

# 論文 外付けブレースが取付く既存架構の梁端部のせん断ねじり加力実験

上田 英明<sup>\*1</sup>・北嶋 圭二<sup>\*2</sup>・築井 英昭<sup>\*3</sup>・安達 洋<sup>\*4</sup>

**要旨**：既存建物の耐震補強として、外付けブレースを既存架構の梁端部の側面に設置する場合、ブレースは梁に対して偏心して取付くことになる。このため、梁フェース位置の応力状態は、ブレースによる曲げ・パンチングシヤ・ねじりの複合応力状態となる。本研究は、梁端部のパンチングシヤ及びねじりの許容荷重を明確にすることを目的とし、梁端部を模擬した試験体にブレースからの伝達力を想定した加力を行ったものである。

**キーワード**：既存建物，耐震補強，制震補強，パンチングシヤ，ねじり

## 1. はじめに

現在、耐震性能の劣る既存建物の耐震補強方法として、補強部材を建物の外部に取付けて補強工事中も建物を使用可能とする外付けブレース工法が注目されている。筆者らもこれまで摩擦ダンパーを用いた外付け制震補強工法を開発し、様々な性能確認実験を行ってきた<sup>1)</sup>。補強の実施例を写真-1に示す。

写真-1の実施例は、摩擦ダンパーを鋼管の軸心に組み込んだ制震ブレースを、既存架構の梁側面に設けた定着台を介して設置したものであるが、この場合、制震ブレースは梁に対して偏心して取付くことになる。このため、梁フェース位置には、ブレース軸力による曲げ・パンチ

ングシヤ・ねじりが生じる。補強を実施する際には、これらの複合応力下における梁端部が制震ブレースの反力を維持できるだけではなく、多数回の繰返しに対して損傷や変形が進行しないことを確認しておく必要がある。しかし、既往の研究<sup>2)</sup>では、このような複合応力を局所に作用させた実験は少なく、鉄筋コンクリート(以下、RC)部材の許容荷重は明確にされていない。

本研究は、梁端部のパンチングシヤ及びねじりの許容荷重を明確にすることを目的とし、梁端部を模擬した試験体に制震ブレースの軸力を想定した加力を行ったものである。

## 2. 実験方法

### 2.1 既存架構梁端部の応力状態

既存架構の梁端部には、地震時に建物が変形することにより、制震ブレースの軸力が作用する。梁端部に作用する力を図-1に示す。梁端部には、ブレース軸力( $F_D$ )の鉛直成分がせん断力( $Q_B$ )及びねじりモーメント( $M_T$ )として作用する。また、制震ブレース軸力の水平成分は、梁に取付くスラブを介して既存架構に伝達されると考えられ、梁端部における軸力の変化は生じないと判断した。なお、これらの作用力は建物の変形により生じるため、梁端部には梁の変形



写真-1 制震補強工法の実施例

\*1 青木建設 研究所 建築研究室研究員 工修 (正会員)

\*2 青木建設 研究所 建築研究室室長 工博 (正会員)

\*3 青木建設 東京支店 建築設計部次長

\*4 日本大学教授 理工学部 海洋建築工学科 工博 (正会員)

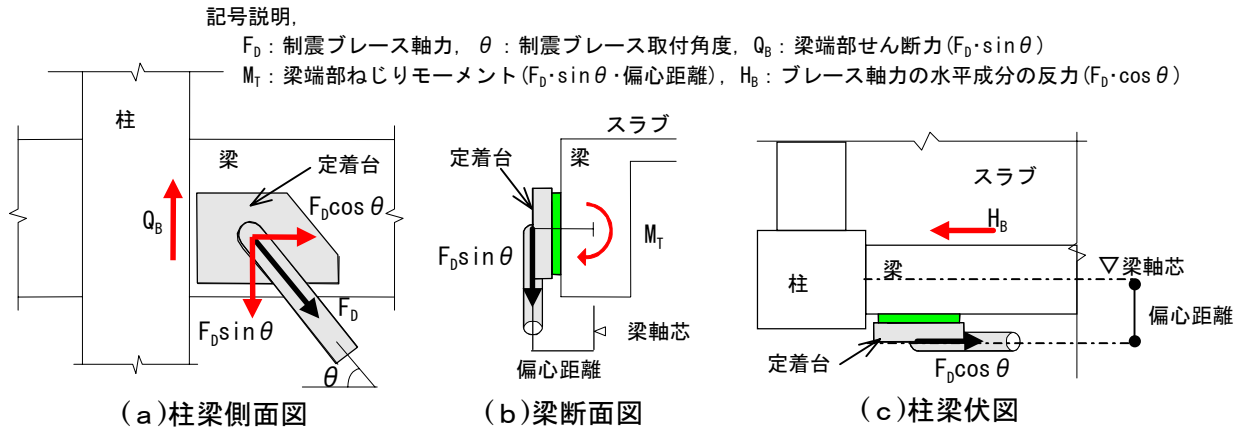


図-1 既存架構梁端部に生じる力

による曲げせん断が同時に作用することとなる。

## 2.2 試験体

試験体は、既存架構の梁端部を模擬したものを2体とし、縮尺を約 1/3 とした。試験体断面を図-2に、試験体形状を図-3に示す。S1 試験体は通常の建物の梁端部に生じるせん断・ねじり応力を作用させ、多数回の繰返しに対する性能を確認したものであり、S2 試験体はねじり応力を増加させた厳しい状態で実験を行うため断面を小さくした試験体である。

試験体のコンクリートは普通コンクリートとし、スランプは18cm、粗骨材の最大寸法は10mmとした。また、梁主筋はSD295のD10、D13とし、せん断補強筋はSR295のφ4とした。試験体に用いた材料の各強度を表-1に示す。

定着台は、梁端部にせん断とねじりを作用させるため、定着台への加力芯が梁の材軸に直交するように取付けた。定着台には厚さ60mmの鋼板を用い、グラウト部分の面積はS1 試験体

で230×300mm、S2 試験体で200×300mmとした。また、アクチュエータの加力芯と梁芯との距離(偏心距離)が150mmとなるように、S1 試験体のグラウト厚さは30mm、S2 試験体は40mmとした。定着台を圧着させるPC鋼棒はB種1号φ9.2を4本使用し、導入軸力は1本当たり39.2kNとした。

## 2.3 加力方法

本実験では、梁端部が2.1節で示した応力状態となるように、定着台にブレース軸力の鉛直成分を作用させ、せん断及びびねじりモーメントの複合応力状態となる加力方法とした。また、建物の変形に伴う梁の変形を想定し、定着台への加力は梁先端部材角(R)が1/200となる変位を強制した状態で行った。加力方法を図-4に示す。

表-1 材料強度

	コンクリート強度[MPa]		グラウト圧縮強度[MPa]	鉄筋降伏強度[MPa]		
	圧縮( $\sigma_{BD}$ )	割裂引張		D10	D13	φ4
S1	27.7	2.2	28.9	331.1	325.2	466.3
S2	24.8	2.0	25.3			

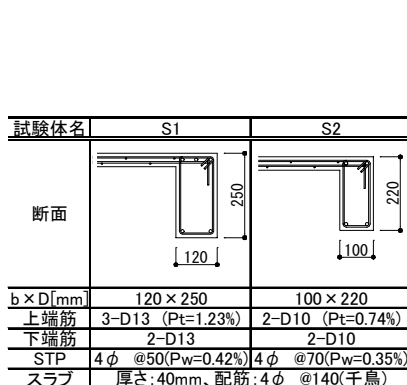
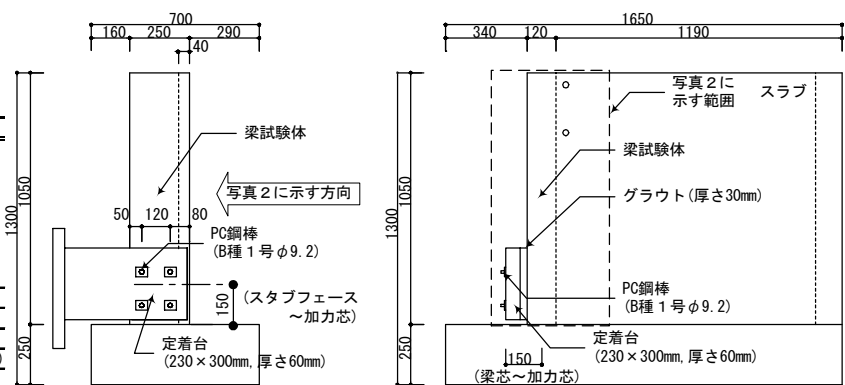


図-2 試験体断面



S1 試験体への加力は、梁先端部材角  $R=+1/200$  を強制した状態で、定着台への荷重が制震ブレース軸力( $F_D$ )の $\pm 1.0$ 倍( $1.0F_D=23.5\text{kN}$ )に相当する荷重を3サイクル繰返し、その後、 $R=-1/200$ とした状態で同じく $\pm 1.0F_D$ を3サイクル繰返した(加力1)。次に、加力1と同様に  $R=\pm 1/200$  各々の状態で定着台へ  $1.5F_D(=35.3\text{kN})$ に相当する荷重を15サイクルずつ繰返した(加力2)。さらに、加力3では、 $R=+1/200$ で  $1.5F_D$ を10サイクル、 $R=-1/200$ で  $1.5F_D$ を15サイクル繰返し、加力4、5では、 $R=\pm 1/200$  各々の状態で  $1.5F_D$ を5サイクルずつ繰返す加力を行った。最後に、 $R=\pm 1/200$ の状態では、定着台への荷重を  $0.5F_D$ ずつ  $4.0F_D$ まで上昇させる加力を行い、試験体の耐力及び最終破壊形式を確認した(加力6)。S1 試験体の加力スケジュールを図-5に示す。

S2 試験体は、S1 試験体の加力1での定着台荷重を  $1.3F_D(31.4\text{kN})$ とし、加力2で定着台荷重  $2.0F_D(47.0\text{kN})$ とした加力を行った後、定着台荷重を  $2.7F_D$ まで上昇させ、耐力及び最終破壊形式を確認した。

## 2.4 計測方法

定着台及び梁先端への荷重はアクチュエータ先端のロードセルにより計測した。また、定着台加力芯位置の梁の水平変位及びねじり角を求めるため、定着台加力方向及び加力直交方向の梁の変位計測は、梁フェース位置と定着台上部位置とした。図-6に変位計取付位置及び梁試験体の各変形の算定方法を示す。

## 3. 実験結果及び考察

### 3.1 S1 試験体の実験結果

S1 試験体の実験で得られたせん断応力度と加力芯位置の水平変位関係、及びねじり応力度と同位置のねじり角関係を図-7に示す。せん断応力度は定着台荷重を梁の断面積( $=b \cdot D$

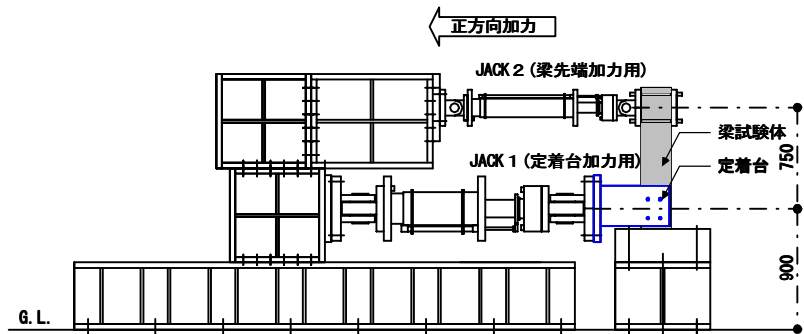
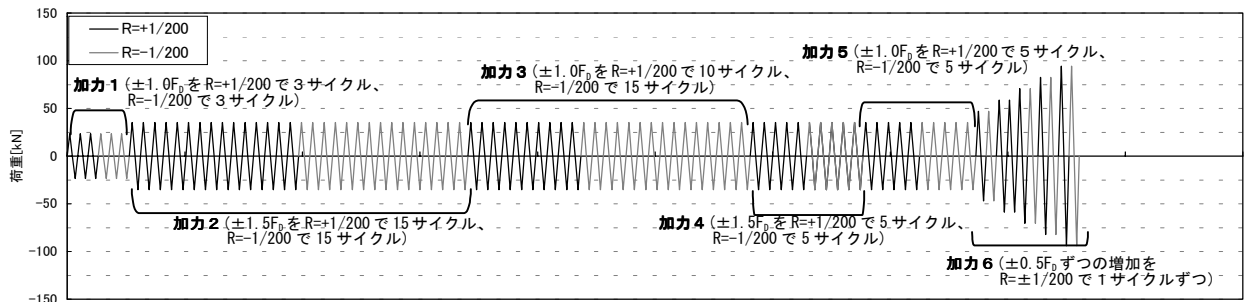
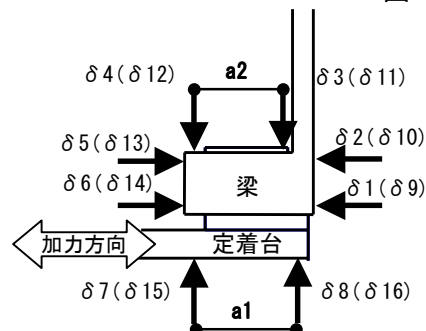


図-4 加力方法



註)  $F_D$ は制震ブレース軸力を示す。

図-5 加力スケジュール(S1 試験体)



#### 各変形の算定方法

$$\text{梁フェース位置の水平変位: } \delta_{SF} = (\delta 1 + \delta 2 - \delta 5 - \delta 6) / 4$$

$$\text{梁フェース位置のねじり角: } R_{TF} = ((\delta 3 - \delta 4) / a2 + (\delta 8 - \delta 7) / a1) / 2$$

$$\text{定着台上部位置の水平変位: } \delta_{ST} = (\delta 9 + \delta 10 - \delta 13 - \delta 14) / 4$$

$$\text{定着台上部位置のねじり角: } R_{TT} = ((\delta 11 - \delta 12) / a2 + (\delta 15 - \delta 16) / a1) / 2$$

$$\text{梁加力芯の水平変位: } \delta_B = (\delta_{SF} + \delta_{ST}) / 2$$

$$\text{梁加力芯のねじり角: } R_B = (R_{TF} + R_{TT}) / 2$$

なお、( )内は定着台上部の梁変位計測位置を示す。

図-6 変位計測位置及び梁芯でのせん断変位とねじり角の算定方法

=300cm<sup>2</sup>, ここで, b:梁幅, D:梁せい)で除した値を, ねじり応力度はねじりモーメント(定着台荷重と偏心距離の積)をねじり定数(=b<sup>2</sup>・D/3=1200cm<sup>3</sup>)で除した値である。

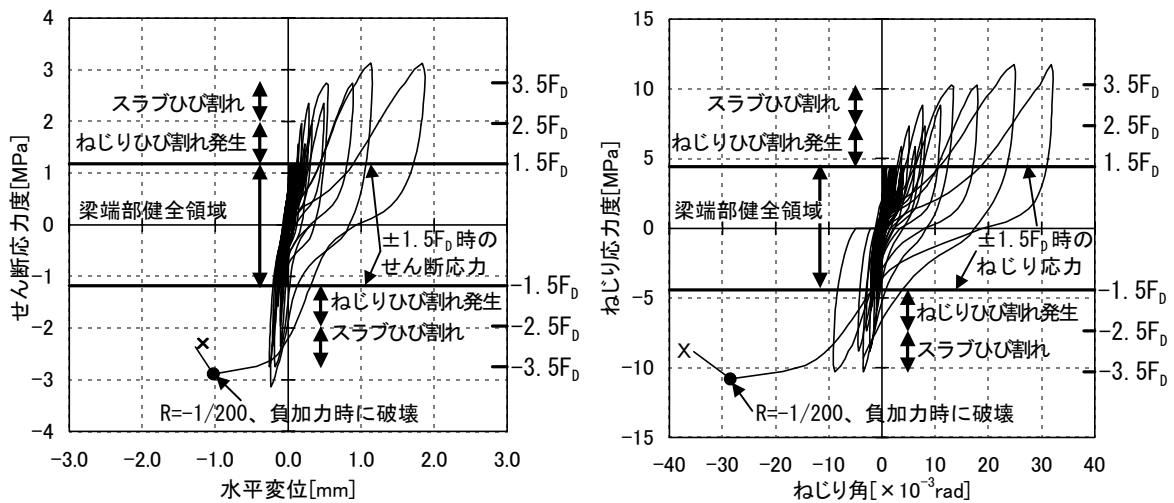
図中太線で示す 1.5F<sub>D</sub> 加力時の試験体は安定した履歴曲線を描いており, この時の最大水平変位は 0.25mm 以下, ねじり角は 4.0×10<sup>-3</sup>rad 以下に収まっている。

2.0F<sub>D</sub> 加力時には, 梁フェース位置の側面及び梁上端にねじりひび割れが生じ, 以後, 荷重の増加に従い進展・拡大していった。なお, 3.0F<sub>D</sub> 加力時には, 梁の下端及び側面にもねじりひび割れが発生し, 3.5, 4.0F<sub>D</sub> 加力時にはスラブにまで進展した。梁端部の水平及びねじり変形は

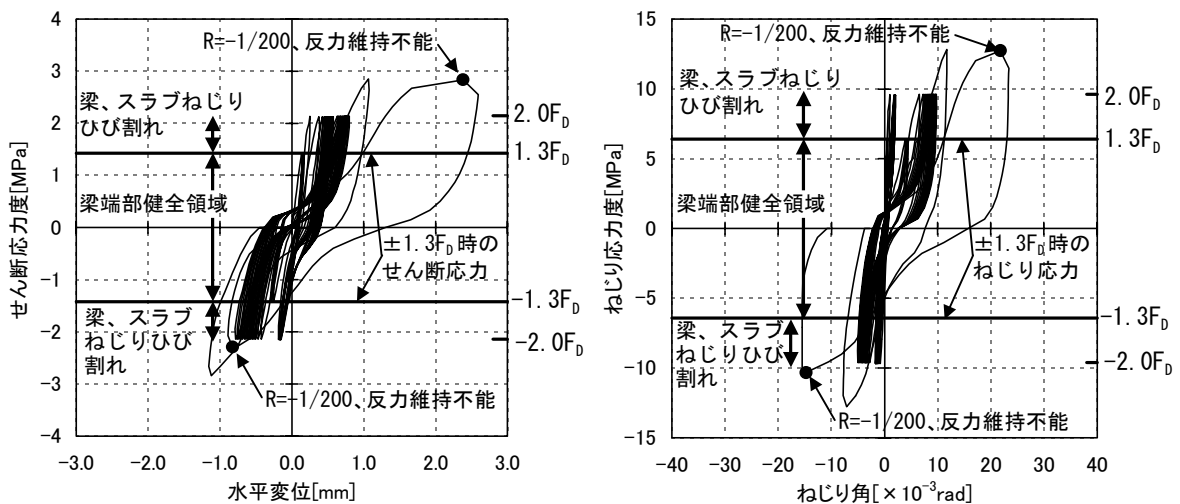
定着台荷重の増加とともに大きくなり, 梁先端部材角 R=+1/200 時の 4.0F<sub>D</sub> 加力時は反力を維持できたが, R=-1/200 時の 4.0F<sub>D</sub> 負加力時に反力を維持できなくなり, ねじり破壊に至った。この時の定着台と梁先端荷重を合わせた値は 94.1kN であり, せん断応力度は 3.0MPa, ねじり応力度は 11.8MPa であった。最終破壊状況を写真-2 に示す。

### 3.2 S2 試験体の実験結果

S2 試験体のせん断応力度と加力芯位置の水平変位関係, 及びねじり応力度とねじり角関係を図-8 に示す。図中の縦軸は, S1 試験体と同様に, 梁の断面積(=220cm<sup>2</sup>)とねじり定数(=733cm<sup>3</sup>)を用いて求めた値である。



(a) せん断応力度-水平変位 (b) ねじり応力度-ねじり角  
図-7 各履歴曲線 (S1 試験体)



(a) せん断応力度-水平変位 (b) ねじり応力度-ねじり角  
図-8 各履歴曲線 (S2 試験体)

図中太線で示す  $1.3F_D$  加力時の試験体は、安定した履歴曲線を描いており、最大水平変位は  $0.46\text{mm}$ 、ねじり角は  $4.4 \times 10^{-3}\text{rad}$  であった。

$2.0F_D$  加力時の試験体は、反力は維持できるものの、梁フェース位置及びスラブにねじりひび割れが生じ、梁端部の水平及びねじり変形は加力を繰返すとともに徐々に増加した。試験体は、 $R=-1/200$  時の  $2.7F_D$  負加力中に反力を維持できなくなり、変形が急激に増加したため、実験を終了した。この時の定着台と梁先端荷重を合わせた値は  $60.8\text{kN}$  であり、せん断応力度は  $2.8\text{MPa}$ 、ねじり応力度は  $12.8\text{MPa}$  であった。

#### 4. 梁端部の許容荷重の検討

##### 4.1 許容せん断応力度と許容ねじり応力度

ここでは、梁端部の許容せん断応力度と許容ねじり応力度について検討する。梁端部のせん断力(Q)及びねじりモーメント(T)と各応力度を表-2に、ねじり-せん断相関曲線を図-9に示す。なお、図表中のせん断力及びせん断応力度は梁先端と定着台の荷重を合わせた値を示している。S1試験体の  $1.5F_D$  加力時(図中●印)のせん断応力度は  $2.1\text{MPa}$  ( $0.076 \sigma_{BD}$ 、 $\sigma_{BD}$ : コンクリート圧縮強度)、ねじり応力度は  $4.4\text{MPa}$  ( $0.16 \sigma_{BD}$ ) であった。S2試験体の  $1.3F_D$  加力時(図中▲印)のせん断応力度は  $2.2\text{MPa}$  ( $0.088 \sigma_{BD}$ )、

ねじり応力度は  $6.4\text{MPa}$  ( $0.26 \sigma_{BD}$ ) であった。これらの応力度レベルでは、せん断・ねじり加力を繰返しても、梁は安定した挙動を示していた。ここでは、S1, S2試験体の実験結果を安全側に考慮して、梁端部の許容せん断応力度及び許容ねじり応力度をS1試験体の  $1.5F_D$  加力時の応力度と定めることとした。

なお、既往の文献<sup>3)</sup>では、「無筋コンクリートのねじり強度は割裂引張強度の約2倍である」と報告されており、S1試験体に使用したコンクリートの割裂強度が  $2.2\text{MPa}$  であることより、無筋コンクリートのねじり強度はその2倍の  $4.4\text{MPa}$  程度であったと推測される。材料試験レベルでのねじり強度を直接確認していないので、結論付けられないが、このことは、本実験で確認された鉄筋コンクリートの許容ねじり応力度 ( $4.4\text{MPa} = 0.16 \sigma_{BD}$ ) の一裏付けデータとなりうると考える。

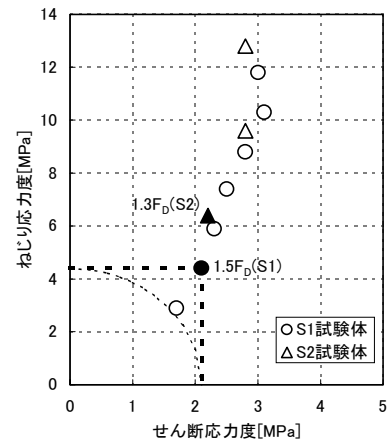


図-9 ねじり-せん断相関曲線

表-2 せん断力及びねじりモーメントと各応力度

(a) S1 試験体

荷重 (P) [kN]	P/F <sub>D</sub>	梁端せん断力 (Q) [kN]	ねじりモーメント (T) [kN·m]	破壊状況
23.5	1.0	51.6 (1.7)	3.5 (2.9)	
35.3	1.5	61.7 (2.1)	5.3 (4.4)	梁端ほぼ健全
47.0	2.0	68.4 (2.3)	7.1 (5.9)	梁フェース、上端にねじりひび割れ
58.8	2.5	76.0 (2.5)	8.8 (7.4)	" "
70.6	3.0	84.7 (2.8)	10.6 (8.8)	梁側面、下端にねじりひび割れ
82.3	3.5	93.5 (3.1)	12.3 (10.3)	スラブにひび割れ
94.1	4.0	90.7 (3.0)	14.1 (11.8)	梁下端引張時、負荷力時に破壊

註) F<sub>D</sub>:制震ブレース軸力、Q:定着台荷重と梁先端荷重の和、( )内:応力度[MPa]

(b) S2 試験体

荷重 (P) [kN]	P/F <sub>D</sub>	梁端せん断力 (Q) [kN]	ねじりモーメント (T) [kN·m]	破壊状況
31.4	1.3	48.0 (2.2)	4.7 (6.4)	梁端ほぼ健全
47.0	2.0	60.6 (2.8)	7.1 (9.6)	梁フェースにねじりひび割れ、スラブにひび割れ
62.7	2.7	60.8 (2.8)	9.4 (12.8)	梁下端引張時、負荷力時に破壊

註) F<sub>D</sub>:制震ブレース軸力、Q:定着台荷重と梁先端荷重の和、( )内:応力度[MPa]

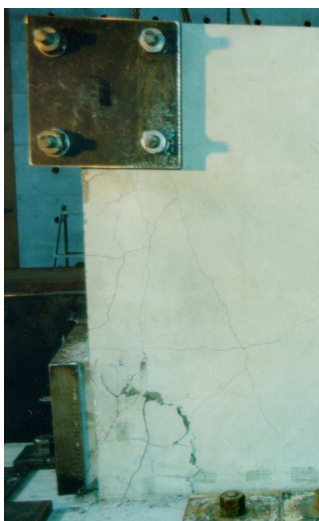


写真-2 最終破壊状況

(S1試験体図-3中の矢印及び破線枠内)

## 4.2 梁端部のパンチングシヤ及びねじり許容荷重算定式

梁端部のパンチングシヤに対する許容せん断応力度と許容ねじり応力度を定めることにより、パンチングシヤ( $Q_a$ )及びねじり( $T_a$ )の許容荷重は式(1)、(2)により算定できる。

$$Q_a = p \tau_a \cdot b \cdot D \quad (1)$$

$$T_a = t \tau_a \cdot (b^2 \cdot D/3) \quad (2)$$

ここで、 $p \tau_a$ : 許容せん断応力度( $=0.076 \sigma_{BD}$ ),  
 $t \tau_a$ : 許容ねじり応力度( $=0.15 \sigma_{BD}$ ),  $b$ : 梁幅,  
 $D$ : 梁せい

なお、式(1)は、 $p \tau_a$ を $\alpha \cdot f_s$  ( $f_s$ : 短期許容せん断応力度)と書き換えれば鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(以下、RC規準<sup>4)</sup>)の基礎スラブのパンチングシヤに対する許容せん断力の算定式(式(1)')と同じ式となり、 $\alpha \cdot f_s$ の値も $0.075 \sigma_{BD}$ であることより、式(1)は、式(1)')を適用することとする。

$$Q_a = \alpha \cdot f_s \cdot b \cdot D \quad (1)'$$

ここで、 $\alpha$ :1.5,  $f_s$ :短期許容せん断応力度( $=0.05 \sigma_{BD}$ )

なお、本来、パンチングシヤとねじりに対する許容荷重は、複合応力として判定すべきであるが、式(1)')及び式(2)で規定した許容荷重が各々 $\sqrt{2}$ 倍以上の安全率があれば、互いを独立に判定しても危険とはならない。図-10に示したねじりモーメント( $T/T_a$ )—せん断力( $Q/Q_a$ )の相関曲線上の●印は、S1試験体の $1.5F_D$ 加力時の結果であり、 $T/T_a$ 及び $Q/Q_a$ は両方とも約1.0であるが、この時の梁端部は安定した挙動を示していた。また、図-7の実験結果より、S1試験体の $2.0F_D$ 加力時に作用しているねじり応力度は許容ねじり応力度の $\sqrt{2}$ 倍であるが、梁端部の変形は進行していない。さらに、図-10中の▲で示すS2試験体の $1.3F_D$ 加力時には許容ねじり応力度の1.7倍以上のねじり応力度( $0.26 \sigma_{BD}$ )が作用

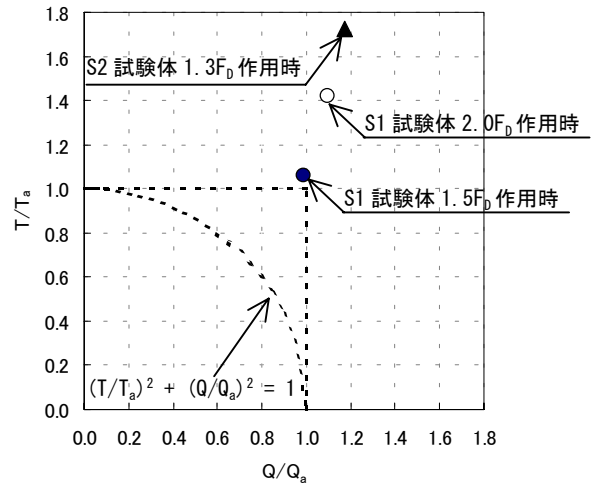


図-10 ねじり—せん断相関曲線

しているが、この時の履歴曲線は安定していた。したがって、式(2)より求まる許容荷重は $\sqrt{2}$ 倍程度の安全率は有していると考えられる。また、式(1)')のパンチングシヤ許容せん断力についても、RC規準で「破壊に対して1.5以上の安全率をもつ」と説明されている。以上のことより、梁端部の許容荷重は、パンチングシヤとねじりに対して各々独立に検討することとした。

## 5. まとめ

本研究では、外付け制震ブレースが取付く梁端部を模擬した試験体のせん断ねじり実験を行い、許容せん断応力度と許容ねじり応力度を定めた。さらに、定めた許容応力度を用いて、既存架構の梁端部のパンチングシヤ及びねじり許容荷重の算定式を示した。

### [参考文献]

- 1)北嶋圭二ほか：ダンパーを用いた既存RC造建物の耐震補強法に関する研究(その1—その21), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1996.9-1999.9
- 2)日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料, 日本建築学会, 1987
- 3)Xu Daoyuan and Reinhardt H.W.: Softening of concrete under torsional loading, International Conference on Recent Development in the Fracture of Concrete and Rock, pp.39-50, 1989
- 4)日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 日本建築学会, 1999