

【論文】

鉄骨筋交いの既存鉄筋コンクリート構造への 接着接合による耐震補強工法の研究

河村 博之*¹ 立石 妙子*²

A study on the Strengthening Method for Existing Reinforced Concrete Buildings by Steel Bracings Joined to RC frames with glue

Hiroyuki KAWAMURA Taeko TATEISHI

Abstract: The strengthening construction method where steel braces are joined to existing reinforced concrete frames by post installed anchor bolts, is often used in seismic strengthening of school buildings. But this method can not be executed while the classroom near the site is using because of its noise, vibration, and concrete dust. We have made shear experiment of joints between a steel member and a RC member those are joined with glue, and have made analysis whether these adhesive joints can be applied to the strengthening construction method, from the results of shear experiments with RC specimens of about 1/2.5 scale model. From those results, it became clear that the transfer mechanism of horizontal force from the RC frame to the steel brace in both the surface joint type and the inserted joint type, and also it was found that these adhesive joint is sufficiently applicable to the strengthening construction method by some improvement of longitudinal steel frames.

Keywords: seismic reinforcement , adhesive joint , sheet steel , epoxy resin

1 はじめに

現在、学校建築の耐震補強には鉄骨筋交い増設による強度型補強がもっとも多く使用されており、既設 RC 架構への接合はあと施工アンカーを用いたものが多い。しかし、この工法はコンクリート穿孔時に振動・騒音・粉塵などを生じ、工事中は隣接する教室の使用が不可能である。このような問題を改善するために、我々は、鉄骨と RC 部材(梁)を接着接合した工法を考案し、接合部についてのせん断実験を行ってきた¹⁾。本報告は、

既存 RC フレームに鉄骨枠付筋交いを RC 壁やサッシの外側に接着接合し補強した場合、この接着接合工法が耐震補強工法として適用し得るかどうか、また、RC フレームと鉄骨枠付筋交いの力の伝達がうまく行われるかどうかについて検討するために、水平載荷実験を行った結果を報告したものである。

2 実験概要

2・1 参考とした学校建築校舎

図 1、図 2 に示すような昭和 30 年代～40 年代の標準的な 3 階建の腰壁やたれ壁がある既存学校建築校舎を参考に、桁行方向 A ラーメンの補強を対象とした既

*1 建築学科

*2 東和大学環境デザイン工学科

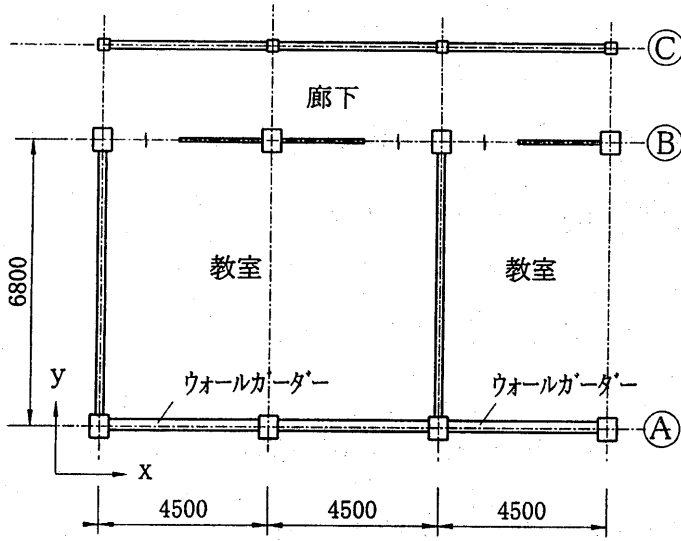


図1 既存学校建築校舎の平面

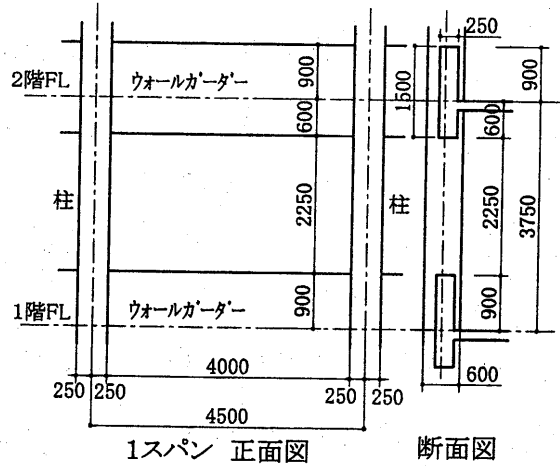


図2 桁行方向 A ラーメンの詳細

存 RC 造フレームのプロトタイプフレームを以下のように想定した。

- 1) スパン4.50m程度で梁はウォールガーダーとする。
- 2) 3階建ての1階部分で、階高は基礎梁上端から2階FLまで3.75m程度、腰壁上端から2階梁下端までの内法、2.25m程度とする。
- 3) コンクリートについては、普通コンクリートで圧縮強度 $\sigma_c=18\text{N/mm}^2$ 程度とする。
- 4) 鉄筋については、主筋は SD295, せん断補強筋は SR295 とする。
- 5) 柱断面は、幅 b_c とせい D_c は、60cm×50cm 程度とする。配筋については、主筋は 8-D22 (主筋比 $p_g=1.03\%$), せん断補強筋は、2-9 ϕ @ 100 ($p_w=0.21\%$) 程度とする。
- 6) 梁断面は、幅 $b_g \times$ せい $D_g=25\text{cm} \times 150\text{cm}$ 程度のウォールガーダーとする。配筋については、上端筋・下端筋とも 4-D22 (主筋比 $p_g=0.83\%$) とし、せん断補強筋は、2-9 ϕ @ 200 ($p_w=0.25\%$) 程度とする。

7) 柱軸力 N については、 $\sigma_o=N/(b_c \cdot D_c)=2\text{N/mm}^2$ 程度とする。

以上の RC フレームのせん断終局強度と、鉄骨枠付筋交いで補強した場合の補強架構の耐力から、縮尺 1/2.5 程度の実験用供試体の基本形状を検討した。

2・2 供試体の種類と形状

実験供試体の種類は、表 1 に示すように、補強は鉄骨枠付筋交いとし、その接合部はコンクリートと鉄骨

表 1 実験供試体の種類

供試体記号	補強方法	接着方法	数
A	補強無し		1
B	鉄骨枠付筋交い	表面接着型	1
C	鉄骨枠付筋交い	梁インサート型	1
D	鉄骨枠付筋交い	梁・柱インサート型	1

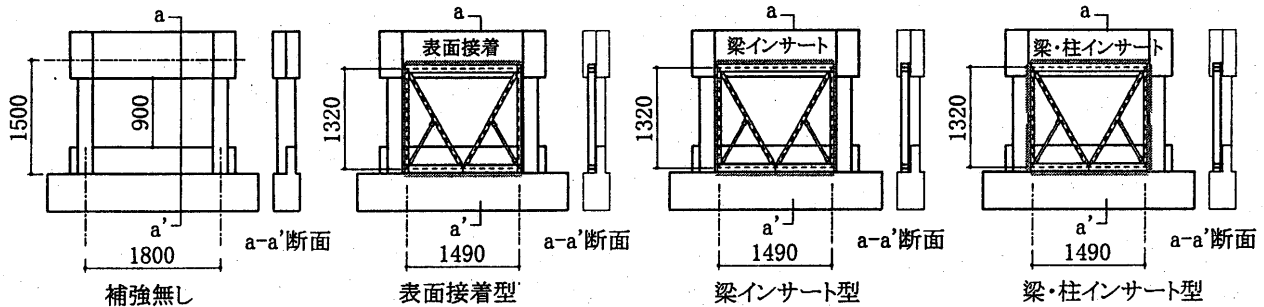


図3 実験供試体一覧

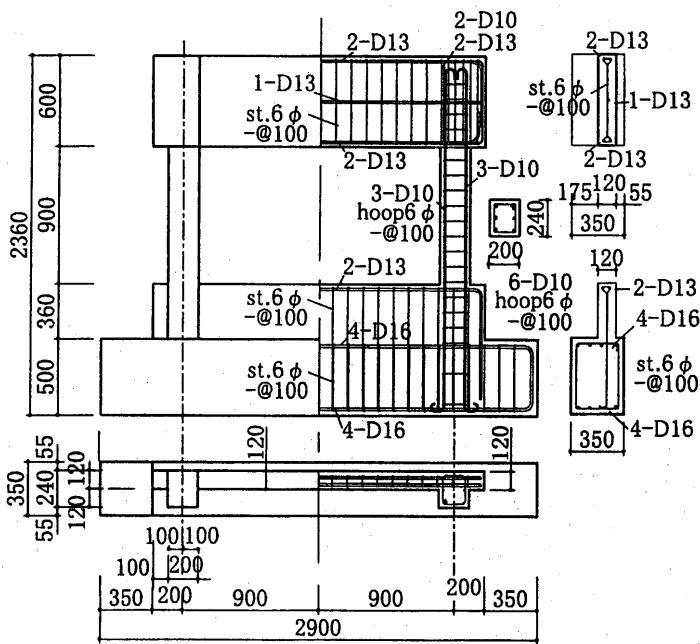


図4 RCフレーム形状および配筋

表2 RCフレームおよび鉄骨枠付筋交いの仕様

RCフレームの仕様

桁行方向スパン: $l = 1800\text{mm}$ 、階高: $h = 1500\text{mm}$ 内法長さ: $l_0 = 1600\text{mm}$ 、内法高さ: $h_0 = 900\text{mm}$ RC柱断面: $b \times D = 240\text{mm} \times 200\text{mm} = 48000\text{mm}^2$ RC柱配筋: 主筋 6-D10 ($p_g = 0.89\%$)帯筋 $\square - 6\Phi @ 100$ ($p_w = 0.23\%$)RC梁断面: $b \times D = 120\text{mm} \times 600\text{mm} = 72000\text{mm}^2$ RC梁配筋: 主筋 4-D13 ($p_g = 0.71\%$)あばら筋: 1-6Φ@100 ($p_w = 0.23\%$)コンクリート圧縮強度: $F_c = 18\text{N/mm}^2$ 柱軸力: $N/b \cdot D = 2\text{N/mm}^2$ $N = 96\text{kN}$

使用鉄筋: SD295 SR295

鉄骨枠付筋交いの仕様

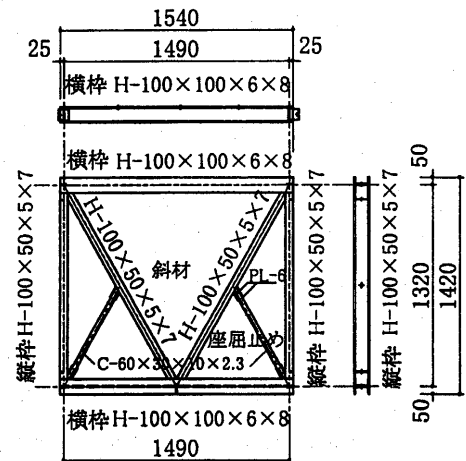
鉄骨枠柱・筋交い: $H-100 \times 50 \times 5 \times 7$ 鉄骨枠梁: $H-100 \times 100 \times 6 \times 8$ 座屈止め: $C-60 \times 30 \times 10 \times 2.3$ 鉄骨枠両柱間の芯々間距離: 1490mm 鉄骨枠両梁の芯々間距離: 1320mm 接着接合する薄鋼板の厚さ: $t = 1.6\text{mm}$ 鋼材の長期応力に対する許容応力度: $F = 235\text{N/mm}^2$ 鋼材のヤング係数: $E_s = 2.05 \times 10^5\text{N/mm}^2$ 

図5 補強鉄骨枠付筋交い

枠を接着剤により接合する表面接着型工法1体、鉄骨枠に溶接した薄鋼板をコンクリートに埋め込み、接着剤で接合するインサート型工法2体と比較のために補強無しの供試体1体の計4体とし、図3に供試体一覧を示した。また、全供試体共通のRCフレームおよび鉄骨枠付筋交いの仕様は表2に、RCフレームの形状と配筋は図4に、鉄骨枠付筋交いの形状は図5にそれぞれ示した。

2・3 目標強度について

供試体のRCフレームおよび補強用鉄骨枠付筋交いの各耐力を表2に示す条件を用い、「既存RC造建築物の耐震改修設計指針」の終局強度算定式より終局耐力を算定した。この結果を表3に示し、図6に計算上の荷重-変形角曲線を示した。

算定結果より、RCフレームの破壊モードは柱崩壊型となり、柱は曲げ破壊先行型となることが想定される。補強架構の破壊形式としては鉄骨枠付筋交いの圧縮側斜材が座屈し、引張側斜材が降伏したのち、RC柱が曲げ破壊する。以上のことから、接着接合部強度 Q_j が鉄骨枠付筋交いの保有水平耐力 $Q_u = 265.1\text{kN}$ を上回ることを目標とする。

接着接合部に使用する接着剤は、主剤と硬化剤を練り混ぜたエポキシ樹脂系接着剤(E2370M)とし、エポキシ樹脂の性能としては、JISK6850の試験方法で求めた引張せん断接着強さが 14N/mm^2 以上(カタログ値)のものを使用した。

表 3 実験供試体の算定値

		曲げ降伏時 せん断力 Q_{mu}	せん断終局強さ Q_{su}
R C	圧縮側柱	51.3kN	55.4kN
	引張側柱	38.4kN	48.9kN
鉄骨枠付筋交い		保有水平耐力 $sQ_u = 256.1kN$	

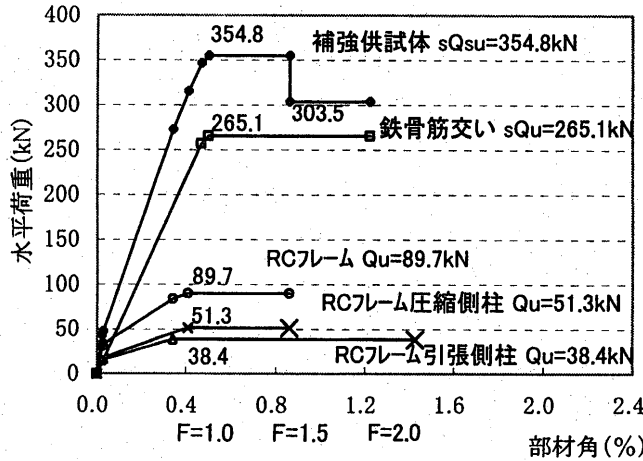


図 6 計算上の水平荷重と部材角の関係

2・4 接合部の詳細

2・4・1 表面接着型について

既往の抽出実験結果¹⁾から、コンクリートの圧縮強度 $\sigma_c = 18N/mm^2$ のとき、コンクリートと鋼板の引張せん断接着強さ $\tau_{u0}(18) \approx 2.2N/mm^2$ であるから、鉄骨枠付筋交いが負担するせん断力および回転による付加せん断力 τ が引張せん断接着強さ τ_{u0} を上回らないように、梁と鉄骨枠の接着面積 A を求め、不足分は柱と鉄骨枠の接着長さ (220mm) で補充するとすれば $\tau = 2.15N/mm^2$ となり、 τ_{u0} を上回らないようにすることができた。供試体記号 B 表面接着型接合部詳細を図 7 に示した。

2・4・2 インサート型について

インサート接着接合部の耐力は既往の研究¹⁾で、図 8 に示すような仮想破壊水平面積から耐力が求まることを報告したが、本実験でもその評価式を用いて接着接合部耐力 ($B P_u$) とした。

インサート型接着接合は、接着接合部耐力 ($B P_u$) が、鉄骨筋交いが負担する保有水平耐力 ($s Q_u$) を上回るように 2 列インサートとし、供試体 C、D の接合部詳細を図 9、図 10 に示した。

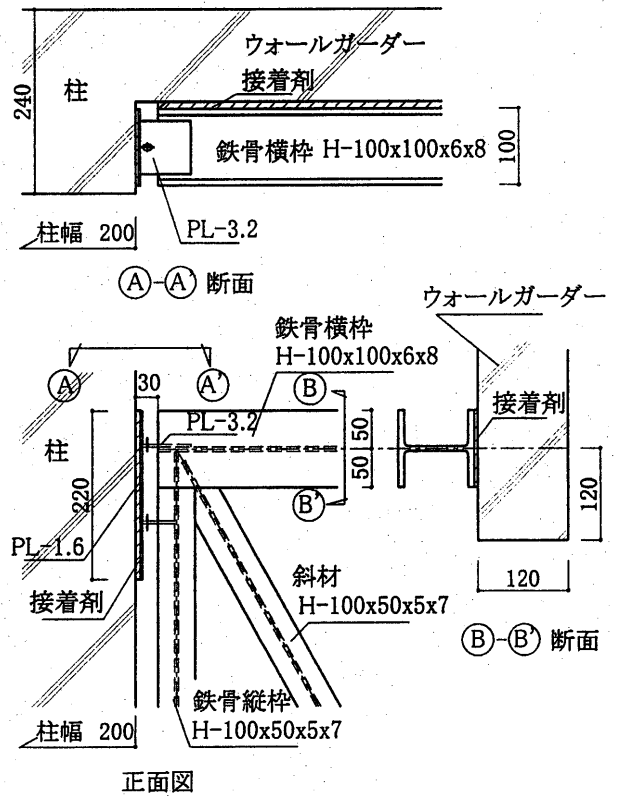


図 7 供試体記号 A 表面接着型接合部詳細

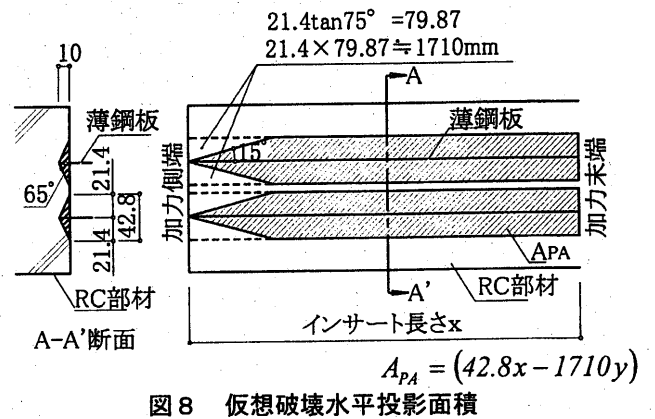


図 8 仮想破壊水平投影面積

インサート型接合工法のせん断耐力の評価式は、コンクリート圧縮強度 $\sigma_c = 24N/mm^2$ に換算した場合の式 $P_u \approx 3.3(\sqrt{\sigma_B}/\sqrt{24})A_{PA}$ よりそれぞれ求める。

梁インサート接合部耐力 ($B P_u$)
 $B P_u = 313.2kN > s Q_u = 256.1kN \rightarrow O.K$

梁・柱インサート接合部耐力 ($B_C P_u$)
 $B_C P_u = 313.2 + 119.9 = 433.1kN > s Q_u = 256.1kN \rightarrow O.K.$

2・6 測定方法

図13に測定位置を示す。水平及び鉛直の荷重はロードセルにて測定し、RCフレームの水平方向変位と鉛直方向変位、基礎の浮上り、RC柱と鉄骨縦枠とのずれを電気式変位計により測定した。また、鉄骨枠付筋交いの斜材は、H型鋼フランジのつばに、歪みゲージを4箇所貼付し、鉄骨筋交いの歪みを測定した。鉄骨枠は、上下梁の2箇所と柱材の1箇所H型鋼ウェブの表裏に歪みゲージを貼付し歪みを測定した。

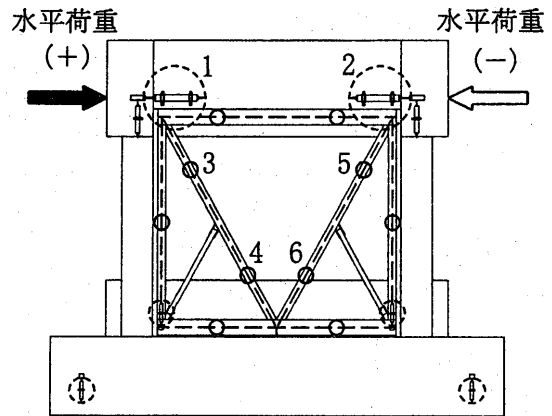


図13 測定位置

3. 実験結果と考察

3.1 最大荷重と破壊形状

表4に、計算値と実験結果一覧を示す。また、図14に実験終了時のRCフレームのひびわれ状況と供試体の水平荷重(Q)一部材角(R)の関係を示した。

表4 実験結果一覧

供試体	計算耐力 (sQ_{mu})	実験結果				
		最大荷重 (Q_{max})	最大荷重 時部材角	最大 部材角	破壊 step	破壊形状
供試体 A 補強無し	89.7kN	97.3kN	1.679%	1.679%	step 9	RC 柱曲げ破壊
		109.5kN	1.007%			
供試体 B 表面接着型	354.8kN	355.0kN	0.532%	0.764%	step 6	左斜材上部 溶接接合部破壊
		274.0kN	0.314%			
供試体 C 梁インサート型	354.8kN	313.0kN	0.505%	0.763%	step 5	インサート 接着接合部破壊
		295.9kN	0.510%			
供試体 D 梁・柱インサート型	354.8kN	346.1kN	0.516%	0.516%	step 3	右斜材下部 溶接接合部破壊
		264.4kN	0.250%			

供試体 A 補強無し 部材角 $R=0.5\%$ で柱が曲げ降伏し、ほぼ Q_{max} に達した。その後も荷重を続け、曲げひび割れが増加し、最終的には柱頭・柱脚部曲げ降伏による典型的な曲げ破壊モードとなった。

供試体 B 表面接着型 step2 ($R=0.25\%$) までは接着部の剥離もなく、水平荷重は供試体 A の水平耐力の2倍以上であった。このとき、RC フレームの柱頭・柱脚部に曲げひび割れが発生した。step3 ($R=0.5\%$) で予想荷重に近い値を示したが、次の step4 ($R=0.5\%$) ではそれほど大きくはならなかった。これは、step3 ($R=0.5\%$) の過程で左下と右上の柱接着部付近の充填モルタルに多くのひび割れが発生したことから、柱の接着部が一部はがれたため、応力が鉄骨筋交いにうまく伝わらなかったことが原因と考えられる。その後も荷重を続けたが、変形のみ増加し、step6 ($R=0.75\%$)

のときに、左斜材上側溶接接合部が破断したため実験を終了した。

接着部破壊形状は、上階梁・下階梁接着部とも、接着剤と接着剤間の破壊が一部見られた。また柱接合部の右上部では、コンクリートと接着剤との界面破壊が生じ、右上部以外では、コンクリートの表層破壊が生じていた。

供試体 C 梁インサート型 step2 ($R=0.25\%$) のとき柱脚部に多くの曲げひび割れが発生した。step4 ($R=0.5\%$) の時、変形が進み剛性低下が生じたため、インサート部分のコンクリートの一部が破壊したと考えられる。その後、荷重を続け、ひび割れが増加し、インサート部全般にわたりコンクリート破壊の形状を示したため実験を終了した。その時の Q_{max} は計算値より小さい値を示した。実験終了後の破壊形状は、インサート型の

耐力推定式に用いた仮定破壊水平投影面積の形状に近い形を示した。

供試体D梁・柱インサート型 step2($R=0.25\%$)のとき、RC フレームの柱頭・柱脚部に曲げひび割れが発生し、部材角 $R=0.5\%$ のとき、柱頭・柱脚部の曲げひび割れが増加し、同時に下梁にも曲げひび割れが発生した。

step3($R=0.5\%$)時に右斜材下側の溶接接合部が破断したために、予想耐力まで達せず実験を終了した。しかし、梁・柱インサート接合部は多少のひび割れは生じたが、接合部破壊には至っていないため、鉄骨枠付筋交いによる補強耐力を十分伝達できる接合部であると考えられる。

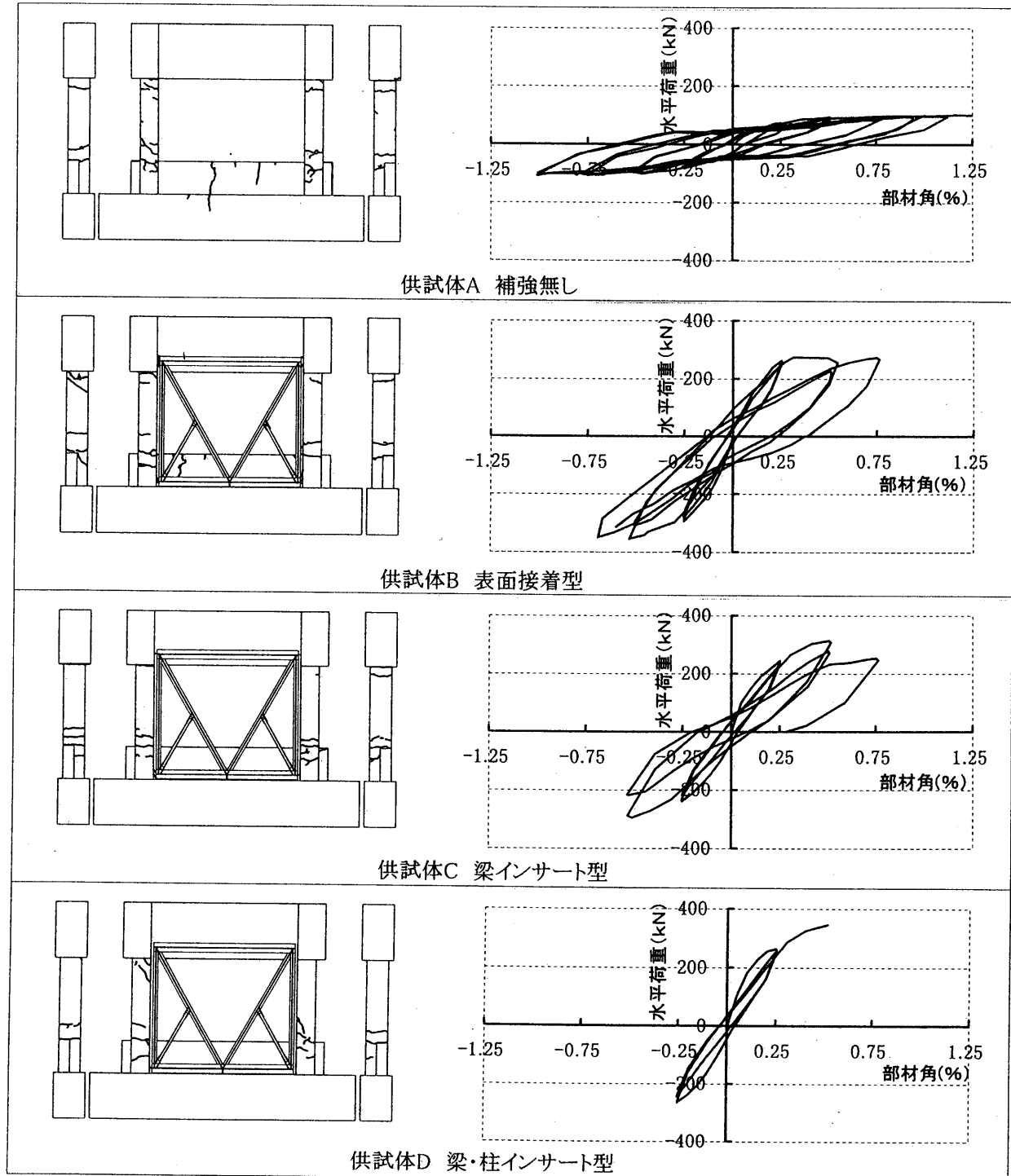


図 14 RC フレームひび割れ状況および水平荷重(Q) - 部材角(R)の関係

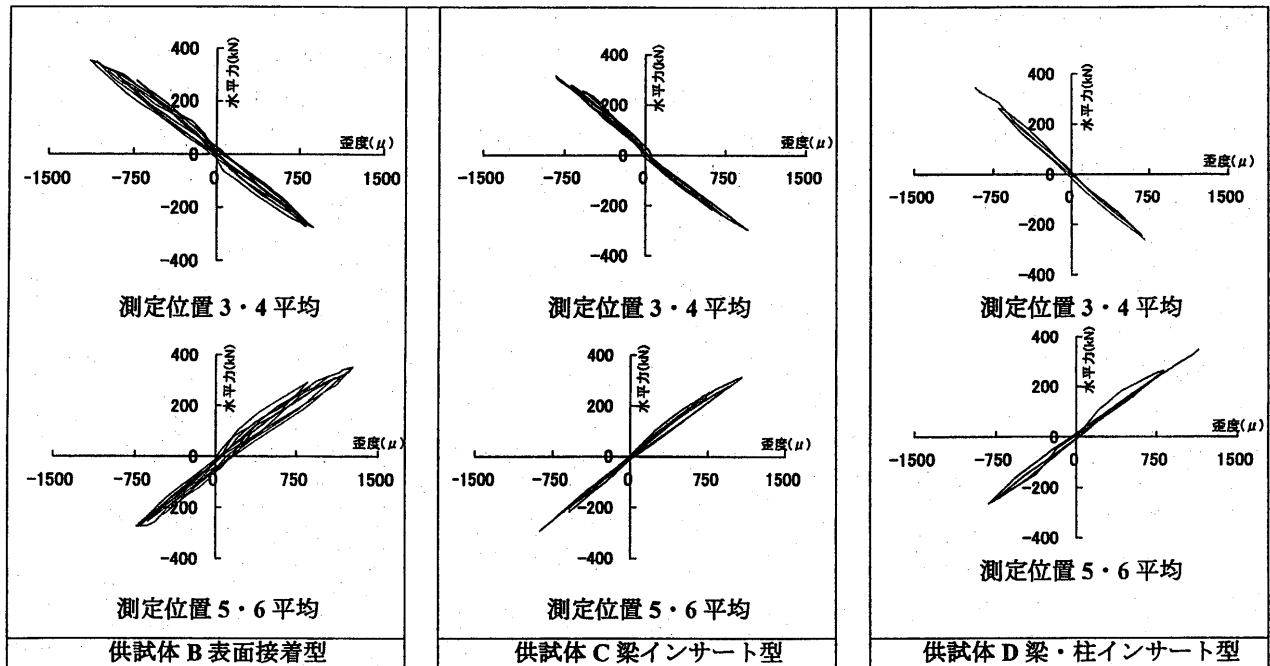


図 15 水平荷重(Q)－鉄骨斜材歪度(ε)曲線

3. 2 水平荷重と斜材の歪度の関係

図 13 に示した左斜材(3・4)、右斜材(5・6)の位置に貼付した歪ゲージで測定した歪度と水平荷重の関係を図 15 に示した。

供試体 B 表面接着型 水平荷重を正(+)方向と負(-)方向に荷重した時の歪みの大きさに差が生じた。これは正方向荷重時では斜材に応力がよく伝達されているが、負(-)方向荷重時ではうまく伝わっていなかったと考えられる。これは、先に述べたように、RC フレームに曲げひびわれが生じ接着部が部分的にはがれたため、筋交いにうまく伝達されなかったが、正荷重時引張側斜材の歪度が降伏域に達していた。

供試体 C 梁インサート型 表面接着型に対し梁インサート型は接着接合部の破壊で耐力が決まったが、正・負方向荷重時の歪みは、左右に大きな差は出なかった。また、接合部が破壊して実験終了するまでは、左右の斜材とも降伏域に達していなかった。

供試体 D 梁・柱インサート型 早い段階で斜材の溶接部が破断して終了したため、計算値まで実験できなかったが、引張側斜材の歪度が降伏域に達していた。

4 まとめ

供試体 B 表面接着型は、最大水平耐力が計算値を上回ったが、接着接合部破壊型となった。これは接着接合部耐力の余裕度(接合部の引張接着せん断接着強さ τ_{uo} が鉄骨枠付筋交いの水平せん断応力度 τ^{11} に対

する割合、 $\tau_{uo}/\tau=2.20/2.15=1.02$) が小さかったことと、供試体製作時の誤差によるものと考えられるため、設計に当たっては強度に十分な余裕を持たせる必要がある。

供試体 C 梁インサート型は、接合部の破壊型となり、また強度も計算値に達しておらず、接着接合部耐力が不足していた。これは、鉄骨枠付筋交いに回転応力が生じ、接着接合部にせん断応力とともに曲げ応力が生じたことが原因と考えられる。

供試体 D 梁・柱インサート型は、予想値に近い水平耐力が得られ、引張側斜材の歪度が降伏域に達しているため、十分な補強効果が得られたと考えられる。また、梁インサート型に比べ、剛性が高いことから、柱に接合部を設けることにより、鉄骨枠柱による RC 柱の曲げ補強効果も得られることがわかった。梁・柱インサート接着接合法で補強する場合はこのことも考慮して接合部の設計をすることが必要であると考えられる。

謝辞 本研究における接着剤はコニシ(株)よりご提供いただきました。また、本実験は九産大河村研究室卒業生徳田、原園、野口、宮崎、日下部、深谷、奥島各氏の実験によるものでここに厚く感謝いたします。

参考文献 1) 立石：既存 RC フレームと耐震壁または鉄骨枠付ブレースとの薄鋼板と接着剤による接着接合法の実験的研究，学位論文，2003.12