

# 鋼製ディスクとアンカーボルトを併用するシヤキーを用いた 間接接合工法の開発

## その2：軽量コンクリート，低強度コンクリートおよび増設耐震壁への適用

### Development of Indirect Joint Method Using Shear-key Consisted Steel Disk and Anchor Bolt for Seismic Retrofitting

#### Pt.2 Application to Light-weight Concrete, Low-strength Concrete and Shear Wall

高瀬 裕也<sup>※1</sup> 阿部 隆英<sup>※2</sup> 池田 隆明<sup>※1</sup> 久保田 雅春<sup>※2</sup>  
Yuya Takase Takahide Abe Takaaki Ikeda Masaharu Kubota

八木 沢 康衛<sup>※3</sup> 佐藤 貴志<sup>※3</sup> 今井 清史<sup>※3</sup> 尾中 敦義<sup>※4</sup> 板谷 秀彦<sup>※4</sup>  
Yasue Yagisawa Takashi Satoh Kiyoshi Imai Atsuyoshi Onaka Hidehiko Itadani

#### 【要旨】

著者らは埋め込み型ディスクと接着系アンカーボルトを併用した耐震補強用の接合部材を開発し、あと施工アンカーによる在来工法では困難であった、埋め込み深さに制約のある構造物にも容易に耐震補強を適用できるようにした。本報告では、さらに軽量コンクリートや低強度コンクリート、増設耐震壁への適用性について検証実験を実施した。その結果、本接合部材をこれらに用いても、高い接合性能を有することが明らかとなった。また、本接合部材の耐力評価式の修正式と、補強壁架構の曲げ耐力式を提案し、両者ともに実験結果を適切に評価できることを示した。

【キーワード】 耐震補強 シヤキー あと施工アンカー 軽量コンクリート 低強度コンクリート

#### 1. はじめに

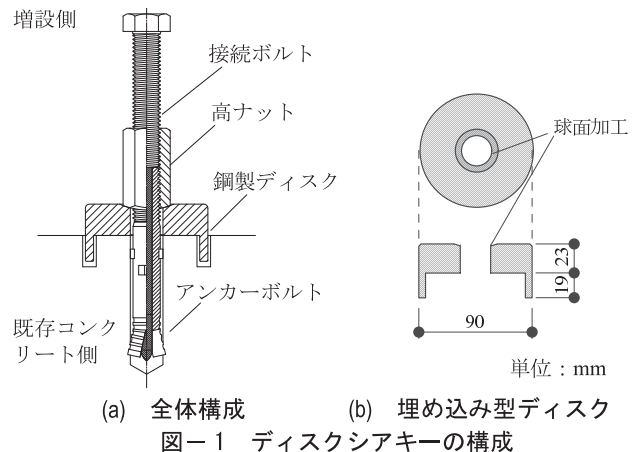
既存建物を耐震補強する際に、補強部材の性能を設計で意図した通りに発揮させるためには、補強部材を既存躯体に剛に接合する必要がある。著者らは、埋め込み型ディスクと接着系アンカーボルトを併用した接合用のシヤキー（以下、ディスクシヤキーと呼ぶ）を開発した。既報<sup>1)</sup>において、これを鉄骨枠付きブレース補強架構の接合に適用した場合、短い埋め込み深さで高いせん断耐力と高いせん断剛性を発揮することを報告した。ディスクシヤキーの構成は図-1に示す通りである。

本開発により、コンクリートかぶり厚さに制約のある鉄骨鉄筋コンクリート構造のような、あと施工アンカーを用いた在来型の接合工法で、耐震補強の適用が困難であった建物にも、容易に耐震補強を実施できるようになった。

耐震補強の接合部には、埋め込み深さの他にも、コンクリートの種類や強度、さらには補強工法の種類などによって、設計が難しくなることがある。現行の設計指針<sup>2,3)</sup>によると、あと施工アンカーの埋め込み深さについて、在来工法では通常の $7.0da^2$  ( $da$ はアンカー筋の径) から $4.5da^2$ に低減できるのは普通コンクリートだけであり、軽量コンクリートには適用されない。また、在来型の接合工法（あと施工アンカーを用いる工法）を採用できる

のは、コンクリート圧縮強度が $13.5\text{N/mm}^2$ 以上とされており、これを下回る強度のコンクリート（以下、低強度コンクリートと呼ぶ）が用いられた建物を耐震補強する際には、実験等により個別に接合部の性能を確認する必要があり、耐震補強の実施が極めて煩雑になる。さらに、耐震補強には、ブレースによる補強だけでなく耐震壁を用いることや、あるいは両者を併用する設計など様々なバリエーションがある。

そこで本報告では、①軽量コンクリート、②低強度コンクリート、および③増設耐震壁に、ディスクシヤキーを適用した場合の性能を検証する。軽量コンクリートと



低強度コンクリートへの適用については、要素実験、即ち単体基礎実験と接合部実験の2タイプの実験によって検証する。単体基礎実験は、単体のディスクシアキーをコンクリートに設置し、直接せん断実験を行うものである。接合部実験は、複数のディスクシアキーを、間接接合部を模擬した試験体に設置し、正負交番の繰り返しせん断加力を与える実験である。

また、増設耐震壁への適用については、この接合部に作用する応力が、鉄骨枠付きブレース補強架構に適用する場合と異なることが予想されるため、架構実験を行って検証する。

## 2. 要素実験の概要

本章では、単体基礎実験と接合部実験の2つの実験の試験体パラメータと加力方法について説明する。なお、補強壁架構実験の概要については、4章で述べることにする。

### 2.1 試験体パラメータ

本節で表-1(a)に単体基礎実験の、(b)に接合部実験の試験体パラメータを記す。コンクリートの種類と圧縮強度 $F_c$ の組み合わせは、軽量コンクリートは13.5, 18.0, および27.0N/mm<sup>2</sup>、低強度コンクリートは9.0と13.5N/mm<sup>2</sup>の計5種類とする。アンカーボルトの埋め込み深さ $L_e$ は一律90mmとし、試験体幅 $T$ は単体基礎実

表-1 試験体パラメータ  
(a) 単体基礎実験

番号	コンクリート種類	$F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$L_e$ (mm)	$T$ (mm)
M1				250
M2		13.5		350
M3				600
M4	2種 軽量コン クリート	18.0	90	250
M5				350
M6				450
M7				600
M8				250
M9		27.0		350
M10				600
M11				350
M12	低強度コン クリート	9.0		600
M13		13.5		350
M14				600

$F_c$ : コンクリート強度,  $L_e$ : アンカーボルトの埋め込み深さ,  $T$ : 試験体幅

(b) 接合部実験

番号	コンクリート種類	$F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$L_e$ (mm)	$T$ (mm)	配列
C1	2種 軽量コン クリート	13.5	90	350	シングル
C2					シングル
C3		18.0			千鳥
C4		27.0			シングル
C5	低強度コン クリート	9.0			シングル
C6		13.5			シングル

験で250mmから600mmの範囲に、接合部実験では全て350mmに設定する。

また、単体基礎実験では1個のディスクシアキーを加力するのに対し、接合部実験では複数のディスクシアキーにせん断力を与える。そこで、接合部実験では、ディスクシアキーの配列も試験パラメータとし、シングル配置と千鳥配置の2種類を設定する。

### 2.2 単体基礎実験の加力方法

図-2と図-3に、それぞれ単体基礎実験の試験体の形状と加力方法を示す。試験体は直方体形状であり、試験体幅は試験体パラメータによって異なるが、高さ400mmと長さ1,300mmは全ての試験体で同一である。

加力方法は、試験体に設置したディスクシアキーに载荷プレートを取り付け、センターホールジャッキによりこの载荷プレートを介しせん断力を与える。ジャッキに設置したロードセルの荷重をせん断荷重とし、载荷プレートと試験体のズレ変位をせん断変位とする。

### 2.3 接合部実験の加力方法

図-4と図-5に、それぞれ接合部実験の試験体の形状と加力方法を示す。試験体は、スタブ、梁と間接接合部(グラウト圧入部)の模擬部から構成される。梁部に、図-4(b)に示す配置で、ディスクシアキーを設置する。接合面にグリースを塗布して、グラウトを圧入し、出来る限り固着力を除去するよう配慮している。

加力方法は、試験体の上部に設置した鋼板(鉄骨枠のフランジを模擬)をL字型载荷梁に高力ボルトで固定し、接合面と加力軸が一致するように1500kN油圧ジャッキでせん断力を与える。また、L字型载荷梁には鉛直方

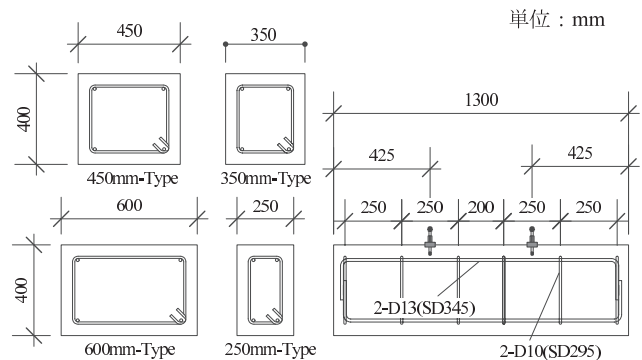


図-2 単体基礎実験で用いる試験体の形状

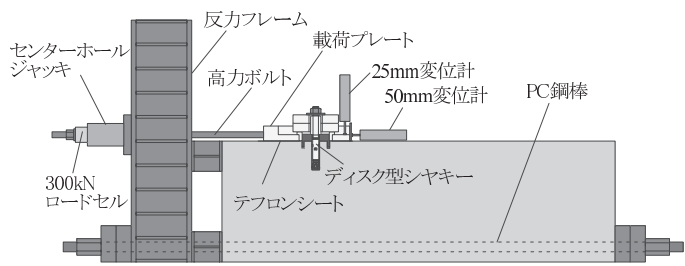
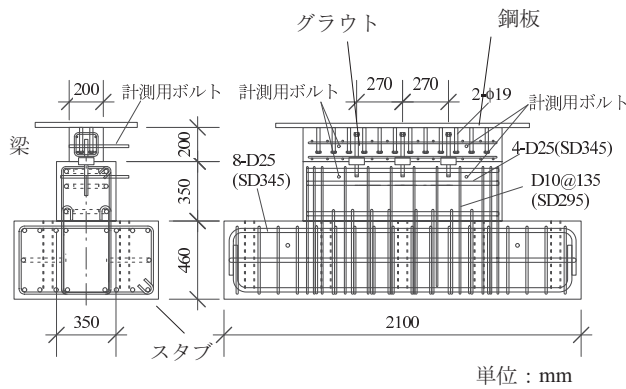
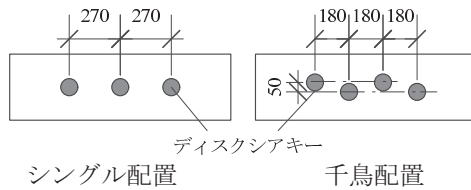


図-3 単体基礎実験の加力方法



(a) 諸元寸法



(b) ディスクシアキーの配置

図-4 接合部実験で用いる試験体の形状

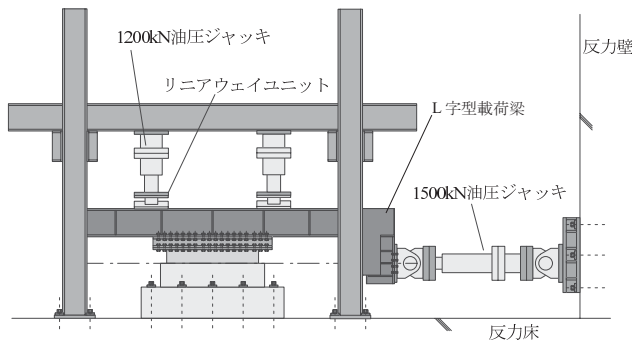


図-5 接合部実験の加力方法

向にも 1200kN 油圧ジャッキを 2 基設置し、架構実験で計測された接合のズレ変位と目開きの挙動を再現するよう、鉛直方向の油圧ジャッキを制御<sup>1)</sup>する。油圧ジャッキに取り付けたロードセルの計測値をせん断荷重とし、せん断変位は、複数個並ぶディスクシアキーの外側 2 箇所計測する接合面ズレ変位の平均値とする。

### 3. 軽量コンクリートと低強度コンクリートへの適用の検証結果

#### 3.1 単体基礎実験

本節で表-2 に単体基礎実験の結果一覧を、図-6(a)~(e) に単体基礎実験の荷重-変位 ( $Q-\delta$ ) 関係を示す。表-2 に記すせん断耐力  $Q_{2mm}$  はせん断変位 2mm までに得られる最大耐力である。また、表-2 には計算値として下限式  $q_{fd}$  の値を掲げているが、その詳細な算出方法は、33 節で述べることにする。図-6(a)~(c) は軽量コンクリートを、(d) と (e) は低強度コンクリートを用いた試験体の結果である。

#### (1) 軽量コンクリート

表-2 を見ると  $Q_{2mm}$  は、一般的にコンクリート圧縮

強度が高いほど、また試験体幅  $T$  が広いほど大きくなる傾向が見られる。また、図-6(a)~(c) の  $Q-\delta$  関係より、 $T=600\text{mm}$  ではせん断変位 1.5mm 程度、 $T=450\text{mm}$  以下の試験体では 1mm 前後で最大荷重になることが分かる。最大耐力後の荷重低下の勾配は、 $T=600\text{mm}$  の試験体は緩やかであるが、試験体幅 250mm は急激である。一般的にコンクリート強度が高い方が最大荷重は大きい、 $T=250\text{mm}$ 、 $T=350\text{mm}$  の試験体は、 $T=600\text{mm}$  の試験体に比べるとその差は小さい。

#### (2) 低強度コンクリート

低強度コンクリートを用いた試験体の結果について検討する。写真-1 に M11 試験体の最終破壊状況 ( $\delta=10\text{mm}$  まで荷重) を示す。

写真-1 を見ると、鋼製ディスクの加力方向側の側面で、コンクリートが圧壊しており、支圧破壊により最大耐力が決まったと考えられる。また図-6(d)、(e) に示す  $Q-\delta$  関係より、せん断変位が 2mm 前後で最大耐力に至り、その後緩やかに荷重低下する様相が見られる。さらに、コンクリート強度が高い方がせん断荷重値が大きくなる、図-6(d)、(e) および表-2 から読み取ることができる。

次に試験体幅が及ぼす影響に着目して図-6(d) と (e) を観察すると、両図とも試験体幅が 600mm と広い方が最大荷重がやや大きく、ピーク後の荷重低下も小さくなる傾向がある。

表-2 単体基礎実験の結果一覧

番号	$\sigma_B$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	$E_c$ ( $\text{kN}/\text{mm}^2$ )	$Q_{2mm}$ (kN)	$q_{fd}$ (kN)	安全率 $Q_{2mm}/q_{fd}$
M1			71.8	47.1	1.52
M2	14.4	15.2	89.0	65.9	1.35
M3			93.9	67.8	1.38
M4			94.3	64.3	1.47
M5			111.4	90.0	1.24
M6	25.0	16.3	117.1	92.5	1.27
M7			101.6	92.5	1.10
M8			92.5	78.2	1.18
M9	35.5	17.0	114.8	109.5	1.05
M10			131.5	112.6	1.17
M11	9.51	19.1	73.6	66.7	1.10
M12			81.7	68.6	1.19
M13	13.2	23.8	88.8	87.8	1.01
M14			101.0	90.3	1.12

$\sigma_B$  : コンクリート強度,  $E_c$  : ヤング係数,  $Q_{2mm}$  : せん断変位 2mm までに得られる最大せん断耐力

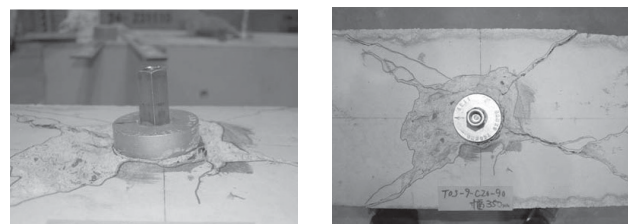


写真-1 M11 試験体の最終破壊状況

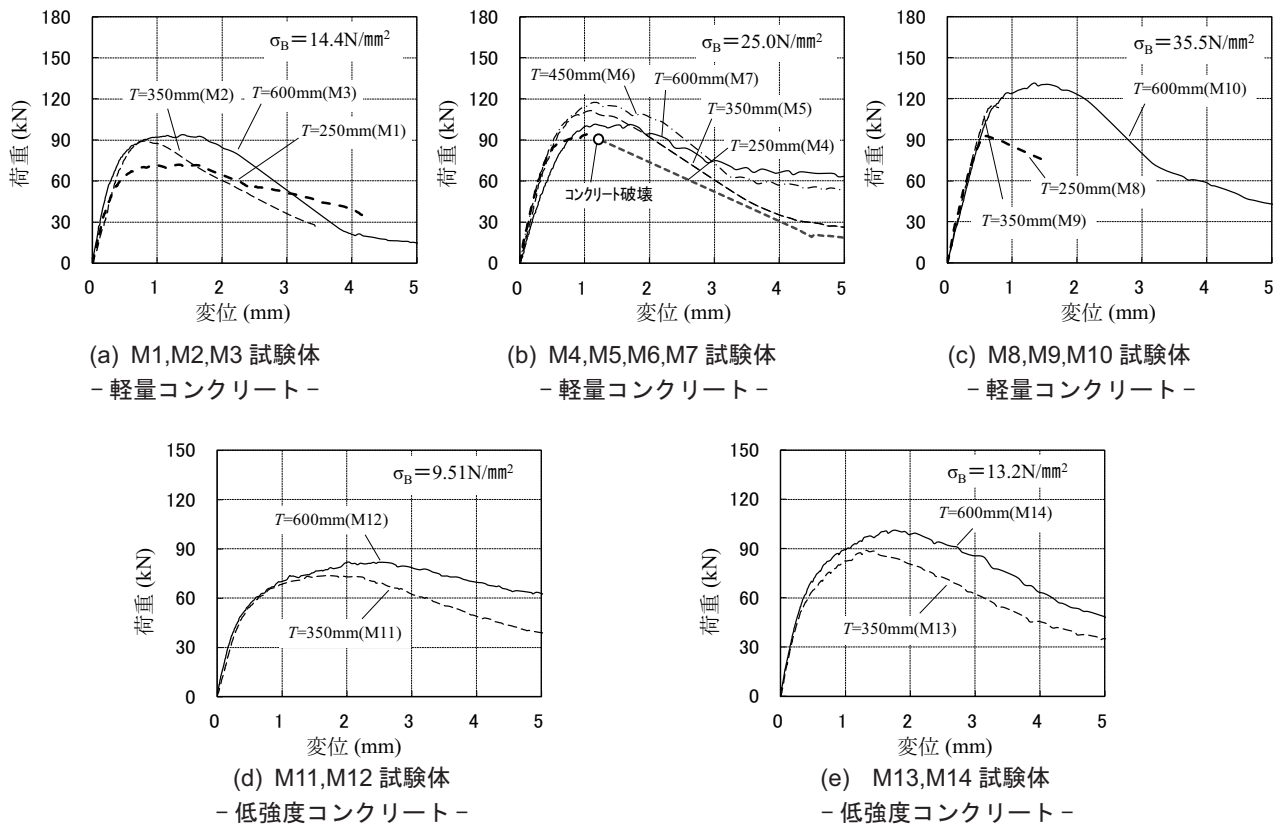


図-6 単体基礎実験の Q-δ 関係

### 3.2 接合部実験

表-3 に接合部実験の結果一覧を、図-7 に接合部実験の荷重-変位 (Q-δ) 関係の一例を示す。図-7 (a) と (b) には軽量コンクリートを、同じく (c) と (d) には低強度コンクリートを用いた試験体の結果をそれぞれ示す。図-7 には、次の 3.3 節で触れる下限評価式  $q_{jd}$  の計算値を設計耐力として併記している。

#### (1) 軽量コンクリート

初めに表-3 および図-7 (a) と (b) の、軽量コンクリートを用いた試験体の Q-δ 関係の結果を観察する。

せん断変位 2mm までの最大荷重  $Q_{2mm}$  は、コンクリート強度が最も高い C4 試験体で 219.5kN (1 個あたり) と最も大きい値を示した。C1, C2 試験体では、コンクリート強度の差が約 2 倍近いが、 $Q_{2mm}$  にそれほど明確な違いは見られなかった。またシングル配置 (C2 試験体) と千鳥配置 (C3 試験体) では、ディスクシアキー 1 個あたりの最大荷重がほぼ変わらない傾向を示した。図-7 (a) より、せん断変位が 1-2mm 程度の値で最大荷重になり、せん断変位 3mm 付近まで耐力を維持し、その後大きく耐力低下した。

また C1-C4 試験体では、せん断変位が 3mm のサイクルまでは、せん断荷重が下限式  $q_{jd}$  の計算値を超える挙動を示した。

#### (2) 低強度コンクリート

続いて表-3 および図-7 のうち、低強度コンクリー

表-3 接合部実験の結果一覧

番号	$\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_c$ (kN/mm <sup>2</sup> )	$Q_{2mm}$ (kN)	$q_{jd}$ (kN)	安全率
C1	11.5	14.5	195.5	92.1	2.12
C2	22.8	16.2	191.7	137.0	1.40
C3	23.5	16.3	200.3	139.5	1.44
C4	35.4	17.3	219.5	176.4	1.24
C5	9.41	18.6	148.1	104.8	1.41
C6	13.4	21.6	162.9	134.8	1.21

トを用いた試験体の Q-δ 関係の結果を観察する。

図-7 (c) および (d) より、せん断変位 1mm 前後で最大耐力に至り、その後ほぼ荷重を維持しながら、変形が進む様子が観察される。C5 試験体、C6 試験体ともに、せん断変位 4mm 程度までは、せん断荷重が下限式  $q_{jd}$  を超える挙動を呈した。

低強度コンクリートにディスクシアキーを用いると、アンカーボルトに高い引抜耐力を期待できないことから、せん断耐力に対し脆弱的に破壊する懸念があったが、前節の単体基礎実験の結果、および本節の接合部実験の結果より、コンクリート圧縮強度が少なくとも 9N/mm<sup>2</sup> 以上あれば、良好な変形性能を有することが明らかとなった。

### 3.3 耐力評価

前報<sup>1)</sup>において、 $Q_{2mm}$  の耐力評価式  $q_{disk}$  とその下限評価式  $q_{jd}$  を提案した。

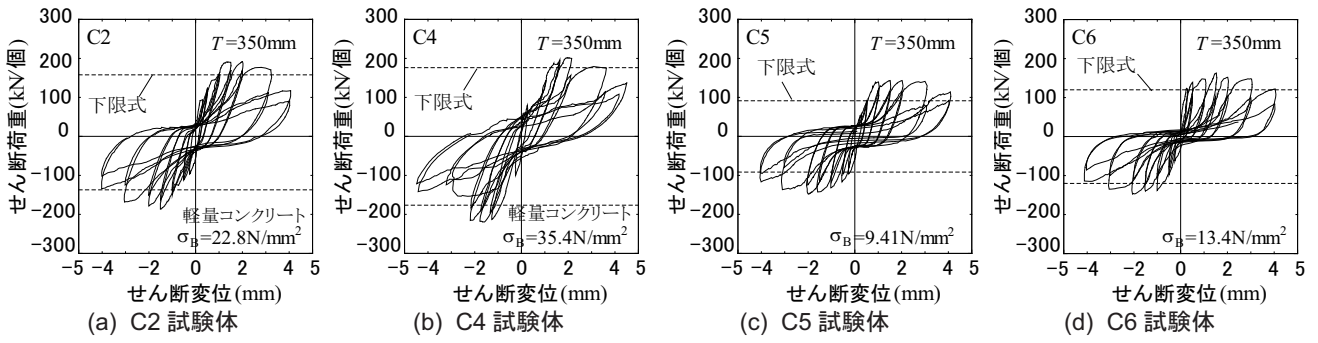


図-7 接合部実験の Q-δ 関係

$Q_{2mm}$  の評価式  $q_{disk}$  と  $q_{jd}$  は、それぞれ式(1)と式(2)で表される。

$$q_{disk} = \alpha \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot A_B \cdot \sqrt{E_C \cdot \sigma_B} \quad (1)$$

$$q_{jd} = 0.8 \cdot q_{disk} \quad (2)$$

ここに  $K_1$  はへりあきによる補正係数、 $K_2$  は埋め込み深さによる補正係数、 $A_B$  は受圧面積である。 $\alpha$  は実験係数であり、単体基礎実験の評価には 0.15 を、接合部実験の評価には 0.24 とする<sup>1)</sup>。また、 $A_B$  および  $K_1$  は、それぞれ次のように表される。

$$A_B = \pi \cdot R_d \cdot h_d / 4 \quad (3)$$

$$K_1 = \begin{cases} e/e_e & (e \leq e_e) \\ 1.0 & (e_e < e) \end{cases} \quad (4)$$

ここに、 $R_d$  はディスク径、 $e$  はへりあき、 $e_e$  は有効へりあき ( $=2 \times R_d$ ) である。 $K_2$  は一律 1.0 としている。

これらの式によって本実験結果を評価した結果、軽量コンクリートの試験体の一部をやや大きめに評価することが分かった。そこで、本報告では、軽量コンクリートの実験結果を安全側に評価できるように、式(1)にコンクリートの種類による補正係数  $K_3$  を加え、下式の通り修正する。

$$q_{disk} = \alpha \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot A_B \cdot \sqrt{E_C \cdot \sigma_B} \quad (5)$$

コンクリートの種類による補正係数  $K_3$  を下式で与える。

$$K_3 = \begin{cases} 1.0 & (\text{普通コンクリート}) \\ 0.9 & (\text{軽量コンクリート}) \end{cases} \quad (6)$$

軽量コンクリートに適用する際の  $K_3$  の係数を 0.9 としたのは、コンクリートのせん断に対する許容応力度に準拠したためである。

式(2)に基づいて式(5)を 0.8 倍して下限値を求めた計算結果と実験値を比較したものを図-8 に示す。この計算で用いるコンクリートのヤング係数は、 $\sigma_B$  から算定される換算値ではなく圧縮強度試験で得られた実験値である。

図-8 より、下限式  $q_{jd}$  により本研究における全ての要素実験結果の下限を評価できていることが分かる。こ

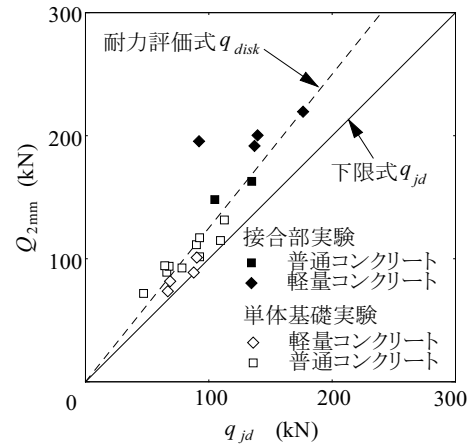


図-8  $Q_{2mm}$  と  $q_{jd}$  の比較

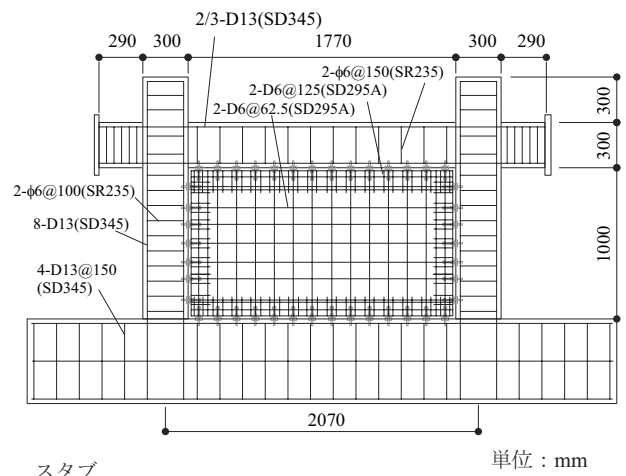


図-9 補強壁架構試験体の諸元寸法

このことから、圧縮強度が  $9 \text{ N/mm}^2$  以上の普通コンクリート、および圧縮強度が  $13.5 \text{ N/mm}^2$  以上の軽量コンクリートであれば、少なくとも式(5)の修正耐力評価式によって、実験結果を安全側に評価できることが明らかとなった。従って、上述した耐力評価方法を行うことで、ディスクシアキーを軽量コンクリートや低強度コンクリートに幅広く適用できると判断する。

#### 4. 補強壁架構実験の概要

本章では、ディスクシアキーの増設耐震壁への適用性について検証するために実施する、架構実験の概要を述

べる。

#### 4.1 試験体の諸元

図-9に試験体の諸元寸法を示す。試験体は1体で、実大の2分の1スケールであり、既存架構の部分は既報<sup>1)</sup>で用いた試験体と同様である。これに壁厚125mm、補強筋比0.41%の耐震壁を増設する。接合部には、ディスクシアキーを梁とスタブに14個、柱に7個を設置する。ディスクシアキーは千鳥配置で、ピッチが125mm、ゲージが25mmである。アンカーボルトの埋め込み深さは45mm(4.5*d<sub>a</sub>*)で、接続ボルトの定着長さは70mm(7*d<sub>a</sub>*)である。ディスクシアキーの両側には、コの字型の割裂防止筋を配置する。試験体に用いる材料の特性は表-4と表-5に示す通りである。

#### 4.2 加力方法

##### (1) 加力装置

図-10に本実験で用いる加力装置を示す。本実験では、梁の両端に取り付けた1500kN串型押し油圧ジャッキにより、2つのジャッキの荷重値がほぼ均等となるように制御し、試験体に正負交番の繰り返しせん断荷重を与える。また、柱頂部に500kN油圧ジャッキを設置し、長期軸力と変動軸力を既存柱に与える。

##### (2) 変動軸力の制御

補強壁架構に作用するモーメント  $M$  をせん断力  $Q$  と柱スパン  $L$  で除して、シアスパン比を整理すると式(7)のようになる<sup>4)</sup>。

$$\frac{M}{QL} = \frac{H \cdot Q + L \cdot P}{QL} = \frac{H}{L} + \frac{P}{Q} \quad (7)$$

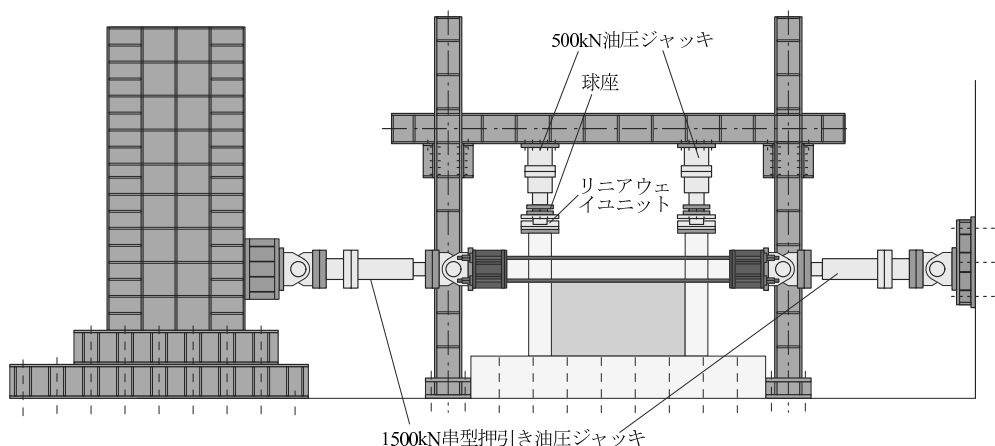


図-10 補強壁架構実験の加力装置

表-4 コンクリートの材料特性

使用部位	$\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_s$ (kN/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )
既存架構	25.1	27.6	2.2
増設壁板	21.6	22.6	1.8
スタブ	24.3	22.8	-
壁板頂部	70.1	-	-

$\sigma_t$ : コンクリートの割裂強度

表-5 鉄筋の機械的性質

使用部位	サイズ	$\sigma_{sy}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{su}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_s$ (kN/mm <sup>2</sup> )
主筋	D13	379	577	190
補強筋	$\phi 6$	334	485	173
壁筋	D6	306	567	181

$\sigma_{sy}$ : 鉄筋の降伏応力度,  $\sigma_{su}$ : 鉄筋の最大応力度,

$E_s$ : 鉄筋のヤング係数

ここで、 $H$ は壁板下面から梁の軸芯までの高さ(mm)、 $P$ はせん断力に起因する柱軸力であり、図-11にこれらの記号の意味を示す。式(7)をさらに整理し、柱軸力を求めると次式が導かれる。

$$P = \left( \frac{M}{QL} - \frac{H}{L} \right) Q \quad (8)$$

式(8)に従えば、 $P$ は $Q$ に比例し、その比例定数は $H$ と $L$ が試験体の諸元で決まることから、 $M(QL)$ の設定値のみに依存する。

そこで本実験では、3層の連層耐震壁を想定し、 $M(QL)$ を0.8と設定して変動軸力を与えせん断載荷する。

## 5. 補強壁架構への適用

### 5.1 ひび割れ発生状況

図-12にひび割れ発生状況のスケッチを示す。図-12に示す壁板のせん断ひび割れの殆どは $R=1/250(4 \times 10^{-3})$ までに発生したものである。また、既存柱には $R=1/400(25 \times 10^{-3})$ で曲げひび割れが生じた。さらに、梁下の接合部には、ディスクシアキーに起因する損傷は認められなかったが、スタブ上の接合部は、 $R=1/200$ を超えると大きく目開く様子が観察された。

### 5.2 せん断荷重一層間変形角曲線

図-13にせん断荷重一層間変形角曲線を示す。層間変形角が正負両側ともに、層間変形角が $R=1/200(5 \times 10^{-3})$ を超える辺りで、曲線勾配が大きく低下し、その後荷重をほぼ維持しながら、層間変形角が進展した。本実験では $R=+1/50(20 \times 10^{-3})$ まで載荷したが、荷重低下は見られな

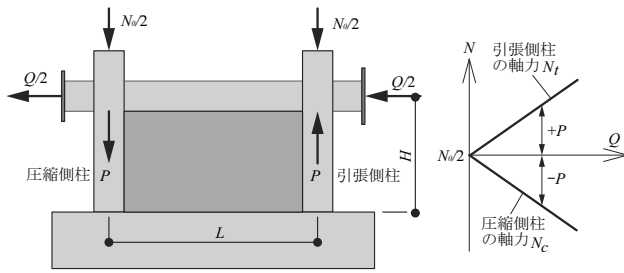


図-1-1 補強壁架構に作用する荷重  
( $N$ : 載荷軸力,  $Q$ : せん断力,  $P$ : 柱軸力)

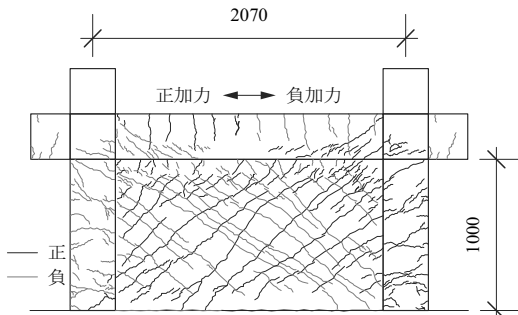


図-1-2 最終ひび割れ発生状況のスケッチ

かった。そのため、最大荷重は  $R=+1/50(20 \times 10^3)$  で 957kN となった。

ひび割れ発生状況と合わせて考えると、壁板にはディスクシアキーを解して適切にせん断力が伝達されているが、最終的には既存架構の曲げ降伏により終局耐力に至ったと推測される。そこで次節において、実験で計測された各部位の詳細な挙動を観察し、破壊メカニズムの推定を行う。

### 5.3 破壊メカニズム

図-1-4 に本実験の主な計測箇所と記号を示す。図中の●点はひずみゲージ、矢印は変位計の位置を示している。

#### (1) 柱主筋のひずみ分布

図-1-5 にせん断荷重-柱主筋ひずみ分布を示す。図-1-5 より、引張側柱の柱脚部のひずみが  $R=1/250(4 \times 10^3)$  付近で降伏ひずみに達し、 $R=1/200(5 \times 10^3)$  を超えるとひずみもかなり大きく伸びる様相が観察される。柱脚部と比べると、それより上方のひずみは小さいが、それでも  $R=1/100(10 \times 10^3)$  の頃には、殆どのひずみ計測点で、降伏ひずみに近い値まで伸びる。

#### (2) 柱主筋のせん断荷重-ひずみ履歴性状

図-1-6 に柱主筋のせん断荷重-ひずみ履歴性状を示す。図-1-6 に示す履歴性状はスタブ直上位置のひずみであり、図-1-4 に示した E-1 と W-1 である。図-1-6 より、正加力のピーク時では引張側柱となる西側柱の、負加力のピーク時には引張側柱となる東側柱の柱主筋のひずみが、それぞれ降伏ひずみを超えて大きく進展する様子が観察される。

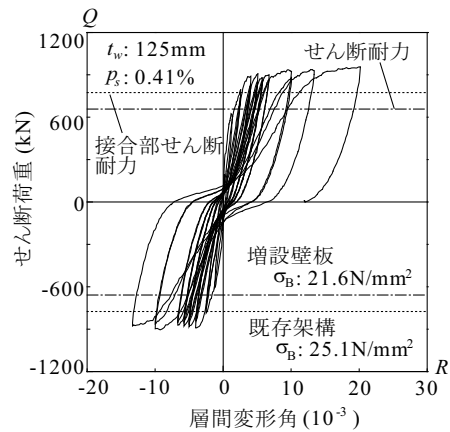


図-1-3 せん断荷重-層間変形角曲線

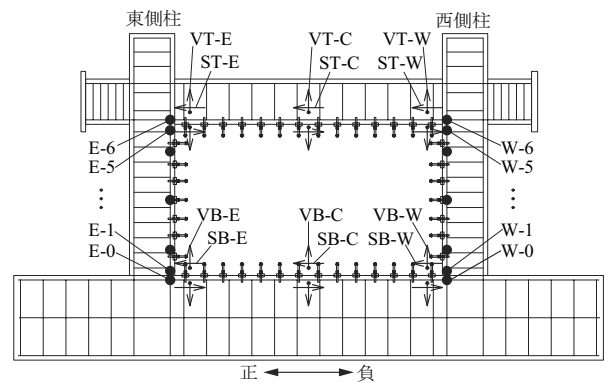


図-1-4 補強壁架構試験体の計測位置

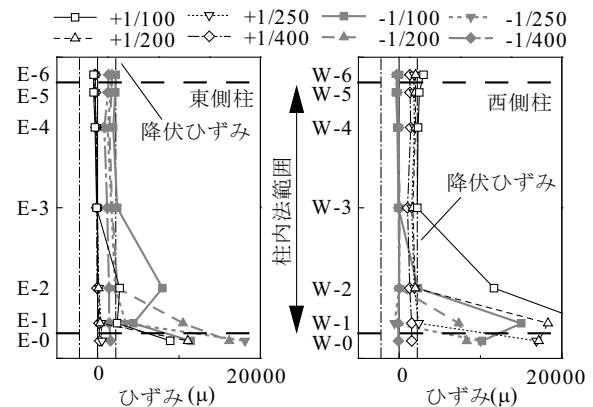


図-1-5 せん断荷重-柱主筋ひずみ分布

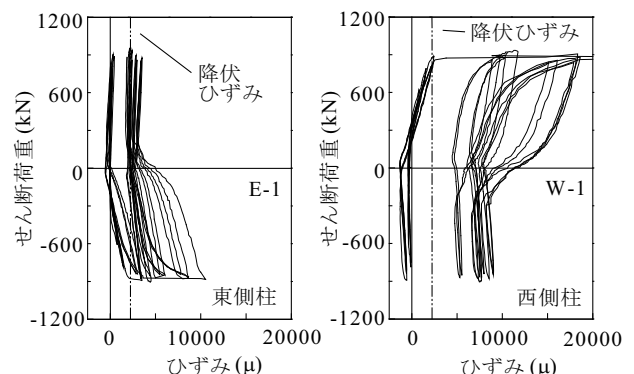


図-1-6 せん断荷重-柱主筋ひずみ履歴性状

### (3) 接合部の挙動

図-17に、層間変形角が  $R = \pm 1/100(10 \times 10^3)$  の範囲の水平接合部のズレと垂直変位（目開き）の挙動を示す。図-17(a)を見ると、梁下の水平接合部のズレと垂直変位は、 $R=1/100(10 \times 10^3)$  まで変形が進展してもともに 1mm 程度である。接合部実験では、せん断変位が 1.5 から 2mm 程度の間で最大耐力に至っていることから鑑みると、本実験における梁下の接合部は健全であると判断できる。これに対し、図-17(b)のスタブ上の水平接合部は、 $R=1/200(5 \times 10^3)$  程度まではズレ変位も垂直変位も、梁下の水平接合部と同様に 1mm 程度であるが、それ以降急激に変位が進展する。これは変形の増大により、大きな曲げモーメントがディスクシアキーに作用して、コンクリート破壊し、接合部での抵抗力を失ったためと考えられる。しかし、視点をえてみると、 $R=1/200(5 \times 10^3)$  までは接合部は健全であったと推測でき、この層間変形角以内であればディスクシアキーが有効に作用していたと判断できる。

以上に述べた内容と 5.1 節および 5.2 節の結果より、本試験体は既存架構の曲げ降伏により最大耐力が決まったと推定される。

## 5.4 耐力評価

### (1) 耐力評価式

耐震改修設計指針<sup>2)</sup>によれば、補強壁架構のせん断耐力は、 $wQ_{su1}$  と  $wQ_{su2}$  のうち小さい方の耐力となる。

$$wQ_{su1} = \left[ \frac{0.053P_{te}^{0.23}(18 + \sigma_B)}{M/(Q \cdot L) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_{se} \cdot \sigma_{wy}} + 0.1\sigma_{oe} \right] \cdot b_e \cdot j_e \quad (9)$$

$P_{te}$ : 既存柱の引張鉄筋比 (%),  $\sigma_B$ : コンクリート強度 (N/mm<sup>2</sup>),  $p_{se}$ : 壁板の補強筋比,  $\sigma_{wy}$ : 壁板の補強筋の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>),  $\sigma_{oe}$ : 柱軸心力度 (N/mm<sup>2</sup>),  $b_e$ : 等価壁厚 (mm),  $j_e$ : 応力中心間距離 (mm)

$$wQ_{su2} = wQ'_{su} + \alpha_1 \cdot Q_{c1} + \alpha_2 \cdot Q_{c2} \quad (10)$$

$Q_{c1}$ : 圧縮側柱の耐力 (N),  $Q_{c2}$ : 引張側柱の耐力 (N),  $\alpha_1$ : 圧縮側柱の変形を考慮した補正係数,  $\alpha_2$ : 引張側柱の変形を考慮した補正係数

$$wQ'_{su} = \max(p_w \cdot \sigma_{wy}, F_{cw}/20 + 0.5p_w \cdot \sigma_{wy}) \cdot t_w \cdot l \quad (11)$$

$a_i$ : 主筋断面積 (mm<sup>2</sup>),  $F_{cw}$ : 壁板のコンクリート強度 (N/mm<sup>2</sup>),  $t_w$ : 壁厚 (mm),  $l$ : 壁板の内法長さ (mm)

また、ディスクシアキーを用いた補強壁架構の曲げ耐力として、式(12)を提案する。

$$wM_u = a_i \cdot \sigma_y \cdot L_w + \alpha_d \cdot 0.5\Sigma(T_a \cdot n_{jd})L_w + 0.5 \cdot N \cdot L_w \quad (12)$$

$p_w$ : 壁板の補強筋比,  $\sigma_y$ : 主筋降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>),  $L_w$ : 柱スパン (mm),  $T_a$ : アンカー筋の引抜耐力 (N),  $N$ : 柱軸力 (N),  $\alpha_d$ : ディスクシアキーの引張負担率

式(12)が一般的な補強壁架構の曲げ耐力式<sup>2)</sup>と異なる点は、第二項にディスクシアキーの引張負担率  $\alpha_d$  を乗じたことである。ディスクシアキーの引張耐力を最大限に考慮する場合には  $\alpha_d=1$  となり、引張耐力を考慮しない場合には  $\alpha_d=0$  となる。

接合部のすべり破壊耐力  $wQ_{sd}$  は、既報の論文で提案したように下式で表す。

$$wQ_{su3} = Q_{jd} + pQ_c + Q_{c2} \quad (13)$$

$Q_{jd}$ : ディスクシアキーのせん断耐力 (N),  $pQ_c$ : 引張側柱のパンチングシア耐力 (N)

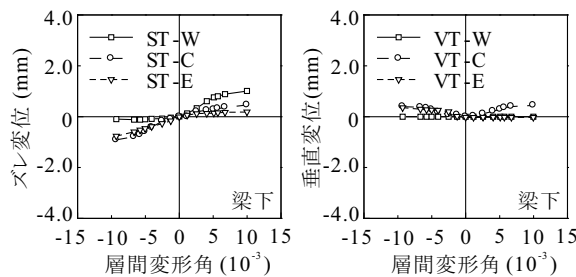
### (2) 耐力評価式の算定値

表-6に各算定耐力式の計算値を示す。同表より、本試験体の終局耐力は設計上は  $wQ_{su2}$  で決まることになる。しかし、実際には先の検証の通り曲げ破壊で決まっている。これは  $wQ_{su2}$  の安全率が高いことに起因していると推察される。また、曲げ耐力において、 $\alpha_d=0$  の安全率は 1.20 であるが、仮に  $\alpha_d=1$  としても 1.11 の安全率を發揮する。しかし、ディスクシアキーの引張抵抗性能を十分に把握していないことから、現状においては  $\alpha_d=0$  として耐力を算定するのが望ましい。

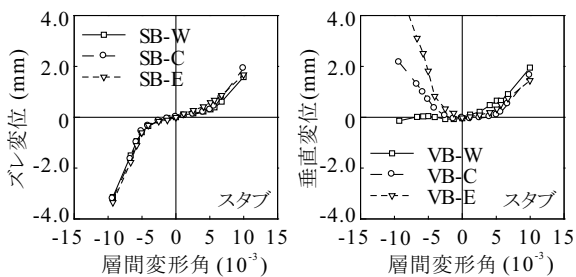
### (3) 変形性能

図-18に実験値と計算耐力の比の包絡曲線を示す。本実験では、 $R=1/250(4 \times 10^3)$  で実験値が設計耐力  $wQ_{mu}$  を超え、その後変形が進展しても包絡曲線は  $wQ_{mu}$  を下回ることにはなかった。以上から  $F=2.0$  の変形性能を有すると判断される。

本章では、実験結果を詳細に観察し、さらにその上で



(a) 梁下接合部の挙動



(b) スタブ上の接合部の挙動

図-17 水平接合部のズレ変位と垂直変位の挙動



表-6 各耐力式の計算結果

$wQ_{su1}$ (kN)	$wQ_{su2}$ (kN)	$wQ_{su3}$ (kN)	$wQ_{mu}$ (kN)	
			$\alpha_d=0$	$\alpha_d=1$
1053	658	840	792	856

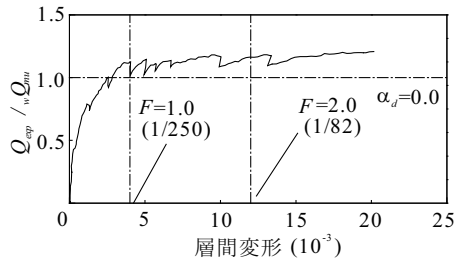


図-18 実験値と計算耐力の比の包絡曲線

耐力評価を行った。その結果、本試験体は既存架構の曲げ降伏により最大耐力に達したと考えられる。ディスクシアキーの引張負担率  $\alpha_d$  を 1 として曲げ耐力を算定しても、実験値は 1 割程度の安全率を有する。せん断余裕度は 0.78 と設計上はせん断破壊で決まる試験体であったが、 $wQ_{su2}$  の安全率が高かったため、曲げ降伏により最大耐力が決まったと推定される。

## 6. 結論

本報告では、著者らが開発した接合部材を、一般的なあと施工アンカーでは耐震補強への適用が困難とされる軽量コンクリートや低強度コンクリート、さらに耐震壁へ適用し得るものか検討を行った。本検討によって得られた知見を列記すると、以下の通りである。

- 1) 軽量コンクリートを対象とする場合、圧縮強度が、 $13.5\text{N/mm}^2$  以上であれば、せん断耐力を 0.9 倍することにより、耐力を安全側に評価することができる。
- 2) コンクリート圧縮強度がおよそ  $9\text{N/mm}^2$  程度の普通コ

ンクリートであっても、耐力と変形性能を安全側に評価することができる。

- 3)  $MQL$  が 0.8 以下の連層耐震壁であれば、大きな曲げ力が作用する連層耐震壁であっても、ディスクシアキーを適用することが可能である。

以上の知見と既報<sup>1)</sup>で得られた結果を合わせると、既存架構の構面内に補強部材を設置する補強工法であれば、ほぼ全ての補強にディスクシアキーを適用できるようになった。

**謝辞：**本検証の実施において、工学院大学名誉教授廣澤雅也博士、東京理科大学名誉教授松崎育弘博士、東京ソイルリサーチ代表取締役社長秋山友昭氏に、多大なるご助言を頂きました。ここに深い謝意を表します。

## 【参考文献】

- 1) 高瀬裕也, 阿部隆英, 池田隆明, 久保田雅春, 八木沢康衛, 佐藤貴志, 今井清史, 尾中敦義, 板谷秀彦: 鋼製ディスクとアンカーボルトを併用するシヤキーを用いた間接接合工法の開発, とびしま技報, No.60, pp.91-100, 2011.
- 2) 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改修設計指針・同解説, 日本建築防災協会, 2001.(改訂版発行)
- 3) 日本建築防災協会: 2009年改訂版既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説, 日本建築防災協会, 2009.(改訂版発行)
- 4) 柚木隆裕, 緒方恭子, 壁谷沢寿海: 鉄筋コンクリート耐震壁の変動シアスパン型加力実験: その1 実験方法と実験結果の概要, 日本建築学会関東支部研究報告集, pp.125-128, 1984.

**Summary** The authors developed connection members for seismic retrofit that use embedded disks and adhesion-type anchor bolts, and made seismic retrofitting easily applicable to structures with limited depth of embedment that had been difficult to retrofit by conventional methods using dowel anchors. In this study, verification tests were conducted concerning the applicability to light-weight concrete, low-strength concrete and additionally constructed earthquake-resistant walls. As a result, it was found that the connection members when used in the above structures exhibited high connection capacity. A modified formula for evaluating the strength of the connection members and another for flexural strength of retrofitted walls were proposed. It was shown that both formulas could evaluate the test results on the safe side.

**Key Words :** Seismic retrofitting, Shear-key, Post-installed anchor, Light-weight Concrete, Low-strength Concrete