

# 論文 突起付き鋳鉄製プレートと RC 部材の圧着接合部の繰り返しせん断力載荷実験

毎田 悠承<sup>\*1</sup>・木下 澄香<sup>\*2</sup>・坂田 弘安<sup>\*3</sup>・島崎 和司<sup>\*4</sup>

**要旨:** 本論文では突起付き鋳鉄製プレートを用いた RC 部材との圧着接合部を提案し、実験によって摩擦および支圧抵抗を把握した。実験パラメータは突起の高さ、突起の数量、圧着力、および作用せん断力に直交する引張力の有無を組み合わせたものとし、比較のために突起なし鋼板も含めた。実験結果から、突起付き鋳鉄製プレートと RC 部材の圧着接合部の摩擦抵抗を把握した。また、提案した突起付き鋳鉄製プレートと RC 部材との圧着接合部では、摩擦抵抗と、既往の支圧耐力式を準用して評価した支圧抵抗の累加で耐力を評価できることを示した。

**キーワード:** 突起付き鋳鉄製プレート、圧着接合部、摩擦抵抗、支圧抵抗

## 1. 序

鉄筋コンクリート（以下、RC）構造物に鋼製部材を取り付ける需要が近年高まっている。例えば、ダンパーを取り付けた RC 骨組<sup>1)</sup>などや、RC 柱と鉄骨梁で構成される RCS 構造物<sup>2)</sup>などなどが挙げられる。これらの構造物では、ダンパー（または鉄骨部材）と RC 骨組の接合部には鋼製のガセットプレート（以下、G.PL）やふさぎ板が用いられ、RC 骨組に応力を伝達するためにスタッドやあと施工アンカーのダボ作用による接合機構に期待していた。ダボ作用による接合機構ではある程度の接合面のずれ変位を許容せねばならず、想定した応力伝達を行うことができる程度のずれ変位に抑制するためには鉄筋量をかなり多くする必要があり、設計や施工が困難になる問題がある<sup>3)</sup>。そこで、突起付き鋳鉄製プレートを用いた RC 部材との圧着接合部を提案する。突起付き鋼材を用いた鋼コンクリート境界面における応力伝達機構は考えられている<sup>4)</sup>が、突起の形状や寸法は様々であり、設計法も確立されていない。提案する接合部では突起付き鋳鉄製プレート-RC 部材を PC 鋼棒により圧着接合することにより、摩擦抵抗が切れるまでは接合面にずれをほとんど生じさせないことが可能になる。また、接合面の鋳鉄製プレートには突起を設けることで、摩擦抵抗が切れた後に突起の支圧応力によって応力伝達を行い、余裕度の高い接合部の設計が可能になる。鋳鉄は低い温度での铸造作業が可能であり、複雑形状品を一体で大量製造することができる特長がある。

本研究では、突起付き鋳鉄製プレートを採用した RC 部材との圧着接合部の設計法を確立することを目的とする。その第一段階として、本論文では突起付き鋳鉄製プレートの摩擦抵抗および支圧抵抗の評価方法の検討、それらを組み合わせた耐力評価式を検討する。ただし、鋳鉄は鋼に比べて脆い性質があるため、この欠点を補ったダクタイル鋳鉄（FCD 材）を用いることとし、作用する応力に対して弾性状態で用いることを原則とする。

2. 実験概要

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

試験体諸元を表-1 に、鉄筋およびコンクリートの材料特性を表-2, 3 に、RC 梁試験体詳細を図-1 に、G.PL の詳細を図-2 に示す。グラウト用モルタル（以下、モルタル）の材料特性については、養生不良により径 50mm、高さ 20mm 程度の供試体しか試験できなかったが、本供試体で 87N/mm<sup>2</sup>以上の圧縮強度であることを確認した。FCD400（規格値：引張強さ 400N/mm<sup>2</sup>以上、耐力 250N/mm<sup>2</sup>以上、伸び 18%以上）および SS400（規格値：引張強さ 400~510N/mm<sup>2</sup>、耐力 235N/mm<sup>2</sup>以上、伸び 21%以上）の材料試験は行っていない。試験体は RC 梁と G.PL からなる。梁断面は試設計された RC 建築物<sup>5)</sup>を対象として実大の約 1/2 スケールを想定した。RC 梁には圧着力導入用 PC 鋼棒を通すシース管を設置した。かぶり厚さは 30mm とした。試験体は計 10 体とした。鋳鉄製 G.PL における突起の高さ、突起の数量、圧着力、および作用せん断力に直交する引張力（以下、直交引張力と呼ぶ）の有無をパラメータとし、比較のために突起なしのプレートに鋼材を用いたものを含めた。

### 2.2 接合方法および接合部の設計

#### (1) 接合部概要

接合部詳細を図-3 に示す。まず、電動カッターなど

\*1 千葉大学 大学院工学研究科建築・都市科学専攻建築学コース 助教 博士（工学）（正会員）

\*2 東京工業大学 大学院理工学研究科建築学専攻 修士課程 大学院生

\*3 東京工業大学 大学院理工学研究科建築学専攻 教授 工学博士（正会員）

\*4 神奈川大学 工学部建築学科 教授 博士（工学）（正会員）

表-1 試験体諸元

試験体名		S0-0-5H	F0-0-5H	F3-15-0H	F3-15-5H	F3-15-8H	F3-15-5H+IV	F3-15-5H+hV	F3-8-5H	F6-15-5H	F9-8-5H	
梁	B×D[mm]	275×450										
	主筋	上端	6-D19 (SD345)									
		下端	6-D19 (SD345)									
あばら筋		2-D10@100 (SD295A) $p_w=0.47\%$										
プレートの材種		SS400		FCD400								
突起の数量		無			3個×1列				3個×2列		3個×3列	
突起高さ[mm]		-			15				8		15	8
設計圧着力[kN]		535		20	535	763	535					
直交引張力[kN]		無					210	535	無			
設計荷重計算値[kN]		214		141	355	446	271	141	289	495	439	
実験時導入圧着力[kN]		566	528	28	554	690	561	543	546	551	546	

※試験体名称

1. G.PL 材種：S…鋼，F…鉄 2. 突起：0…無，3…3×1列，6…3×2列，9…3×3列 3. 突起高さ：0…ゼロ，15：15mm，8：8mm  
 4. 圧着力：0…ゼロ (20kN)，5…535kN，8…763kN 5. 載荷方向：H…水平，H+IV…水平+直交引張 210kN，H+hV…水平+直交引張 535kN

表-2 鉄筋の材料特性

	$\sigma_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_s$ ( $\times 10^5$ ) [N/mm <sup>2</sup> ]	伸び [%]
梁主筋 D19 (SD345)	402	577	1.89	22.0
あばら筋 D10 (SD295A)	352	482	1.74	21.9

( $\sigma_y$ ：降伏強度， $\sigma_u$ ：引張強度， $E_s$ ：鉄筋のヤング係数)

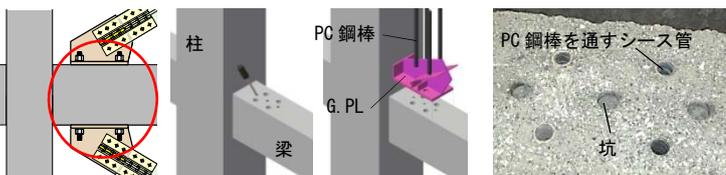


図-3 接合部詳細

写真-1 坑、シース管、目荒らし状況

表-3 コンクリートの材料特性

	$\sigma_b$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_t$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_c$ ( $\times 10^4$ ) [N/mm <sup>2</sup> ]
コンクリート	40.5	3.4	3.06

( $\sigma_b$ ：圧縮強度， $\sigma_t$ ：引張強度， $E_c$ ：コンクリートのヤング係数)

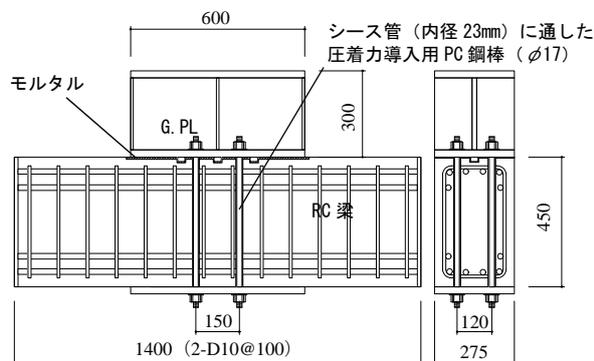


図-1 試験体詳細 (単位[mm])

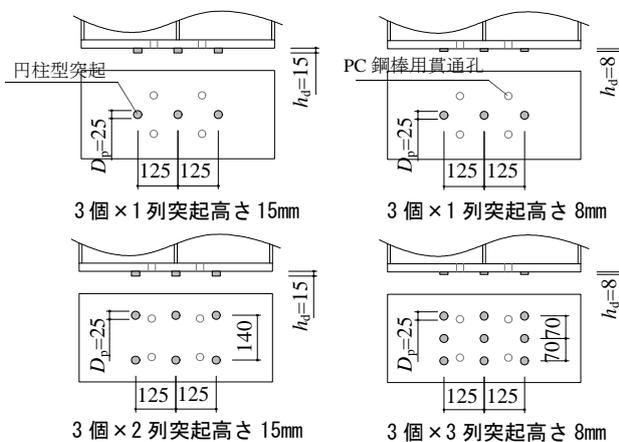


図-2 G. PLの突起部詳細 (単位[mm])

で突起部のかぶりコンクリート部に坑を彫り込む。坑の深さ・径は，突起高さ・径のそれぞれ+5mmとした。プ

レートが接触するコンクリート面には目荒らしを施す(写真-1)。坑に突起を挿入し，RC梁上面とG.PL底面のレベルを合わせてG.PLを設置する。RC梁の目荒らし部側面にモルタル用型枠を設置し，梁とG.PLの隙間にモルタルを流し込む。この時，シース管内にはモルタルが流れ込まないように処理を施している。モルタルが硬化した後，シース管の中央に配置するためのバックアップ材を巻いたPC鋼棒を通し，圧着力を導入する。

接合部の設計概念について以下に述べる。まず，ダンパー耐力を決定する。使用するダンパーを，降伏耐力250kNの座屈拘束ブレース(以下，BRB)<sup>6)</sup>などとしてG.PL接合部を設計する。突起付き鉄製G.PLでは，BRBが降伏するまでを鉄-コンクリート間の摩擦抵抗に期待して，ずれがほとんど生じないものとし，その後の接合部設計用耐力までを，突起の支圧に期待して設計する。想定するBRBの諸元は，心材鋼種LY225，心材塑性化部断面積 $A_p$ ：1111mm<sup>2</sup>，取り付け角度 $\theta=31^\circ$ (スパン6m×階高3.6mの建物想定)である。BRBの実降伏点のばらつき(225+20N/mm<sup>2</sup>)と，塑性化部ひずみ度 $\epsilon_p=2.0\%$ における耐力上昇率1.5倍を乗じた接合部設計用耐力 $N_{y\_BRB\_J}=(225+20)\times 1.5\times 1111=408\text{kN}$ に対して，圧着力および突起を設計する。接合部設計用耐力 $N_{y\_BRB\_J}=(408\text{kN})$ のうち，BRB降伏耐力250kNを摩擦抵抗に，残りの158kNを突起の支圧に期待して設計する。梁に取り付ける場合，接合部にはその力の水平成分が作用すると考え，それぞれ214kN，135kNに耐えうるよう設計する。また，ダンパー接合部(図-3赤丸印位置)では，鉄製G.PLの断面寸法を弾性範囲に保つよう設計するとともに，RC梁の塑性化位置をダンパー接合部から離すヒンジロケ

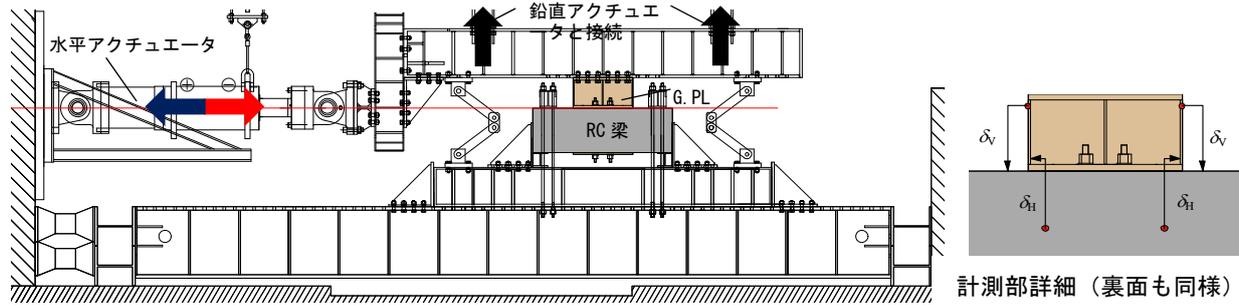


図-4 セットアップおよび計測

ーション<sup>7)</sup>の適用も考える。

(2) 摩擦抵抗分  $Q_{fr}$  (214kN)

a) 水平力のみ载荷の場合

鋳鉄の表面粗さ(最大高さ  $R_{max}$ )は150Sであり、鋼(黒皮)の表面粗さ100~200Sと同等である。鋳鉄-コンクリート間の摩擦係数を、鋼-コンクリート間と同じ  $\mu_{fr}=0.4^8)$ として設計すると、214kNに抵抗するために必要な導入圧着力は535kNとなり、PC- $\phi 17$ (B種: $P_y=212kN$ )を4本用いて導入する。これはPC鋼棒の降伏力  $P_y$  に対して0.63倍の導入圧着力である。導入圧着力を20kN ( $0.02 P_y$ )、763kN ( $0.9 P_y$ )とした試験体も準備した。

b) 水平力+直交引張力の载荷の場合

想定したBRB接合部の鉛直方向に作用する力は  $N_{y, BRB-J}(=408kN) \times \sin 31^\circ = 210kN$ である。直交引張力が作用した場合、摩擦抵抗分が減少すると考えられ、210kNの直交引張力を载荷した試験体(F3-15-5H+IV)を準備した。また、導入圧着力と同じ535kNの直交引張力を作用させた試験体(F3-15-5H+hV)も準備した。

(3) 突起の支圧抵抗分  $Q_p$  (135kN)

突起の支圧抵抗分  $Q_p$ は、文献3)を参考に、式(1)を用いて設計した。

$$Q_p = \alpha \cdot K_1 \cdot A_B \cdot \sqrt{E_c \cdot \sigma_B} \quad (1)$$

ここで、 $K_1$ :へりあき長さによる影響係数(式(2))

$$K_1 = \begin{cases} e/e_e & (e < e_e) \\ 1 & (e_e \leq e) \end{cases} \quad (2)$$

$A_B$ :鋳鉄製G.PLの突起部分が支圧を受ける面積(以下、受圧面積)[ $mm^2$ ](式(3))

$$A_B = \int_R dA_B = \int_{\frac{\pi}{4}}^{\frac{3\pi}{4}} h_d \cdot \frac{D_p}{2} d\theta = \frac{\pi \cdot D_p \cdot h_d}{4} \quad (3)$$

$E_c$ :コンクリートのヤング係数[ $N/mm^2$ ]、 $\sigma_B$ :コンクリート強度[ $N/mm^2$ ]、 $e$ :へりあき、 $e_e$ :有効へりあき、 $\theta$ : $\sigma_B$ のせん断方向に対する角度、 $h_d$ :突起高さ、 $D_p$ :突起の直径、 $\alpha$ (=0.146):影響係数である。

突起詳細を図-2に示す。高さ  $h_d=15mm$ 、直径  $D_p=25mm$ の円柱型の突起を基準試験体として採用した。式(1)を用いて算出される本突起の支圧耐力は1個あたり46.9kNとなる。したがって、135kNに抵抗するために突起の数は3個1列(46.9kN $\times$ 3=141kN)とし、突起ピ

ッチは125mm ( $5D_p$ )を採用した。突起とコンクリートの機械的なかみ合い作用に対応する破壊メカニズムとして、突起の間隔  $c$  および高さ  $h_d$  の関係が  $c/h_d > 0.15$  であると、突起間のコンクリートにせん断破壊が生じてしまう<sup>9)</sup>が、本突起であればこの破壊は生じないと考えられる。また、突起部の角は、鋳型ではピン角に近い状態で成形したが、抜型の際に若干の砂崩が生じ、最大でR1の曲率面が生じている可能性がある。

突起を3個 $\times$ 2列、3個 $\times$ 3列とした試験体も準備した。これらの場合の突起の支圧面積を文献3)をもとに検討し、支圧抵抗の範囲とへりあきへの影響、および平均化した支圧応力のせん断方向成分の分布から、複数列の突起になっても、一つ一つが想定する支圧抵抗を確保できるように設計した。また、高さ  $h_d=8mm$ の突起の試験体も準備した。式(1)を用いて算出される高さ  $h_d=8mm$ の突起1個あたりの支圧耐力は25.0kNである。

### 2.3 载荷・計測

実験セットアップおよび計測を図-4に示す。試験体はPC鋼棒を用いて反力フレームに固定し、治具を介してG.PL-コンクリート面にせん断力を作用させた。BRB取り付けを模擬したF3-15-5H+IV、F3-15-5H+hVでは、PC鋼棒によって加力治具と鉛直アクチュエータを接続し、直交引張力を一定に载荷しながら、水平アクチュエータを押しきすることでBRB接合部の応力状態を模擬した。計測はRC梁とG.PLの相対水平変位  $\delta_h$ 、相対鉛直変位  $\delta_v$ (それぞれ4箇所ずつ)とした。

载荷サイクルは、20kN、それぞれの試験体の設計荷重に対して1/3、2/3、1、1.5、2倍の荷重において正負交番载荷を3サイクルずつ行い、それまでに耐力に達さなければ引き切りの载荷を行った。

## 3. 実験結果

### 3.1 せん断力-ずれ変位関係

各試験体のせん断力  $Q$ -ずれ変位  $\delta_h$  関係を図-5に示す。縦軸にせん断力を、横軸にRC梁とG.PLの相対水平変位(4箇所の平均)を示している。また、実験時に実際にPC鋼棒により導入した圧着力を表-1に示している。圧着力はPC鋼棒に貼り付けた2枚のひずみゲージ

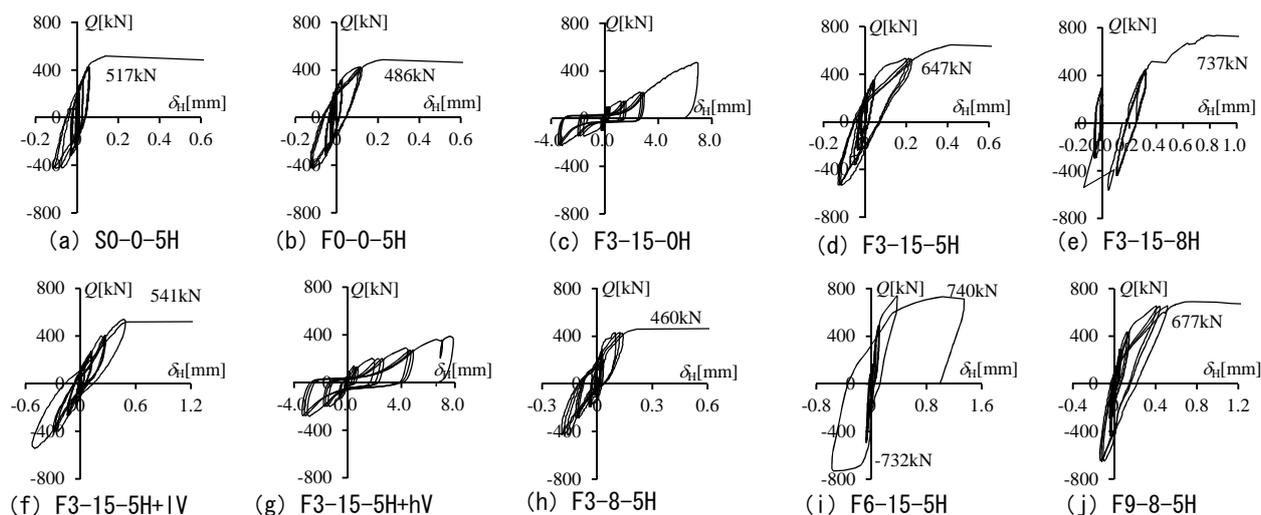


図-5 せん断力-ずれ変位関係

の平均値にヤング係数  $E_{PC}$  ( $=200000\text{N/mm}^2$ ), および断面面積  $A_{PC}$  ( $=227\text{mm}^2$ ) を乗じることによって算出した。

突起なしの鋼板のみとした S0-0-5H (図-5 (a)) では 517kN, 鋳鉄製プレートのみとした F0-0-5H (図-5 (b)) では 486kN で耐力に達し, 急激にずれが生じた。いずれの試験体も摩擦係数  $\mu_f=0.4$  として設計した 214kN の倍以上の荷重であった。摩擦係数の余裕度が大きかったことに加え, プレートとモルタル材の固着も影響していると考えられる。鋳鉄製プレートのみの方がやや荷重が低い理由については, モルタルの施工不良により, G.PL 底面全体にモルタルが固着しておらず固着面積が減少していたこと, 導入圧着力がやや小さかったことが考えられる。

突起付き鋳鉄製プレートでは, 突起が 3 個  $\times$  1 列で, 圧着力が 535kN の F3-15-5H (図-5 (d)) では, 約 0.4mm のずれ時に耐力 647kN に達した。突起なしの F0-0-5H に比べて 161kN の耐力上昇である。F0-0-5H では耐力に固着抵抗も影響していると考えられるため, 突起 3 個  $\times$  1 列の付加による寄与分 ( $46.9\text{kN} \times 3 \text{ 個} = 140.7\text{kN}$ ) は式 (1) では過小評価であることが分かる。突起 3 個  $\times$  1 列で圧着力を 20kN とした F3-15-0H (図-5 (c)) では, ずれ変位が, PC 鋼棒とシース管とのクリア分を超えていることから, PC 鋼棒がシース管に接触して抵抗していると判断して荷重を終了した。圧着力を 763kN とした F3-15-8H (図-5 (e)) ではアクチュエータの誤作動により, 設計荷重の 2/3 のサイクル終了後に, 負側の -564kN まで強制変位を与えてしまったが, 破壊しなかったため, 荷重を続けた。耐力に向かう途中で G.PL と加力治具のボルト接合部ですべりが生じたため, 衝撃でずれが急激に伸びた点もあるが, 耐力は 737kN であった。F3-15-5H に対して, 210kN の直交引張力を与えた F3-15-5H+IV (図-5 (f)) では, 541kN で耐力に達した。F3-15-5H と比較して 106kN の耐力低下であった。直交引張力荷後の PC 鋼棒の引張応力は 4kN 上昇, 梁中央部上端主筋も  $80\mu$  程度のひず

み度が生じただけで, 大きな変化は確認されなかった。F3-15-5H に対して, 535kN の直交引張力を与えた F3-15-5H+hV (図-5 (g)) では, 突起 3 個  $\times$  1 列で圧着力を 20kN とした F3-15-0H と同様に, 圧着力導入用 PC 鋼棒が RC 梁に通したシース管に接触するまで耐力上昇を続けたため荷重を終了した。F3-15-0H と比較して, 同じ荷重に対してのずれ変位は大きい。PC 鋼棒の引張応力は, 直交引張力荷前には 543kN であったが, 直交引張力荷後には 566kN まで上昇するとともに, 梁中央部上端主筋で約  $1000\mu$  のひずみ度が生じ, G.PL も 0.7mm (RC 梁と G.PL4 隅の平均相対鉛直変位) 浮き上がっていた。突起 3 個  $\times$  1 列で高さ 8mm とした F3-8-5H (図-5 (h)) では, 耐力 460kN であった。突起なしの F0-0-5H に比べてやや低くなっているが, この理由として F0-0-5H は固着抵抗によって耐力が決まっているためである。突起を 3 個  $\times$  2 列とした F6-15-5H (図-5 (i)) では耐力 740kN, 突起を 3 個  $\times$  3 列, 高さ 8mm とした F9-8-5H (図-5 (j)) では耐力 677kN であった。突起なしの F0-0-5H に比べてそれぞれ 254kN, 191kN の耐力上昇であるが, F0-0-5H では, 耐力が固着抵抗によって決まっているため, 式 (1) による評価値 ( $46.9\text{kN} \times 6 \text{ 個} = 281.4\text{kN}$ ,  $25.0\text{kN} \times 9 \text{ 個} = 225\text{kN}$ ) では過小評価になっていると考えられる。

### 3.2 破壊状況

実験後の G.PL-RC 接合面の状況を写真-2 に示す。前述した通り, F0-0-5H ではモルタルの固着形跡が見られない部分がある。突起部の破壊状況に着目すると, F3-15-5H+IV では, 突起中心部から 25mm 程度までモルタルが大きくひずんでいることが確認された。F3-8-5H では, 突起部以外の G.PL 底面においてモルタルの固着形跡が見られない部分があるが, 突起部およびその周辺にはモルタルが固着できており, 支圧破壊の領域は突起中心部から 30mm 程度まで及んでいた。突起数を 3 個  $\times$  2 列とした F6-15-5H, および 3 個  $\times$  3 列で突起高さ 8mm

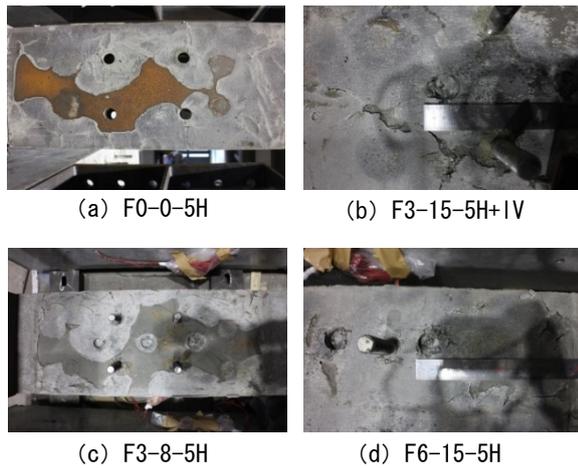


写真-2 G.PL-RC 接合面の状況

とした F9-8-5H では、突起中心部から 25mm 程度までモルタルが損傷している箇所もあるが、あまり損傷していない突起箇所も見られた。

#### 4. 耐力評価式

##### 4.1 鋳鉄（または鋼）-コンクリート間の固着抵抗

本実験において、突起なしの S0-0-5H, F0-0-5H のせん断耐力は固着抵抗で決定され、摩擦抵抗は固着破壊後に発揮すると考える。実験において、ずれ変位が生じ、せん断耐力が減少した時点の固着破壊（この時点の荷重を固着耐力  $Q_{k\_test}$ ）とし、固着破壊後に保持していた残留せん断耐力を摩擦抵抗分  $Q_{fr\_test}$  と定義した。S0-0-5H では  $Q_{k\_test}=517\text{kN}$ , F0-0-5H では  $Q_{k\_test}=486\text{kN}$  であった。山田らはコンクリート接合面に純せん断応力が作用している場合、固着抵抗分  $Q_k$  は、固着強度  $\sigma_k$  に接合面の面積を乗じることで表せるとしている<sup>10)</sup>。一方、田才らは均一な目粗し面としたコンクリート接合面のせん断耐力における固着抵抗分  $Q_k$  は、コンクリート強度よりも表面粗さの影響が大きいとし、表面粗さのみを変数とした固着耐力式を提案している<sup>11)</sup>。本実験では、文献 10) を参考に、実験で得られた固着抵抗分  $Q_{k\_test}$  を、実験後に G.PL 底面の状況から実測したモルタル固着面積  $A_f$  で除して固着強度  $\sigma_k$  を得た。S0-0-5H では、G.PL 全底面積から PC 鋼棒貫通孔分面積を差し引いた全部分 ( $163000\text{mm}^2$ ) にモルタルが充填できていることを確認できたため固着強度  $\sigma_{k\_S}$  は  $3.17\text{N/mm}^2$  と評価できる。F0-0-5H では、モルタル固着面積  $A_f$  が  $126000\text{mm}^2$  であったため、固着強度  $\sigma_{k\_F}$  は  $3.85\text{N/mm}^2$  と評価できる。文献 10) では、固着強度  $\sigma_k$  は接合面コンクリートの引張強度  $\sigma_T$  とほぼ等しい

とされている。本実験で用いたモルタルは、 $\phi 50 \times 20\text{mm}$  程度の供試体を使用して圧縮強度  $\sigma_M=87\text{N/mm}^2$  以上であることを確認したが、これを文献 12) を参考に  $\phi 50 \times 100\text{mm}$  の所定寸法の円柱供試体に換算した場合は  $\sigma_M=70\text{N/mm}^2$  程度となると考えられる。引張強度  $\sigma_T$  はその 1/15 程度 ( $70\text{N/mm}^2/15=4.67\text{N/mm}^2$ ) と考えても、 $\sigma_{k\_S}$ ,  $\sigma_{k\_F}$  よりも 2~5 割大きいため妥当でない。また、鋼と鋳鉄で固着強度が 2 割程度異なっているため、表面粗さの不均一性の影響も無視できないと考えられる。本論文では、摩擦耐力と突起の支圧抵抗の累加で突起付き鋳鉄製プレートの耐力評価を目的としているため、突起なしプレートの耐力のみに影響する固着強度の定量的評価は行わない。

##### 4.2 鋳鉄（または鋼）-コンクリート間の摩擦抵抗

次いで、鋳鉄（または鋼）-コンクリート間の摩擦抵抗について検討する。摩擦係数は、突起なしの S0-0-5H, F0-0-5H において、固着破壊後に保持していた摩擦抵抗分  $Q_{fr\_test}$  を、導入圧着力  $P_{PC\_ini}$  で除することで算出した。その結果、鋼では  $\mu_{fr\_S}=0.73$ , 鋳鉄では  $\mu_{fr\_F}=0.71$  となった。これらは文献 13) で示されている鋼材とセメント系材料の摩擦係数と比較しても妥当である。よって、本摩擦係数  $\mu_{fr}$  を用いて鋳鉄（または鋼）-コンクリート間の摩擦抵抗分  $Q_{fr}$  を式 (5) によって評価する。直交引張力  $P_{CT}$  を作用させた試験体は、PC 鋼棒による圧着力  $P_{PC\_ini}$  から  $P_{CT}$  を差し引き、そこに摩擦係数  $\mu_{fr}$  を乗じて評価する。

$$Q_{fr} = \mu_{fr} \cdot (P_{PC\_ini} - P_{CT}) \quad (5)$$

##### 4.3 突起の支圧抵抗

文献 3) で考慮されている支圧抵抗の範囲とへりあきへの影響を図-6 に示す。文献 3) では支圧に抵抗する範囲は突起の中心から、突起径の 1.5 倍離れた領域までコンクリートが大きくひずんでいたとされ、図-6 に示す  $x$  の値を 1.5 としていた。本論文では前述したように、3 個  $\times$  1 列の突起では突起中心部から 25mm 程度 ( $x=1.0$ )

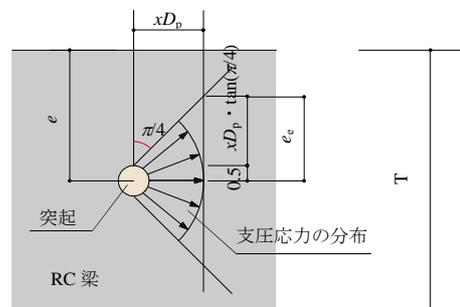


図-6 支圧抵抗の範囲とへりあきへの影響

表-4 各試験体の摩擦、支圧抵抗の評価値および実験値

試験体名	S0-0-5H	F0-0-5H	F3-15-0H	F3-15-5H	F3-15-8H	F3-15-5H+IV	F3-15-5H+hV	F3-8-5H	F6-15-5H	F9-8-5H
実験時導入圧着力 $P_{PC\_ini}$ - 直交引張力 $P_{CT}$ [kN]	566	528	28	554	690	351	8	546	551	546
摩擦抵抗分 $Q_{fr}$ [kN]	413	375	20	393	490	249	6	388	391	388
突起の支圧抵抗分 $Q_p$ [kN]	0	0	254	254	254	254	254	135	339	315
耐力評価値 $Q_{cal}$ [kN]	-	-	274	647	744	503	260	523	730	703
耐力実験値 $Q_{test}$ [kN]	-	-	-	647	737	541	-	460	740	677

までしかモルタルの大きなひずみは確認されなかったが、文献3)に示された式(1)でやや過小評価となっていた。式(1)中で支圧抵抗の範囲を考慮した変数は影響係数 $\alpha$ である。F3-15-5Hの耐力647kNから、摩擦抵抗分 $Q_{fr\_test}=393kN$ を差し引いたものを支圧抵抗分 $Q_{p\_test}=254kN$ と考えると、影響係数 $\alpha$ は0.263となる。したがって、本実験では3個×1列、高さ15mmの突起では式(1)中における影響係数 $\alpha$ は0.263に変更して、突起の支圧抵抗分 $Q_p$ を評価する。一方、突起数量を3個×2列としたF6-15-5H、3個×3列で高さ8mmとしたF9-8-5Hでは、突起中心部から25mm程度までモルタルが損傷している箇所もあるが、あまり損傷していない突起箇所も確認された。これより、複数列に突起を設置すると全ての突起が同時に最大の支圧抵抗を示す以前に、一部の突起が耐力を發揮し終わっていると考えられる。実験値との比較から3個×2列としたF6-15-5Hでは4/6程度、3個×3列としたF9-8-5Hでは7/9程度の低減係数を乗じれば良い。いずれも突起2個分の支圧を考慮しない係数である。したがって、本実験では突起を複数列に配置した場合は式(1)における影響係数 $\alpha$ を2列の場合は $\alpha=0.175$ 、3列の場合は $\alpha=0.204$ として、評価する。

#### 4.4 耐力評価値と実験値の比較

突起付き鋳鉄製プレート圧着接合部では、固着破壊後に、ずれ変位が生じ始めてから摩擦および突起の支圧が効果を發揮する。したがって、突起付き鋳鉄製プレート圧着接合部の最大せん断耐力 $Q_{PR}$ は、式(5)のように摩擦抵抗 $Q_{fr}$ と、突起の支圧抵抗 $Q_p$ の累加で評価する。

$$Q_{PR} = Q_{fr} + Q_p \quad (5)$$

突起付き鋳鉄製プレート試験体の耐力評価値と実験値を表-4に、評価値と実験値の比較を図-7に示す。全試験体において、耐力を概ね良好に評価できた。

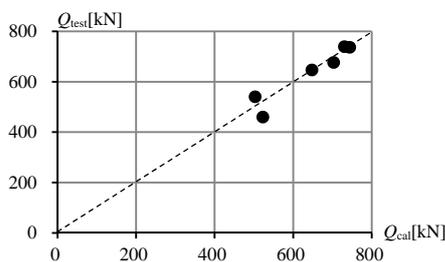


図-7 実験値と評価値の比較

#### 5. 結

本論文で提案した突起付き鋳鉄製プレートとRC部材との圧着接合部では、限られた試験体の範囲ではあるが、摩擦抵抗と、既往の支圧耐力式を準用して評価した支圧抵抗の累加で耐力を評価できることを示した。実構造物への適用に際しては、より複雑な応力状態となることも考えられるため、今後も検討を重ねていきたい。

#### 謝辞

本研究は日之出水道機器株式会社 佐伯英一郎博士、北田幸夫氏、洪田敬一郎氏、神奈川大学学部生 浅井桃子氏と共同で実施しました。また、実験の実施には神奈川大学 五十嵐泉主任技術員、佐藤宏貴技術員にご協力いただきました。ここに記して謝意を表します。

#### 参考文献

- 1) 清田清司ほか：既存鉄筋コンクリート造建物の鉄骨枠つき補強法に関する実験的研究 その1, 日本建築学会大会学術講演梗概集〈構造系〉, pp.2159-2160, 1983.9
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁混合構造の設計と施工, 2001.1
- 3) 高瀬裕也ほか：コンクリート系構造物の耐震補強に用いる高いせん断力と剛性を持つ新たな接合要素のせん断抵抗性能の基礎的検証, 日本建築学会構造系論文集, 第681号, pp.1727-1736, 2012.11
- 4) 佐藤政勝ほか：平鋼および突起付鋼材とコンクリートの付着特性, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.2, pp.365-368, 1980
- 5) 菊田繁美ほか：長周期地震動を受けるRC超高層建築物の構造性能, その10, 日本建築学会大会学術講演梗概集C-2分冊, pp.729-730, 2010.9
- 6) 藤本盛久ほか：鋼管コンクリートにより座屈を拘束したアンボンドブレースに関する研究, 構造工学論文集, Vol.34B, pp.249-257, 1988.3
- 7) 毎田悠承ほか：柱非拘束型の座屈拘束ブレース接合部を有するRC梁の実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.35, No.2, pp.985-990, 2013.7
- 8) 日本建築学会：鋼コンクリート構造接合部の応力伝達と抵抗機構, 2011.2
- 9) R. Park and T. Paulay : Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons, 1975
- 10) 山田和夫ほか：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報告集, Vol.28, No.2, pp.1111-1116, 2006.7
- 11) 田才晃ほか：ウォータージェット処理を施したコンクリート接合面の表面粗さが接合面せん断耐力に与える影響に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.33, No.2, pp.1021-1026, 2011.7
- 12) 鈴木澄江ほか：高強度コンクリートのコア供試体における高さ直径比が圧縮強度試験結果に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文報告集, pp.397-402, 2009.7
- 13) 松沢晃一ほか：鋼材とセメント系材料の摩擦性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.30, No.3, pp.1141-1146, 2008.7