

# 論文 鉄骨フレーム接着工法により耐震補強された RC 骨組の力学性状

宮内 靖昌<sup>\*1</sup>・毛井 崇博<sup>\*2</sup>・石出 一郎<sup>\*3</sup>

要旨：本論は既存 RC 造建物の耐震補強工法を対象とし，鉄骨枠と数本の間柱からなる鉄骨フレームを接着工法により骨組内に取り付ける工法の補強効果について検討したものである。試験体 4 体を用いた実験の結果，最大耐力および変形性能が増大することが明らかになった。また RC 骨組および鉄骨フレームそれぞれの水平力 - 層間変形角の関係を解析により求め，それらを累加して求めた復元力特性が実験結果とほぼ一致することを明らかにした。

キーワード：耐震補強，鉄骨フレーム，接着工法，エポキシ樹脂，骨組解析

## 1. はじめに

本研究は，鉄骨枠と数本の間柱からなる鉄骨フレームを既存 RC 造柱梁骨組内にエポキシ接着工法を用いて取り付ける耐震補強工法の補強効果を検討したものである<sup>1)</sup>。鉄骨フレーム工法は以下の特徴を有する。

- (1) 従来多用されている鉄骨ブレース工法における斜材がなく，サッシュになじむ縦材で構成されるために美観に優れている。
- (2) 下枠の一部を切断することにより，出入り開口部を容易に設置することができる。
- (3) 曲げ材となる間柱により水平力に抵抗するため，鉄骨ブレース工法より必要鋼材量が増加することがある。

一方，接着工法は，図-1 に示すように，従来工法におけるあと施工アンカーを使用しない低騒音・低振動の耐震補強工事を可能とする工法であり，既存柱梁と鉄骨枠のすきまにエポキシ樹脂を充填する工法である<sup>2) 3)</sup>。本論では，鉄骨フレーム接着工法により耐震補強された RC 骨組の最大耐力および破壊性状等を実験および解析により検討した結果について述べる。

## 2. 試験体

図-2 および図-3 に試験体の断面・形状および配筋を示す。試験体は 4 体である。

試験体 F3-17 および F3-10 は，周囲の鉄骨枠と 3 本の間柱からなる鉄骨フレームを接着工法により取り付けた試験体であり，両試験体では接着幅を変化させた。試験体 F3-17 は接着幅を 170mm として接着耐力を大きくし，鉄骨フレームの降伏（間柱の曲げ降伏）が先行するようにした。これに対して，試験体 F3-10 は，接着幅を 100mm とし，接着接合部のせん断すべり破壊が先行するようにした試験体である。試験体 FO3-10 は，出入り開口部を設けた試験体であり，接着幅は 100mm である（間柱の曲げ降伏先行）。下枠を切断した出入り開口部にはプレートを配

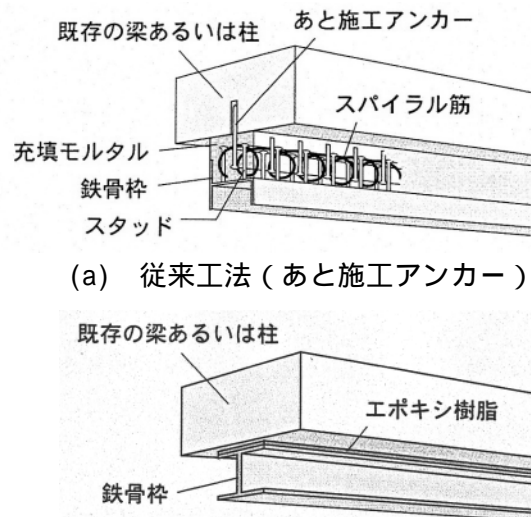
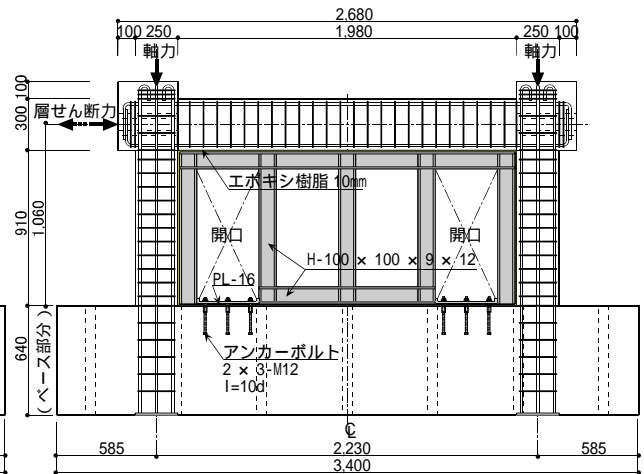
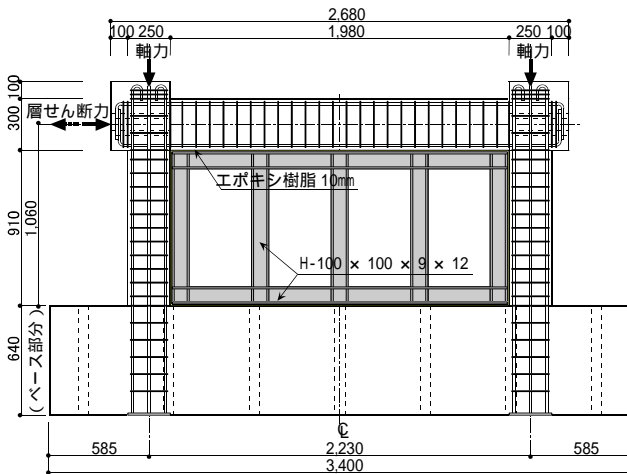


図-1 既存躯体と鉄骨枠の接合方法

\*1 (株)竹中工務店 技術研究所 主任研究員 博士(工)(正会員)

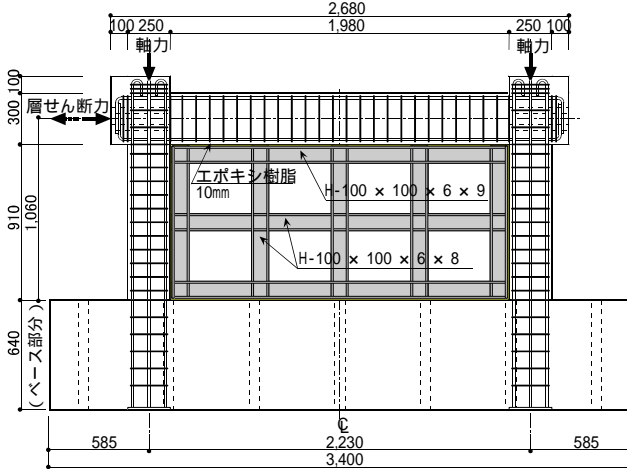
\*2 (株)竹中工務店 技術研究所 主席研究員 博士(工)(正会員)

\*3 (株)竹中工務店 九州支店 設計部 構造グループ



(a) 試験体 F3-17, F3-10

(b) 試験体 F03-10 (出入り開口付き)



(c) 試験体 F3-17K (格子型鉄骨フレーム)

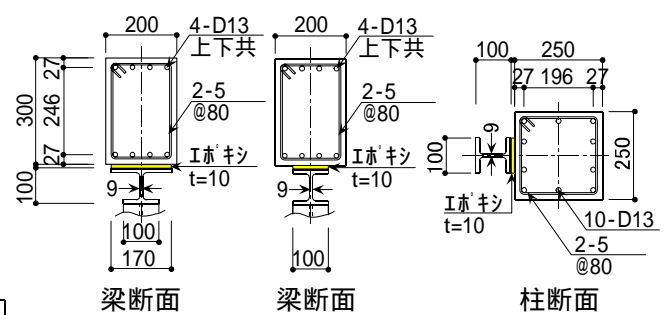


図-3 梁断面および柱断面の詳細 (単位 ; mm)

図-2 試験体の形状および配筋 (単位 ; mm)

置し、アンカーボルトで座屈補剛したが、プレートは鉄骨柱とは溶接接合せず、プレートとベースおよび鉄骨柱との隙間にエポキシ樹脂を充填した。また、試験体 F3-17K は間柱の中間に横材を設けて格子型にし、鉄骨フレームの水平耐力を大きくした試験体である。接着幅は 170 mm とし、鉄骨フレームの降伏 (間柱のせん断降伏) が先行するようにした。いずれの試験体も、RC 柱はせん断で終局耐力が決まるように計画し、また補強後の骨組は全体曲げ破壊型ではなく、せん断破壊型になるようにした。

### 3. 使用材料

表-1 に試験体に用いたコンクリートおよび鋼材の材料強度を示す。試験体に打設したコンクリートは、粗骨材の最大径 10 mm の普通コ

### 4. 加力方法

図-4 に加力装置の概要を示す。加力は、柱に一定の圧縮軸力を載荷した後、骨組の層間変形

表-1(a) 材料強度 (F3-17, F3-10, F03-10)

コンクリートの圧縮強度		鋼材の降伏点強度	
ベース	25.4	D13	375
柱, 梁	19.3	5	497
・現場封かん養生 ・単位 ; N/mm <sup>2</sup>		PL-9	312
		PL-12	289
		PL-16 <sup>(1)</sup>	280

表-1(b) 材料強度 (F3-17K)

コンクリートの圧縮強度		鋼材の降伏点強度	
ベース	32.0	D13	375
柱, 梁	25.7	5	497
・現場封かん養生 ・単位 ; N/mm <sup>2</sup>		PL-8	292
		PL-6 <sup>(2)</sup>	323
		PL-9	313
(3) 鉄骨柱のウェブ		PL-6 <sup>(3)</sup>	354

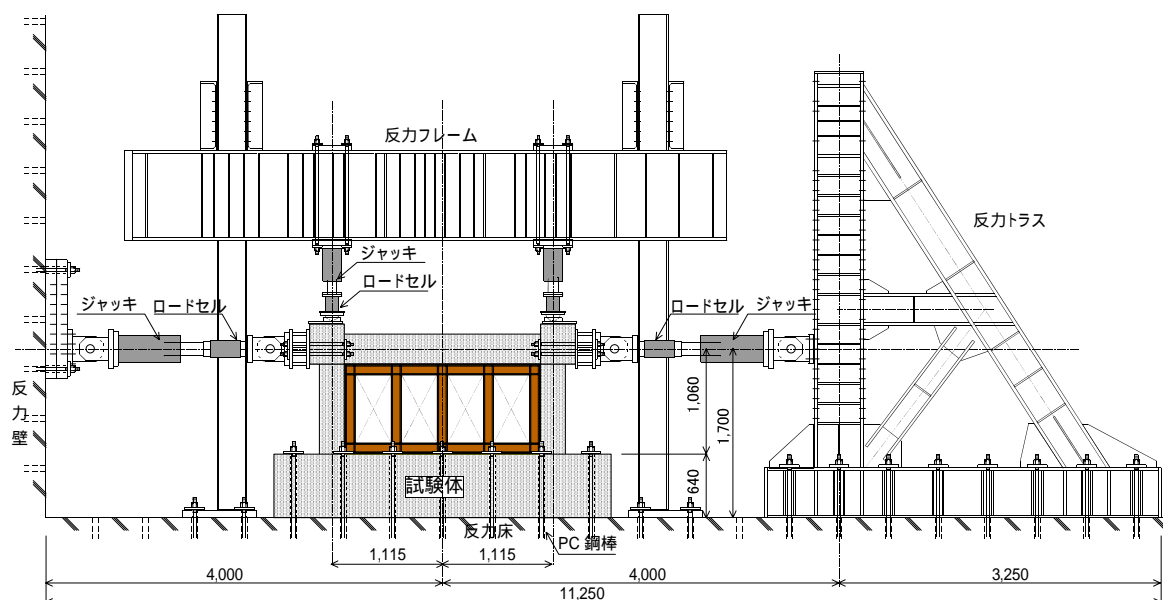


図-4 加力装置の概要 (単位 ; mm)

角  $R$  を制御変位として正負繰り返しの水平力 (以下, 層せん断力と称す) を加えた。水平力は左右のジャッキによりそれぞれ押し荷重と引き荷重を同時に加えた。層間変形角は  $R = \Delta / h$  ( $\Delta$ : それぞれ試験体のベースに対する梁せい中心位置での水平変位および高さ) として求めた。片側の柱に載荷した圧縮軸力は  $n = 0.165 f_{ck} A_c$  ( $f_{ck}$ : 柱コンクリートの圧縮強度) とした。

## 5. 実験結果

写真-1 に試験体 F3-10 および F3-17K の  $R=10/1000$  rad. 時におけるひび割れ状況を示す。いずれの試験体もまず柱脚および梁端部に曲げひび割れが発生し, その後, 曲げせん断ひび割れ, せん断ひび割れが発生した。層間変形角  $R=2 \sim 4/1000$  rad. で梁下およびベース上の接着接合部の一部にひび割れが発生し, 接着接合部のせん断すべり破壊が先行する試験体 F3-10 では  $R=6/1000$  rad. でスパン全長に貫通した。試験体 F3-17K では, 左側の柱において柱頭柱脚のコーナー部から中間横材に向かったせん断ひび割れが見られる。各試験体とも最終的には柱のせん断破壊が顕著になり実験を終了した。

図-5 に各試験体の荷重 - 変位曲線を示す。図中には表-2 に示す計算耐力線を示す。各試験体とも柱, 梁のひび割れ発生および接着接合部の

部分的なひび割れ発生により  $R=4/1000$  rad. 付近から剛性が低下した。その後も荷重は増大し,  $R=10/1000$  rad. でほぼ剛性が 0 になった。試験体 F3-17, F3-10 は,  $R=13 \sim 20/1000$  rad. で最大耐力に達し, その後スリップ性状が現れた。荷重低



(a) 試験体 F3-10 (せん断すべり破壊先行)



(b) 試験体 F3-17K (格子型鉄骨フレーム)  
写真-1 ひび割れ状況 ( $R=10/1000$  rad.)

下は RC 柱のせん断ひび割れの進展によるものである。出入り開口のある試験体 FO3-10 は、 $R=10/1000$  rad.以後もほとんど荷重低下せず、またスリップ性状も見られず、 $R=30/1000$  rad.で最大耐力に達した。また、格子型フレームの試験体 F3-17K も  $R=13 \sim 15/1000$  rad.で最大耐力を發揮し、ほとんど荷重低下せず、エネルギー吸収性能に優れた紡錘型の荷重 - 変位関係を示した。

図-6 に試験体 F3-17 および F3-17K の鉄骨フレームの曲げモーメント分布を示す。曲げモーメントは、計測したフランジのひずみを用いて求めた。いずれの試験体も間柱および枠縦材はほぼ逆対称の曲げモーメント分布を示した。試験体 F3-17, F3-10 および FO3-10 では、 $R=5 \sim 6/1000$  rad.で間柱の柱脚あるいは柱頭の一部で曲げ降伏した。接着接合部のせん断すべり破壊が先行すると想定した試験体 F3-10 においても間柱の一部に曲げ降伏が見られた。格子型フレームの試験体 F3-17K の間柱では、枠横材に取り付く断面の一部で曲げ降伏したが、中間横材に取り付く断面では曲げ降伏には至っていない。

## 6. 最大耐力の検討

表-2 に最大耐力の実験値と計算値を比較して示す。最大耐力の計算値  $c_1Q_u$  は、間柱および枠縦材からなる鉄骨フレームのせん断耐力  $sQ_u$  と梁下の接着接合部のせん断すべり耐力  $Q_{ja}$ <sup>2) 3)</sup> の小さい方に既存 RC 柱 2 本のせん断耐力  $2 \cdot Q_c$  を加えて求めた。間柱および枠縦材の曲げ耐力時せん断力  $sQ_{mu}$  は、内法高さ部分で逆対称の全塑性曲げモーメント分布を仮定して計算した。試験体 FO3-10 では、出入り開口により下枠が切断された枠縦材の柱脚をピンとして計算した。格子型フレームの試験体 F3-17K も同様に、枠横材と中間横材の内法高さで逆対称の全塑性曲げモーメント分布を仮定したが、枠縦材と中間横材の節点では横材の全塑性モーメントを上下に  $1/2$  ずつ振り分けるモーメント分布とした。ただし、間柱および枠縦材では結果的にウェブのせん断で決まる耐力の方が小さくなり、それを累

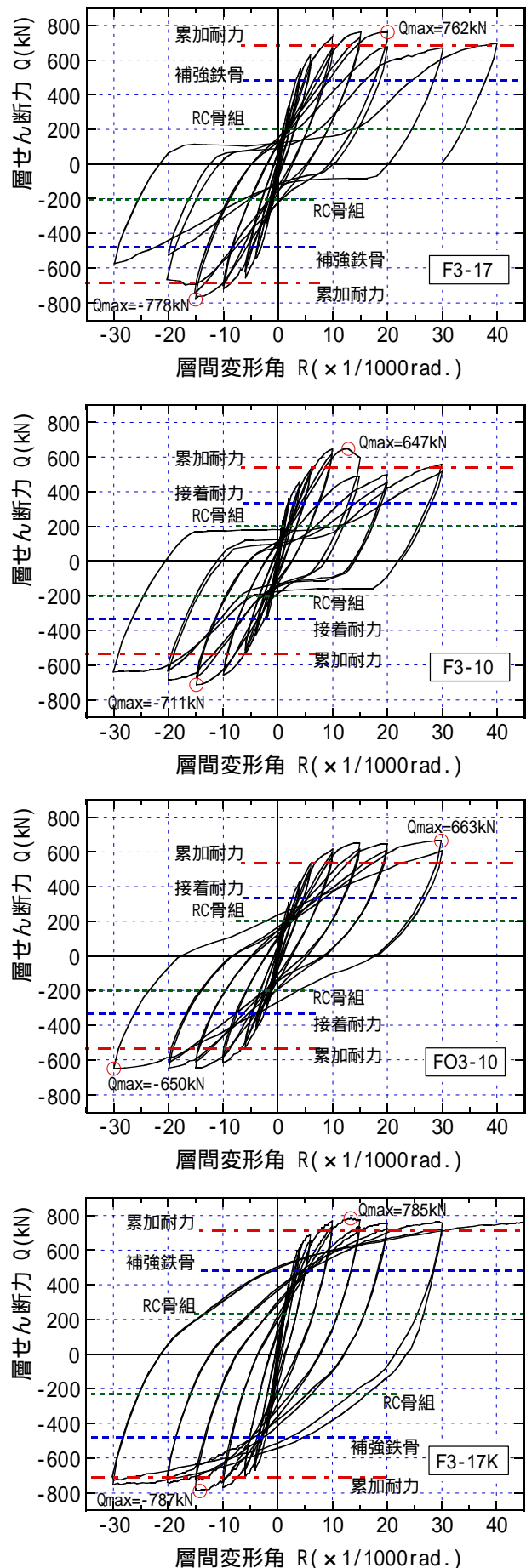


図-5 荷重 - 変位曲線



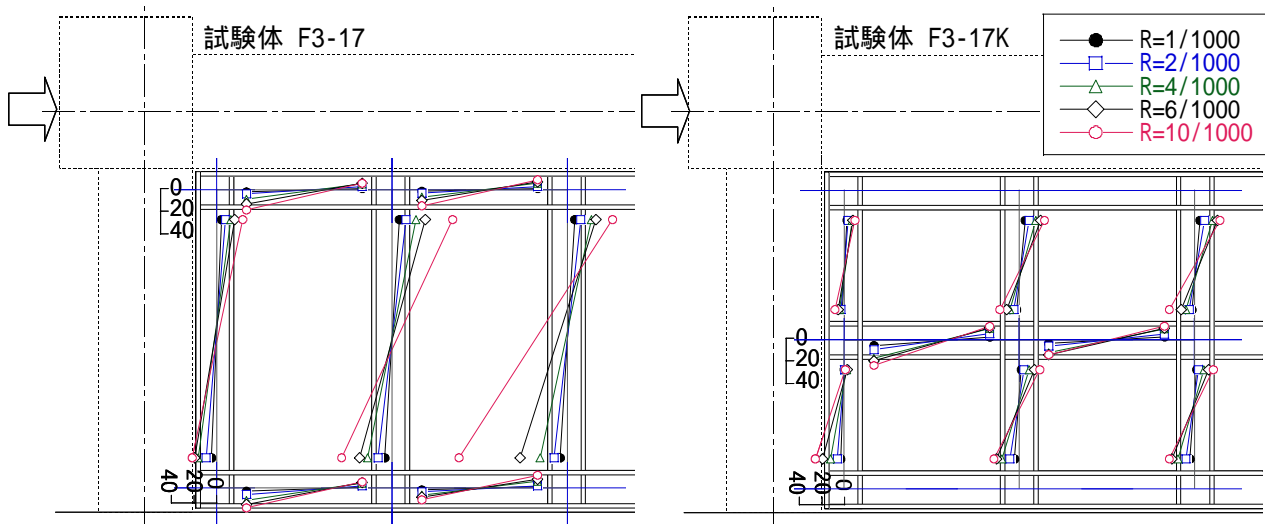


図-6 鉄骨フレームの曲げモーメント分布 (単位 ; kN・m)

加して格子型フレームのせん断耐力とした。

計算の結果、試験体 F3-17, F3-17K は鉄骨フレームのせん断耐力で補強骨組の最大せん断耐力が決定され、試験体 F3-10, FO3-10 では接着接合部のせん断すべり耐力で決定された。計算値に対する実験値の比 ( $exQ_u / clQ_u$ ) は、1.11 ~ 1.33 となり安全側に計算された。

### 7. 骨組解析による検討

補強骨組の荷重 - 変位関係を求めるために、RC 骨組および鉄骨フレームに対し個々に静的弾塑性解析を行った。RC 柱、RC 梁および鉄骨フレームの各部材をそれぞれ線材置換し、各部材の材端に剛塑性回転バネ、材中央部に弾性せん断バネを設けた曲げせん断要素として解析を行った。なお、RC 柱はせん断破壊が先行するタイプであるが、最大耐力後もその耐力を保持するものとしている。鉄骨フレームの枠横材と間柱の節点は RC 骨組により回転が拘束されるために、下部を固定支持、上部を回転拘束とした。

図-7に解析結果の荷重 - 変位曲線と実験の包絡線を比較して示す。解析結果は、RC 骨組、鉄骨フレームおよび両者を累加した荷重 - 変位曲線として示す。また、図中には表-2 に示す最大耐力の計算値  $clQ_u$  もあわせて示す。なお、試験体 F3-10, FO3-10 において鉄骨フレームの耐力は、接着接合部のせん断すべり耐力  $Q_{ja}$  で頭打ちとした。解析により得られた荷重 - 変位関係

図-7に解析結果の荷重 - 変位曲線と実験の包絡線を比較して示す。解析結果は、RC 骨組、鉄骨フレームおよび両者を累加した荷重 - 変位曲線として示す。また、図中には表-2 に示す最大耐力の計算値  $clQ_u$  もあわせて示す。なお、試験体 F3-10, FO3-10 において鉄骨フレームの耐力は、接着接合部のせん断すべり耐力  $Q_{ja}$  で頭打ちとした。解析により得られた荷重 - 変位関係

表-2 最大耐力の実験値と計算値の比較

試験体	接着幅 (mm)	出入り 開口	最大耐力の計算値				最大耐力 実験値 $exQ_u$ (kN)	$\frac{exQ_u}{clQ_u}$
			RC柱 $Q_c$ (kN)	鉄骨耐力 $sQ_u$ (kN)	接着耐力 $Q_{ja}$ (kN)	計算値 $clQ_u$ (kN)		
F3-17	170	なし	101	481	566	683	778	1.14
F3-10	100	なし	101	481	333	535	711	1.33
FO3-10	100	あり	101	385	333	535	663	1.24
F3-17K	170	なし	114	482	648	710	787	1.11

注1) 最大耐力実験値  $exQ_u$  は正負の荷重の大きい方

注2) 最大耐力計算値  $clQ_u = \min(2 \cdot Q_c + sQ_u, 2 \cdot Q_c + Q_{ja})$

鉄骨フレームのせん断耐力  $sQ_u = \min(sQ_{mu}, sQ_{su})$

接着接合部のせん断すべり耐力  $Q_{ja} = 0.38 \cdot (\sigma_b) \cdot B_a \cdot L_a$

RC柱のせん断耐力  $Q_c = \min(Q_{mu}, Q_{su})$

注3) 試験体FO3-10の  $sQ_u$  は、鉄骨枠の縦材2本の柱脚をピンとして計算

$\sigma_b$ : コンクリート圧縮強度

$sQ_{mu}$ : 間柱および枠横材の曲げ耐力

$sQ_{su}$ : 間柱および枠横材のせん断耐力

$B_a$ : 接着幅,  $L_a$ : 接着長さ

$Q_{mu}$ : RC柱の曲げ耐力,  $Q_{su}$ : せん断耐力

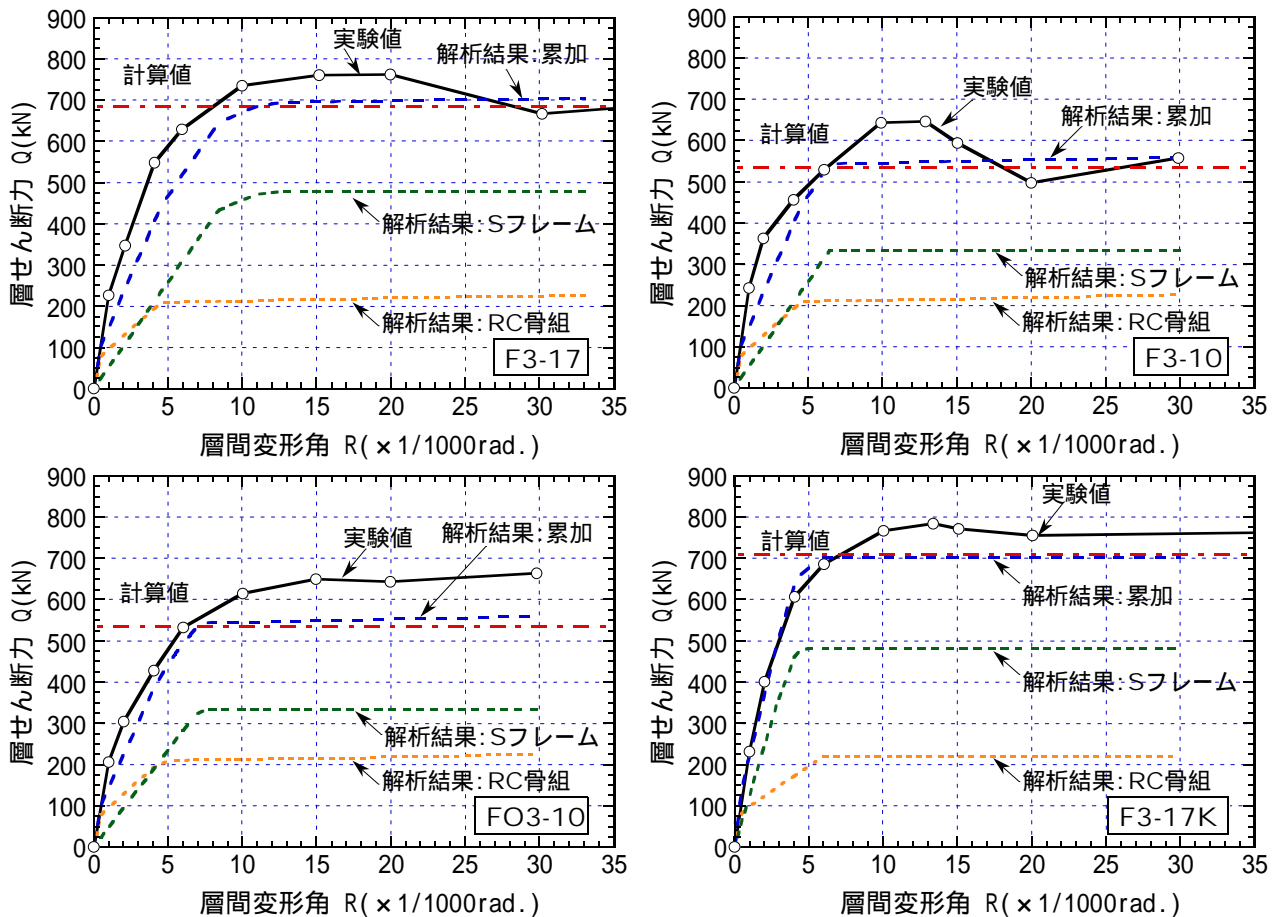


図-7 荷重 - 変位曲線の実験と解析の比較

は実験に対して安全側になった。格子型フレームの試験体 F3-17K においても、解析と実験はよく一致した。また、表-2 に示す最大耐力の計算値  $c_l Q_u$  と解析による最大耐力はほぼ一致した。

## 8. まとめ

鉄骨フレームを接着工法で取り付けて耐震補強した RC 骨組の力学性状を検討した結果、以下の結論を得た。

- (1) 層間変形角  $R=13 \sim 20/1000$  rad. で最大耐力に達した。鉄骨フレームの降伏先行あるいは接着接合部のせん断すべり破壊先行にかかわらず、最大耐力まで安定した荷重 - 変位関係を示した。
- (2) 下枠の一部を切断して出入り開口を設けても、変形性能およびエネルギー吸収性能に優れた荷重 - 変位関係を示した。
- (3) 接着接合部の一部にひび割れが生じて、荷重低下は見られず、その後も荷重は増大した。
- (4) 最大耐力の実験値は、いずれの試験体も

本論に示す簡易な計算式による計算値より大きくなった。また、骨組解析により補強骨組の荷重 - 変位関係を安全側に求めることができた。

## 参考文献

- 1) 石出一郎, 毛井崇博, 宮内靖昌: 鉄骨フレーム接着工法で耐震補強された RC 骨組の力学性状に関する研究, 日本建築学会大会, 構造 C-2, pp.629-630, 2004.8
- 2) 毛井崇博, 宮内靖昌: 接着接合された鉄骨ブレース補強骨組の力学性状, 日本建築学会構造系論文集, 第 539 号, pp.103-109, 2001.1
- 3) 宮内靖昌, 毛井崇博: エポキシ樹脂を用いた接着接合部の力学性状に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.1, pp.967-972, 2001.7.

謝辞: 本研究に際し、(株)竹中工務店の藤村勝, 岩田昌之, 木村充の各氏, ショーボンド建設(株), (株)東邦アーステック, ボンドエンジニアリング(株)のご指導・ご協力をいただきました。