

## CFT圧縮ブレースによるRC造架構の耐震補強における 履歴特性改善効果に関する実験的研究

北島, 幸一郎  
九州電力(株)土木部

中原, 浩之  
九州大学大学院人間環境学研究院都市・建築学部門

崎野, 健治  
九州大学大学院人間環境学研究院都市・建築学部門

<https://doi.org/10.15017/20652>

---

出版情報：都市・建築学研究. 17, pp.85-94, 2010-01-15. 九州大学大学院人間環境学研究院都市・建築学部門  
バージョン：  
権利関係：

## CFT 圧縮ブレースによる RC 造架構の耐震補強における履歴特性改善効果 に関する実験的研究

### Experimental Study on the Energy Absorbing Capacity for RC Frames Retrofitted by CFT Brace Acting in Compressive Force

北島幸一郎\*, 中原浩之\*\*, 崎野 健治\*\*

Koichiro KITAJIMA\*, Hiroyuki NAKAHARA\*\* and Kenji SAKINO\*\*

The authors have proposed a new seismic retrofitting method for existing RC frame by compressive CFT brace. The features of the proposed retrofitting method are as follows: easy setting, effective enhancement of the strength and effective enhancement of the stiffness. But there are some disadvantages. One is that the effect of the retrofit is available for only one direction. The other is that the energy dissipating performance is poor. In order to improve these disadvantages, the authors add a new device to the previous brace and conduct the statically lateral loading tests. The added device is made by  $\phi$  13 steel bars and acts against the tensile force of the brace. The authors fabricated four frame specimens which were one-bay and one-story portion of the one-half scaling model of RC school building out of law, and retrofitted by the diagonal CFT brace for all of the same specimens. Tests were carried out by varying the tensile device of the brace and the detail of the joint portion of the brace. From the result of the tests, it was confirmed that the improvement of the energy absorbing capacity by the added device.

Keywords : Square CFT Brace , Existing Building out of Law , School Building , Hysteretic Characteristics  
角形 CFT ブレース, 既存不適格, 学校建築, 履歴特性

#### 1. はじめに

文部科学省では、大規模地震で倒壊等の危険性の高い施設の耐震化を平成 23 年度までに完了することを目指しており、その予算措置を行っている。従って、今後、補強工事件数はさらに増大するものと考えられる。このような状況に対応するためには、より簡便かつ安価な補強法の開発が不可欠となる。著者らは、これまで圧縮抵抗型の CFT ブレースを用いた RC 構造建物の耐震補強法を提案<sup>1)~4)</sup>し、従来から頻用されてきた鉄骨枠付ブレース補強に比して簡便に設置でき、同等以上の補強効果を有することを実験的に検討してきた。本補強方法は、処女載荷時に引張側にある柱（以下、風上柱という）の引張降伏をブレースの座屈に先行させることで高い変形性能を示す<sup>1)</sup>。そのためには局所的な破壊を防止するための、架構とブレースの接合部ディテールが重要となる。

著者らは、風上柱の柱頭部における接合部での支圧破壊性状も検討<sup>3)</sup>し、その結果から、より簡便な接合部の方向性を検討してきた。

本研究では、これまでの研究成果を踏まえて、接合部ディテール及びブレースサイズを確認することとした。また、これまでの研究では、初期剛性と最大耐力におよぼす補強効果に注目して検討してきた。本研究では、エネルギー吸収能力を検討事項に加え、履歴性状の改善を目的として、ブレースに負側載荷時の抵抗（以下、引張抵抗）機能を持たせた試験体の実験を行った。その結果から従来、意図的に引張抵抗力を排除していた補強法に対し、引張抵抗機能が導入された場合の挙動、特に履歴曲線の変化を確認することとした。

\* 九州電力(株) 土木部

\*\* 都市・建築学部門

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

試験体の詳細を図-1に示す。スパンは柱の芯-芯間距離で2250mm、高さは梁の芯-芯間距離で1500mmとした。試験体のフレーム部分は、3層多スパンの既存不適格RC造学校校舎の1層1スパン部分を取り出して、これを1/2スケールとしたものである。このRCフレームをCFTブレースで補強して、試験体を製作した。試験体の一覧を表-1に示す。試験体は4体で、実験のパラメーターは、ブレースの座屈耐力、載荷軸力、引張抵抗機構の有無、接合部詳細である。

CFTブレースは角形鋼管に高強度コンクリートを充填して作成した。座屈長さをブレースの実長の0.7と仮定して<sup>1)</sup>、CFT指針<sup>5)</sup>より座屈耐力を求めた。ブレースの座屈耐力は、それぞれ表-1に示す値となった。

表-1 試験体一覧

試験体名	ブレース	座屈耐力 (KN)	軸力 (KN)	接合部
RF-6	□150×150×6.0	2064	180→240	アンカー片側6本
RF-6T	□150×150×6.0	1875	180	アンカー片側6本 +引張ディテール
RF-3	□150×75×3.2	885	180→280	アンカー片側3本
RF-3T	□150×150×6.0	1875	180	アンカー片側3本 +引張ディテール

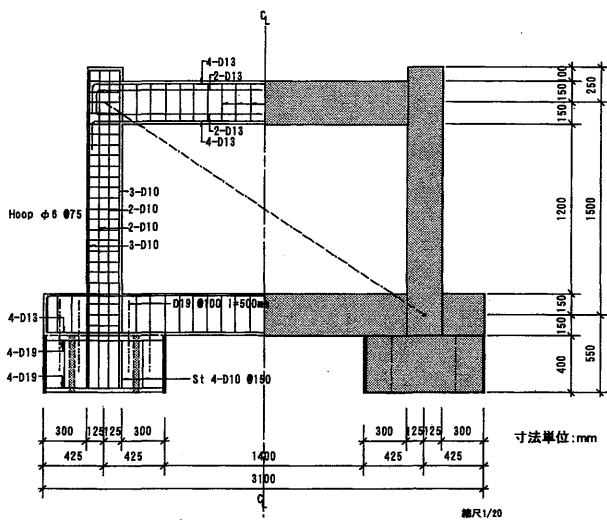


図-1 試験体詳細

### 2.2 補強部材の設計

前述のとおり、本補強方法の目指す破壊形式は風上柱の引張降伏である。図-2にRF-6及びRF-6Tの風上柱の引張降伏時の断面力図を示す。その水平耐力 $calQ$ は、加力点の力の釣合いから次式で求めることができる。

$$calQ = (|N| + |N_c| - |Q_b|) \cdot l/h + |Q_c| \quad (1)$$

ここで、 $N$ は柱頭に載荷した軸力、 $N_c$ は柱の引張降伏軸力、 $Q_b$ は最大耐力時における梁のせん断力、 $l$ はスパン

長さ、 $h$ は梁の芯-芯間距離、 $Q_c$ は風下柱の曲げ耐力から定まるせん断力である。図中の $M_c$ は柱断面の曲げ終局強度で、既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準<sup>9)</sup>の終局曲げ耐力式から求めた。また実験終了後の観察から柱のヒンジ領域はD/2 ( $D$ は柱せいを示す)であったため、 $M_c$ は柱端部からD/4離れた断面の終局耐力とした。なお、ブレースが接合する部位については、接合部コンクリート端部を柱端部とした。CFTブレースの座屈耐力は $N_B$ を上まわる断面として、ブレース座屈を防止する設計とした。また、接合部については、最大耐力時にパンチングシア破壊を防止する設計を行った。

### 2.3 材料特性

試験体およびCFTブレースに用いた、コンクリートの諸元を表-2、鋼材の力学的性質を表-3に示す。

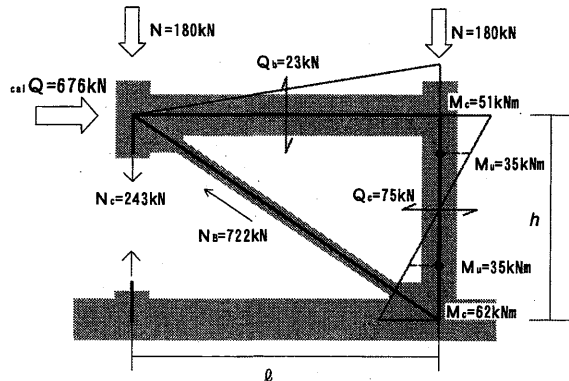


図-2 風上柱の引張降伏時の断面力図

表-2 コンクリートの諸元

		呼び強度 (MPa)	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	水セメント比 (%)	エア (%)
フレーム	RF-6 RF-6T	15	16.2	28.7	76	4.5
	RF-3 RF-3T	21	24.9	39.0	63	3.5
	RF-6 RF-6T RF-3 RF-3T	40	46.0 35.9	44.7 37.8	41	6.2 3.0
接合部	RF-6 RF-6T RF-3 RF-3T	60	52.2 56.5	45.0	35	- -

表-3 鋼材の力学的性質

鋼材の種類	規格	降伏強度 (MPa)	降伏ひずみ (%)	引張強度 (MPa)	降伏比
D6	SD295	423	0.21	526	0.80
D10		341	0.17	437	0.78
D13		390	0.19	528	0.74
φ13	SR295	322	0.16	449	0.72
□150×75×3.2	STKR 400	409	0.19	458	0.87
□150×150×6.0	STKR 400	378	0.18	445	0.85

### 3. 加力および測定方法

図-3 に加力装置の概略図を示す。試験体には、軸力  $N$  をそれぞれの柱に載荷し、実験中一定に保持した。その後、1000kN 油圧ジャッキにより正負交番で繰返し水平力を載荷した。漸増変位振幅として、層間変形角  $R = 0.25/100\text{rad}$  ずつ各変位振幅で3回の繰返し載荷を行った(処女載荷の方向を正側加力、その反対を負側加力と呼ぶ)。

試験体に作用する力は各油圧ジャッキに取り付けたロードセルにより測定した。試験体の水平および鉛直変位は、左右の柱梁接合部の中央の表裏に取付けた変位計によって測定した。また、ブレース、各柱主筋の柱頭・中央部・柱脚の内と外の6カ所の主筋に、ひずみゲージを貼付して主筋に生じるひずみを測定した。

なお、RF-6 及び RF-3 試験体については、180kN の軸力による実験の後、それぞれ軸力を 240kN 及び 280kN まで上げ、高軸力での挙動を確認した。

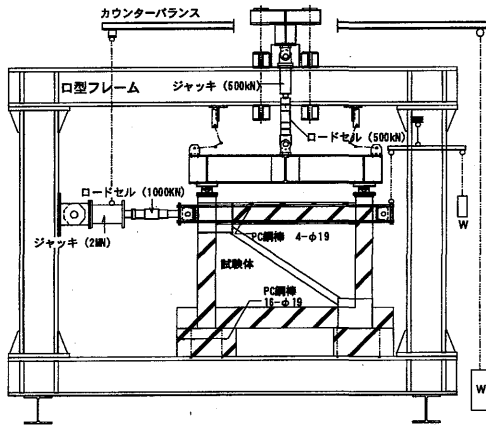


図-3 加力装置概略図

## 4. 補強材の設置・施工状況

### 4.1 RF-6 試験体

図-4 に RF-6 試験体の詳細図を示す。まず、6mm の鋼板に、40×20×5 のアングルを片面4箇所ずつ溶接して、ブレース接合用の枠材にあたるものを作成する。これらのアングルは通常の間接接合におけるスタッドアンカーを模擬している。次に、既存のフレームの上下の梁に、13φのあと施工アンカーを片面に6本ずつ計12本打設した。接合用鋼板のアングルと、あと施工アンカーが互い違いになるように接合用鋼板を配置する。この時にできる梁と鋼板の隙間に高流動コンクリートを流し込むことで接合部を一体化している。なお、ブレース上端のエンドプレートと接合用鋼板は溶接している。一方、ブレース下端は、負側載荷時に既存フレームと離間するディテールとしている。本構法は、あと施工アンカーの数が著しく少ないため、従来の鉄骨枠付きブレースの設置と比して非常に簡便であった。

### 4.2 RF-6T 試験体

RF-6T 試験体は、RF-6 試験体に、部分的な引張抵抗機構を付加したものとなっている。図-5 及び写真-1 に RF-6T 試験体の引張抵抗機構を示す。ブレース内にφ13の丸鋼6本をブレース充填コンクリート打設前に設置し、その端部を接合用鋼板に溶接している。そのため負側載荷時に、丸鋼のみが引張に抵抗するディテールとなっている。なお、引張抵抗機構を導入した試験体はPC鋼棒により接合部の回転防止措置をとっている。

### 4.3 RF-3 及び RF-3T 試験体

図-6 に RF-3 試験体の詳細図を示す。RF-6 試験体との相違点は、接合部のあと施工アンカーの本数である。前者は梁の片面に6本、後者は3本としている。なお、RF-3 試験体については、他の試験体と異なり、長方形断面のブレース□150×75×3.2を採用し、これを試験体の構面内に座屈するように配置している。すなわち、断面の弱軸が加力方向と直交するように、ブレースを配している。また、RF-3T 試験体には、RF-6T 同様の引張抵抗機構(φ13の丸鋼4本)を持たせている(図-7)。

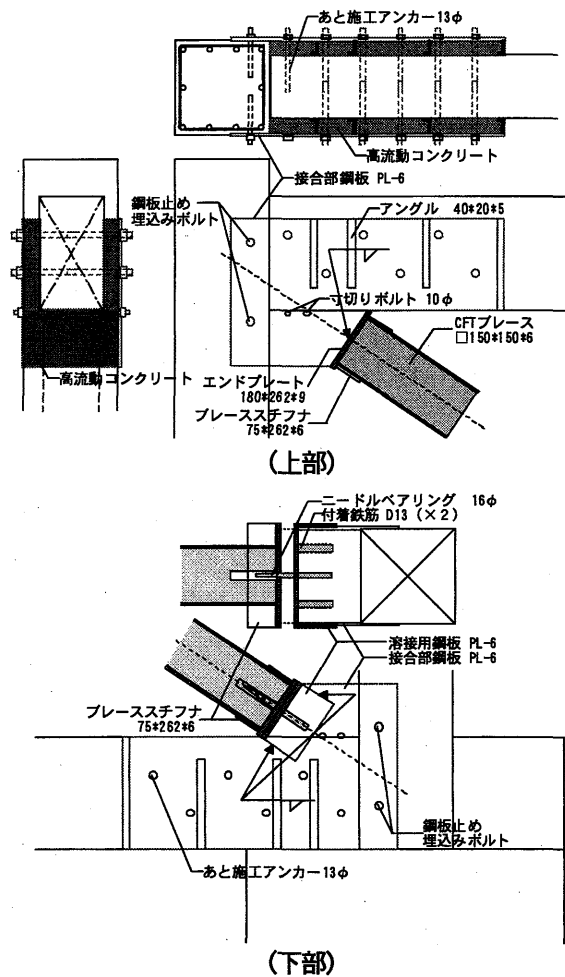


図-4 RF-6 試験体詳細図

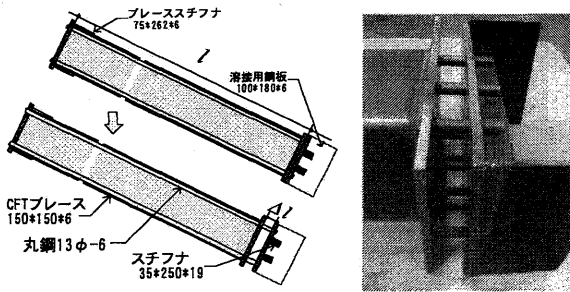


図-5 RF-6T 引張抵抗機構

写真-1

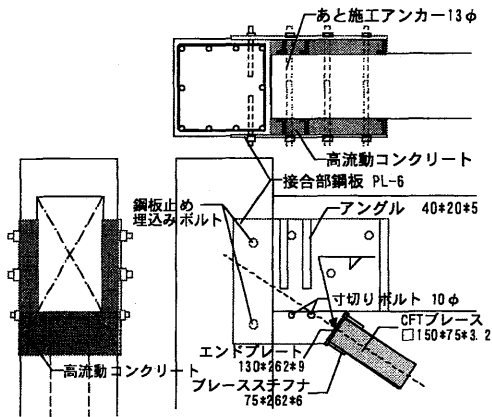
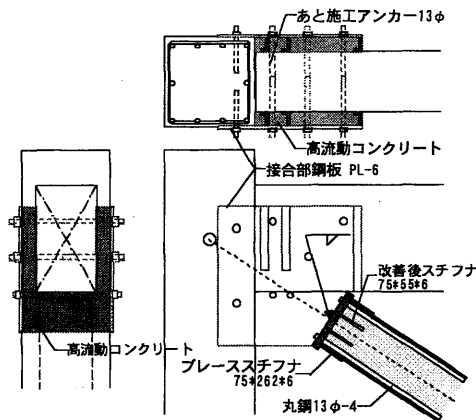
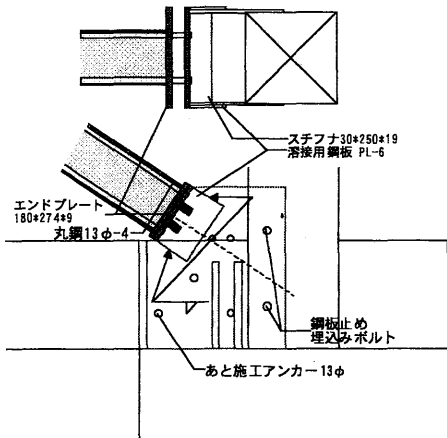


図-6 RF-3 試験体詳細図



(上部)



(下部)

図-7 RF-3T 試験体詳細図

## 5. 実験結果

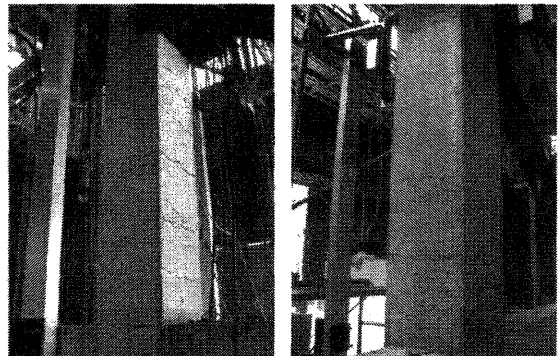
実験で得られた各試験体の水平力 $Q$ -層間変形角 $R$ 関係を図-8~図-11, 風上柱の軸方向ひずみ $\epsilon_{wc}$ -層間変形角 $R$ 関係を図-12~図-15に示す。 $\epsilon_{wc}$ は、変位計より得られた柱の鉛直変形を検長で除して算定した。また、各試験体の正側及び負側加力時の初期剛性と最大水平耐力を表-4に示す。初期剛性は、最大耐力の1/3の点と原点とを結んだ割線係数で評価した。

ここで、RF-6T及びRF-3Tの負側剛性及び最大耐力には、引張抵抗効果が加味されている。従って、表-4の正/負の値は、純フレームに対する圧縮抵抗ブレースの補強効果を表すが、RF-6T及びRF-3Tについては、それぞれRF-6及びRF-3の負側の値との比としている。

すべての試験体において、最大耐力時において、風上柱において層状のひび割れが確認され(写真-2)、風上柱の引張降伏が生じた。このとき、同柱の主筋に貼付したひずみゲージも全て降伏ひずみに達していたことから、風上柱の引張降伏が確認できた。各々の試験体の破壊挙動について以下に詳述する。

表-4 初期剛性及び最大耐力

試験体名	初期剛性(MN/m)			最大耐力(kN)		
	正側	負側	正/負	正側	負側	正/負
RF-6	280	44	6.3	662	107	6.2
RF-6 (240kN)	—	—	—	737	—	—
RF-6T	508	116	11.4※	685	258	6.4※
RF-3	271	66	4.1	699	119	5.9
RF-3 (280kN)	—	—	—	819	156	5.3
RF-3T	570	146	8.6※	725	286	6.1※



(a) RF-6 試験体

(b) RF-3 試験体

写真-2 風上柱の引張降伏

### 5.1 RF-6 試験体

図-8より、正加力時において、 $R=0.9/100\text{rad}$ で最大耐力662kNを発揮した。図-12より、その時の風上柱の軸方向ひずみ $\epsilon_{wc}$ は0.88%に達しており、柱主筋D10の降伏ひずみである0.17%を超えている。一方、ブレース中央部に貼付したひずみゲージより、ブレースは弾性範囲にあることが確認されている。最大耐力発揮後も、脆性的な耐力低下は見られず、これまでの研究成果と同様に、

破壊メカニズムを風上柱の引張降伏とすることで、高い変形性能を呈することが確認された。表-4 に示すように、正側と負側の初期剛性及び最大耐力を比較すると、それぞれ6.3倍、6.2倍の値となった。

なお、本試験体は、鉛直軸力180kNで層間変形角1.5%まで3回の繰返し载荷を行った後、軸力を240kNまで上げて、水平力を単調载荷した。層間変形角1.75%までの载荷した際においても、接合部で破壊することなく、安定した挙動が得られた。最大耐力は $R=1.75/100\text{rad}$ で、737kNを発揮した。その後、変位計の不具合により実験を停止した。この試験体は、軸力240kN下での水平耐力を確認するために行ったもので荷重-変形関係は載せていない。

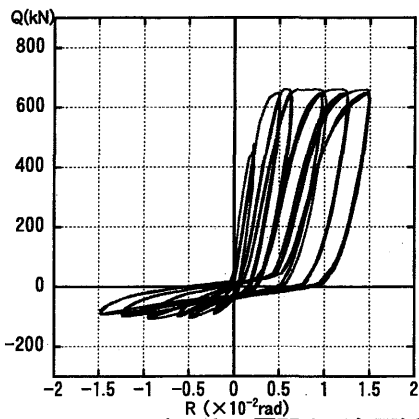


図-8 RF - 6 水平力-層間変形角関係

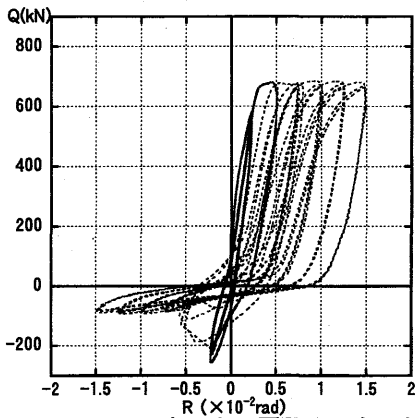


図-9 RF - 6T 水平力-層間変形角関係

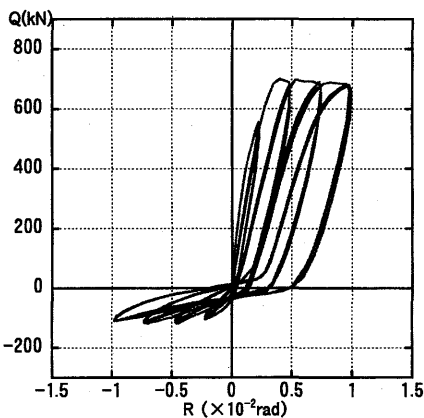


図-10 RF - 3 水平力-層間変形角関係

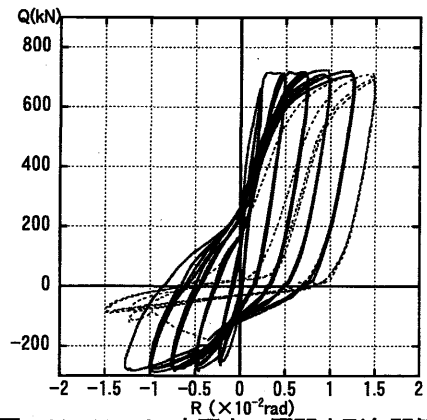


図-11 RF - 3T 水平力-層間変形角関係

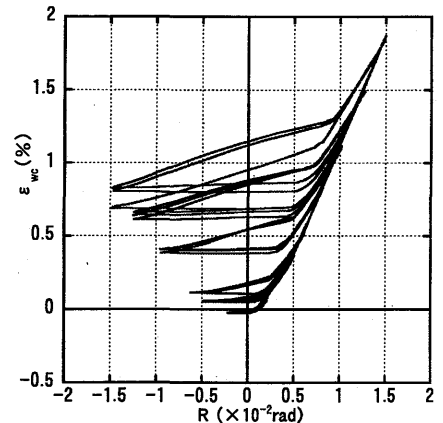


図-12 RF - 6 風上柱鉛直ひずみ-層間変形角関係

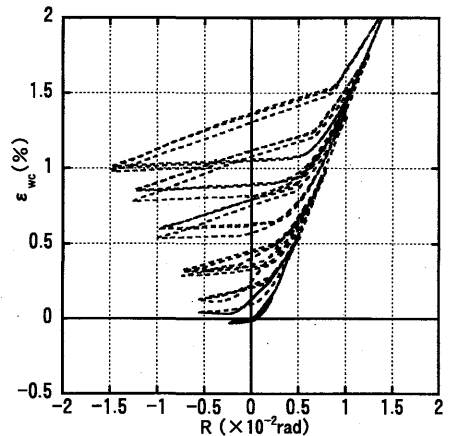


図-13 RF - 6T 風上柱鉛直ひずみ-層間変形角関係

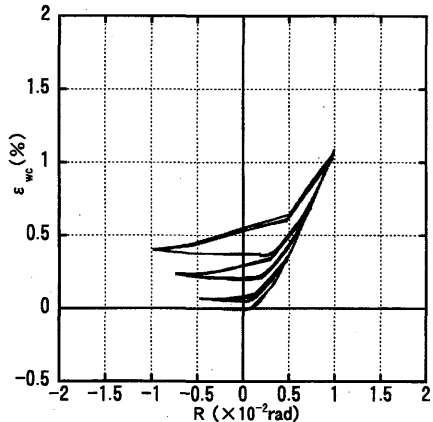


図-14 RF - 3 風上柱鉛直ひずみ-層間変形角関係

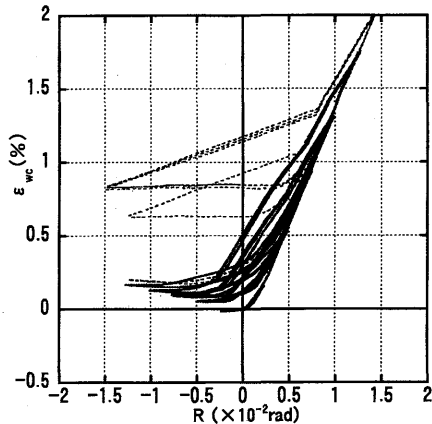


図-15 RF-3T 風上柱鉛直ひずみ-層間変形角関係

### 5.2 RF-6T 試験体

図-9より、 $R=0.90/100\text{rad}$ で最大耐力685kNを発揮した。この時、図-13の $\Sigma_{wc}$ は1.19%に達した。本試験体のCFTブレースは、引張抵抗機構を有しており、負側の耐力は $R=0.20/100\text{rad}$ 時に258kNまで確認され、純フレームと比較して、2倍以上の値となった。しかし、 $R=0.50/100\text{rad}$ サイクル1回目途中で、上部の接合鋼板とブレースのエンドプレートとの溶接部が切れて、引張抵抗力が失われる結果となった。破断以降の荷重-変形関係は、点線で示している。従って本実験結果からは、引張抵抗機構による履歴特性の変化を確認するまでには至らなかった。

一方、引張抵抗機構が失われた状態でも、正側の挙動は所定の変位まで安定しており、純フレームの値である、RF-6試験体の負側の初期剛性及び最大耐力に対して、それぞれ11.4倍、6.4倍となった。

上部接合部鋼板とブレースのエンドプレートとの溶接部の破断の原因は、エンドプレートに生じる曲げ変形の影響と考え、RF-3Tにおいては、エンドプレートにスチフナを溶接し、曲げ剛性を高めたディテールに変更した。(図-7参照)

### 5.3 RF-3 試験体

図-10より、 $R=0.4/100\text{rad}$ で最大耐力699kNを発揮した。図-14より、この時の $\epsilon_{wc}$ は0.25%に達しており、柱主筋D10の降伏ひずみである0.17%を超えている。なお、同柱の主筋に貼付したひずみゲージは、 $R=0.7/100\text{rad}$ 時に全て降伏ひずみに達している。表-4に示すように、初期剛性及び最大耐力の正側、負側を比較すると、それぞれ4.1倍、5.9倍の値となった。

本試験体においては、鉛直軸力180kNによる実験後、鉛直軸力を280kNにして再実験を行った。鉛直軸力180kNで破壊メカニズム確認後、 $R=1.0/100\text{rad}$ で荷重をやめ、一旦水平荷重を除去し、改めて280kNの鉛直軸力をかけた状態で、荷重プログラムを実行した。実験結果

を図-16及び図-17に示す。最大耐力については、 $R=1.2/100\text{rad}$ 時に819kNとなり、正側の最大耐力は負側のそれと比較すると5.3倍となった。図-14と図-17の風上柱の軸方向ひずみ $\epsilon_{wc}$ -層間変形角 $R$ 関係を比較することで、軸力の違いによる実験挙動の大きな差異が認められる。図-14における負側の $\epsilon_{wc}$ は、繰返し载荷に伴い漸増する。しかし、図-17の負側の $\epsilon_{wc}$ は、0.25%程度の一定値にとどまっている。これは、風上柱に観測される層状のひび割れの進展具合は、鉛直軸力が大きくなるほど抑制されることを示している。図-10と図-16を比較すると、正側において、低軸力の場合、荷重サイクルを繰り返すに従い、ブレースの効き始めが遅くなる傾向にあるが、高軸力の場合、サイクル毎の立ち上がりはほとんど変わらず、早期に剛性が回復していることがわかる。即ち、軸力が大きくなると、柱の残留変形が解消され、耐震補強効果が得られやすくなること分かる。

ブレース中央部に貼付したひずみゲージからは、280kNの高軸力時においても、ブレースは弾性範囲にあることが確認された。ブレース圧縮残留ひずみは0.013%(180kN)、0.023%(280kN)であった。計画では、高軸力時にブレースが座屈するとしており、そのため座屈時変形をフレーム面内に限定するため、長方形断面ブレースを用いた。しかし、CFT内のコンクリート強度が計画よりも高くなったため座屈せず、破壊形式として風上柱の引張降伏が先行する結果となった。

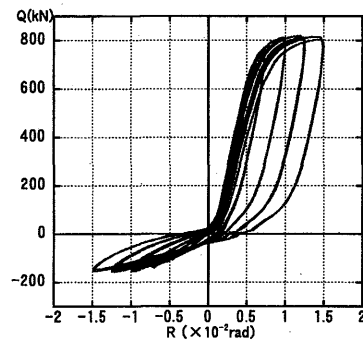


図-16 RF-3 水平力-層間変形角関係 (280kN)

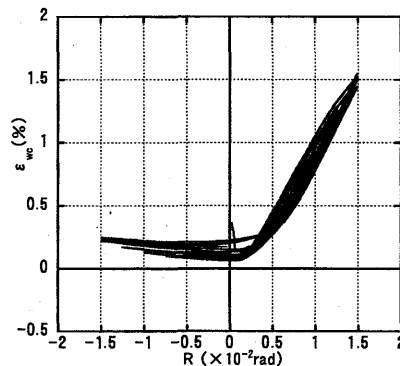


図-17 RF-3 風上柱鉛直ひずみ-層間変形角関係 (280kN)

## 5.4 RF-3T 試験体

図-11より、 $R=1.0/100\text{rad}$ で最大耐力725kNを発揮した。図-15より、この時の $\varepsilon_{wc}$ は1.14%に達していた。なお、同柱の主筋に貼付したひずみゲージは、 $R=0.7/100\text{rad}$ 時に全て降伏ひずみに達している。表-4に示すように、RF-3試験体の負側の初期剛性及び最大耐力に対して、それぞれ8.6倍、6.1倍となった。本試験体のCFTブレースは、RF-6Tと同様に引張抵抗機構を有するが、負側の初期剛性及び最大耐力は、純フレームと比較して、それぞれ2.2倍、2.4倍となっている。図-11において、 $R=1.25/100\text{rad}$ の2サイクル目で引張抵抗を負担していた丸鋼が破断した。破断以降の荷重-変形関係は、点線で示している。破断に至るまでの履歴曲線は、エネルギー吸収を行うのみでなく、正側においても早期の剛性回復など、履歴特性の改善効果が見られた。図-15より、引張機構が有効である間は、風上柱の鉛直ひずみの残留変形がRF-3と比して小さく収まっている。これは、ブレースの引張機構により、負側載荷時に風上柱に圧縮力が働き、柱の引張ひび割れの進展を抑制したためと考えられる。ここで、図-2のメカニズム時の断面力図を参照して、本補強法の設計法について述べる。図-2では、柱の引張耐力が鉛直軸力よりも大きくなっている。これは、負側載荷時において、柱の伸びを解消できないことを示している。つまり、この柱の伸びは、1)軸力を大きくする。2)ブレースに引張力抵抗を付加する。のいずれかによって解消される。

280kNの鉛直軸力を載荷した図-16とブレースが引張力を負担する図-11との比較を行う。図-16と図-11は、双方とも柱の伸びが解消されたため、正側の履歴特性が他と比較して優れたものとなっている。

## 6. 実験結果の評価

### 6.1 実験結果と計算結果の評価

表-5に実験結果と計算結果の一覧を示す。図-18にRF-6とRF-6Tの水平力-層間変形角関係の包絡線を、図-19にRF-3とRF-3Tの包絡線を示す。

図には、式(1)により求まる風上柱の引張降伏時の水平耐力と、接合部耐力を示す。また、図-19には、ブレース座屈により決まる最大耐力も合わせて示す。図及び表より正側加力時の計算耐力は、実験結果を精度良く評価できている。接合部耐力の算定法については、次節に詳述する。

図-18からわかるように、接合部耐力は、風上柱の引張降伏耐力を1.4倍程度上回るよう設計している。また、ブレース座屈耐力から決まる設計耐力はさらに大きく設計している。実験の結果、設計で意図した破壊メカニズムが形成されたことが分かる。

図-19からは、接合部のあと施工アンカーを片側3本

に減じて、接合部破壊は起こらなかった。これは、接合部の耐力の下限の予測が、ほぼ妥当であることが示されたものと考えられる。

RF-3に用いた長方形断面ブレースは、低軸力(180kN)時には座屈を許容せず、高軸力(280kN)時に面内に座屈させる設計とした。図-19に示す通り、高軸力化に伴い、風上柱の引張降伏耐力も上昇する。風上柱の引張降伏水平耐力は、低軸力時678kN、高軸力時839kNである。一方、ブレースの充填コンクリート強度を60MPaと仮定した場合の長方形断面ブレースの座屈時水平耐力は828kNであるため、低軸力時には座屈しないブレースが、高軸力時には座屈する計画であった。実際には表-2に示すように、ブレースに使用したコンクリートのシリンドラ強度が84.8MPaであったことから、ブレース座屈時水平耐力を937kNまで確保できたことに起因して、座屈現象は観測されなかった。

表-5における負側の水平耐力について考察する。正側の耐力は、計算によって比較的精度よく評価が可能であるが、負側の耐力は計算値が実験値を上回る傾向がみられる。RF-6及びRF-3Tの負側耐力の断面力図を図-20及び図-21に示す。RF-6の値については、正側載荷時に引張降伏した風上柱が、負側載荷時に十分な曲げ耐力を発揮できていなかったと考えられる。これはRF-3も同様の現象が起きたものと考えられる。一方で、RF-3Tについては、比較的实验結果を精度よく評価できている。しかしながら、RF-6Tについては、水平耐力発揮前に上部接合鋼板とエンドプレートとの溶接部が破断した。このため、実験耐力が計算耐力に比して大幅に小さくなっている。

表-5 実験結果と計算結果の比較

試験体名	軸力 (kN)	正側 (kN)			負側 (kN)		
		実験	計算	実計	実験	計算	実計
RF-6	180	662	676	0.98	107	142	0.75
	240	737	771	0.96			
RF-6T	180	685	676	1.01	258	382	0.68
RF-3	180	699	678	1.03	119	138	0.86
	280	819	839	0.98			
RF-3T	180	725	678	1.07	286	305	0.94

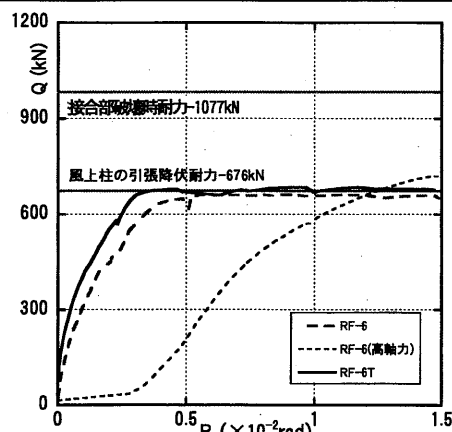


図-18 RF-6・RF-6T 実験結果 包絡線



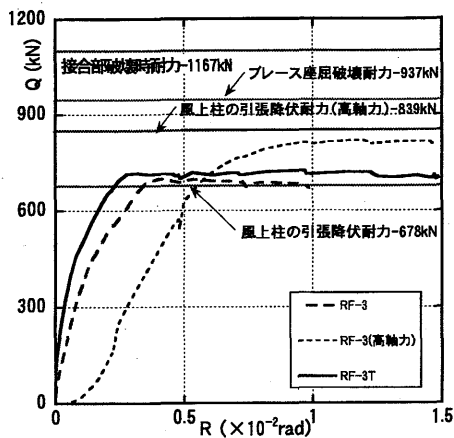


図-19 RF-3・RF-3T 実験結果 包絡線

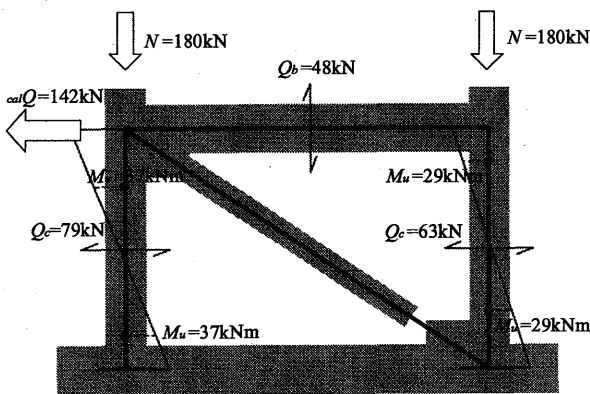


図-20 RF-6 負側載荷時の断面力図

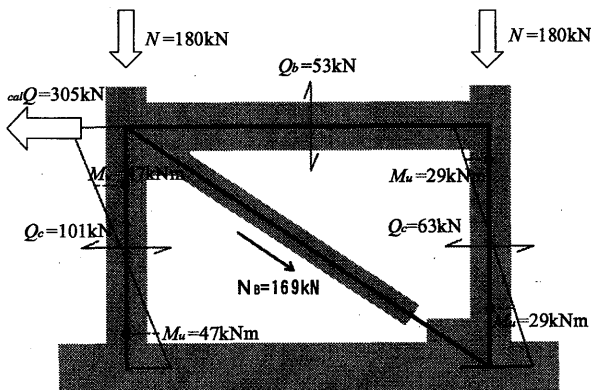


図-21 RF-3T 負側載荷時の断面力図

## 6.2 接合部耐力の考察

図-22, 図-23 に, それぞれ, アンカー本数片側6本のRF-6及びRF-6Tと, 片側3本のRF-3及びRF-3Tについて, 仮定した接合部の水平力分担を示す。接合部耐力は以下に示す,  $P_1 \sim P_3$  を考慮する。  $P_1$  は柱のパンチングシア耐力で, 式(2)~(5)により求めた。

$$P_1 = Q_{Ac} \cdot k_{av} \quad (2)$$

$$Q_{Ac} = A_c \cdot (0.493 \sigma_1 + 0.254 F_{c2}) \quad (3)$$

$$k_{av} = 0.72 / (0.76 + a/D) \cdot \phi \quad (4)$$

$$\sigma_1 = N / (A_c + A_{sw}) + A_s \cdot \sigma_y / A_c \quad (5)$$

ここに,  $A_c$  及び  $A_{sw}$  はそれぞれ柱断面面積及び接合部高流

動コンクリートの断面積,  $F_{c2}$  は既存躯体柱コンクリートの強度,  $N$  は柱頭における載荷軸力,  $A_s \cdot \sigma_y$  はそれぞれ柱主筋の全断面積, 降伏強度,  $k_{av}$  はせん断スパン比( $a/D$ )による強度低減係数で,  $a=0$  とし, 繰返し載荷による低減係数  $\phi=0.8$  で計算した。

$P_2$  は式(6)~(7)から得られる  $P_{2-1}$  もしくは式(9)から得られる  $P_{2-2}$  のどちらか小さいほうで評価する。  $P_{2-1}$  は接合部コンクリートのパンチングシア耐力と接合部鋼板のせん断耐力を合わせたものである。  $P_{2-2}$  は, あと施工した高強度コンクリートと既存の柱部分の支圧耐力である(図-24を参照)。つまり, 接合部における存在応力が  $P_{2-1}$  もしくは  $P_{2-2}$  に達した時に, プレースの軸力がRCフレームまで伝達できなくなる。  $P_{2-1}$  と  $P_{2-2}$  の値を表-6に示す。

$$P_{2-1} = Q_{Asw} \cdot k_{av} + f_s \quad (6)$$

$$Q_{Asw} = A_{sw} \cdot (0.493 \sigma_2 + 0.254 F_{c2}) \quad (7)$$

$$\sigma_2 = N / (A_c + A_{sw}) \quad (8)$$

$$P_{2-2} = A_{se} \cdot F_{c2} \quad (9)$$

ここに,  $f_s$  は図-24に接合部すべり耐力を示す, 鋼板の梁下部分のせん断断面積に鋼板のせん断耐力をかけた値,  $F_{c2}$  は接合部高流動コンクリートの強度,  $A_{se}$  は図-24に示す, 支圧破壊面積とした。

表-6 側面耐力 ( $P_2$ )

	$P_{2-1}$	$P_{2-2}$
RC-6・RF-6T	915kN	312kN
RC-3・RF-3T	927kN	478kN

$P_3$  は間接接合耐力で, プレースの応力を, プレースが溶接された上部接合部鋼板のアンクルと高流動コンクリートを介し, あと施工アンカーによって梁に負担させるものである。従って,  $P_2$  の値が  $P_{2-2}$  により決定する場合に考慮する。  $P_3$  は, ケミカルアンカーのせん断耐力で評価できるように設計した。アンカーのせん断力は改修指針<sup>7)</sup>より, 式(10)~(12)で計算した。なお, アンカーのせん断力の合計が上記  $f_s$  より小さいことが前提となる。  $s \cdot a_e \cdot \sigma_y$  はそれぞれアンカーの断面積および規格降伏点強度,  $E_c$  は既存架構のコンクリートのヤング係数である。  $P_3$  の値はアンカー6本の場合で, 372kN, アンカー3本の場合で186kNとなった。

$$P_3 = \min(Q_{a1} \cdot Q_{a2}) \quad (10)$$

$$Q_{a1} = 0.7 \cdot s \cdot a_e \cdot \sigma_y \quad (11)$$

$$Q_{a2} = 0.4 \sqrt{E_c \cdot F_{c1}} \cdot s \cdot a_e \quad (12)$$

$P_1$ ,  $P_2$  および  $P_3$  の値を表-7にまとめる。本実験の場合, 接合部耐力は  $P_1$ ,  $P_2$  および  $P_3$  の合計とした。

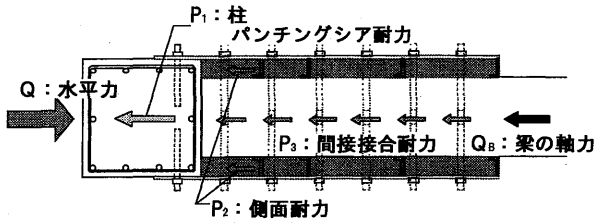


図-22 RF-6・RF-6T 水平力分担図

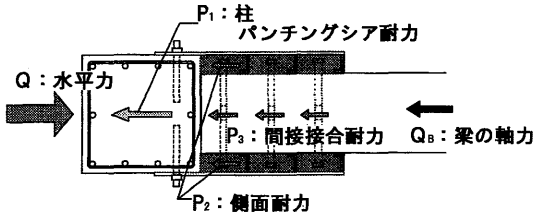


図-23 RF-3・RF-3T 水平力分担図

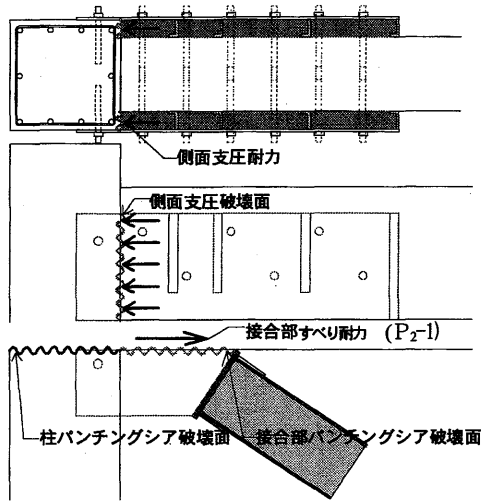


図-24 側面耐力

表-7 接合部耐力

	$P_1$ (kN)	$P_1/P$	$P_2$ (kN)	$P_2/P$	$P_3$ (kN)	$P_3/P$	P
RF-6, RF-6T	318	0.32	312	0.31	372	0.37	1,002
RF-3, RF-3T	423	0.39	478	0.44	186	0.17	1,087

一方、あと施工アンカーはブレースの引張力をフレームに伝達する唯一の機構であり、 $P_3$ の値から引張抵抗機構の軸耐力を決定している。表-8 にブレースの引張耐力とアンカーのせん断耐力の値を示す。あと施工アンカーのせん断耐力がブレース内部の丸鋼の引張耐力の水平方向成分を上回るように、丸鋼の本数を決定している。

表-8 ブレースの引張耐力と丸鋼本数

	アンカー本数	アンカー耐力 (kN)	ブレース引張耐力 (水平成分) (kN)	ブレース引張耐力 (kN)	丸鋼
RF-6T	12	372	210	478	6-φ13
RF-3T	6	186	140	312	4-φ13

## 7. まとめ

CFTブレースによる既存鉄筋コンクリート造建物の簡易耐震補強法において、こブレースに引張抵抗機構を付加した場合の履歴特性の改善効果の確認を目的として、水平加力実験を行った。また、併せて本補強法の接合部ディテールの設計について考察した。得られた結論を以下に列挙する。

- (1) すべての試験体において、風上柱の引張降伏の破壊形式が観測された。これは、ブレースとフレーム接合部の耐力に十分な余裕があったためと考えることができる。
- (2) 正側載荷時の最大水平耐力は、本論で示す簡便な方法で精度よく評価することが可能である。
- (3) 負側載荷時の最大水平耐力は、本論で示す方法では危険側の評価となる。
- (4) RF-6 試験体と RF-3 試験体の正側と負側の荷重-変形関係を比較することで耐震補強効果を評価したところ、初期剛性についてはおよそ 4 倍から 6 倍、最大耐力についてはおよそ 6 倍の改善効果があることが確認できた。
- (5) 接合部でのパンチングシア破壊や支圧破壊など、脆性的破壊を避ける目的においては、本報で示したアングルやあと施工アンカーを用いた間接接合によるブレース軸力の伝達が有効と考えられる。本実験で用いた程度のアングルと施工アンカー数であれば、提案補強法の特徴である簡便施工というメリットは、大きくは阻害しないと考えられる。
- (6) RF-3 試験体において、軸力を変動させた実験を行った結果、高軸力下においても、風上柱の引張降伏機構を示し、最大耐力の向上が確認できた。さらに、鉛直軸力の増大に伴い、風上柱の鉛直ひずみの残留変形が解消され、正側加力時の早期の剛性の回復が確認できた。
- (7) RF-6T 及び RF-3T 試験体において、ブレースに引張抵抗機構を設けることで、負側載荷時の耐力増強が確認された。また、RF-3T 試験体の結果からは、負側の履歴特性の変化により、正側載荷時の早期の剛性の回復が得られ、エネルギー吸収性能が大幅に向上した復元力特性が確認された。これは、引張抵抗機構により、負側載荷時に風上柱に圧縮力が生じ、風上柱の鉛直ひずみの残留変形が解消されたためと考えられる。
- (8) アンカーによる間接接合耐力の値は、ブレースの引張降伏耐力に影響するため、引張抵抗機構をブレースに保持させる場合には、アンカー本数の設計は重要と考える。

謝辞 本研究の一部は、平成 19～20 年度（社）日本建築学会九州支部委託業務「RC 建造物の耐震補強方法の合理化に関する研究」（研究代表者：崎野健治，研究委託者：九州電力株）により行われた。実験に関しては、九州大学技術職員・窪寺弘顕氏と九州大学大学院生・宮西紀彰氏の多大な協力を得た。また、あと施工アンカーは、日本ヒルティ株式会社による提供を受けた。ここに記して、関係各位に、謝意を表する。

#### 参考文献

- 1) 北島幸一郎，中原浩之，崎野健治：CFT 圧縮プレースを用いた RC 造架構の耐震補強方法に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp.1573-1578，2008 年 7 月
- 2) 北島幸一郎，中原浩之，崎野健治：偏芯梁を有する RC 造架構の CFT 圧縮プレースによる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，Vol.31，No.2，pp.1039-1044，2009 年 7 月
- 3) 北島幸一郎，宮西紀彰，下島啓志，永瀬慎治，中原浩之，崎野健治：圧縮プレースによる既存 RC 造架構の耐震補強方法の開発研究(その 1-4)，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.781-788，2008 年 8 月
- 4) 北島幸一郎，平紙裕文，宮西紀彰，中原浩之，崎野健治：圧縮抵抗プレースによる既存 RC 造架構の耐震補強法の開発研究(その 1-3)，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.13-18，2009 年 8 月
- 5) 日本建築学会：コンクリート充填鋼管構造設計施工指針，2008 年
- 6) 日本建築防災協会：2001 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，2005 年 2 月
- 7) 毛井崇博：接着接合した枠付き鉄骨系補強骨組に関する研究，九州大学学位論文，2002 年 1 月
- 8) 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改修設計指針，2001 年

(受理：平成 21 年 12 月 3 日)