

# 外側耐震補強コンクリート接合部のせん断抵抗要素に関する基礎的研究

山田和夫\*1 瀬古繁喜\*1 関俊力\*2 神谷隆\*3

\*1 愛知工業大学 工学部建築学科 (〒470-0392 愛知県豊田市八草町八千草1247)

\*2 愛知工業大学 大学院工学研究科 (〒470-0392 愛知県豊田市八草町八千草1247)

\*3 矢作建設工業株式会社 地震工学技術研究所 (〒480-1101 愛知県愛知郡長久手町熊張茨ヶ廻間1533-74)

**要旨：**本研究では、アンカー筋によって補強された外側耐震補強コンクリート接合部のせん断耐力に及ぼすアンカー筋の埋込み深さと既存・補強接合面の凹凸形状の影響について検討を行った。その結果、補強部の浮き上がり量は、接合面に凹凸がある場合はアンカー筋の埋込みが浅くなるに従って増大するが、接合面がフラット面の場合はアンカー筋の埋込み深さと明確な相関を示さないこと、接合部のせん断耐力に及ぼすアンカー筋の埋込み深さと接合面の凹凸形状の影響は、式[1]～[4]によって比較的良く説明できること、接合面がフラット面の場合は全体的に延性的な荷重-滑り量関係を示すこと、などが明らかとなった。

**キーワード：**外側耐震補強、接合部、せん断抵抗要素、アンカー筋、かみ合わせ効果、支圧強度

## 1. まえがき

筆者らは、従来からあと施工アンカーによる鋼板内蔵型鉄筋コンクリート部材の外付け耐震補強工法<sup>1)</sup>に関する基礎的研究<sup>2)</sup>を行っており、前報<sup>3)</sup>では、外側耐震補強コンクリート接合部のせん断滑り特性の解明を目的とした基礎的研究として、既存・補強コンクリート接合部に設置されたアンカー筋の埋込み深さ、接合面の凹凸および補強部コンクリートの水セメント比 (W/C) の影響について一連の検討を行った。その結果、耐震補強コンクリート接合部のせん断抵抗は、アンカー筋によるせん断抵抗+接合面の凹凸のかみ合わせによるせん断抵抗で

表され、せん断耐力は、アンカー筋の埋込みが深く、かつ接合面の凹凸が著しくなるほど増大することを明らかにしたが、せん断耐力に対する上記せん断抵抗要素の影響については、定量化するまでには至らなかった。この点を踏まえて、本研究では、更に既存部接合面の凹凸形状を三角形と長方形でモデル化した接合部のせん断実験を実施し、外側耐震補強接合部のせん断耐力と上記せん断抵抗要素との関係に及ぼすアンカー筋の埋込み深さの影響の定量化を目的とした一連の実験的検討を行った。なお、本実験では、前報<sup>3)</sup>と同様に後述のような小型モデル試験体を用いているため、直角二等辺三角形と長方形でモデル化した既存部接合面の凹凸の寸法と既存・補強コンクリート接合部のせん断滑り特性との関係がせん断滑り破壊面の幾何学的非均質性 (D/d : 試験体寸法と粗骨材寸法との比) によって影響<sup>4)</sup>されるのを防ぐため

Table 1 Outline of experiment

Specimen No.	W/C* (%)	Anchor bar		凹凸 of interface	
		Nominal name	Embedded depth <i>l</i> (mm)	Shape	Depth (width) (mm)
F-D050	40	2D10	50 (5d)	Flat	—(282)
F-D075	40	2D10	75 (7.5d)	Flat	—(282)
F-D100	40	2D10	100 (10d)	Flat	—(282)
F-D150	40	2D10	150 (15d)	Flat	—(282)
T-D050	40	2D10	50 (5d)	Triangle	14 (28×10)
T-D075	40	2D10	75 (7.5d)	Triangle	14 (28×10)
T-D100	40	2D10	100 (10d)	Triangle	14 (28×10)
T-D150	40	2D10	150 (15d)	Triangle	14 (28×10)
S-D050	40	2D10	50 (5d)	Rectangle	15 (255)
S-D075	40	2D10	75 (7.5d)	Rectangle	15 (255)
S-D100	40	2D10	100 (10d)	Rectangle	15 (255)
S-D150	40	2D10	150 (15d)	Rectangle	15 (255)

[Notes] W/C\* : Water-cement ratio of reinforcing mortar,  
Water-cement ratio of existing mortar is 90%,  
d : Nominal diameter of anchor bar.

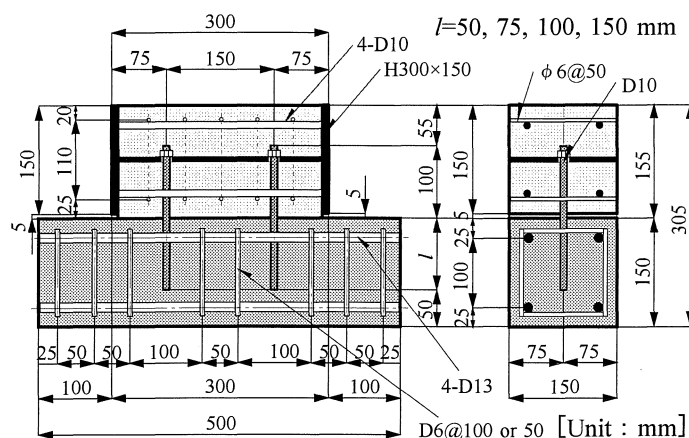


Fig. 1 Detail of specimen

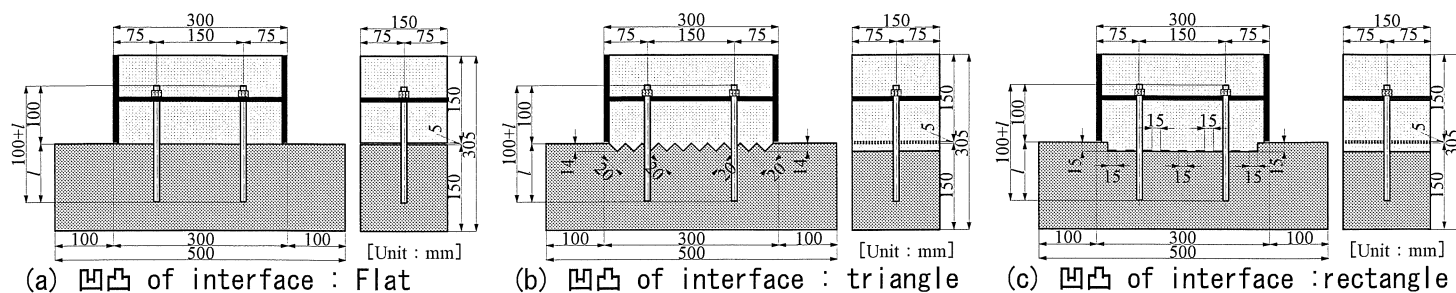


Fig. 2 Detail of interface of placing joint

に、せん断滑りに露出した粗骨材のかみ合わせによるせん断抵抗力が存在しないモルタルを使用した。

## 2. 実験方法

### 2.1 試験体

本実験では、前報<sup>3)</sup>と同様のFig. 1に示す150×282mmの接合面積を有するせん断試験体（上部：補強部、下部：既存部）を使用し、Table 1に示すアンカー筋の埋込み深さ（ $l=5d, 7.5d, 10d$ および $15d$ の4種類、ここに $d$ ：アンカー筋の公称径）、Fig. 2に示す既存部接合面の凹凸形状（フラット面（幅282mm）、三角面（三角形1個の深さ×幅：14×28mm、三角形の設置個数：10個）および四角面（四角形全体の深さ×幅：15×255mm（ただし、255mmの区間は、Fig. 2(c)のように15mmの幅で目荒らし有り・無しが交互に施してある）の3種類）を実験要因として取り上げた。なお、既存部および補強部モルタルの水セメント比（W/C）は、実情を踏まえてそれぞれ90および40とした。また、既存部は、主筋を4D13、せん断補強筋をD6@50（ただし、アンカー筋埋込み部はD6@100）で配筋し、補強部は、別報<sup>2)</sup>で示した実大のモデル試験体と同様に、接合面に作用するせん断力分布が極力一様となるように、モデル内蔵鋼板として載荷板に接触する補強部の両端面を鋼材で補強したフランジ付き鋼板（寸法300×150mmのH形鋼）を使用して、主筋を4D10、補助筋をφ6@50で配筋するとともに、アンカー筋は、ボルト締めにより鋼板に固定した（Fig. 1参照）。

### 2.2 試験体の作製および養生方法

試験体の作製に際しては、目標フロー値を200±10に設定し、普通ポルトランセメントおよび天竜川産の川砂（最大寸法：2.5mm、絶乾密度：2.61g/cm<sup>3</sup>、表乾密度：2.65g/cm<sup>3</sup>）を使用して調合を決定した。本実験で用いたモルタルの標準調合表をTable 2に示す。既存・補強接合部モデル試験体は、まず既存部モルタルの打設を行った後に材齢3日で既存部の脱型を行い、材齢5日で補強部モルタルの打設を行った。モルタルの打設は、いずれの打設も2層に分けて行き、棒状バイブレータを使用して締固めを十分に行った後、実験実施まで実験室内でシート養生を行った。なお、使用モルタルの力学的性質を調べるために、モルタル打設時にφ10×20cmの供試体を作製し、材齢28日（標準水中養生）、並びに実験の直前および直後の時点（封緘養生）で圧縮および引張強度試

Table 2 Mix proportion of mortar

W/C (%)	S/C	Unig weight (kg/m <sup>3</sup> )			Target flow
		Cement (C)	Water (W)	Sand (S)	
40	1.25	835	334	1,044	200±10
90	4.50	339	305	1,527	

Table 3 Test results of used materials  
(a) Mortar of W/C=40%

Age (days)	Curing method	Dencity (g/cm <sup>3</sup> )	Strength (MPa)		Young's modulus (GPa)
			Tension	Com-pression	
28	Water	2.23	4.19	63.0	—
63	Seal up	2.20	3.10	59.9	26.1
77	Seal up	2.19	3.08	63.1	28.1

[Notes] Age=63 and 77 days : Ages of before and after experiments, respectively.

(b) Mortar of W/C=90%

Age (days)	Curing method	Dencity (g/cm <sup>3</sup> )	Strength (MPa)		Young's modulus (GPa)
			Tension	Com-pression	
28	Water	2.19	2.64	20.8	—
68	Seal up	2.13	2.61	22.7	18.0
82	Seal up	2.13	2.23	23.0	18.1

[Notes] Age=68 and 82 days : Ages of before and after experiments, respectively.

(c) Steel bars

Kind of steel bar	Nominal name	Yeild point (MPa)	Tensile strength (MPa)	Young's modulus (GPa)	Tensile strain (%)
Sub-steel	φ 6	288	422	173	21.8
Stirrup	D6	362	491	186	22.0
Anchor	D10	362	500	196	22.4
Main bar	D13	370	516	197	19.9

験を行った。本実験で用いたモルタルおよび鉄筋に関する材料試験結果を一覧表にしてTable 3に示す。

### 2.3 加力および測定方法

本実験では、前報<sup>3)</sup>と同様の純せん断加力装置を使用し、せん断滑り開始時点が正確に確認できる程度のスピードで単調漸増せん断載荷を行った。また、Fig. 3に示すように、接合面に垂直な方向の軸力および補強部の回転を極力生じさせないために、補強部左右の両端面と載荷板との間にリニアフラットローラを挿入して密着させるとともに、既存部と補強部との接合境界面の前後・左

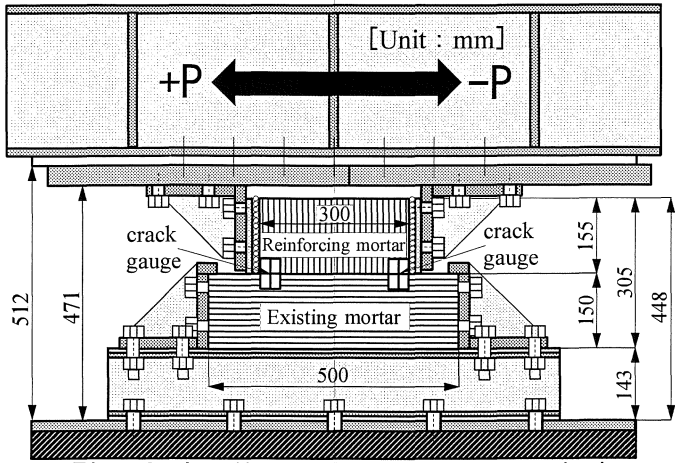


Fig. 3 Loading and measurement method

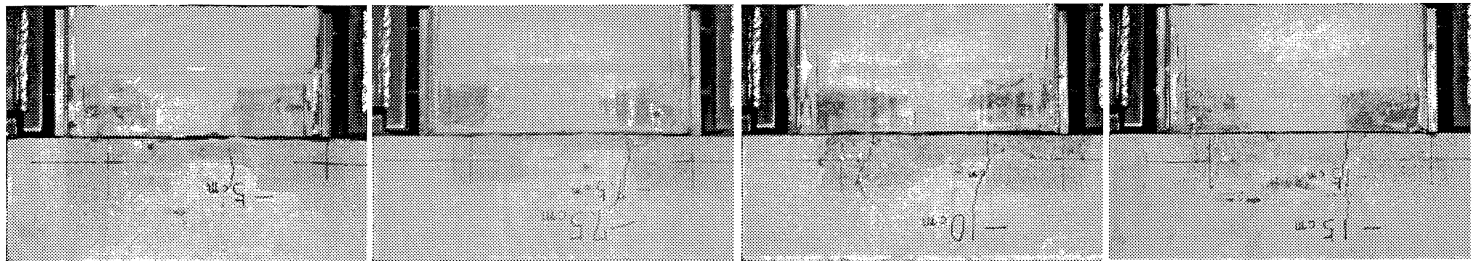
右の4箇所に2軸型亀裂変位計をセットして、せん断荷重-滑り量関係および浮き上がり量-滑り量関係の測定、並びに载荷中に生じたひび割れの発生・進展状況および接合面凹凸部の破壊状況の観察を肉眼で行った。

### 3. 実験結果とその考察

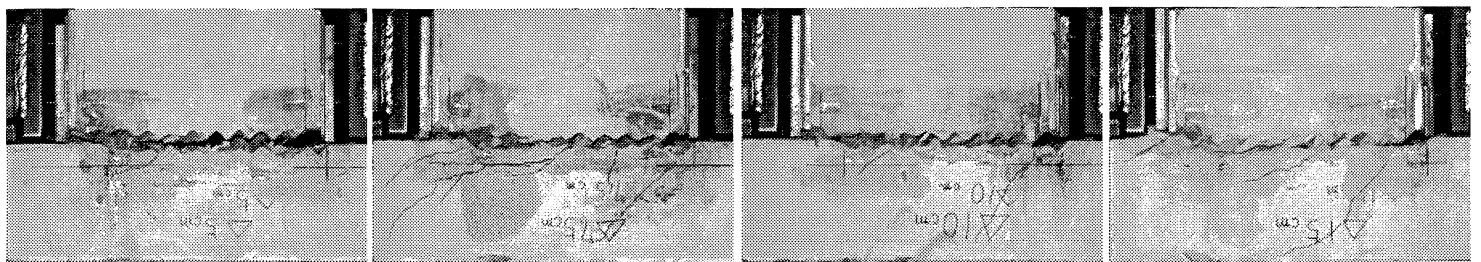
#### 3.1 破壊状況

Photo. 1~Photo. 3は、既存部接合面の凹凸形状を変化させた3種類の試験体の実験終了後に撮影した破壊状

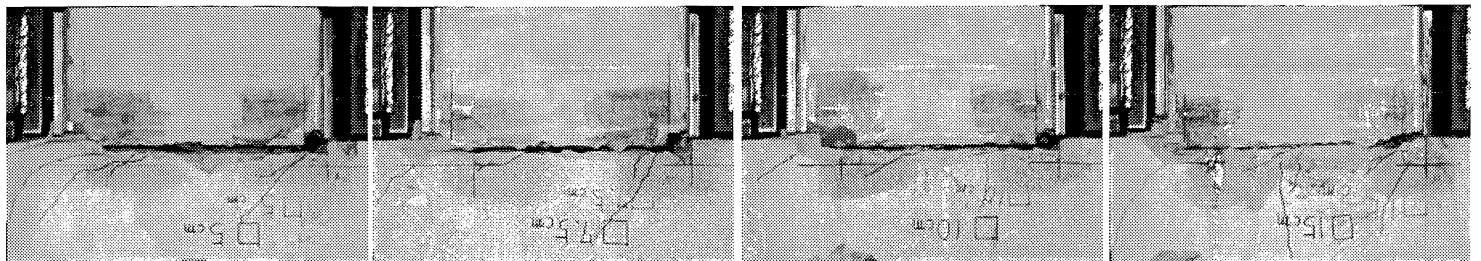
況をアンカー筋の埋込み深さ別に示したものである。これらの写真によれば、既存部接合面がフラット面の試験体 (Photo. 1参照) では、せん断滑り開始後のせん断抵抗要素がアンカー筋のダボ抵抗のみであるため、試験体の破壊は、アンカー筋のせん断破壊またはモルタル強度の小さい既存部モルタルの支圧破壊によって決ったものと考えられるが、既存部接合面の凹凸が三角面の試験体 (Photo. 2参照) では、せん断滑り開始後のせん断抵抗要素はアンカー筋のダボ抵抗の他にせん断滑り面の凹凸によるかみ合わせ抵抗が加わるため、このかみ合わせ抵抗により補強部が浮き上がりながら、最終的には強度の小さい既存モルタル三角形部のせん断破壊によって接合部が破壊しているのが認められる。これに対して、既存部接合面の凹凸が四角面の試験体 (Photo. 3参照) では、補強凸部のモルタル強度が既存部モルタルと比較して大きいいため、接合部の破壊は、既存モルタル凹端部 (図 (a)~(d)の左端凹部参照) の支圧破壊によって耐力が決定された様子が読み取れる。なお、補強部の浮き上がりアンカー筋の埋込み深さとの関係については、Fig. 4に示すように、既存部接合面に三角および四角の凹凸を設けた試験体では、アンカー筋の埋込みが浅く、定着が十分でない試験体ほどアンカー筋の抜け出しによる補強部の浮き上がりが大きくなっているが、既存部接合面が



(a) F-D050 specimen (b) F-D075 specimen (c) F-D100 specimen (d) F-D150 specimen  
Photo. 1 Final state of interface of placing joint (凹凸 of interface : Flat specimen)



(a) T-D050 specimen (b) T-D075 specimen (c) T-D100 specimen (d) T-D150 specimen  
Photo. 2 Final state of interface of placing joint (凹凸 of interface : triangle specimen)



(a) S-D050 specimen (b) S-D075 specimen (c) S-D100 specimen (d) S-D150 specimen  
Photo. 3 Final state of interface of placing joint (凹凸 of interface : rectangle specimen)

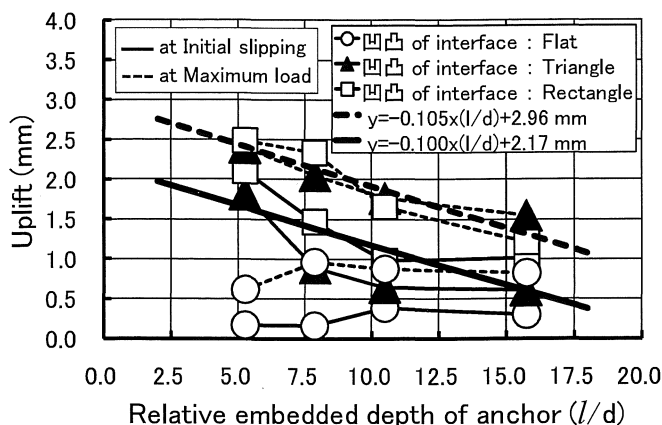


Fig. 4 Relationship between uplift and relative embedded depth of anchor ( $l/d$ )

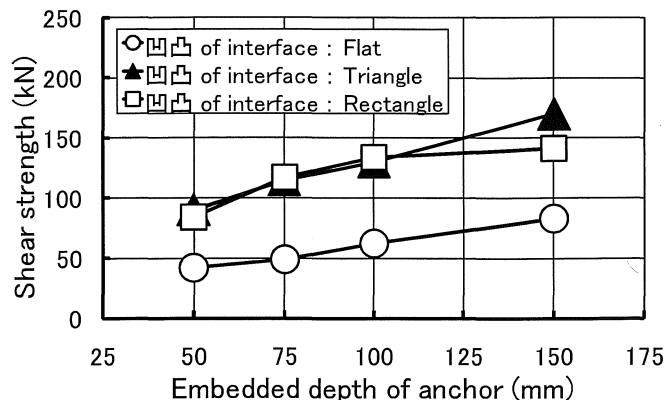
Table 4 Test results of placing joint by outside seismic reinforcement

Specimen No.	Experiment		Calculation			
	$Q_i$ (kN)	$Q_s$ (kN)	$Q_{ic}$ (kN)	$Q_{ic}/Q_i$	$Q_{dc}$ (kN)	$Q_{dc}/Q_s$
F-D050	18.3	42.0	102.4	5.58	27.5	0.65
F-D075	25.5	49.0	102.4	4.01	36.2	0.74
F-D100	50.2	62.0	102.4	2.04	36.2	0.58
F-D150	43.9	83.0	102.4	2.33	36.2	0.44
T-D050	84.0	90.0	102.4	1.22	27.5	0.31
T-D075	73.1	115.0	102.4	1.40	36.2	0.31
T-D100	119.8	130.0	102.4	0.85	36.2	0.28
T-D150	115.0	170.0	102.4	0.89	36.2	0.21
S-D050	71.5	84.0	102.4	1.43	27.5	0.33
S-D075	111.4	117.0	102.4	0.92	36.2	0.31
S-D100	123.4	134.0	102.4	0.83	36.2	0.27
S-D150	130.0	141.0	102.4	0.79	36.2	0.26

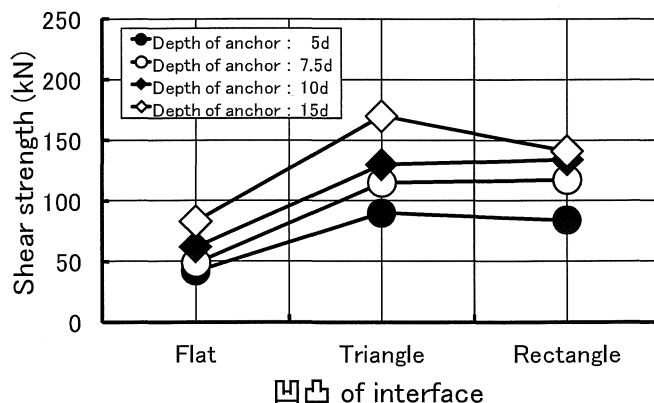
フラット面の試験体では、アンカー筋の埋込み深さに関わらず補強部の浮き上がりが著しく小さくなっているのわかる。

### 3.2 各種せん断耐力

Table 4は、本実験によって得られた既存・補強接合部モデル試験体のせん断滑り開始確認時のせん断荷重 ( $Q_i$ ) および最大せん断荷重 ( $Q_s$ ) に関する実験結果を一覧表にして示したものである。なお、表中には、円柱供試体の割裂引張強度から算定した固着耐力<sup>2)</sup> ( $Q_{ic}$ ) とアンカー筋のせん断耐力を「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修指針<sup>5)</sup>」に従って算定したせん断設計耐力 ( $Q_{dc}$ ) に関する計算結果も併示してある。この表によれば、接合面凹凸が三角面および四角面のTおよびSシリーズ試験体では、固着耐力の実験結果と計算結果は比較的良好に一致しているが、接合面がフラット面のFシリーズ試験体の固着耐力は、実験結果に比べて計算結果が著しく大きな値となっている。これは、Fシリーズ試験体の固着耐力が既存部または補強部モルタルの割裂引張強度に関連する微視的引張破壊で決定されたのではなく、接合面でのせん断滑りの開始によって決定されたためと



(a) Effect of embedded depth of anchor



(b) Effect of interface shape

Fig. 5 Effect of some factors on shear strength of placing joint

思われる。また、既存・補強接合部の最大せん断耐力は、いずれもせん断設計耐力よりもかなり大きな値を示し、かつその差は既存・補強接合面の凹凸およびアンカー筋の埋込みが深くなるに従って増大する傾向にあるが、これは、せん断設計耐力に関する計算結果がアンカー筋のせん断強度およびアンカー筋による既存モルタルの支圧強度から求めた値で、既存・補強接合面凹凸部のかみ合わせによるせん断抵抗およびアンカー筋の抜け出し効果を考慮していないためである。

Fig. 5(a)および(b)は、それぞれ本実験で得られた最大せん断耐力とアンカー筋の埋込み深さおよび既存・補強接合面の凹凸との関係を示したものである。これらのうち、せん断耐力に及ぼすアンカー筋の埋込み深さの影響を示したFig. 5(a)によれば、最大せん断耐力は、アンカー筋の埋込みが深くなるとともに増大している。これは、アンカー筋の埋込み深さが大きいほどアンカー筋の抜け出しに対する抵抗力が大きいためと思われる。また、接合面凹凸の影響を示したFig. 5(b)によれば、最大せん断耐力は、接合面に凹凸があるか無いかによって相違し、接合面がフラット面の最大せん断耐力は、接合面凹凸部のかみ合わせ抵抗の期待できる接合面凹凸が三角および四角面の最大せん断耐力と比較して著しく小さくなっているが、本実験の範囲では、せん断耐力に及ぼ

す接合面凹凸の形状による影響は明確には認められない。

前述した試験体の破壊形式に従う既存・補強接合部のせん断耐力 ( $Q_{sc}$ ) は、一般的に次の式で与えられる。

$$Q_{sc} = Q_a + Q_c + Q_B \quad [1]$$

ここに、 $Q_a$  : アンカー筋の負担せん断力  
 $Q_c$  : 接合凹凸面の負担せん断力  
 $Q_B$  : 接合端部支圧の負担せん断力

以下では、式[1]中の各負担せん断力に及ぼすアンカー筋の埋込み深さの影響について考察する。

### (1) アンカー筋の負担せん断力 ( $Q_a$ )

Fig. 6(a)は、アンカー筋による既存部モルタルの支圧破壊によって耐力が決まった場合 (Fシリーズ) の最大せん断耐力 ( $Q_a = Q_{sc}$ ) とアンカー筋の埋込み深さ ( $l$ ) との関係を示したものである。なお、図の縦軸および横軸は、それぞれ  $s_a e \sqrt{E_c \cdot \sigma_B}$  (ここに、 $s_a e$  : アンカー筋の断面積、 $E_c \cdot \sigma_B$  : 既存モルタルのヤング係数×圧縮強度) およびアンカー筋の公称径 ( $d$ ) で除して無次元化してある。この図によれば、アンカー筋の負担せん断力 ( $Q_a$ ) は、アンカー筋の引き抜け抵抗によりアンカー筋の埋込みが深くなるに従って増大しており、その傾向は図中の実験式および下式により良く説明できることがわかる。

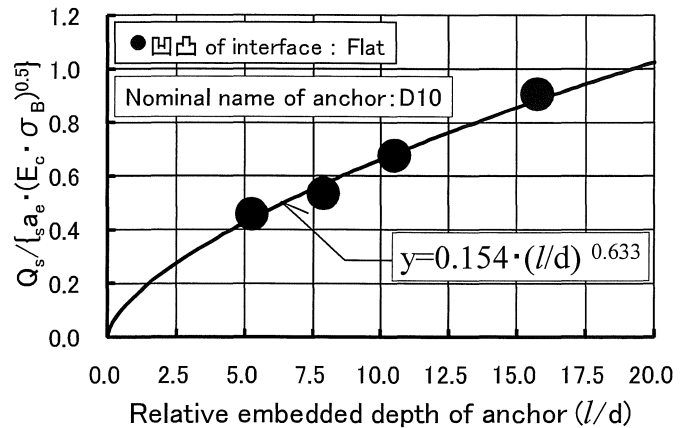
$$Q_a = 0.154 (l/d)^{0.633} \cdot s_a e \sqrt{E_c \cdot \sigma_B} \quad [2]$$

なお、アンカー筋の負担せん断力については、千葉らがシアコネクタとして頭付きスタットジベルを用いた場合に対して類似の式を提案している<sup>6)</sup>が、本実験のアンカー筋の埋込み深さ比 ( $l/d$ ) の範囲における式[2]による計算結果は、千葉らの提案式による計算結果の0.71~0.86倍の値を示す。これは、千葉らがアンカー筋として引き抜けの小さい頭付きスタットを用いたためである。また、式[2]は、アンカー筋の負担せん断力に及ぼすアンカー筋の断面積と接合部面積との関係およびアンカー筋の間隔と埋込み深さとの関係の影響を考慮していないため、この点については、今後検討する必要がある。

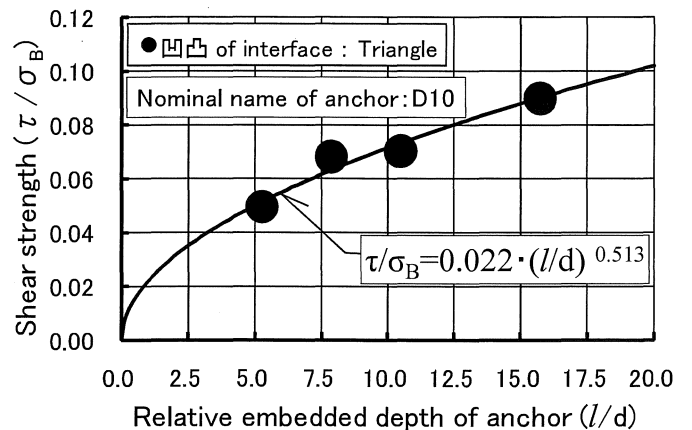
### (2) 接合凹凸面の負担せん断力 ( $Q_c$ )

Fig. 6(b)は、既存モルタル三角形部のせん断破壊で耐力が決まった場合 (Tシリーズ) の最大せん断耐力 ( $Q_s$ ) から上記(1)の式[2]で表されるアンカー筋の負担せん断力 ( $Q_a$ ) を差し引いた接合凹凸面の負担せん断力 ( $Q_c$ ) を接合面積 ( $A_s = 42,000 \text{ mm}^2$ ) で除して算定したせん断強度比 ( $\tau / \sigma_B$ 、ここに  $\sigma_B$  : 既存モルタルの圧縮強度) とアンカー筋の埋込み深さ比 ( $l/d$ ) との関係を示したものである。この図によれば、アンカー筋の引き抜けによって補強部が浮き上がると既存三角形部のせん断破壊面積が減少するため、接合凹凸面の負担せん断力 ( $Q_c$ ) は、図中の実験式および下式の傾向に従って、アンカー筋の埋込みが浅くなるとともに低下する傾向を示している。

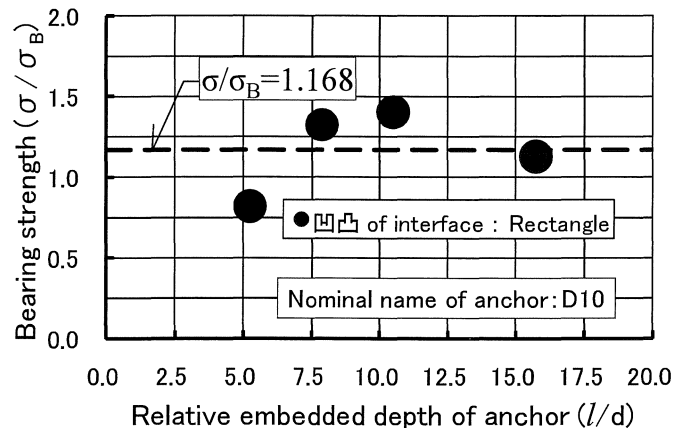
$$Q_c = A_s \cdot \{0.022 (l/d)^{0.513} \cdot \sigma_B\} \quad [3]$$



(a) Shear carrying capacity determined by bearing strength of mortar around anchor bar



(b) Shear carrying capacity determined by shear strength of 凹凸 area of interface



(c) Shear carrying capacity determined by bearing strength of corner mortar in 凹凸 area of interface

Fig. 6 Effect of relative embedded depth of anchor ( $l/d$ ) on shear carrying capacity of placing joint

なお、別報<sup>2), 7)</sup>と同様に、せん断荷重を受ける既存・補強接合部モルタルのせん断破壊がモード I の微視的引張破壊によって決定されるものと仮定すると、補強部の浮き上がりが無視できる場合の Fig. 6(b) の縦軸 (せん断強度比 ( $\tau / \sigma_B$ )) の値は、補強部と比較して強度の小

Table 5 Prediction of shear strength of placing joint by outside seismic reinforcement

Specimen No.	Experimental results			Analytical results				$Q_{sc}/Q_s$
	$Q_s$ (kN)	Slip (mm)	Uplift (mm)	$Q_{sc}$ (kN)	$Q_{ac}$ (kN)	$Q_{cc}$ (kN)	$Q_{Bc}$ (kN)	
F-D050	42.0	0.75	0.62	40.3	40.3	0.0	0.0	0.96
F-D075	49.0	11.00	0.96	52.1	52.1	0.0	0.0	1.06
F-D100	62.0	13.66	0.87	62.5	62.5	0.0	0.0	1.01
F-D150	83.0	21.90	0.82	80.8	80.8	0.0	0.0	0.97
T-D050	90.0	0.79	2.40	90.0	40.3	49.7	0.0	1.00
T-D075	115.0	1.44	2.05	113.2	52.1	61.1	0.0	0.98
T-D100	130.0	1.10	1.76	133.4	62.5	70.9	0.0	1.03
T-D150	170.0	1.08	1.54	168.1	80.8	87.3	0.0	0.99
S-D050	84.0	0.75	2.49	100.3	40.3	0.0	60.0	1.19
S-D075	117.0	0.67	2.33	112.1	52.1	0.0	60.0	0.96
S-D100	134.0	0.68	1.65	122.5	62.5	0.0	60.0	0.91
S-D150	141.0	0.85	1.21	140.8	80.8	0.0	60.0	1.00

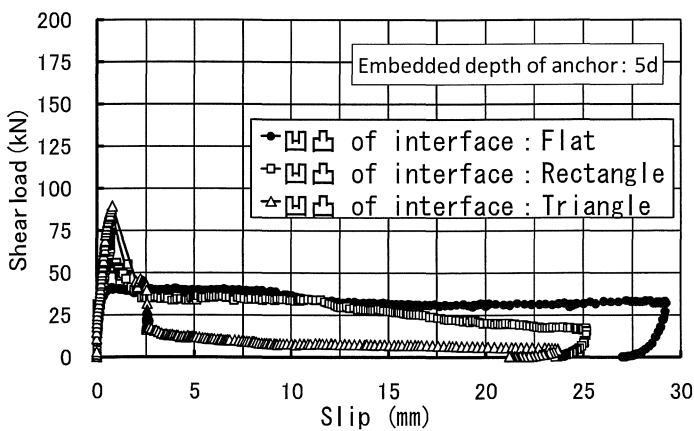
さい既存部モルタルの[引張強度 ( $\sigma_t=2.42MPa$ )/圧縮強度 ( $\sigma_c=22.9MPa$ )] $=0.106$ となるが、Fig. 6(b)によれば、アンカー筋の埋込み深さ ( $l$ ) が150mm (アンカー筋の埋込み深さ比 ( $l/d=15$ ) 程度まで深くなって最大せん断耐力時の補強部浮き上がりが比較的小さく (前掲のFig. 4 および後掲のTable 5参照) となると、微視的引張破壊と仮定して求めた計算値に近い値を示している。

(3) 接合端部の支圧による負担せん断力 ( $Q_B$ )

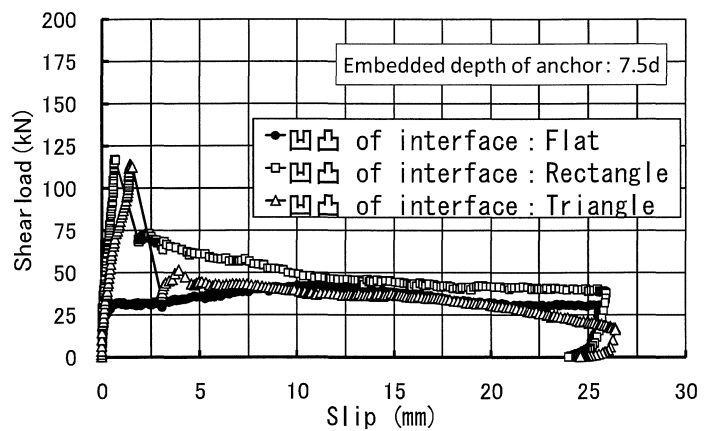
Fig. 6(c)は、接合凹凸面の既存モルタル凹端部の局所的な支圧破壊によって耐力が決まった場合 (Sシリーズ) の最大せん断耐力 ( $Q_s$ ) から上記(1)の式[2]で表されるアンカー筋の負担せん断力 ( $Q_a$ ) を差し引いた接合凹凸面の既存モルタル凹端部の支圧耐力 ( $Q_B$ ) を支圧面積 ( $A_B=2,250mm^2$ ) で除して算定した支圧強度比 ( $\sigma/\sigma_B$ , ここに  $\sigma_B$ : 既存モルタルの圧縮強度) とアンカー筋の埋込み深さ比 ( $l/d$ ) との関係を示したものである。この図によれば、接合凹凸面の既存モルタル凹端部の支圧耐力 ( $Q_B$ ) は、前述のアンカー筋の負担せん断力 ( $Q_a$ ) および接合凹凸面の負担せん断力 ( $Q_c$ ) で観察されたアンカー筋の埋込み深さとの関係は明確には認められず、図中の実験式および下式で表されるように、既存モルタルの圧縮強度から算定されるせん断耐力の約1.2倍のほぼ一定値を示している。

$$Q_B = A_B \cdot 1.168 \cdot \sigma_B \quad [4]$$

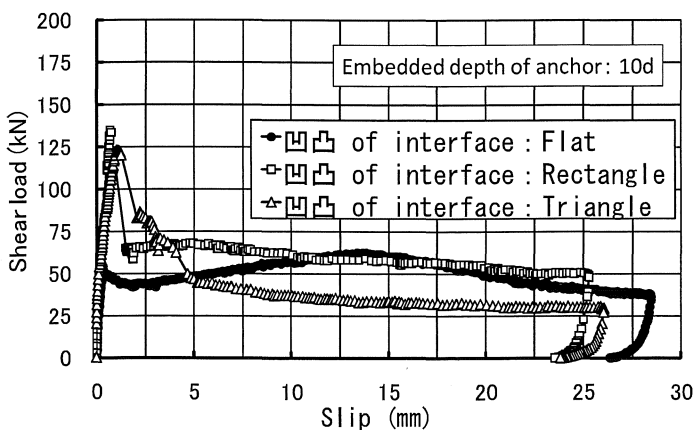
なお、Fig. 6(c)中の実験式および式[4]によれば、接合端部の支圧による負担せん断力は、全面加力時の圧縮強度から算定した耐力に近い値ではあるが、全面加力時の圧縮強度から算定した耐力に比べて20%程度大きくなっている。この理由としては、全面加力時の圧縮強度に比べて支圧強度の方が大きい<sup>8),9)</sup>ことが挙げられる。



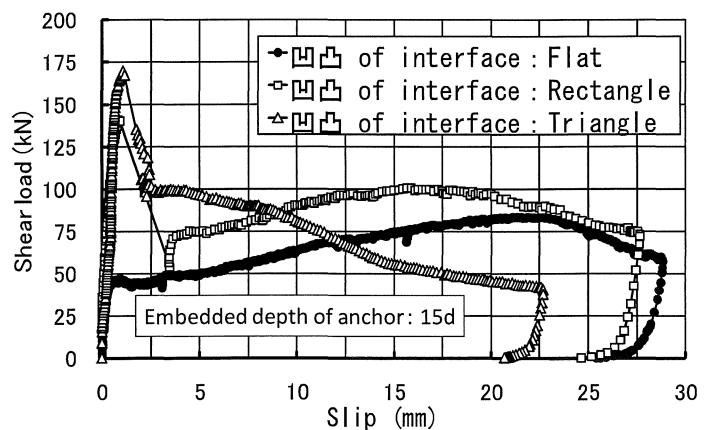
(a) Embedded depth of anchor=5d



(b) Embedded depth of anchor=7.5d



(c) Embedded depth of anchor=10d



(d) Embedded depth of anchor=15d

Fig. 7 Effect of 凹凸 of interface on load-slip relationship

Table 5は、最大せん断耐力に関する実験結果 ( $Q_s$ ) と式[1]による計算結果 ( $Q_{sc}$ ) との比較を一覧表にして示したものである。なお、表中には、最大せん断耐力時の既存・補強接合部の滑り量および浮き上がり量に関する実験結果、並びに式[2]~[4]によるアンカー筋の負担せん断力 ( $Q_a$ )、接合凹凸面の負担せん断力 ( $Q_c$ ) および接合端部の支圧による負担せん断力 ( $Q_B$ ) に関する計算結果も併示してある。この表によれば、計算結果と実験結果との比 ( $Q_{sc}/Q_s$ ) は、0.91~1.19の範囲にあり、既存・補強接合部のせん断耐力に及ぼすアンカー筋の埋込み深さおよび接合面の凹凸形状の影響は、式[1]~[4]を用いることによって比較的良く説明できるといえる。

### 3.3 変形特性

Fig. 7(a)~(d)は、本実験によって得られたせん断荷重-滑り量関係に及ぼす接合面の凹凸形状の影響をアンカー筋の埋込み深さ別に示したものである。これらの図によれば、接合凹凸面がフラット面で接合面の凹凸による機械的なかみ合わせ効果が期待できないFシリーズ試験体では、アンカー筋の埋込み深さに関わらず大変形領域を含めて極めて延性的なせん断荷重-滑り量関係を示しているのがわかる。特に、アンカー筋の埋込みが深くなるとアンカー筋の抜け出し抵抗の増大により大変形領域における耐荷性能が向上している様子が認められる。これは、接合面に凹凸が無い場合、固着が切れた後のせん断抵抗要素が延性的なせん断抵抗性能を示すアンカー筋のダボ抵抗のみであることによるものと考えられる。これに対して、接合凹凸面が三角面および四角面のTおよびSシリーズ試験体では、接合凹凸面のせん断抵抗によりせん断耐力は著しく増大するが、最大耐力直後のせん断荷重-滑り量関係は、全体的に階段状の極めて脆性的な挙動を示しているのが観察される。これは、これらの試験体では、固着が切れた後に接合凹凸面において機械的なかみ合わせ抵抗が発揮されるため、せん断耐力は増大するが、その後、接合凹凸部の局所的な破壊とその後の応力再分配の過程が断続的に繰り返されることによるものと考えられる。また、この応力再分配に伴う耐荷性能の向上は、アンカー筋の埋込みが深いほど著しくなる傾向を示していることがわかる。なお、接合凹凸部の破壊によって耐力が急激に低下した後は、接合凹凸面がフラットなFシリーズと同様に、アンカー筋のダボ抵抗により延性的なせん断滑り特性を示している。

### 4. 結論

本研究では、せん断外力を受ける外側耐震補強接合部のせん断挙動とせん断抵抗要素との関係について一連の実験的検討を行った。本研究によって得られた結果は、およそ次のようにまとめられる。

(1) 接合凹凸面が三角面および四角面の場合には、接合面凹凸による機械的なかみ合わせ効果によって、せん断外力を受ける既存・補強接合部の浮き上がり

量は、アンカー筋の埋込みが浅くなるに従って増大するが、接合凹凸面がフラット面の場合には、アンカー筋の埋込み深さと明確な相関を示さない。

- (2) 既存・補強接合部のせん断耐力に及ぼすアンカー筋の埋込み深さおよび接合凹凸面の形状の影響は、アンカー筋の埋込み深さ比 ( $l/d$ ) の関数とした式[1]~[4]を用いることで比較的良く説明できる。
- (3) 接合凹凸面がフラット面の試験体は、全体的に延性的な荷重-滑り量関係を示すが、接合凹凸面が三角面および四角面の試験体は、接合凹凸面のせん断抵抗により耐力が著しく増大し、接合凹凸部の破壊で耐力が低下した後は、アンカー筋のダボ抵抗により延性的なせん断滑り挙動を示す。

### 謝辞：

本実験の実施および実験結果に関するデータ整理に際して、多大なるご助力を得た愛知工業大学山田研究室所属卒業生の安藤智晃君、武田直樹君、富野裕之君、中村哲也君および八鳥秀徳君に対して謝意を表します。

また、本実験は、愛知工業大学の附属施設である耐震実験センターで実施したことを付記し、実験準備および加力装置の準備に際して、多大なるご助力を得た耐震実験センター技術員の鈴木博氏に対して謝意を表します。

### 参考文献：

- 1) 矢作建設工業(株)：ピタコラム工法 設計・施工マニュアル、2006年改訂版
- 2) 榎本将弘ほか：あと施工アンカーによる接合面の固着強度に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文集、Vol. 28、No. 2、pp. 1111-1116 (2006)
- 3) 山田和夫ほか：外側耐震補強コンクリート接合部のせん断滑り特性に関する実験的研究、セメント・コンクリート論文集、No. 63、pp. 332-339 (2009)
- 4) 谷川恭雄、山田和夫：コンクリートの圧縮強度の寸法効果について、日本建築学会論文報告集、第262号、p. 13-21 (1977)
- 5) 日本建築防災協会：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、2001年改訂版、pp. 38-41 (2005)
- 6) 千葉脩ほか：戸田式剛性地下壁工法 (T0-SCW) の開発 (その1)、戸田建設技術研究報告、第26号、pp. 27-34 (2000)
- 7) 山田和夫ほか：鉛直力を受けるコンクリートのせん断滑り特性に関する基礎的研究、第62回セメント技術大会講演要旨、pp. 68-69 (2008)
- 8) 六車熙、岡本伸：局部荷重を受けるコンクリートの支圧強度に関する研究、プレストレストコンクリート、第5巻、第5号、pp. 22-29 (1963)
- 9) 山田和夫ほか：鋼管で補強されたコンクリートの支圧特性に関する基礎的研究、コンクリート工学年次論文集、Vol. 31、No. 1、pp. 469-474 (2009)

# FUNDAMENTAL STUDY ON SHEAR RESISTANT COMPONENTS OF PLACING JOINT BY OUTSIDE SEISMIC REINFORCEMENT

Kazuo YAMADA<sup>\*1</sup>, Shigeki SEKO<sup>\*1</sup>, Toshikatsu SEKI<sup>\*2</sup> and Takashi KAMIYA<sup>\*3</sup>

- \*1 AICHI INSTITUTE OF TECHNOLOGY, Department of Architecture, Faculty of Engineering  
(1247, Yagusa, Yachigusa-cho, Toyota-shi, Aichi 470-0392, Japan)
- \*2 AICHI INSTITUTE OF TECHNOLOGY, Graduate School of Engineering  
(1247, Yagusa, Yachigusa-cho, Toyota-shi, Aichi 470-0392, Japan)
- \*3 YAHAGI CONSTRUCTION CO., LTD., Technical Research Laboratory of Seismic Technology  
(1533-74, Ibaragabasama, Kumabari, Ngakute-cho, Aichi-gun, Aichi 480-1101, Japan)

**ABSTRACT:** In this study, the effects of the embedded depth of anchor and the uneven interface on the relationship between the shear strength and the shear resistant components were investigated as the fundamental research for the purpose of the clarification of shear carrying performance of the placing joint by outside seismic reinforcement. In this experiment, four embedded depths of anchor (the depths are 5d, 7.5d, 10d and 15d, provided that the mark of d was the nominal diameter of anchor) and three uneven interfaces (the flat face (the width: 282 mm), the triangle face (the depth×width: 14×28 mm and the setting number: 10 pieces) and the rectangle face (the depth×width: 15×255 mm)) were selected as shown in Table 1. The specimen, the loading method and measurement method as shown in Figs. 1 and 3 were used in this experiment. The results obtained by the experiments can be summarized as follows:

- 1) The uplift of the placing joint with the uneven interface increases with decreasing the embedded depth of anchor, but that of the placing joint with the flat interface is little affected by the embedded depth of anchor.
- 2) The effect of the embedded depth of anchor and the shape of uneven interface on the shear carrying capacity of the placing joint reinforced by the anchor can be explained by using from Eq.1 to Eq.4.
- 3) The load-slippage relationship of the placing joint with the flat interface indicates the ductile behaviors.

**KEYWORDS:** Outside seismic reinforcement, Placing joint, Shear resistant components, Anchor bar, Interlocking action, Bearing strength