柱の曲げせん断実験を行い、本応急復旧工法のせん断補強効果を明らかにすると同時に、本応急復旧補強工法の設計法を開発・提案することを目的とした。

3. 研究の方法

表1に試験体ならびに実験および計算結果一覧を、図1に配筋図を示す。なお、図1の(a)は各試験体の配筋図を、(b)は補強用組立鉄筋の詳細図である。試験体の共通要因は既存RC柱の仕様であり、柱断面は $b \times D = 300 \times 300 \text{mm}$ 、柱の内法長さ $h_0 = 900 \text{mm}$ とした。また、1971年以前のI期建築物<sup>1)</sup>を想定して、コンクリート設計基準強度 $F_c$ は $18 \text{N/mm}^2$ 、帯筋はD6@160(SD295、帯筋比 $p_w = 0.132\%$ )とした。主筋は12-D16(No.1~4:SHD685(斜め筋)、No.2-1~5:SD490(竹節))とした。No.1~4はせん断性能を、No.2-1~5は靱性能を明らかにするための試験体である。変動要因は補修・補強の有無、補強量、補強工法の3要因である。No.1は基準となる無補強の試験体であり、破壊モードがせん断破壊となるように設計した。No.2, No.3は本研究で提案した溶接組立鉄筋およびPVA-FRMで補強した試験体であり、補強量を変化させた場合のせん断補強効果確認したものである。No.4はせん断破壊(損傷度III程度)させたNo.1を補修・補強した試験体であり、応急復旧、恒久補修、恒久補強を想定したものである。補修は低圧によるエポキシ樹脂注入(内圧充填接合補強工法)により補修を行った。その後の補強は図1のNo.4の配筋図に示すように、在来工法による溶接閉鎖フープ巻き工法によるRC巻き立てによる補強を行った。以上により、補修・補強効果を確認したものである。No.2-1は基準となる無補強の試験体であ

表1 試験体ならびに実験および計算結果一覧

No.	試験体名称	補強の有無	柱の帯筋比(%)			補強方法	実験結果		計算値(比較値=最大耐力実験値 <sup>***</sup> /計算値)		
			既存部 $p_w^*$	補強部 $p_{w2}$	補強後の帯筋比 $\Sigma p_w = p_w + p_{w2}$		最大耐力(kN)**	破壊モード	曲げ終局強度 $Q_{\mu}$ (kN)	せん断終局強度 $Q_{su}$ (kN)	せん断余裕度 $Q_{su}/Q_{\mu}$
1	S-BC-0132	無	0.132			無補強試験体	227.8 -206.0	付着破壊	381.4 (0.60)	148.5 (1.53)	0.39
2	S-PVA/U-0322	補強	0.099	0.223	0.322	横筋D10(SD295)@160の溶接組立鉄筋補強	280.0 -269.5	付着破壊	381.4 (0.73)	309.1 (0.91)	0.81
3	S-PVA/U-0456	補強	0.099	0.357	0.456	横筋D10(SD295)@100の溶接組立鉄筋補強	294.3 -282.8	付着破壊	381.4 (0.77)	331.3 (0.89)	0.87
4	S-R+PVA/C-0322	補修・補強	0.099	0.223	0.322	横筋D10(SD295)@160の溶接閉鎖フープ巻き工法	348.3 -318.0	せん断 引張破壊	381.4 (0.91)	309.1 (1.13)	0.81
2-1	S-BC-0132	無	0.132			無補強試験体	205.8 -170.3	せん断 引張破壊	312.2 (0.66)	145.7 (1.41)	0.47
2-2	F-PVA/U-0521	補強	0.099	0.422	0.521	横筋D13(SD295)@150の溶接組立鉄筋補強	310.3 -293.5	曲げ破壊	314.6 (0.99)	343.9 (0.90)	1.09
2-3	F-PVA/U-0732	補強	0.099	0.634	0.732	横筋D13(SD295)@100の溶接組立鉄筋補強	341.3 -318.5	曲げ破壊	314.6 (1.08)	370.4 (0.92)	1.18
2-4	F-PVA/U-1004	補強	0.099	0.905	1.004	横筋D13(SD295)@70の溶接組立鉄筋補強	341.5 -331.8	曲げ破壊	314.6 (1.09)	399.5 (0.85)	1.27
2-5	F-PVA/CU-1004	補修・補強	0.099	0.905	1.004	横筋D13(SD295)@70の溶接組立鉄筋補強	394.3 -391.8	曲げ破壊	314.6 (1.25)	398.9 (0.99)	1.27

■共通要因■  
 既存の独立柱断面:  $b \times D = 300 \text{mm} \times 300 \text{mm}$   
 せん断スパン:  $a/D = 1.5$   
 帯筋: 2-D6(SD295, 135° $\gamma$ 型余長 $6d = 36 \text{mm}$ )@160  
 軸力:  $N = 1/6 F_c \cdot b \cdot D = 270 \text{kN}$   
 補強後の柱断面:  $b_2 \times D_2 = 400 \text{mm} \times 400 \text{mm}$  (補強部の吹付け厚さ: 50mm)  
 主筋: 12-D16 (No.1~No.4: SHD685, 斜め筋 No.2-1~No.2-5: SD490, 竹節)  
 コンクリートの設計基準強度:  $F_c = 18 \text{N/mm}^2$  (普通18-18-13-N)  
 破壊モード: せん断破壊先行型

■試験体名称■  
 F-PVA/U-0521  
 ① ② ③  
 ①せん断シリーズ(S) 曲げシリーズ(F)  
 ②補強方法  
 BC: 既存の独立柱  
 PVA/U: 溶接組立鉄筋補強によるPVA-FRM (PolyVinyl Alcohol-Fiber Reinforced Mortarの略称) 巻き立て補強  
 R+PVA/C: せん断破壊させたNo.1を低圧エポキシ樹脂注入によるひび割れ補修した後、在来筋補強によるPVA-FRM巻き立て補強  
 R+PVA/CU: No.2-1を低圧によるエポキシ樹脂注入によるひび割れ補修後、PVA-FRM巻き立て補強  
 ③補強後の柱断面で計算した帯筋比(%)

\* No.2,3,4およびNo.2-2,3,4は補強後の柱断面で $p_w$ を計算 \*\* 上段の数値: 正側の最大耐力(+ePmax), 下段の数値: 負側の最大耐力(-ePmax)

\*\*\* 最大耐力実験値は正側+ePmaxと負側-ePmaxの大きい方の値を採用して比較値を計算

り、破壊モードがせん断破壊となるように設計した試験体である。No. 2-2, No. 2-3, No. 2-4 は本研究で提案した溶接組立鉄筋および PVA-FRM で補強し、曲げ破壊するように設計した試験体であり、補強量を変化させた場合の靱性能への影響を確認したものである。No. 2-5 はせん断破壊(損傷度IV程度)させた No. 2-1 を補修・補強した試験体であり、応急復旧, 恒久補修, 恒久補

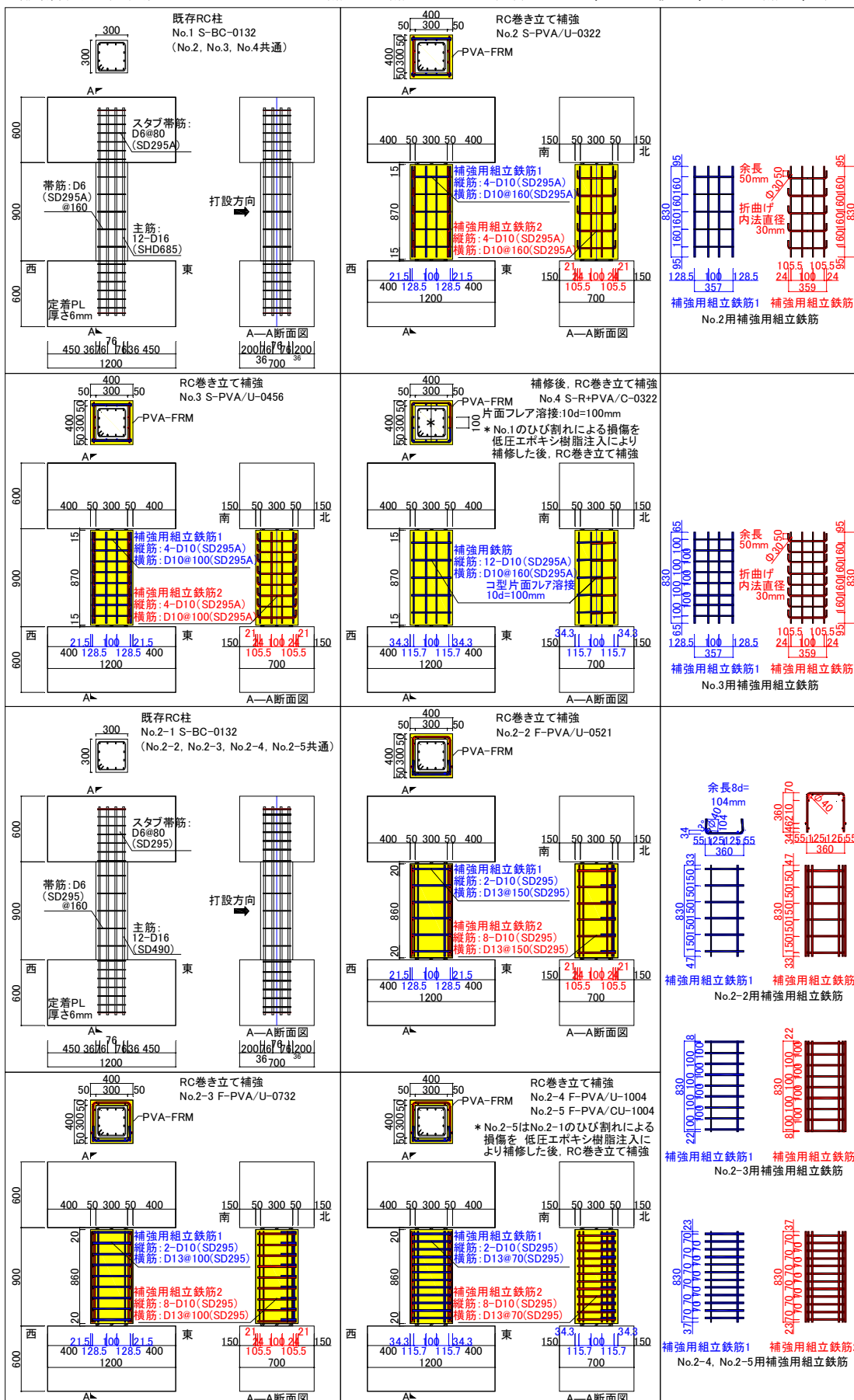


図1 配筋図



強を想定したものである。補修は No. 4 と同様に低圧によるエポキシ樹脂注入（内圧充填接合補強工法）およびポリマーセメントモルタルより補修を行った。その後の補強は図 1 の No. 2-5 の配筋図に示すように、本研究で提案した溶接組立鉄筋および PVA-FRM で補強する RC 巻き立てによる補強を行った。補強量は No. 2-4 と同様であり、損傷の有・無による影響を確認した。なお、本研究で提案した補強工法は施工を合理化、省力化するため、図 1(b) に示した青、赤で示した補強用組立鉄筋 1, 2 を組立て閉鎖型にして補強したものである。この溶接組立鉄筋は工場でスポット溶接されて加工されたもので、溶接点のせん断強度が D10 (SD295) の短期許容引張応力度 295N/mm<sup>2</sup> 以上となるように溶接されたものである。また、PVA-FRM の厚さは 50mm とした。そのため、補強後の柱断面は  $b_2 \times D_2 = 400 \times 400\text{mm}$  となる。柱頭、柱脚部には、補強部がスタブに接触しないようにリットを設け、曲げ耐力に寄与しないようにした。以上、試験体総数は計 9 体である。加力はモーメント分布が逆対称の三角形分布となるように、建研式加力とした。軸力は  $N=270\text{kN}$  ( $=1/6F_c \cdot b \cdot D$ ) の一定軸力とし、3 層建物の下層階中柱を想定した。加力は正負交番漸増繰り返し載荷とし、部材角  $R$  ( $=\delta/h_0$ 、ここに、 $\delta$ : 上下スタブ間の相対変位) で制御した。

#### 4. 研究成果

(1) 破壊性状 写真 1 に最終破壊状況写真を示す。既存 RC 柱を想定した No. 1 の最大耐力時に試験体側面に付着ひび割れが発生し最大耐力を迎えた。最大耐力時の破壊モードは「付着破壊」であった。溶接組立鉄筋により補強した No. 2, No. 3 の最大耐力時の破壊モードは、No. 1 と同様に「付着破壊」であった。また、No. 3 は  $R=+1/10$  (rad.) まで変形させたために、補強部がスタブに接触し、補強部の左端部に顕著な縦ひび割れが生じた。補修・補強した No. 4 の最大耐力時の破壊モードは、せん断ひび割れが大きく口開き破壊に至る「せん断引張破壊」の様相を示した。エポキシ樹脂注入による補修により、付着が回復、向上したと考えられる。また、 $R=+1/10$  (rad.) まで変形させたために補強部がスタブに接触し、補強部の左右端部に顕著な縦ひび割れが生じた。

既存 RC 柱を想定した No. 2-1 の最大耐力時の損傷状況はせん断ひび割れが大きく口開き性状を示し、「せん断引張破壊」の様相を示した。また、最終破壊状況は両方向の加力により生じたせん断ひび割れが、さらに大きく口開くとともに、被りコンクリートの剥落も一部で観察された。なお、復旧技術指針<sup>2)</sup>の損傷度分類による本試験体の損傷度は、損傷度 IV であった。溶接組立鉄筋で補強した No. 2-2, 3, 4, 補修・補強した No. 2-5 の最大耐力時の損傷状況は曲げひび割れ、せん断ひび割れが分散して生じたが、そのせん断ひび割れが大きく口開くことはなかった。破壊モードは「曲げ破壊」であった。

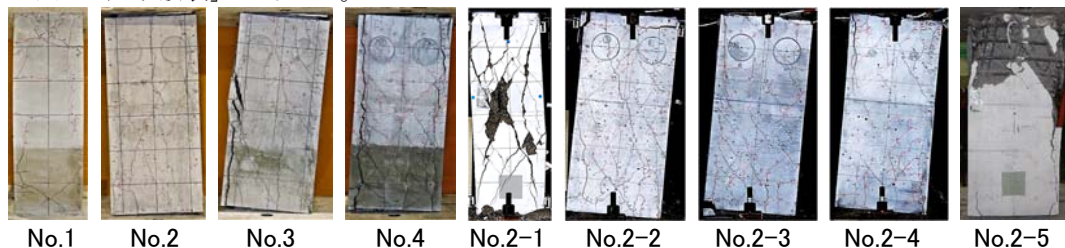
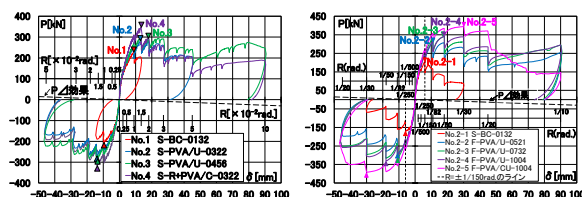


写真1 最終破壊状況写真

(2) 変形性状 図 2 にせん断力 (P) — 相対変位 ( $\delta$ ) 関係包絡線の比較を示す。(a) の No. 1, 2, 3 の比較では、補強試験体の弾性剛性は無補強試験体よりも高くなる傾向が認められた。また、曲げひび割れ発生後の剛性、最大耐力、最大耐力後の靱性は補強量の増加により向上する傾向が認められた。以上より、提案した補強工法は付着破壊に対する補強に効果があることが示された。No. 2 の提案した補強工法と No. 4 の補修そして溶接閉鎖フープ巻き工法（在来工法）による RC 巻き立てによる補強工法の比較では、弾性剛性はほぼ同等であり、低圧によるエポキシ樹脂注入により弾性剛性を回復できることが明らかとなった。また、No. 4 の曲げひび割れ発生後の剛性、最大耐力は No. 2 よりも高くなる傾向が認められた。No. 4 はエポキシ樹脂注入により補修したため、主筋とコンクリートが接着し、付着が従前よりも向上したためと推察される。一方、最大耐力後の靱性はほぼ同等であった。最大耐力後は両試験体ともに主筋の付着が喪失したために同様な性状になったと推察される。さらに、これは No. 2 と No. 4 は補強工法の違いはあるものの、ほぼ同等の性能であることの証明でもある。(c) の No. 2-1, 2, 3, 4 の比較では、曲げひび割れ発生前の弾性剛性は、補強の有・無による顕著な影響は認められずほぼ同様であった。最大耐力、最大耐力後の靱性は補強量の増加により向上する傾向が認められた。以上により、提案した補強工法はせん断補強に効果を発揮し、せん断耐力、靱性を向上できることが明らかとなった。また、本補強工法により破壊モードをせん断破壊型から曲げ破壊型に移行できることが明らかとなった。No. 2-4 の本補強工法による試験体と No. 2-5 の補修し、本補強工法による試験体の比較では、曲げひび割れ発生前の弾性剛性は補強の有・無による顕著な影響は認められず、ほぼ同様であった。一方、No. 2-5 の補修・補強試験体は No. 2-4 の補強試験体に比較して、最大耐



(a) No.1, 2, 3, 4 の比較 (b) No.2-1, 2, 3, 4, 5 の比較  
図2 P- $\delta$  関係包絡線の比較

力、靱性能が向上する傾向が認められた。ただし、No. 2-5 は  $R=+1/10\text{rad}$ . に向かう途中で、吹付けモルタルが激しく剥落、柱頭部が爆裂破壊し、No. 2-4 の耐力を下回る傾向が見られた。

(3) 耐力および変形性能 図3に最大耐力の実験値 ( $eP_{\max}$ ) と曲げおよびせん断終局強度計算値 ( $Q_{\text{mu}}$ ,  $Q_{\text{su}}$ )<sup>3),4)</sup> との比較を、表1に計算結果一覧を示す。既存RC柱を想定したNo. 1, No. 2-1の曲げ終局強度およびせん断終局強度計算値は耐震診断基準<sup>3)</sup>

に準じた。一方、補強および補修・補強したNo. 2, 3, 4, No. 2-2, 3, 4, 5の曲げ終局強度およびせん断終局強度計算値は耐震改修指針<sup>4)</sup>に準じた。表1に示した各試験体の計算値による破壊モードでは、No. 1, 2, 3, 4, No. 2-1はせん断破壊、補強および補修・補強したNo. 2-2, 3, 4, 5は曲げ破壊であり、実験による破壊モードと一致している。なお、図3の横軸の値は、決定した破壊モードによる計算値の値を採用した。せん断破壊(付着破壊を含む)した試験体の比較値(=実験値/計算値= $eP_{\max}/Q_{\text{su}}$ )は0.89~1.53、平均値は1.17であった。とくに、No. 2, No. 3の比較値はそれぞれ0.91, 0.89であり、危険側の評価であった。これは、No. 2, No. 3の実験における破壊モードが付着破壊であり、そのため計算値ほどのせん断補強効果が得られなかったと推察される。今後の検討課題ではあるが、付着破壊する場合のせん断補強効果を明らかにする必要がある。一方、無補強のNo. 1, No. 2-1, 補修・補強したNo. 4の比較値はそれぞれ1.53, 1.41, 1.13であり、安全側の評価であった。No. 4は補修により、エポキシ樹脂注入を行ったため、主筋とコンクリートが接着し、No. 2, No. 3よりも付着が向上したと考えられる。そのことが要因で、計算値をやや上回る耐力を発揮したと推察される。曲げ破壊した試験体の比較値(= $eP_{\max}/Q_{\text{mu}}$ )は0.99~1.25、平均値は1.10であった。その詳細であるが、曲げ破壊したNo. 2-2, 3, 4, 5の曲げ終局強度計算値による比較値は、それぞれ0.99, 1.08, 1.09, 1.25で、実験値をおおむね精度良く評価できている。また、No. 2-3, 4, 5の最大耐力実験値はNo. 2-2の最大耐力に比べてやや高くなる傾向が認められた。これは補強量の増加による既存RC柱への受動的拘束力が増し、既存部コンクリートの見掛けの圧縮強度が増したことが考えられる。あわせて、No. 2-3, 4, 5の吹付けモルタルの圧縮強度は、No. 2-2の圧縮強度36.7 N/mm<sup>2</sup>に比べて、それぞれ43.4 N/mm<sup>2</sup>, 41.9 N/mm<sup>2</sup>, 53.1 N/mm<sup>2</sup>と高くなっており、そのため曲げ耐力がやや上昇したと推察される。

図4に曲げ塑性変形角 ( $R_{\text{mp}}$ ) とせん断余裕度計算値 ( $Q_{\text{su}}/Q_{\text{mu}}$ ) との関係を示す。●印、▲印はそれぞれ正側および負側の塑性変形角実験値 ( $eR_{\text{mp}}$ ) を意味する。また、比較のため、同図中に耐震診断基準<sup>3)</sup>による曲げ塑性変形角計算値 ( $cR_{\text{mp}}$ ) とせん断余裕度計算値 ( $Q_{\text{su}}/Q_{\text{mu}}$ ) との関係を示す式と共に赤実線で示しておく。なお、式中の曲げ降伏時変形角 ( $R_{\text{my}}$ ) は耐震診断基準<sup>3)</sup>に準じて1/150rad. とし、qは補強した試験体のため1.0を採用した。式中の  $Q_{\text{su}}$ ,  $Q_{\text{mu}}$  は耐震診断基準<sup>3)</sup>, 耐震改修指針<sup>4)</sup>に準じ、その値を表1にまとめておく。一方、曲げ塑性変形角実験値 ( $eR_{\text{mp}}$ ) は下式(1)によった。なお、式中使用する限界変形 ( $e\delta_u$ ) は、最大耐力後の耐力が正・負それぞれの最大耐力 ( $+eP_{\max}$ ,  $-eP_{\max}$ ) の80%に低下した時点の変形と定義した。

$$eR_{\text{mp}} = eR_{\text{mu}} - cR_{\text{my}} \quad (1)$$

ここに、 $eR_{\text{mu}}$ : 曲げ終局時変形角実験値 ( $=e\delta_u/h_0$ )  $e\delta_u$ : 限界変形実験値

同図より、 $eR_{\text{mp}}$  は  $Q_{\text{su}}/Q_{\text{mu}}$  の増加とともに上昇する傾向が認められた。また、それらを回帰分析した結果、同図中青線で示した式を得た。また、赤実線で示した耐震診断基準式は、実験値を過少評価する傾向が認められ、安全側の評価となった。

(4) まとめ 本研究で得られた知見を以下にまとめる。

- ・本研究で提案した溶接組立鉄筋およびPVA-FRMを用いたRC巻き立て補強工法は、せん断補強に効果を発揮し、補強部のせん断補強量の増加とともに、せん断耐力および靱性能を向上でき、破壊モードをせん断破壊型から曲げ破壊型に移行できることが明らかとなった。

- ・損傷度IV程度にせん断破壊させた試験体をエポキシ樹脂注入、ポリマーセメントモルタルにより補修し、本補強工法により補強した試験体は既存RC柱の耐力よりも向上し、せん断補強に効果があることが認められた。また、その補強効果は無損傷のRC柱を本補強工法により補強した試験体と同等以上の性能が得られ、本補強工法は応急復旧補強工法として十分、適用可能である。

- ・RC耐震診断基準および改修指針によるせん断および曲げ耐力計算値との適合性を示すとともに、付着破壊する場合の留意点を示した。さらに、曲げ塑性変形角実験値とせん断余裕度計算値との関係を回帰分析し、曲げ塑性変形角評価式を提案した。

<参考文献>

- 1) 広沢雅也: 耐震診断の現状と課題 鉄筋コンクリート造の耐震診断, 建築技術, No. 571, pp. 102-105, 1997. 10
- 2) 日本建築防災協会: 2015年改訂版 再使用の可能性を判定し、復旧するため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 RC・SRC編, 2016.3
- 3) 日本建築防災協会: 2017年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説, 2017. 7
- 4) 日本建築防災協会: 2017年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説, 2017. 7

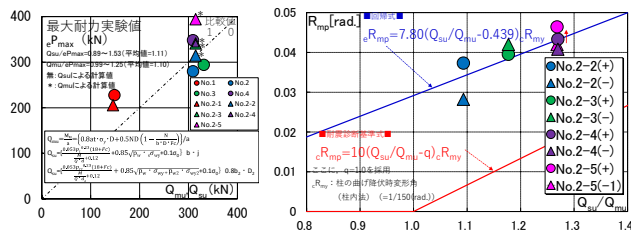


図3  $eP_{\max}$ - $Q_{\text{mu}}$ ,  $Q_{\text{su}}$  の比較

図4  $R_{\text{mp}}$ - $Q_{\text{su}}/Q_{\text{mu}}$  関係

図3の最大耐力の実験値 ( $eP_{\max}$ ) と曲げおよびせん断終局強度計算値 ( $Q_{\text{mu}}$ ,  $Q_{\text{su}}$ )<sup>3),4)</sup> との比較を、表1に計算結果一覧を示す。既存RC柱を想定したNo. 1, No. 2-1の曲げ終局強度およびせん断終局強度計算値は耐震診断基準<sup>3)</sup>

に準じた。一方、補強および補修・補強したNo. 2, 3, 4, No. 2-2, 3, 4, 5の曲げ終局強度およびせん断終局強度計算値は耐震改修指針<sup>4)</sup>に準じた。表1に示した各試験体の計算値による破壊モードでは、No. 1, 2, 3, 4, No. 2-1はせん断破壊、補強および補修・補強したNo. 2-2, 3, 4, 5は曲げ破壊であり、実験による破壊モードと一致している。なお、図3の横軸の値は、決定した破壊モードによる計算値の値を採用した。せん断破壊(付着破壊を含む)した試験体の比較値(=実験値/計算値= $eP_{\max}/Q_{\text{su}}$ )は0.89~1.53、平均値は1.17であった。とくに、No. 2, No. 3の比較値はそれぞれ0.91, 0.89であり、危険側の評価であった。これは、No. 2, No. 3の実験における破壊モードが付着破壊であり、そのため計算値ほどのせん断補強効果が得られなかったと推察される。今後の検討課題ではあるが、付着破壊する場合のせん断補強効果を明らかにする必要がある。一方、無補強のNo. 1, No. 2-1, 補修・補強したNo. 4の比較値はそれぞれ1.53, 1.41, 1.13であり、安全側の評価であった。No. 4は補修により、エポキシ樹脂注入を行ったため、主筋とコンクリートが接着し、No. 2, No. 3よりも付着が向上したと考えられる。そのことが要因で、計算値をやや上回る耐力を発揮したと推察される。曲げ破壊した試験体の比較値(= $eP_{\max}/Q_{\text{mu}}$ )は0.99~1.25、平均値は1.10であった。その詳細であるが、曲げ破壊したNo. 2-2, 3, 4, 5の曲げ終局強度計算値による比較値は、それぞれ0.99, 1.08, 1.09, 1.25で、実験値をおおむね精度良く評価できている。また、No. 2-3, 4, 5の最大耐力実験値はNo. 2-2の最大耐力に比べてやや高くなる傾向が認められた。これは補強量の増加による既存RC柱への受動的拘束力が増し、既存部コンクリートの見掛けの圧縮強度が増したことが考えられる。あわせて、No. 2-3, 4, 5の吹付けモルタルの圧縮強度は、No. 2-2の圧縮強度36.7 N/mm<sup>2</sup>に比べて、それぞれ43.4 N/mm<sup>2</sup>, 41.9 N/mm<sup>2</sup>, 53.1 N/mm<sup>2</sup>と高くなっており、そのため曲げ耐力がやや上昇したと推察される。

図4に曲げ塑性変形角 ( $R_{\text{mp}}$ ) とせん断余裕度計算値 ( $Q_{\text{su}}/Q_{\text{mu}}$ ) との関係を示す。●印、▲印はそれぞれ正側および負側の塑性変形角実験値 ( $eR_{\text{mp}}$ ) を意味する。また、比較のため、同図中に耐震診断基準<sup>3)</sup>による曲げ塑性変形角計算値 ( $cR_{\text{mp}}$ ) とせん断余裕度計算値 ( $Q_{\text{su}}/Q_{\text{mu}}$ ) との関係を示す式と共に赤実線で示しておく。なお、式中の曲げ降伏時変形角 ( $R_{\text{my}}$ ) は耐震診断基準<sup>3)</sup>に準じて1/150rad. とし、qは補強した試験体のため1.0を採用した。式中の  $Q_{\text{su}}$ ,  $Q_{\text{mu}}$  は耐震診断基準<sup>3)</sup>, 耐震改修指針<sup>4)</sup>に準じ、その値を表1にまとめておく。一方、曲げ塑性変形角実験値 ( $eR_{\text{mp}}$ ) は下式(1)によった。なお、式中使用する限界変形 ( $e\delta_u$ ) は、最大耐力後の耐力が正・負それぞれの最大耐力 ( $+eP_{\max}$ ,  $-eP_{\max}$ ) の80%に低下した時点の変形と定義した。

$$eR_{\text{mp}} = eR_{\text{mu}} - cR_{\text{my}} \quad (1)$$

ここに、 $eR_{\text{mu}}$ : 曲げ終局時変形角実験値 ( $=e\delta_u/h_0$ )  $e\delta_u$ : 限界変形実験値

同図より、 $eR_{\text{mp}}$  は  $Q_{\text{su}}/Q_{\text{mu}}$  の増加とともに上昇する傾向が認められた。また、それらを回帰分析した結果、同図中青線で示した式を得た。また、赤実線で示した耐震診断基準式は、実験値を過少評価する傾向が認められ、安全側の評価となった。

(4) まとめ 本研究で得られた知見を以下にまとめる。

- ・本研究で提案した溶接組立鉄筋およびPVA-FRMを用いたRC巻き立て補強工法は、せん断補強に効果を発揮し、補強部のせん断補強量の増加とともに、せん断耐力および靱性能を向上でき、破壊モードをせん断破壊型から曲げ破壊型に移行できることが明らかとなった。

- ・損傷度IV程度にせん断破壊させた試験体をエポキシ樹脂注入、ポリマーセメントモルタルにより補修し、本補強工法により補強した試験体は既存RC柱の耐力よりも向上し、せん断補強に効果があることが認められた。また、その補強効果は無損傷のRC柱を本補強工法により補強した試験体と同等以上の性能が得られ、本補強工法は応急復旧補強工法として十分、適用可能である。

- ・RC耐震診断基準および改修指針によるせん断および曲げ耐力計算値との適合性を示すとともに、付着破壊する場合の留意点を示した。さらに、曲げ塑性変形角実験値とせん断余裕度計算値との関係を回帰分析し、曲げ塑性変形角評価式を提案した。

<参考文献>

- 1) 広沢雅也: 耐震診断の現状と課題 鉄筋コンクリート造の耐震診断, 建築技術, No. 571, pp. 102-105, 1997. 10
- 2) 日本建築防災協会: 2015年改訂版 再使用の可能性を判定し、復旧するため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 RC・SRC編, 2016.3
- 3) 日本建築防災協会: 2017年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説, 2017. 7
- 4) 日本建築防災協会: 2017年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説, 2017. 7

## 5. 主な発表論文等

〔雑誌論文〕 計2件（うち査読付論文 2件 / うち国際共著 0件 / うちオープンアクセス 0件）

1. 著者名 胡桃理治, 磯雅人, 小川敦久	4. 巻 Vol.44, No.2
2. 論文標題 PVA繊維補強吹付けモルタルによるRC巻き立て補強された既存RC柱の変形性能評価	5. 発行年 2022年
3. 雑誌名 コンクリート工学年次論文集	6. 最初と最後の頁 277-282
掲載論文のDOI (デジタルオブジェクト識別子) なし	査読の有無 有
オープンアクセス オープンアクセスではない、又はオープンアクセスが困難	国際共著 -

1. 著者名 近藤将太, 磯雅人, 小川敦久	4. 巻 Vol.43, No.2
2. 論文標題 PVA繊維補強吹付けモルタルによるRC巻き立て補強された既存RC柱のせん断補強効果	5. 発行年 2021年
3. 雑誌名 コンクリート工学年次論文集	6. 最初と最後の頁 793-798
掲載論文のDOI (デジタルオブジェクト識別子) なし	査読の有無 有
オープンアクセス オープンアクセスではない、又はオープンアクセスが困難	国際共著 -

〔学会発表〕 計5件（うち招待講演 0件 / うち国際学会 0件）

1. 発表者名 胡桃理治, 磯雅人
2. 発表標題 PVA繊維補強吹付けモルタル巻き立てによる損傷を受けたRC柱の応急復旧技術の開発
3. 学会等名 日本建築学会北陸支部研究報告集
4. 発表年 2022年

1. 発表者名 小川敦久, 磯雅人
2. 発表標題 損傷を受けたRC 柱をPVA 繊維補強吹付けモルタル巻き立てにより 応急復旧するための技術開発 その1 実験概要
3. 学会等名 日本建築学会大会学術講演梗概集
4. 発表年 2022年

1. 発表者名 磯雅人, 小川敦久
2. 発表標題 損傷を受けたRC 柱をPVA 繊維補強吹付けモルタル巻き立てにより 応急復旧するための技術開発 その2 実験結果
3. 学会等名 日本建築学会大会学術講演梗概集
4. 発表年 2022年

1. 発表者名 小川敦久, 磯雅人
2. 発表標題 PVA 繊維補強吹付けモルタルによるRC 巻き立て補強された既存RC 柱のせん断補強効果 その1 実験概要
3. 学会等名 日本建築学会大会学術講演梗概集
4. 発表年 2021年

1. 発表者名 磯雅人, 小川敦久
2. 発表標題 PVA 繊維補強吹付けモルタルによるRC 巻き立て補強された既存RC 柱のせん断補強効果 その2 実験結果
3. 学会等名 日本建築学会大会学術講演梗概集
4. 発表年 2021年

〔図書〕 計0件

〔産業財産権〕

〔その他〕

-

6. 研究組織

氏名 (ローマ字氏名) (研究者番号)	所属研究機関・部局・職 (機関番号)	備考
---------------------------	-----------------------	----

7. 科研費を使用して開催した国際研究集会

〔国際研究集会〕 計0件

8 . 本研究に関連して実施した国際共同研究の実施状況

共同研究相手国	相手方研究機関
---------	---------