

# PC 圧着型外側耐震補強における 接合部構造特性と諸要因の影響

坂田 博史\*1・中塚 侖\*2・松本 孝雄\*3

外側耐震補強の1つであるPC圧着型耐震補強設計法の確立を目指し、これまでに圧着接合部の基本性状であるコンクリートの支圧応力-めり込み変形特性、圧着コンクリート間の一面せん断応力-ずれ変形特性に関する基礎実験研究を行ってきた。また、圧着接合部のせん断伝達機構と変形機構とを解明するため、新設耐震架構をスラブを介して既存建物に圧着接合したモデル試験体の実験も実施し、それらの実験結果に対する考察から圧着接合部の水平荷重-水平変形関係推定方法を導出した。さらに同方法を用いて、接合部構造特性に影響を及ぼすシアスパン比、プレストレス力、既存部のコンクリート強度などの各要因の影響を明らかにし、耐力だけでなく変形も考慮する圧着接合部設計法についての要点を提示した。

キーワード：耐震補強、圧着接合、支圧応力、めり込み変形、せん断応力、ずれ変形、摩擦係数

## 1. はじめに

外側耐震補強設計では、既存架構と新設補強架構との構造芯のずれが存在するため、既存架構内における補強とは異なる課題がある。「外側耐震改修マニュアル」<sup>1)</sup>においても既存と新設架構との接合部のずれ変形をできるだけ小さくすることが基本的な成立条件とされており、接合部の設計に際しても、せん断力だけでなく既存と新設架構との芯ずれによる偏芯モーメントを考慮することが記載されている。しかし、せん断力および偏芯モーメントが同時に作用する接合部のせん断伝達性能に関する研究例は少ないため、せん断力は接合部の中央部分で、偏芯モーメントは接合部の両端部分における圧縮および引張力で負担するものと便宜的に仮定し、両応力に対する耐力設計を別べつに行っているのが現状で、外側耐震補強の構造性能と密接に関係する接合部の耐荷機構、さらにはその荷重-変形特性について十分考慮されていない。

筆者らは、PC圧着型外側耐震補強設計法の確立を目指し、これまで圧着接合部の挙動に関する基本特性、すなわちコンクリートの支圧応力-めり込み変形特性と圧着コ

ンクリート間の一面せん断応力-ずれ変形特性に関する基礎実験研究を行ってきた。さらに、実際の圧着接合部の挙動におけるせん断伝達機構と変形機構とを解明するため、新設補強架構をスラブを介して既存建物に圧着接合したモデル試験体に関する実験研究を実施した。それらの結果について考察を行い、前述の2つの基本特性のモデル化、および圧着接合部の水平荷重-水平変形関係の推定方法を提案した<sup>2)</sup>。

本研究は、筆者らがこれまでに示してきた圧着接合部の荷重-変形関係推定方法による解析的検討を行い、シアスパン比、プレストレス力、既存部のコンクリート強度などの各要因が、接合部の荷重-変形特性に及ぼす影響について明らかにするものである。さらに、明確にされた接合部構造特性から、耐力だけでなく変形も考慮する圧着接合部設計におけるポイントを提示している。

## 2. 接合部の荷重-変形特性モデル

### 2.1 接合部の各特性モデルの概要

(1) コンクリートの支圧応力-めり込み変形特性モデル  
圧着接合部では、既存と新設架構との芯ずれによる偏芯



\*1 Hiroshi SAKATA

大阪工業大学 大学院  
社会人博士課程  
(株)建研 大阪支店  
第一設計部



\*2 Tadashi NAKATSUKA

大阪工業大学 工学部  
特任教授・工博



\*3 Takao MATSUMOTO

(株)建研 大阪支店  
第一設計部

○ 特集 / 研究報告 ○

モーメントが存在し、それに起因するめり込み変形が接合部の荷重-変形特性に影響を及ぼすものと考えられる。したがって、その基本特性を明らかにするために支圧実験を各種行い、支圧強度および支圧応力-めり込み変形特性モデルを導いた<sup>2,3,4)</sup>。

実験は図-1に示すように、250×250×500 (mm)の無筋コンクリートブロックの載荷面を、厚さ30mmの正方形および長方形支圧板によって局部的に中心圧縮荷重するものである。取り上げた実験要因は、支圧強度に及ぼすコンクリート強度、支圧面積比（ここでは便宜上 $\sqrt{A_c/A_1}$ をいう。 $A_c$ :コンクリートの支承面積、 $A_1$ :支圧面積）および荷重状況（点および帯荷重）である。要因の水準および使用コンクリートの力学性質を表-1および表-2に示す。なお、試験体数は各種要因を組み合わせた各ケースに対し原則として3体とした。また、支圧板のめり込み変形は、図-1に示すように、原則として試験体の4側面においてコンクリート載荷面と支圧板との相対変位として計測した。

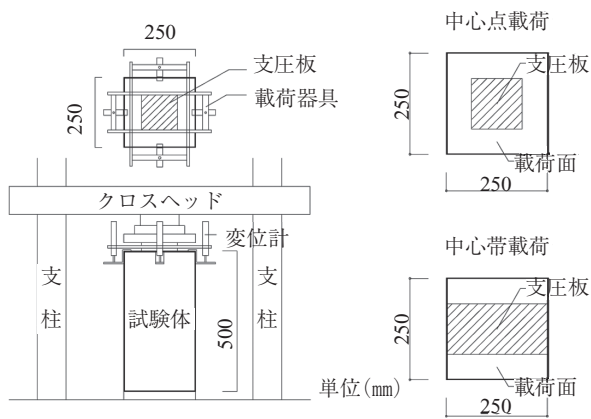


図-1 荷重・測定方法

表-1 試験体要因

実験 No.	コンクリート計画圧縮強度 $F_{ce}$ (N/mm <sup>2</sup> )	荷重状況	支圧板面積 $A_1$ (mm <sup>2</sup> )	支圧面積比 $\sqrt{A_c/A_1}$
I	9, 13.5, 18 30, 50, 80	中心点荷重	167*167	1.5
			125*125	2.0
			83*83	3.0
			167*167	1.5
II	13.5, 18, 30, 40 60, 80, 100	中心点荷重	125*125	2.0
			83*83	3.0
			167*250	1.22
		中心帯荷重	125*250	1.41
			83*250	1.74
			13.5, 18, 30	

図-2はコンクリートの圧縮強度 ( $\sigma_{cb}$ ) で支圧強度の実験値 ( $\sigma_{bb}$ ) を除いた値を縦軸に、支圧面積比 ( $\sqrt{A_c/A_1}$ ) を横軸にとって各種試験体の実験結果の平均値をプロットしたものである。白抜き記号は実験No. Iの結果を、黒塗り記号は実験No. IIの中心点荷重の結果を示している。同図の実線は建築学会の現行PC規準による支圧強度推定式<sup>5)</sup>を、点線は許容支圧応力度に対応する支圧強度の0.6倍の値を示している。また、図-3は $\sigma_{bb}$ を現行支圧強度

表-2 使用材料の力学的性質

実験No.	計画強度 $F_{ce}$ (N/mm <sup>2</sup> )	実験結果 (N/mm <sup>2</sup> )		
		圧縮強度	割裂引張強度	弾性係数 ( $\times 10^4$ )
I	9	8.0	0.98	1.35
	13.5	11.3	1.36	1.62
	18	17.3	1.78	2.13
	30	29.3	2.61	1.69
	50	51.6	3.16	3.39
	80	73.0	4.32	4.50
II	13.5	15.9	1.67	1.94
	18	23.3	2.24	2.64
	30	30.1	2.84	2.67
	40	45.3	3.07	3.00
	60	58.1	3.87	3.56
	80	88.0	5.07	3.93
	100	93.0	4.44	3.86

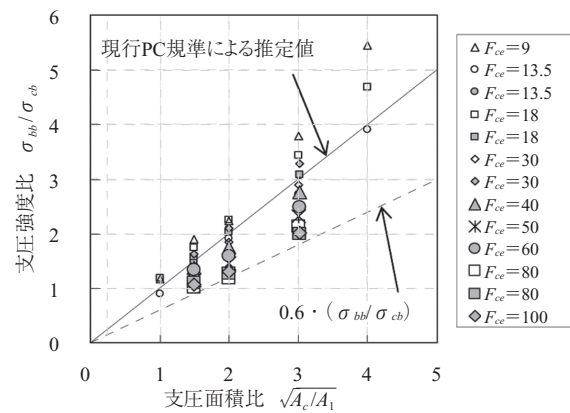


図-2 支圧強度比と支圧面積比の関係

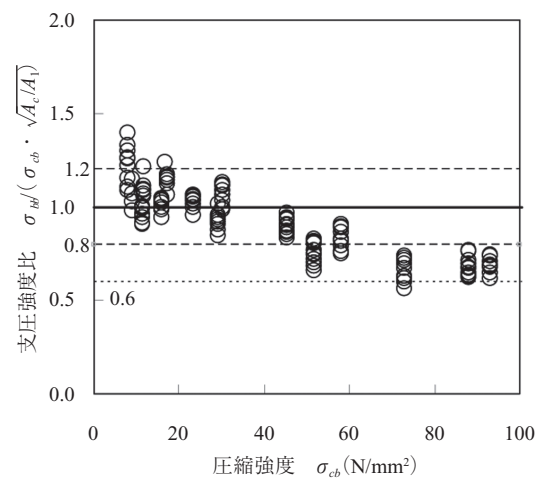


図-3 支圧強度比と圧縮強度の関係

式で除した値を縦軸に、 $\sigma_{cb}$ を横軸にとって実験結果のすべてをプロットしたものである。同図によれば、現行支圧強度推定式は $\sigma_{cb} = 30$  N/mm<sup>2</sup>程度までのコンクリートに対しては適用できるが、 $\sigma_{cb} = 40$  N/mm<sup>2</sup>を超えるコンクリートに対しては、危険側の評価を与えていることが分かる。

低強度から100 N/mm<sup>2</sup>程度の高強度コンクリートの範囲で、コンクリートの割裂引張強度 ( $\sigma_{tb}$ ) と  $\sigma_{cb}$  の関係

を式(1)<sup>3)</sup>で推定し、同関係から求めた $\sigma_{tb\text{ cal}}$ による支圧強度比( $\sigma_{bb}/\sigma_{tb\text{ cal}}$ )と支圧面積比の関係を図-4に示す。 $\sigma_{cb}$ を用いた図-2の結果とは異なり、 $\sigma_{cb}$ にかかわらず支圧強度比は支圧面積比と良好な線形性を示し、近似直線の勾配として10が得られたので、 $\sigma_{tb}$ より $\sigma_{bb}$ が式(2)で推定でき、さらに前述の式(1)を用いると $\sigma_{bb}$ は式(3)で求まる。

$$\sigma_{tb} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 0.18 \cdot \sigma_{cb}^{(0.8 - \sigma_{cb}/2000)} \quad (1)$$

$$\sigma_{bb} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 10 \cdot \sigma_{tb} \cdot \sqrt{A_c/A_l} \quad (2)$$

$$\sigma_{bb} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 1.8 \cdot \sigma_{cb}^{(0.8 - \sigma_{cb}/2000)} \cdot \sqrt{A_c/A_l} \quad (3)$$

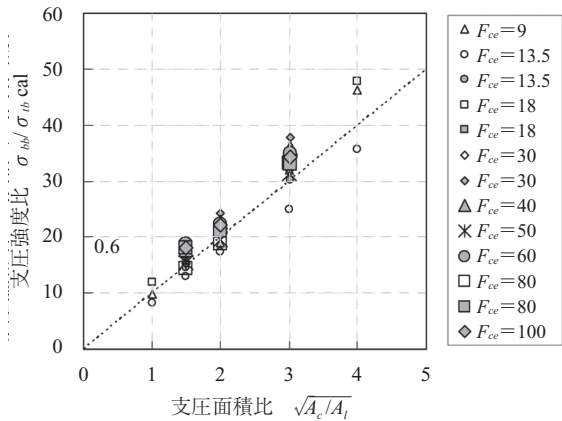


図-4 支圧強度比と支圧面積比の関係

図-5は、式(3)より算出した推定値と実験値とを比較したものであるが、推定値は実験値を良好に推定している。

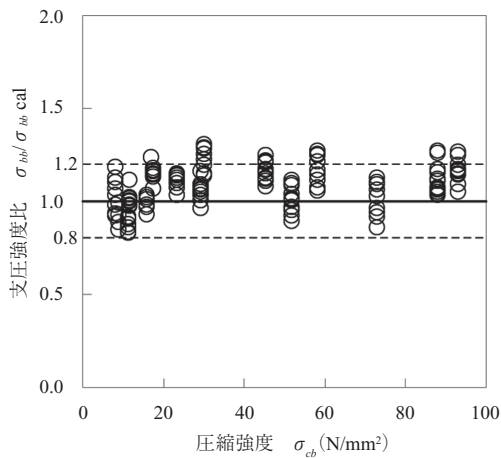


図-5 支圧強度比と圧縮強度の関係

一方、既報<sup>3,4)</sup>では支圧応力( $\sigma$ ) - むり込み変形( $\delta_{si}$ )関係は支圧強度の0.6倍程度まで線形性を有していることを明らかにしている。

これらの結果を踏まえ、 $\sigma$ - $\delta_{si}$ 特性モデルは図-6に示すように、次の3つの特性、① $0.6 \times \sigma_{bb}$ 時剛性( $R_{si}$ )、②剛性低下率( $\alpha$ )、および③支圧強度( $\sigma_{bb}$ )で構成されるものとしたが、その妥当性は既報<sup>2)</sup>で確認されている。採用する $R_{si}$ 、 $\alpha$ を式(4)、(5)に示す。

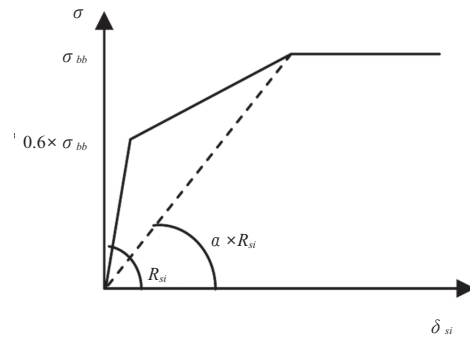


図-6 支圧応力( $\sigma$ ) - むり込み変形( $\delta_{si}$ )特性モデル

$$R_{si} \text{ (N/mm}^3\text{)} = 25.3 \times \sigma_{cb}^{0.76} \quad (4)$$

$$\alpha = 0.0039 \times \sigma_{cb} + 0.4236 \quad (5)$$

(2) 圧着コンクリート間の一面せん断応力 - ずれ変形特性モデル

圧着接合部では、既存と新設架構との接合面を伝達するせん断力によってずれ変形が生じるものと考えられる。その基本特性を調べるために各種の一面せん断実験を行い、せん断強度および一面せん断応力-ずれ変形特性モデルを導いた<sup>2,6,7)</sup>。

試験体は図-7に示すように、原則として強度が異なる2つのコンクリートブロックIおよびIIを目地モルタルを介してPC鋼棒により圧着接合したものである。試験体の接合面は、JAS合板を型枠として用い、目荒しなどの処理は行われていない。荷重は、図-7中の左矢印のピン位置で反力を取り、右矢印位置にセットしたピンを介してジャッキにより単調加力を行った。接合面に作用する圧着力は、接合面の図芯を通るPC鋼棒によって導入され、実験中はロードセルにより張力変化も計測した。また、コンクリートIとII間のずれ変形を測定した。

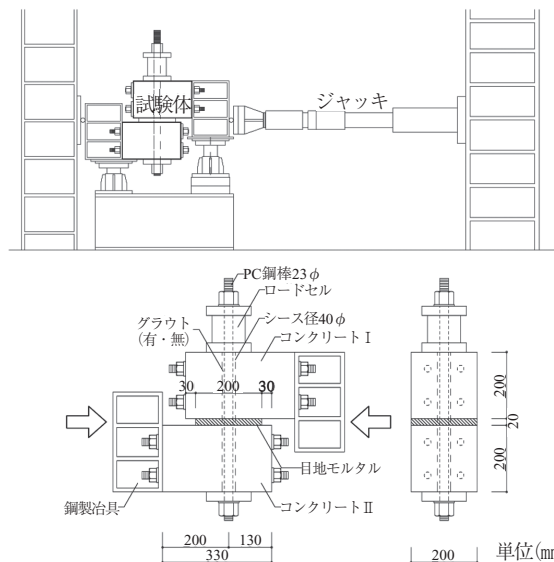


図-7 試験体形状・荷重状況図

単調荷重実験<sup>6,7)</sup>では、図-8に模式的に示すようなせん断応力( $\tau$ ) - ずれ変形( $\delta_{sl}$ )関係が観察されている。

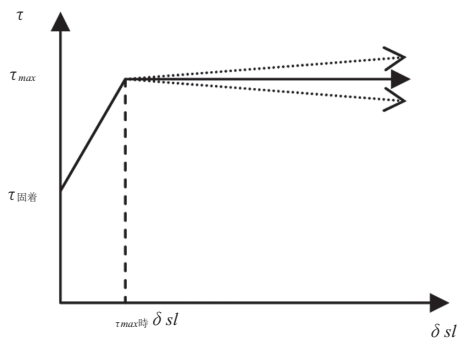


図 - 8 セン断応力 (τ) - ずれ変形 (δsl) 関係

すなわち、載荷初期にはまったくずれを生じない固着領域を経て徐々にずれが発生し、最大耐力 (τ<sub>max</sub>) に達した後、剛性を変化させて急激にずれが大きくなる挙動を示す一般的な関係が見られている。しかし、τ-δsl 関係のモデル化を考えると、この固着領域の強度 (τ<sub>固着</sub>) はばらつきが非常に大きいため定量化が困難であると指摘<sup>8)</sup>されている。また、外側耐震補強での圧着接合部は、地震時には繰り返し加力を受けて固着領域の影響が小さくなると予想されるため、固着領域の正確な推定は重要でないと考えられる。したがって、τ-δsl 特性のモデル化には、固着領域を無視して、原点とせん断強度 (τ<sub>max</sub>) 点とを結ぶ領域と塑性領域とで構成される、図 - 9 のようなバイリニアタイプを採用することとした。なお、τ<sub>max</sub> の大きさは圧着応力 (σ<sub>g</sub>) に大きく影響されると考えられるため、縦軸は σ<sub>g</sub> により無次元化している。同モデルの定量化には、せん断強度 (τ<sub>max</sub>) とその時のずれ変形 (τ<sub>max</sub>時 δsl) が必要となるが、圧着接合部での τ<sub>max</sub> は、その時の接合部での摩擦係数を μ とすると、σ<sub>g</sub> と μ の積として与えられる。

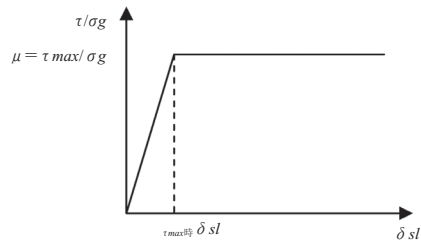


図 - 9 τ/σ<sub>g</sub> - ずれ変形 (δsl) 特性モデル

図 - 10 は、せん断強度 (τ<sub>max</sub>) を圧着応力 (σ<sub>g</sub>) で除した摩擦係数 (μ) を縦軸に、その時のすべり変形 (τ<sub>max</sub>時 δsl) を横軸にとって各試験体の実験結果をプロットして示したものである。同図によれば、τ<sub>max</sub>時 δsl が小さい範囲において μ は大きくばらつくが、この範囲での試験体はずれ変形がきわめて小さい時に破壊するものが多くを占めており、ばらつきが大きいのは先述した固着の影響であると考えられる。また、τ<sub>max</sub>時 δsl が 0.15 mm 以上と大きい範囲では、μ が一定の値に収束する傾向が見られたため、τ<sub>max</sub>時 δsl ≥ 0.15 mm における μ の平均値を求めると 0.85 が得られた。一方、ばらつきはきわめて大きい、τ<sub>max</sub>時 δsl の

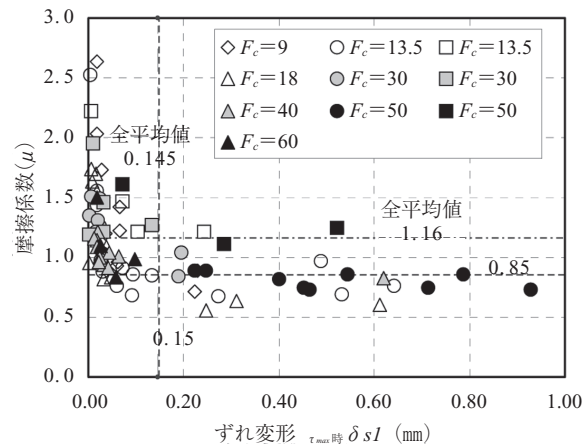


図 - 10 摩擦係数 (μ) - ずれ変形 (τ<sub>max</sub>時 δsl) 関係

平均値は 0.145 mm であった。以上より、固着領域を無視する本報告では、図 - 9 に示す τ/σ<sub>g</sub> - δsl 特性モデルに必要な μ および τ<sub>max</sub>時 δsl として (6)、(7) の値を採用<sup>2)</sup> することとした。

$$\text{摩擦係数 } (\mu) = \tau_{\max} / \sigma_g = 0.85 \quad (6)$$

$$\tau_{\max} \text{時 } \delta sl \text{ (mm)} = 0.15 \quad (7)$$

## 2.2 接合部の荷重 - 変形関係推定方法の概要

実際の圧着接合部の挙動におけるせん断伝達機構と変形機構とを解明するため、新設補強架構をスラブを介して既存建物に圧着接合したモデル試験体に関する実験研究を実施し、接合部変形に占める各変形成分に対する考察を行い、2.1 に示した基本特性モデルを用いた荷重 - 変形関係推定方法<sup>2,9)</sup> を導いた。

試験体は新設梁およびスラブを一体打ちとしたプレキャスト部を、目地 (厚さ 20 mm) を介して既存梁部に 6 本の PC 鋼棒 (c 種 φ 17 mm) で圧着接合を行った、想定実構造物の約 1/√3 の縮尺をもつものである。試験体の圧着接合面には、新設部、既存部ともに JAS 合板を型枠として用い、目荒しなどの処理は行われていない。試験体で取り上げた要因の一覧を表 - 3 に示す。既存部のコンクリート強度は 9、13.5 N/mm<sup>2</sup> の 2 種類、圧着応力はその強度に合わせ 0.9、1.35、2.0、2.7 N/mm<sup>2</sup> の 4 種類、シアスパン比 (h/D) は 950/1 800 (0.528)、1 750/1 800 (0.972)、550/1 800 (0.306) の 3 種類である。圧着接合のみのせん断伝達性能を調べるため、基本的に PC 鋼棒はシース (内径 28 mm) 内を通すアンボンド仕様とした。しかし、No.7 試験体には実施工でのグラウトの影響を考察するためグラウト

表 - 3 試験体計画要因一覧

No.	試験体名	既存部	新設部・目地部	圧着応力	圧着応力比	シアスパン比	グラウトの有無
		F <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	F <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>c</sub> =P/A (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>c</sub> /F <sub>cc</sub>	h/D	
1	A9-0.9-05	9	50	0.9	0.10	950/1 800	無
2	A9-1.35-05			1.35	0.15		
3	A13.5-2.7-05			2.7	0.20		
4	A13.5-2.0-05	13.5	50	2.0	0.15	1 750/1 800	
5	A13.5-2.0-10					550/1 800	
6	A13.5-2.0-03					950/1 800	
7	A13.5-2.0-05-G					950/1 800	



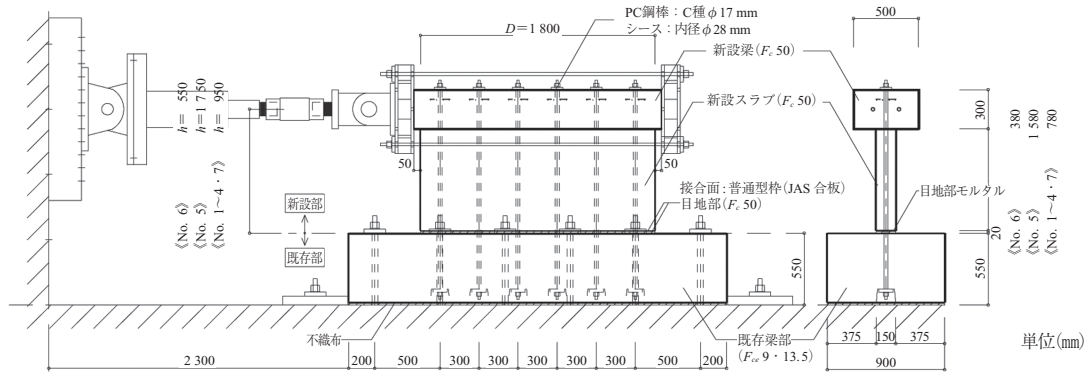


図 - 11 試験体形状・載荷状況図

トの注入を行った。

載荷は、載荷点の新設梁中央の水平変形 ( $\delta H$ ) に対する部材角  $R (= \delta H/h)$  を制御する正負交番繰り返し載荷で、 $\delta H$ 、接合部の水平ずれ変形 ( $\delta H1 \sim \delta H5$ )、接合部の鉛直変位 ( $\delta V$ )、PC 鋼棒のひずみを測定した。試験体形状、載荷状況図を図 - 11 に、測定概要図を図 - 12 に示す。

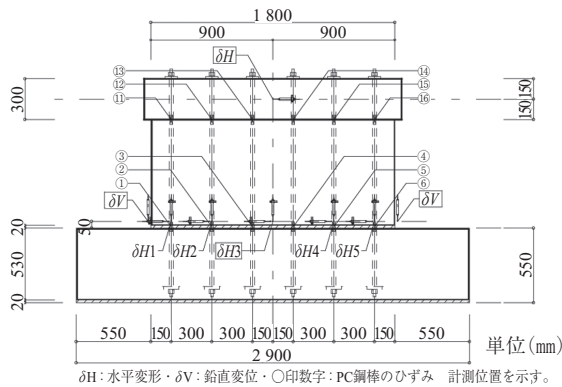


図 - 12 測定概要図

試験体載荷点の水平変形 ( $\delta H$ ) を図 - 13 に示すように、既存部と新設部との接合面のずれ変形 ( $\delta sl$ )、新設部の既存部へのめり込み変形に伴う水平変形 ( ${}_H \delta si$ )、新設部のせん断変形 ( $\delta \gamma$ ) および曲げ変形 ( $\delta M$ ) の累加

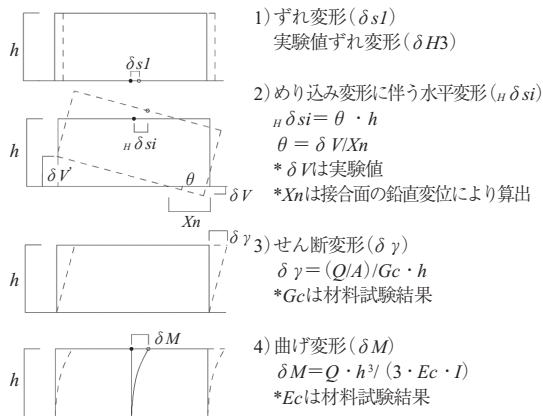


図 - 13 各変形の概念図・算定方法

になるという仮定から算定した  $\delta H$  値と実験結果とを比較し、良好に推定できる<sup>9)</sup> ことをこれまでに示している。

さらに、前述した 2.1 に記載した特性モデルを使用し、 $\delta sl$  および  ${}_H \delta si$  を算定する方法を提案し、解析により実験結果をほぼ良好に推定できる<sup>2)</sup> ことも明らかにしている。

図 - 14 に水平荷重 ( $Q$ ) -  ${}_H \delta si$  の算定方法の概念図を示すが、要点は仮定しためり込み鉛直変位 ( $\delta V$ ) に対して開き鉛直変位 ( $\delta V'$ ) を変化させ、圧着接合面の平面保持仮定のもとで  $C = T$  の条件を満足する断面力および変形状態を求めることである。

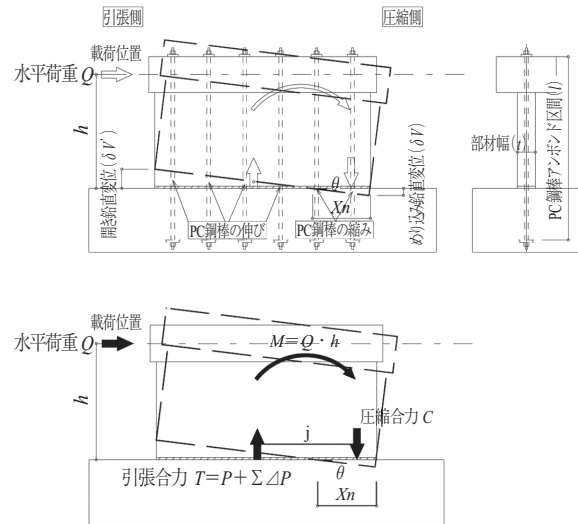


図 - 14 Q -  ${}_H \delta si$  の算定方法概念図

### 3. 接合部の荷重 - 変形特性に関する解析的検討

#### 3.1 接合部における各要因と水準

基本としたモデル接合部は、図 - 15 に示すように、実際の既存学校建物でよく見られる、1 スパンが 4.5 m (接合面長さ  $D: 4.5 - 1.1 = 3.4$  m) で、既存架構と新設補強架構との構造芯のずれ ( $h$ ) が 1.6 m、スラブ厚さ ( $t$ ) が 300 mm、および 6 本の PC 鋼棒 ( $\phi 32$  mm) により圧着接合されたものを想定した。

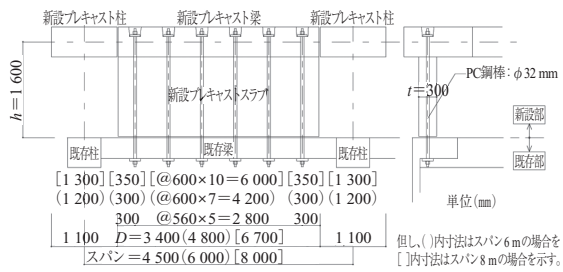


図 - 15 モデル接合部の概要

表 - 4 モデル接合部の各要因と水準

要因		水準					
モデル形状	架構形状	スパン (m)	4.5			6.0	8.0
		スパン数	1	2	3	1	1
	接合面形状	接合面長さ: $D$ (m)	3.4	7.9	12.4	4.8	6.7
		接合面厚さ: $t$ (m)	0.30				
	構造芯のずれ: $h$ (m)	0.8, 1.6, 2.4, 3.2					
接合部	既存部のコンクリート強度: $\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	9, 13.5, 18, 30, 50					
	プレストレス力	初期プレストレス力: $P$ (kN/本)	300, 400, 500				
		PC 鋼棒本数: $n$ (本)	6	12	18	8	11
	初期圧着応力 $\sigma_o$ (N/mm <sup>2</sup> )	300 (kN/本)	1.76	1.52	1.45	1.67	1.64
		400 (kN/本)	2.35	2.03	1.94	2.22	2.19
	500 (kN/本)	2.94	2.53	2.42	2.78	2.74	

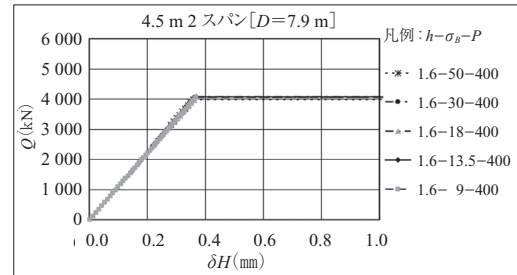
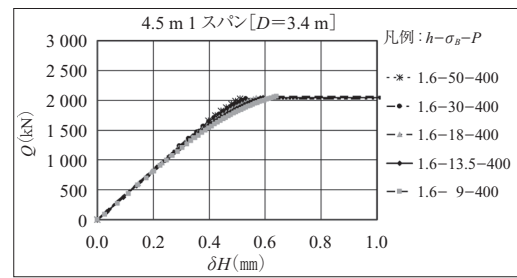
モデル接合部の各要因と水準を表 - 4 にまとめて示す。形状に関係するスパンは、4.5 m, 6.0 m ( $D = 4.8$  m), および 8.0 m ( $D = 6.7$  m) の 3 種類とした。なお、スパン数の影響を確認するため 4.5 m については 1 スパンだけでなく 2, 3 スパンについても検討した。本報告では 2, 3 スパンの場合は、プレキャストスラブ間にもスラブが連続してあるものと仮定しており、スラブが無い場合は 1 スパンを準用できるものと考えている。構造芯のずれ ( $h$ ) は 0.8, 1.6, 2.4, 3.2 m の 4 種類とした。接合部における既存部のコンクリート強度 ( $\sigma_B$ ) は 9, 13.5, 18, 30, 50 N/mm<sup>2</sup> の 5 種類とし、PC 鋼棒 1 本あたりの初期プレストレス力 ( $P$ ) は 300, 400, 500 kN/本の 3 種類とした。また、初期圧着応力 ( $\sigma_o = P \cdot n / [D \cdot t]$ ) を同程度にするため PC 鋼棒本数を変えてスパン 6.0 m の場合は 8 本, 8.0 m の場合は 11 本とし、解析上必要となるその配置は図 - 15 に示すように仮定した。なお、新設架構の  $\sigma_B$  はプレキャストを想定し 50 N/mm<sup>2</sup> とした。

### 3.2 解析結果と考察

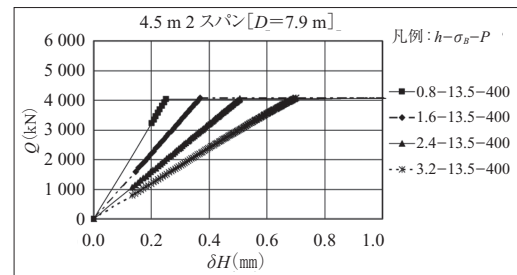
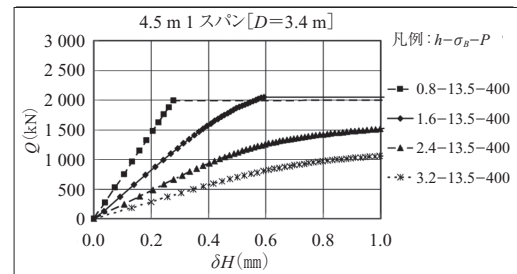
#### (1) 接合部の荷重 - 変形特性に及ぼす各要因の影響

解析結果の代表例としてスパンが 4.5 m で、スパン数が 1 および 2 の場合の水平荷重 ( $Q$ ) - 水平変形 ( $\delta H$ ) 関係を図 - 16 に示す。

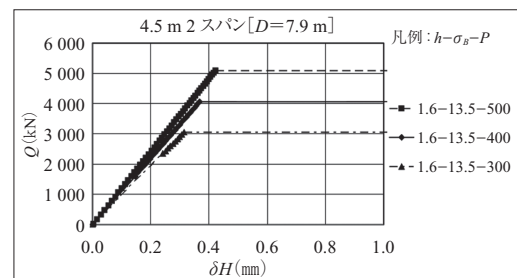
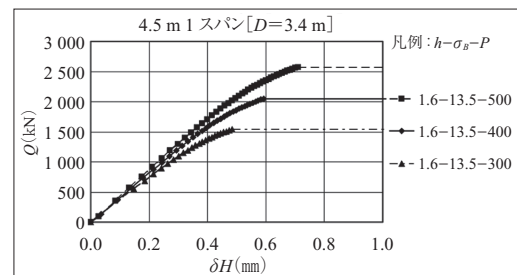
同図 (a) は、 $h = 1.6$  m,  $P = 400$  kN/本のモデル接合部を用いて、既存部のコンクリート強度  $\sigma_B$  の影響を調べたものである。1 および 2 スパンのいずれの場合でも、接合部は全てずれ破壊、すなわち、接合面に作用するせん断力が  $\tau / \sigma_g = \mu = 0.85$  となるせん断耐力を上回り、接合面ですれが生じる破壊モードを起こした。なお、 $\sigma_g$  は初期圧着応力  $\sigma_o$  に PC 鋼棒の張力増分  $\Delta P$  による増分  $\Delta P / (D \cdot$



(a)  $\sigma_B$  の影響



(b)  $h$  の影響



(c)  $P$  の影響

図 - 16 各要因 ( $\sigma_B, h, P$ ) と  $Q - \delta H$  関係

$t$ )を加えたものである。1スパンの場合には、水平荷重が大きくなるにしたがい剛性低下が見られ、その低下の割合は $\sigma_B$ が小さいほど顕著であるのに対し、2スパンの場合には荷重-変形特性にほとんど違いは見られない。これは、構造芯のずれに起因する偏心曲げモーメントによる新設部の既存部へのめり込み変形がスパン数が小さいほど大きくなるため、それに伴う水平変形( ${}_H\delta_{si}$ )の増加が影響したものと推測される。

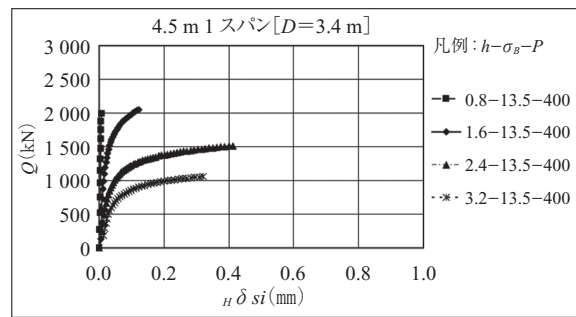
次に、図-16(b)は、 $\sigma_B = 13.5 \text{ N/mm}^2$ 、 $P = 400 \text{ kN}$ /本の場合を例にとり、 $Q - \delta H$ 特性に及ぼす構造芯のずれ $h$ の影響を調べたものである。1スパンでは $h$ が小さい0.8mの場合には荷重の増大に伴う剛性低下は見られず最大耐力時の変形 ${}_{\max} \delta H$ も小さいが、 $h$ が大きくなるに従い顕著な剛性低下が見られ、 $h$ が2.4、3.2mの場合には $\delta H$ が1.0mmに達しても接合部のずれ破壊を生じていない。これに対し、2スパンでは $h$ が大きい場合ほど剛性が小さくなる傾向は見られるものの、いずれの $h$ における $Q - \delta H$ 特性でも剛性低下は見られず、 $\delta H$ が0.7mm以下ですべての接合部がずれ破壊を生じている。これは、2スパンでは、 $h$ の増加は接合スラブ部分の変形を増大させ剛性の減少が起きているものの、1スパンの場合よりもめり込み変形は小さくなってずれ破壊を生じているものと推測できる。以上の図-16(a)、(b)の結果は、接合部の $Q - \delta H$ 特性には接合面長さ( $D$ )と構造芯のずれ( $h$ )との比、いわゆるシアスパン比( $h/D$ )が大きな影響を与えることを示唆している。

図-16(c)は、初期プレストレス力 $P$ の影響を見るために $h = 1.6 \text{ m}$ 、 $\sigma_B = 13.5 \text{ N/mm}^2$ として $P$ を変化させたときの解析結果である。1スパンの場合に、荷重の増加に伴う若干の剛性低下が見られるが、いずれのスパン数の場合でも、接合部のずれ破壊を生じ、 $P$ が大きいほど剛性およびずれ破壊耐力( $Q_{\max}$ )とその時の変形( ${}_{\max} \delta H$ )も大きくなっている。すなわち、 $P$ は接合部の $Q_{\max}$ だけでなく ${}_{\max} \delta H$ および $Q - \delta H$ 特性の剛性にも影響を与えている。

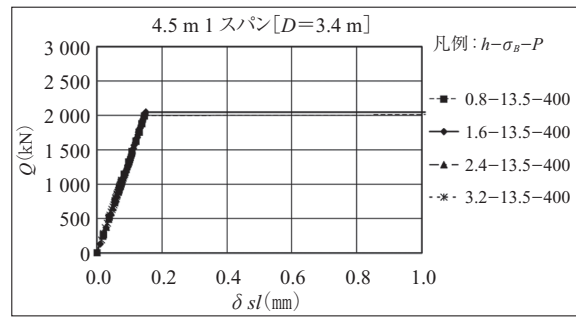
(2) 接合部の荷重-変形特性の各変形成分に基づく分析

前項(1)の $Q - \delta H$ 特性についてさらに詳細に調べるため、荷重 $Q$ と水平変形 $\delta H$ の各変形成分、すなわち、めり込み変形に伴う水平変形( ${}_H\delta_{si}$ )、ずれ変形( $\delta sl$ )、スラブ部のせん断変形( $\delta \gamma$ )および曲げ変形( $\delta M$ )との関係から分析を試みる。代表例として $Q - \delta H$ 関係に顕著な剛性低下の違いが見られた、構造芯のずれ $h$ を変数とした、図-16(b)の4.5m1スパンの結果を図-17に示す。

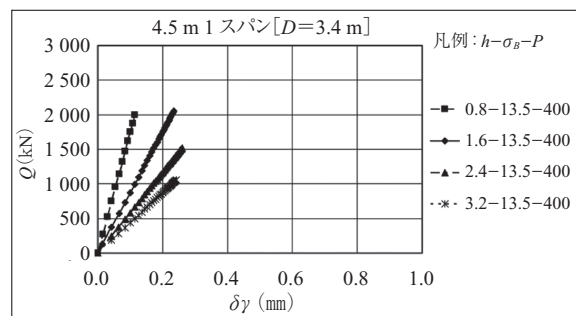
同図(b)は $Q - \delta sl$ 関係である。図-9で仮定した $\tau/\sigma_g - \delta sl$ 特性にしたがって同関係は線形性を示しているが、ずれ破壊耐力に達すると変形が急増する。接合スラブの変形で $\delta \gamma$ 、 $\delta M$ と $Q$ の関係である図(c)、(d)は、スラブの耐力がずれ破壊耐力よりも高いため、ずれ破壊時までいずれも線形性を示している。一方、図(a)の $Q - {}_H\delta_{si}$ 関係は、 $Q - \delta H$ 関係と同様、 $h$ が小さい0.8mのときには剛性低下が見られないのに対し、 $h$ が大きくなるに従い剛



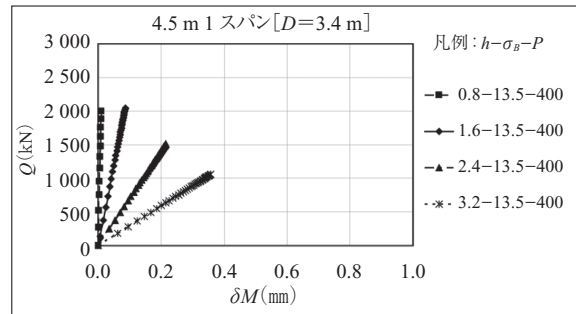
(a)  $Q - {}_H\delta_{si}$  関係



(b)  $Q - \delta sl$  関係



(c)  $Q - \delta \gamma$  関係



(d)  $Q - \delta M$  関係

図-17  $Q$ -各変形成分( ${}_H\delta_{si}$ ,  $\delta sl$ ,  $\delta \gamma$ ,  $\delta M$ )関係

性低下が顕著に見られ、 $Q - \delta H$ 関係における剛性低下の主たる原因は、 ${}_H\delta_{si}$ の影響であると判断できる。

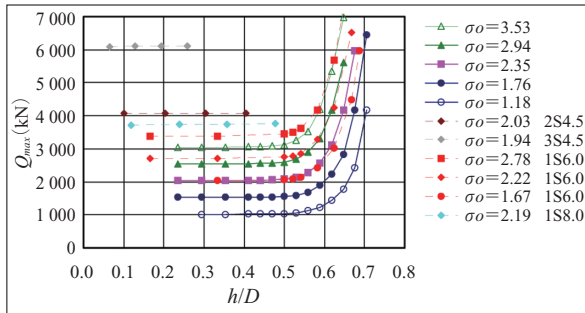
なお、ここには記載していないが、4.5m3スパン、6.0m1スパン、8.0m1スパンについても同様の傾向を示した。

(3) 接合部のずれ破壊耐力と変形に及ぼす各要因の影響

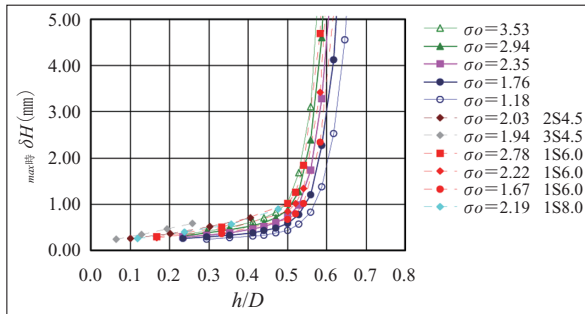
接合部の設計では、接合面の耐力とその時の変形とを把握することが重要である。したがって本項では、ずれ破壊耐力( $Q_{\max}$ )とその時の変形( ${}_{\max} \delta H$ )に及ぼす、前項(1)で明らかにされた接合部の荷重-変形特性に対する重

○ 特集 / 研究報告 ○

要な要因, シアスパン比 ( $h/D$ ) および初期プレストレス力 ( $P$ ) の影響について検討する。なお,  $\sigma_B$  は既存建物において一般的に考えられる最小値の  $13.5 \text{ N/mm}^2$  とし, シアスパン比  $h/D$  とプレストレスによる初期圧着応力 ( $\sigma_o$ ) を変化させた解析を, 4.5 m, 6.0 m, 8.0 m の 1 スパンおよび 4.5 m の 2, 3 スパン架構に対して行い, それら変数と  $Q_{max}$  および  $max$  時  $\delta H$  の関係を調べた。その結果を図



(a)  $Q_{max} - h/D$  関係



(b)  $max$  時  $\delta H - h/D$  関係

図 - 18  $Q_{max}$ ,  $max$  時  $\delta H - h/D$  関係

- 18 に示す。

図 - 18 (a) によれば,  $Q_{max}$  は  $h/D$  が 0.5 程度まで,  $\sigma_o$  の大きさに応じて大きくなり, 各  $\sigma_o$  に対しほぼ一定の値を示すが,  $h/D > 0.5$  になると急激な増加傾向が見られる。また, 図 (b) に示す  $max$  時  $\delta H$  も  $Q_{max}$  と同様に  $h/D > 0.5$  になると急激な増加傾向が見られるが,  $h/D \leq 0.5$  においても若干増加し,  $h/D = 0.5$  で解析範囲における最大値が 1.0 mm 程度となっている。したがって,  $h/D$  を 0.5 程度以下に抑えておけば, 接合部全体の変形  $max$  時  $\delta H$  は「外側耐震改修マニュアル」<sup>1)</sup> におけるあと施工アンカーに対する接合面のせん断ずれ変形の許容値 2 mm よりも小さく抑えることができると考えられる。

一方,  $h/D$  を横軸にとって  $Q_{max}$  時における PC 鋼棒の張力増分  $\Sigma \Delta P$  を縦軸に表した図 - 19 も,  $Q_{max}$ ,  $max$  時  $\delta H$  の場合と同様の傾向を示し,  $h/D - Q_{max}$ ,  $max$  時  $\delta H$  特性は  $\Sigma \Delta P$  に関係していることが推測される。すなわち,  $h/D \leq 0.5$  の範囲では, 構造芯のずれ  $h$  による偏心モーメントに起因する接合スラブの回転が小さく圧縮, 引張側にほぼ同程度の変位が生じ  $\Sigma \Delta P$  があまり増えないのに対し,  $h/D > 0.5$  になると回転によるスラブの離間が増えるために引張側の変位が圧縮側に比べ大きくなって  $\Sigma \Delta P$  が増加するためと推測される。

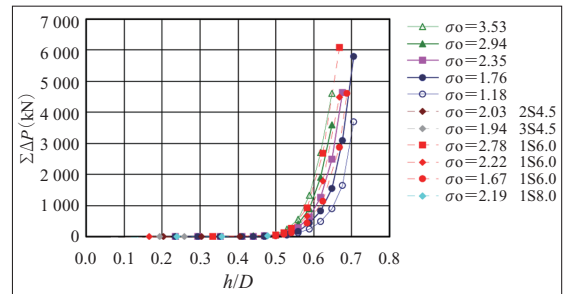


図 - 19  $\Sigma \Delta P - h/D$  関係

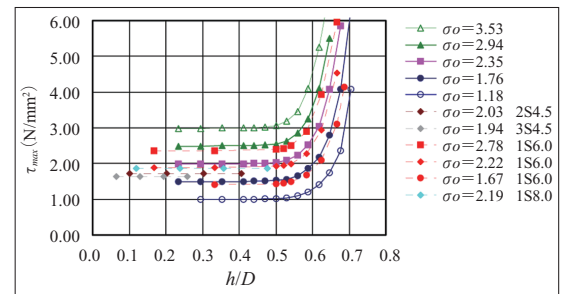


図 - 20  $\tau_{max} - h/D$  関係

次に図 - 20 は, 図 - 18 (a) の  $Q_{max}$  を接合スパン全体にわたる接合面積で除した  $\tau_{max}$  ( $= Q_{max}/[D \cdot t]$ ) で整理したものである。同図によれば, 同程度の  $\sigma_o$  であれば, スパンヤスパン数に関わらず,  $\tau_{max} - h/D$  関係はほぼ同様の関係となっており, 同関係は  $\sigma_o$  に対し一義的に与えることができるものと推測される。

図 - 21 は, 図 - 20 の縦軸を  $\sigma_g$  でなく初期圧着応力  $\sigma_o$  で除し,  $Q_{max}$  時の摩擦係数  $\mu'$  ( $= \tau_{max}/\sigma_o = Q_{max}/[P \cdot n]$ ) で表したものである。同図によれば,  $h/D$  が 0.5 程度以下の範囲では図 - 19 で述べたように, 張力増分  $\Sigma \Delta P$  は小さく  $\mu'$  は  $\tau/\sigma_g - \delta s/l$  特性モデルで設定した  $\mu = \tau_{max}/\sigma_g = 0.85$  で評価できるものと判断でき, すなわち, めり込み変形が小さいずれ破壊モードであることを意味している。さらにいえば, せん断力および偏心モーメントが同時に作用する接合部の設計に際し, 現状では両応力に対する設計を中央部と両端部とに負担部分を分けて行っているが,  $h/D \leq 0.5$  の範囲では, せん断力に対する圧着力の設計のみをしておけば偏心モーメントに対する設計は省略し

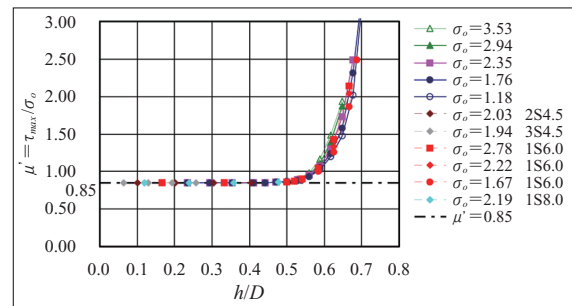


図 - 21  $\tau_{max}/\sigma_o - h/D$  関係



でも差し支えないことを示唆している。

以上から、外側耐震補強の圧着接合部において要求される、所要耐力を有し、かつずれ変形がほとんど生じない接合部、具体的にいえば、ずれ破壊が生じず、かつ水平変位が1 mm程度以下となる接合部は、 $h/D \leq 0.5$ の範囲で、接合部の設計せん断力以上のせん断耐力を確保するような $\sigma_o$ を選択すれば、設計できることになる。

#### 4. ま と め

本研究で得られた主な結果を以下に示す。

##### (1) コンクリートの支圧応力 - むり込み変形特性モデル

(a) ①支圧強度 ( $\sigma_{bb}$ )、② $0.6 \times \sigma_{bb}$ 時剛性 ( $R_{si}$ )、③剛性低下率 ( $\alpha = \sigma_{bb}$ 時剛性/ $R_{si}$ ) の3特性で構成される支圧応力 ( $\sigma$ ) - むり込み変形 ( $\delta_{si}$ ) 特性モデルを提案した。

(b)  $\sigma_{bb}$ に関して、コンクリートの割裂引張強度に基づく式を導出し、低強度から高強度の範囲まで評価できることを検証した。

(c)  $R_{si}$ および $\alpha$ に関して、コンクリートの圧縮強度を変数とする算定式を提案した。

##### (2) 圧着コンクリート間の一面せん断応力 - ずれ変形特性モデル

(a) 単調荷重一面せん断試験から得られた摩擦係数 ( $\mu$ ) - ずれ変形 ( $\tau_{max}$ 時 $\delta_{sl}$ ) 特性を用いて、固着領域を考慮しない弾塑性型の $\tau/\sigma_g - \delta_{sl}$ 特性モデルを提案した。

(b) モデルに必要なせん断耐力時の摩擦係数 ( $\mu$ ) とその時点のずれ変形 ( $\tau_{max}$ 時 $\delta_{sl}$ ) として、0.85 および0.15 mm が適切であることを示した。

##### (3) 圧着接合モデルの荷重 - 変形関係推定方法

(a) 接合部の水平変形 ( $\delta H$ ) は、むり込み変形に伴う水平変形 ( ${}_H\delta_{si}$ )、接合面のずれ変形 ( $\delta_{sl}$ )、スラブ部のせん断変形 ( $\delta \gamma$ ) および曲げ変形 ( $\delta M$ ) の累加で表せ、(1)および(2)の特性モデルを用いて圧着接合モデルの荷重 ( $Q$ ) - 変形 ( $\delta H$ ) 関係と破壊モードを推定する方法の概要を示した。

##### (4) モデル接合部の荷重 - 変形特性

(a) 接合部の荷重 - 変形特性は、プレストレス力 ( $P$ ) およびシアスパン比 ( $h/D$ ) に大きな影響を受けるが、既存部のコンクリート強度 ( $\sigma_B$ ) の影響をあまり受けない。

(b) 接合部の荷重 - 変形特性における剛性低下の主因は、むり込み変形に伴う水平変形 ( ${}_H\delta_{si}$ ) である。

##### (5) ずれ破壊耐力 ( $Q_{max}$ ) とその時の変形 ( ${}_{max}\delta H$ )

(a)  $Q_{max}$  および ${}_{max}\delta H$ は、 $h/D$ が0.5付近から急激に増える傾向を示すが、これはPC鋼材の張力増分 $\Sigma \Delta P$ に起因していることを明らかにした。

(b)  $Q_{max}$ を接合スパン全体にわたる接合面積で除した $\tau_{max} - h/D$ 関係は、同程度の初期圧着応力 $\sigma_o$ であれば、スパン長さやスパン数に関わらず、 $\sigma_o$ に対し一義的に与えられる。

(c) 接合部の設計に際し、現状ではせん断応力および偏芯モーメントの両応力に対する設計を負担部分を分けて行っているが、圧着接合の場合には、偏芯モーメントに対する設計を省略し、せん断力に対する圧着力の設計のみしておけばよいことを示した。

(d) ずれ破壊が生じず、かつ水平変形が1 mm程度以下となる圧着接合部は、 $h/D \leq 0.5$ の範囲で、接合部の設計せん断力以上のせん断耐力を有するような $\sigma_o$ を選択すれば、設計できる。

#### 謝 辞

本研究を行うにあたり、平成19、20年度科学研究費補助金(課題番号:19560585、代表者:中塚侑)を受けた。さらに、実験に際しては、高周波熱錬(株)から資材提供を得た。また、PC付着研究会(構成:大阪工業大学・中塚侑、オリエンタル白石(株)、(株)建研、高周波熱錬(株)、神鋼鋼線工業(株)、住友電工スチールワイヤー(株)、(株)ピーエス三菱)の皆様には有益な議論をいただき、当時大阪工業大学大学院生森田真由美氏および建築学科、空間デザイン学科卒論生の方々から助力を得た。ここに記して心より謝意を表します。

#### 参考文献

- 1) 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート造建築物の「外側耐震改修マニュアル」, pp.78-83, 2002.
- 2) 坂田, 中塚, 森田: PC圧着型外側耐震補強の圧着接合部における荷重 - 変形関係と破壊モードの推定, 構造工学論文集 Vol.57B, pp.673-680, 2011.3
- 3) 坂田, 森田, 中塚: コンクリートの支圧応力 - むり込み変形特性に関する研究(支圧強度式の提案と許容応力度の検証), 構造工学論文集 Vol.56B, pp.81-86, 2010.3
- 4) 坂田, 中塚, 森田, 松本: PC定着部の支圧性能に関する研究(支圧強度( $\sigma_{bb}$ )および支圧応力( $\sigma$ ) - むり込み変形( $\delta_{si}$ )関係), 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸)C-2, pp.849-850, 2010.9
- 5) 日本建築学会: プレストレストコンクリート設計施工規準・解説, pp.88-89・pp.209-213, 1998
- 6) 森田, 中塚, 坂田: PC圧着工法のための支圧強度と一面せん断強度に関する基礎研究: コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.499-504, 2009.7
- 7) 森田, 中塚, 松本, 坂田: PC圧着接合部の一面せん断性能に関する研究(その1 せん断応力( $\tau$ ) - すべり変形( $\delta_{si}$ )関係・2 累加強度の検証と設計用摩擦係数の検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸)C-2, pp.839-842, 2010.9
- 8) 香取, 林, 楨谷, 牛垣: コンクリート接合面の粗さを用いた接合面せん断耐力の推定と滑り変位挙動 - プレキャスト接合部のせん断挙動に関する研究一, 日本建築学会構造系論文集, 第507号, pp.107-116, 1998.
- 9) 坂田, 森田, 中塚, 松本: PC圧着型外側耐震補強における圧着接合部の荷重 - 変形関係推定に関する基礎研究, プレストレストコンクリート技術協会第18回シンポジウム論文集, pp.327-332, 2009.10
- 10) 森田, 中塚, 吉田, 坂田: 低強度鉄筋コンクリート建物に対する圧着型外側耐震補強に関する基礎研究: コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.1249-1254, 2008.7

[2011年5月18日受付]