

# 論文 鉄筋コンクリート構造物の耐震補強に関する実験的研究

白都 滋\*<sup>1</sup> 田中 仁史\*<sup>2</sup> Robert Park\*<sup>3</sup>

要旨：接合部にせん断補強筋の無い内柱・梁接合部試験体3体を製作した。1体の試験体は、静的加力実験によりその地震時挙動を調べた。実験終了後の試験体および他の2体の試験体は、コンクリート打ち増し構法により補強し、実験によりその補強効果を調べた。その結果、コンクリート打ち増し構法は架構の強度、剛性および変形性能を向上させることに有効であった。また、既往の実験データをもとにせん断補強筋の無い接合部の地震時挙動を推定する方法を提案した。

キーワード：鉄筋コンクリート構造物、柱・梁接合部、せん断、耐震補強

## 1. はじめに

近年の耐震技術の進歩はめざましく、新しい鉄筋コンクリート（RC）造建物の耐震安全性はより高いものとなっている[1][2]。しかし、同時に耐震技術の進歩は既存建物、特に旧設計法による建物の耐震安全性に疑問を投げかけている。1995年1月に発生した兵庫県南部地震は1971年以前に設計施工された建物に膨大な被害をもたらし、旧設計法による既存建物の耐震診断、補強の必要性が示された。既存RC構造物の被害の原因の1つとして、せん断補強筋量の不足が挙げられる。

本研究では、接合部にせん断補強筋の無い内柱・梁接合部の地震時挙動を実験により調べ、その評価方法を提案した。また、接合部補強に着目し、コンクリート打ち増し構法による耐震補強の効果を調べた。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

図-1に製作された3体の実大内柱・梁接合部試験体の形状、配筋詳細を示す。柱、梁の主筋には材料試験結果にもとづく降伏強度 $f_y=325\text{MPa}$ の異形鉄筋、せん断補強筋には $f_y=338\text{MPa}$ の丸鋼を使用した。コンクリートの材料試験結果にもとづく圧縮強度 $f'_c=41\text{MPa}$ であり、試験体は水平方向に打設した。図-1に示すように、接合部内にせん断補強筋はない。ACIストレスブロック法による柱の曲げ耐力の梁に対する比は0.69となり、実験中に柱降伏ヒンジの形成が予想された。梁主筋径の柱せいに対する比は1/12.5となっている。

図-1に示す3体の試験体のうち1体（試験体名O1）は静的加力実験により耐震性能を調べた後、図-2に示すように柱、梁をコンクリート打ち増し構法により、耐震補強した（試験体名R1）。柱および梁主筋には $f_y=461\text{MPa}$ 、 $302\text{MPa}$ の異形鉄筋を使用した。柱および梁のせん断補強筋には $f_y=302\text{MPa}$ 、 $332\text{MPa}$ の異形鉄筋、接合部のせん断補強筋には $f_y=436\text{MPa}$ の丸鋼を使用した。接合部のせん断補強筋は2つのU型のタイを梁に空けられた穴を通した後、閉鎖

---

\*1 東急建設（株）技術研究所 建築構造研究室、PhD(正会員)  
 \*2 豊橋技術科学大学助教授 建設工学科、PhD(正会員)  
 \*3 カンタベリー大学教授 建設工学科、PhD

型となるように実験室内で溶接した。柱・梁接合部に配置された補強筋は、柱主筋の間隔が200mm以上である点を除けば、NZS3101[2]を満足している。

図-1に示す他の1体は、実験前に試験体R1と同じ方法で補強した。ただし、図-2に示すように、接合部内にせん断補強筋は配置していない(試験体名R2)。図-1に示す残りの1体は、柱のみ補強した(試験体名R3)。柱主筋には $f_y=308\text{MPa}$ の異形鉄筋を用いたことを除けば、補強方法は試験体R2と同様である。

試験体R1、R2およびR3の打ち増しコンクリートの圧縮強度は、それぞれ $f'_c=54\text{MPa}$ 、 $61\text{MPa}$ 、 $42\text{MPa}$ であった。

新しい鉄筋を配置する前に、試験体表面は新しいコンクリートとの一体性を保つために軽く目荒しした。また、試験体R1、R2においては梁のせん断補強筋を配置するために梁上面のカバーコンクリートを取り除いた。柱および梁をコンクリート打ち増し構法により耐震補強することは施工が煩雑であり、特に接合部にせん断補強筋を配置することは実際の施工を考慮したとき非常に困難であることが予想された。一方、柱のみを補強する方法は、柱および梁を補強する方法より施工が非常に簡便化できた。

## 2.2 加力方法

図-4に加力装置を示す。試験体の柱端部に正負繰り返し载荷を行った。柱には軸力は作用させていない。試験体O1は柱に降伏ヒンジの形成が予想されたので、図-4に示す下側の柱端部の治具1(Element1)を取り外し、代わりに両端ピンの鉄骨治具を取り付けることにより柱端部の水平移動を拘束し、かつ、柱の伸びを拘束しないようにした。これらの接続を図-4内に破線で示す。

各試験体とも、最初の2サイクルは $\pm 0.5P_i$ 、 $\pm 0.75P_i$ の荷重制御とした後、変位制

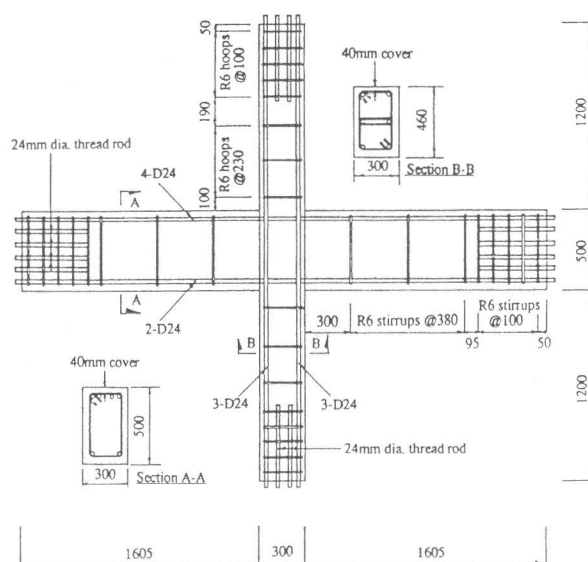


図-1 試験体配筋詳細(試験体O1)

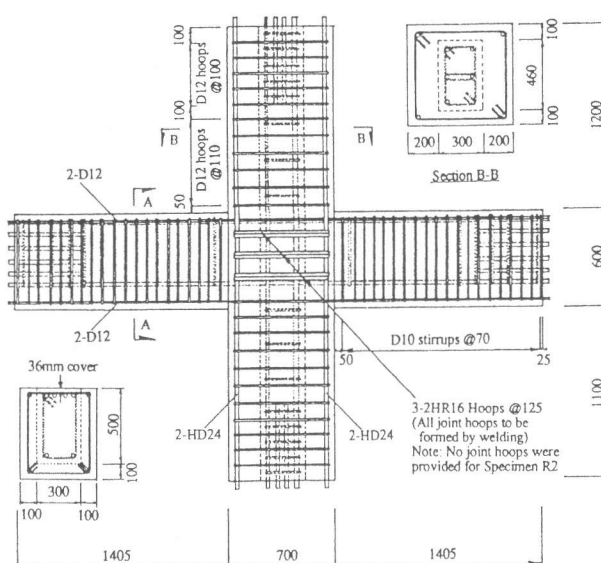


図-2 試験体配筋詳細(試験体R1, R2)

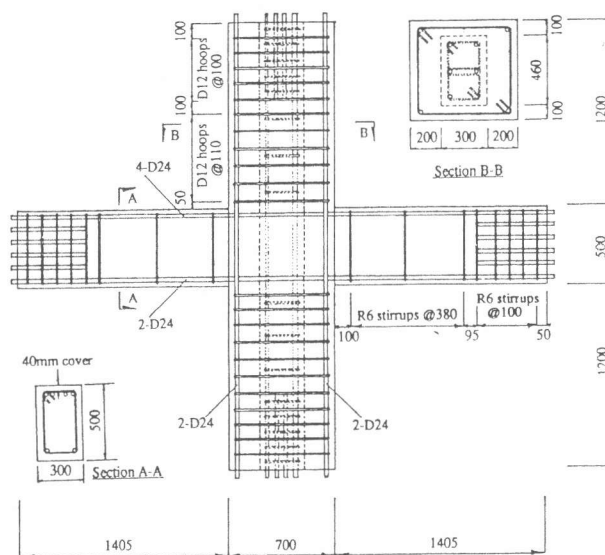


図-3 試験体配筋詳細(試験体R3)

御とし、塑性率  $D F$   
 $(\Delta/\Delta_y)=\pm 1, \pm 2, \pm 4, \pm 6, \pm 8$ を各2回繰  
 り返し载荷した。ここ  
 に、 $P_i$ はACI法による曲  
 げ耐力発現時の試験体  
 層せん断力とした。 $\Delta$   
 は試験体の層間変形、  
 降伏変位  $\Delta_y$ は荷重が  $\pm$   
 $0.75P_i$ に達した時の剛性  
 を荷重が  $P_i$ に達した時  
 へ線形補完した値とし  
 た。

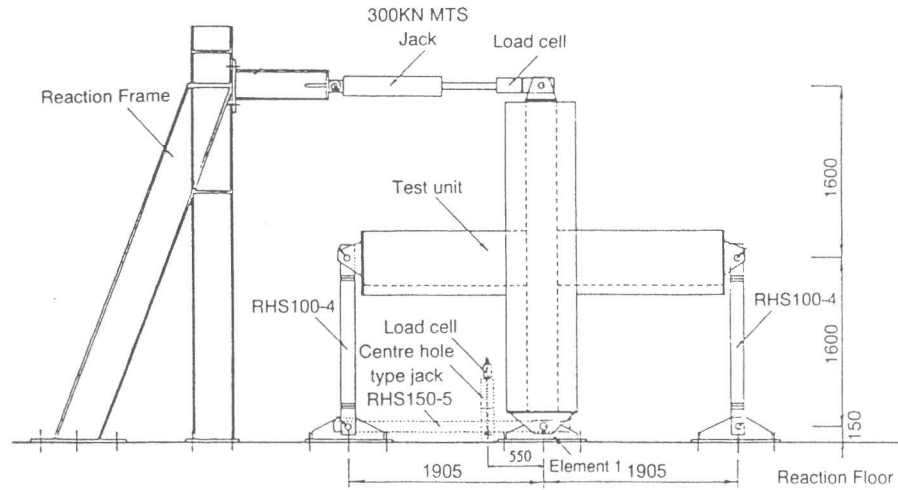


図-4 加力装置

### 3. 実験結果と考察

#### 3. 1 耐震補強前の試験体O1

図-5に耐震補強前の試験体O1の部材角  $R=2\%$ 時のひび割れ状況、図-6に層せん断力-層間変形曲線を示す。同図中、 $P_i$ は材料強度にもとずいた柱の曲げ耐力発現時における層せん断力である。荷重制御サイクルにおいて接合部内に梁主筋に沿った付着割裂ひび割れ、せん断ひび割れが観察された。接合部のせん断ひび割れはその後の変位制御サイクルにおいて拡大した。最大耐力は部材角  $R=2\%$ において得られ、その値は柱の曲げ耐力発現時の層せん断力  $P_i=89\text{kN}$ と等しい。しかし、その後の加力サイクルにおいて、接合部のせん断ひび割れ、および付着割裂ひび割れの拡大により耐力は低下し、層せん断力-層間変形曲線において著しいスリップが見られた。

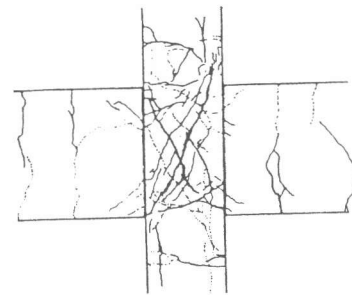


図-5 ひび割れ図(試験体O1)

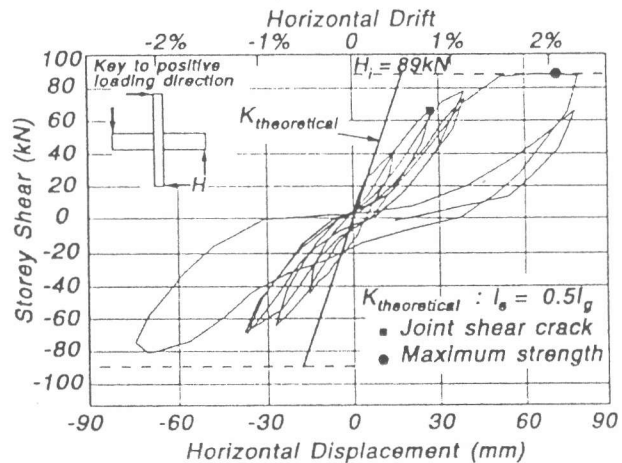


図-6 せん断力-変形曲線(試験体O1)

#### 3. 2 耐震補強後の試験体R1、R2、R3

図-7、図-8に耐震補強後の試験体R1およびR2の層せん断力-層間変形曲線を示す。図-6に示す耐震補強前の試験体O1の層せん断力-層間変形曲線と比較すると、コンクリート打ち増し構法を用い耐震補強することにより、剛性、強度および変形性能は著しく改善できた。耐震補強前に損傷を受けた試験体R1の層せん断力-層間変形曲線において、スリップは見られたが、梁降伏先行型の破壊性状を示し、耐力劣化の少ない履歴曲線となった。耐震補強前に損傷を受けていない試験体R2の層せん断力-層間変形曲線は、試験体R1とほぼ同じ性状を示した。このことは、耐震補強前の損傷が、コンクリート打ち増し構法により補強された架構の地震時挙動に与える影響は少ないことを示している。接合部にせん断補強筋を配

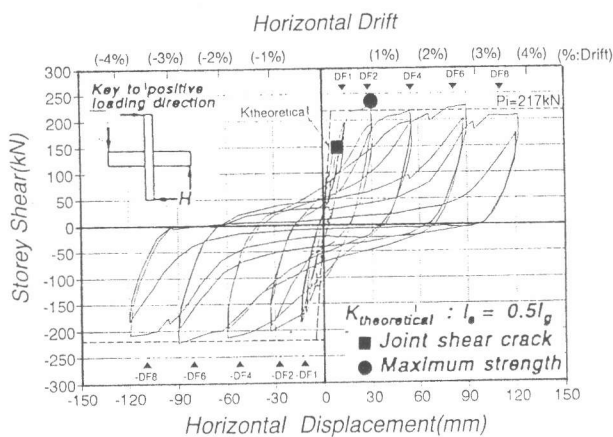


図-7 せん断力-変形曲線(試験体R1)

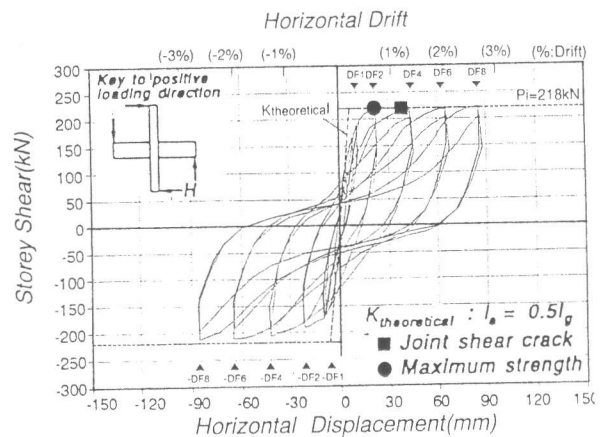


図-8 せん断力-変形曲線(試験体R2)

置していない試験体 R 2 において、接合部せん断ひび割れは変位制御サイクル DF = 6 において拡大し始めたが、その履歴曲線に与える影響は少なかった。このことは、主にコンクリート打ち増し構法により柱断面が拡大し、接合部への入力せん断応力度が低下したことによるものと考えられる。

図-9 に柱のみ耐震補強した試験体 R 3 の実験終了時のひび割れ状況、図-10 に層せん断力-層間変形曲線を示す。試験体の破壊性状は梁降伏ヒンジを形成した後、変位制御サイクル DF = 4 の梁上端筋が引張となる加力時において、梁のせん断ひび割れが拡大し、著しい耐力低下を示した。

### 3. 3 実験結果の考察

耐震補強前の試験体 O 1 の実験結果より、接合部にせん断補強筋が無く、梁主筋が比較的小さな柱せい内に定着されている内柱・梁接合部架構の地震時挙動は接合部のせん断破壊、および梁主筋の定着破壊の様相を呈することが確認できた。試験体 O 1 の実験時における接合部の公称最大水平せん断応力度は  $v_{jh} = 0.61\sqrt{f_c}$  であった。

コンクリート打ち増し構法により耐震補強した試験体 R 1、R 2 の実験時における接合部のせん断応力度は  $0.29\sqrt{f_c^*}$ 、 $0.27\sqrt{f_c^*}$  であった。ここに  $f_c^*$  は、材料試験結果による補強前のコンクリートと打ち増しコンクリートの圧縮強度をそれぞれの断面積に乗じた平均値である。接合部にせん断補強筋を配置していない試験体 R 2 の接合部挙動は、接合部にせん断補強筋を配置した試験体 R 1 とほぼ同等であった。このことは、耐震補強された試験体 R 1、R 2 の接合部の最大せん断応力度は、接合部のせん断破壊を防止するのに充分低い応力度レベ

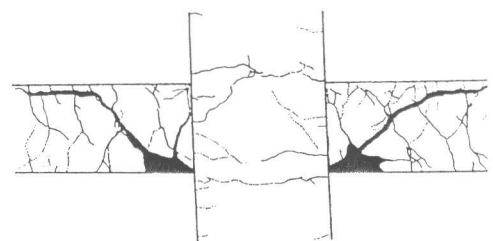


図-9 ひび割れ図(試験体R3)

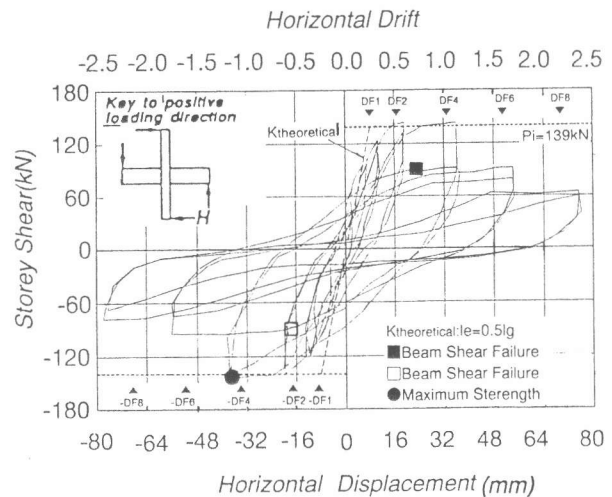


図-10 せん断力-変形曲線(試験体R3)

ルであったことを示している。

柱のみ耐震補強された試験体R3は、補強されていない梁がせん断破壊した。梁のせん断補強筋量は、梁降伏ヒンジ形成時の入力せん断力の20%程度しか45°トラス機構で抵抗できない量である。梁のせん断破壊は、上端筋引張となる加力時において梁のせん断応力度が $v_b = 0.18\sqrt{f'_c}$ に達した時生じた。下端筋引張となる加力時において梁の最大せん断応力度は $v_b = 0.11\sqrt{f'_c}$ であり、せん断破壊は生じなかった。

#### 4. せん断補強筋の無い接合部の地震時挙動の推定

##### 4.1 接合部せん断耐力

図-11に既往の実験データ[3,4,5,6,7]による、接合部にせん断補強筋の無い内柱・梁接合部の公称最大水平せん断応力度 $v_{jh}$ と材料試験結果にもとづくコンクリート強度 $f'_c$ の関係を示す。Hanson[3]の試験体以外は、柱または梁の曲げ耐力発現前に最大耐力に達しており、柱または梁のせん断破壊は生じていないので、試験体の最大耐力は接合部のせん断耐力により決まったと推定できる。データ数は限られているが、図-11に示すように接合部の最大水平せん断応力度はコンクリート強度にほぼ比例して増大する。実験データの下限值を示す式は

$$v_{jh} = 0.17f'_c \quad (1)$$

として表わすことができる。また、接合部のせん断耐力が $\sqrt{f'_c}$ に比例すると仮定すると、以下の式を得た。

$$v_{jh} = 1.0\sqrt{f'_c} \quad (2)$$

##### 4.2 接合部せん断耐力の劣化

地震時のような繰り返し荷重を受ける時、柱・梁接合部のせん断耐力は変形の増大に伴い劣化するかもしれない。図-12に既往の実験データ[5,8]をもとに接合部にせん断補強筋の無い

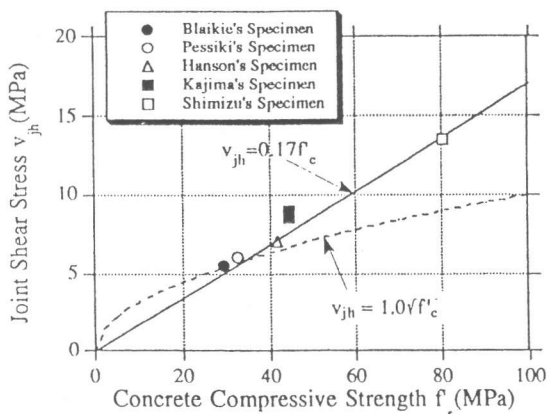


図-11 接合部せん断耐力とコンクリート強度の関係

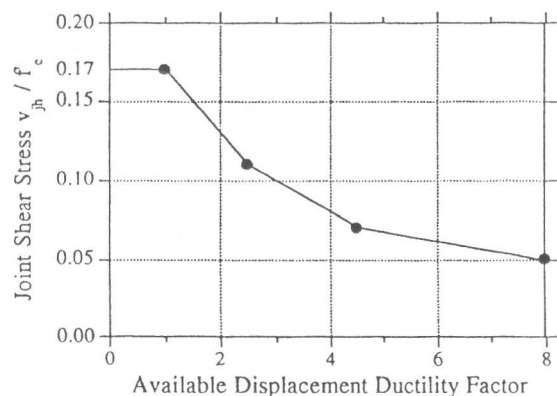


図-12 接合部せん断耐力と変形の関係

内柱・梁接合部のせん断応力度と接合部架構の塑性率の関係を示す。図に示すように、接合部の水平せん断応力度が増大するほど、せん断耐力の劣化は著しい。水平せん断応力度が $0.17f_c$ の時、期待できる塑性変形能力は $DF \leq 1$ 、また、水平せん断応力度が $0.05f_c$ の時、期待できる塑性変形能力は $DF=8$ と評価できる。

## 5. 結論

接合部にせん断補強筋の無い内柱・梁接合部の耐震補強に着目した静的加力実験および既往の実験データを通して以下の結論が得られた。

(1) コンクリート打ち増し構法は、既存構造物の強度、剛性および変形性能を向上させることに有効であった。

(2) 既存の内柱・梁接合部内にせん断補強筋が無いとき、柱断面をコンクリート打ち増し構法により大きくし、接合部への入力せん断応力度を $v_{jh} = 0.3\sqrt{f_c}$ 以下にできれば、接合部にせん断補強筋を配置しなくても十分な耐震性能が得られた。

(3) せん断補強筋量が充分でない梁の耐震性能は梁の入力せん断応力度に依存する。梁のせん断応力度が $0.11\sqrt{f_c}$ 以下のとき、梁は実験終了時までせん断破壊は生じなかったが、せん断応力度が $0.18\sqrt{f_c}$ に達したとき、梁はせん断破壊し、耐力が急激に低下した。

(4) せん断補強筋の無い内柱・梁接合部のせん断耐力を評価する方法を示した。

## 【謝辞】

本研究は、ニュージーランドのカンタベリー大学において、Robert Park 教授、田中仁史先生（現豊橋技術科学大学助教授）の指導のもとで行われたものである。

## 【参考文献】

- [1]日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、1990
- [2]SANZ：Code of Practice for the Design of Concrete Structures NZS3101, Part 1 and Part 2、1982
- [3]別所、他：30階建高層RC建物の柱および接合部に関する実験的研究、鹿島建設技術研究所報、Vol.34、pp.107～114、1986
- [4]Hanson, N. H., et al：Tests of Reinforced Concrete Beam-Column Joints Under Simulated Seismic Loading, Portland Cement Association, Research and Development Bulletin RD 012, 11p. 1972
- [5]Blaikie, E.L., et al：Behaviour of Unreinforced and Lightly Reinforced Concrete Beam-Column Joints Proceedings of Pacific Concrete Conference, Vol.1, Auckland, pp.181～193, 1988.
- [6]Pessiki, S.P., et al：Seismic Behaviour of Lightly-Reinforced Concrete Columns and Beam-Column Joint Details", Technical Report NCEER-90-0014, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, New York, 1990.
- [7]河内、他：高強度鉄筋コンクリート内柱・梁接合部の挙動に関する実験的研究、清水建設技術研究所報、Vol.55、pp.41～50、1992
- [8]Hakuto, S., et al：Retrofitting of Reinforced Concrete Moment Resisting Frames, Research Report 94-4, Department of Civil Engineering Report, University of Canterbury, Christchurch, 1994.