

論文

[2096] RC 造内柱・梁接合部パネルのせん断力-せん断変形角関係

佐々木聡*1・寺岡 勝*2・狩野芳一*3

1. はじめに

RC 骨組の復元力特性の評価には、柱・梁接合部パネルのせん断力(Q_p)-せん断変形角(γ_p)関係を明らかにすることが重要な課題の一つであろう。特に、RC 造の高層化が進み、太径で高強度主筋の利用により、接合部パネルのせん断応力度レベルが高くなり、層間変形に占める接合部パネルの変形の割合が大きくなってきている現状においては、より一層重要な課題であろう。

内柱・梁接合部パネルの Q_p - γ_p 関係の研究に関しては、普通及び軽量コンクリートについて初期剛性及びせん断ひび割れ発生時のせん断変形角について調べた東、大和田らの研究[1]、軽量コンクリートについてせん断ひび割れ発生後のせん断剛性が弾性剛性の約1/5まで低下すると報告した黒正、林らの研究[2]の他に、 Q_p - γ_p 関係包絡線についての筆者らの研究[3]、梁降伏が先行する場合の北山の研究[4]がある。また、外部柱・梁接合部パネルの Q_p - γ_p 関係履歴曲線については、森田、藤井らの研究[5]がある。しかしながら、これらの研究では、種々のコンクリートを用い、接合部の横補強筋量・形状が異なる場合について、破壊モードが梁曲げ破壊型(F型)、梁曲げ降伏後の接合部パネルせん断破壊型(FS型)、隣接部材の曲げ降伏前の接合部パネルせん断破壊型(S型)の各場合に対応した Q_p - γ_p 関係包絡線についての評価は行われていない。

そこで本研究では、比較的多くの実験データを用いて統計的に、種々のコンクリートを用い、接合部の横補強筋量・形状などが異なる場合について、上記の各破壊モードに対応した接合部パネルの Q_p - γ_p 関係包絡線について検討する。

2. 包絡線のモデル化曲線

図-1に、筆者らが先に提案した接合部パネルの終局強度に至るまでの Q_p - γ_p 関係包絡線のモデル化曲線を示す[3]。このモデル化曲線は、限られた実験データを用いて評価したもので、上記の種々の条件での Q_p - γ_p 関係包絡線を評価するには不十分である。そこで本論では基本的にはこのモデル化曲線に従うが、上記の種々の条件を考慮した評価曲線を検討するために、比較的多くの実験データを用いて再評価することにした。

モデル化曲線は、Tri-linear型で、その折点は、①せん断ひび割れ発生点、②せん断圧縮破壊発生点、③終局せん断強度点とした。これらは、 Q_p - γ_p 関係が、せん断ひび割れが発生するまではほぼ弾性的な挙動を示し、その後せん断ひび割れの発生・進行及びせん断圧縮破壊の発生・進行が生じることにより剛性低下が進み、終局強度に至ることを考慮したものである。Sモードの場合は、

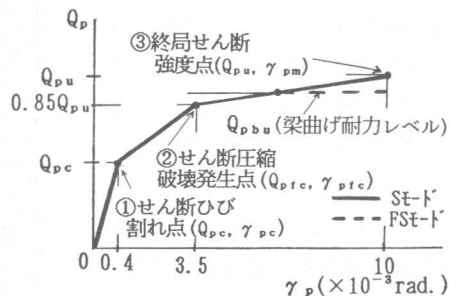


図-1 Q_p - γ_p 関係包絡線のモデル化曲線 [3]

*1 (株)フジタ 技術研究所 建築研究部、工修(正会員)
 *2 (株)フジタ 技術研究所 建築研究部 主席研究員、工修(正会員)
 *3 明治大学教授 理工学部 建築学科、工博(正会員)

終局強度に至るまでこのモデルに従うものとし、FSモードの場合は、基本的にはこのモデルに従い Q_p は上昇するが、梁の曲げ降伏により荷重は上昇せず、変形のみ進むものとした。これは、梁の曲げ降伏後の繰返し荷重により、接合部内の梁主筋の付着力が低下し、引張主筋の付着力によって接合部へ入力されるせん断力が圧縮コンクリートからの入力に転化して行くこと、及び、梁端の曲げ圧壊が進行し、圧縮ストラットへの梁端からの拘束が減少することにより、接合部のせん断耐力が低下し、接合部パネルの破壊が進行すると考えたことによる[3]。

3. モデル化曲線の特性点の強度と変形

先に述べた接合部パネルの $Q_p-\gamma_p$ 関係包絡線を評価するためには、せん断ひび割れ強度、せん断圧縮破壊発生強度、終局せん断強度の値とその時の変形を定量的に求める必要がある。これらは、コンクリート圧縮強度(σ_c)、主筋及び横補強筋の強度と量、軸圧比(η_o)などの因子の影響を受け、解析的に求めることは困難なので、本論では、統計的に分析して定量的評価を行う。尚、本論では、接合部パネルの有効体積を図-2に示すように仮定した。以下、接合部のせん断応力度は、この仮定に基づき算出する。

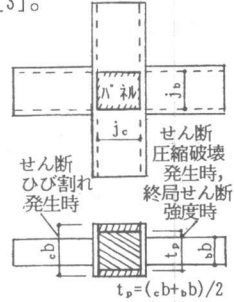


図-2 接合部パネルの有効体積

表-1 検討対象試験体の諸元 [6]~[8]

試験体	階高 × パネル H×L	コン クリ ート 強度 σ _c	軸 圧 比 η _o	梁			柱			接合部 横補強筋			破 壊 モード
				b× D	b _p (%)	bσ _y	c× D	c _p (%)	D _w σ _y	形状	τ _{pu}		
NO.1		L343	0.25		2.16	4.17		0.88	1.20	43.3		1.22	S
NO.2		L343	0.25		2.16	4.17		0.88	1.80	63.0		1.22	S
NO.3		352	0.24		2.16	4.17		0.88	1.20	43.3		1.11	S
NO.4		373	0.32		2.48	4.19		0.88	1.20	43.3		1.19	S
NO.5	130	373	0.32	24	2.48	4.19	30	0.88	1.80	63.0		1.19	S
NO.6	×	F404	0.32	×	2.48	4.19	×	0.88	1.20	43.3		1.02	FS
NO.7	250	477	0.25	30	2.48	4.19	30	0.88	1.20	43.3		1.04	FS
NO.8		477	0.25		2.48	4.19		0.88	1.80	63.0		1.04	FS
NO.9		L311	0.25		2.16	3.98		0.88	0.60	23.0		1.28	S
NO.10		L311	0.25		2.16	3.98		0.88	1.20	46.6		1.23	S
NO.11		329	0.33		2.48	3.98		0.88	0.60	23.0		1.15	S
NO.12		329	0.33		2.48	3.98		0.88	1.20	46.6		1.12	S
NO.16		314	0.18		1.29	4.39		0.35	0.96	36.7		0.79	F
NO.17	110	314	0.18	26	1.47	4.39	38	0.35	0.96	36.7		0.77	F
NO.18	×	314	0.18	×	1.55	4.39	×	0.35	0.96	36.7		0.84	F
NO.19	200	314	0.18	32	1.85	4.25	38	0.35	0.96	36.7		0.94	FS
NO.20		314	0.18		2.13	4.25		0.35	0.96	36.7		1.01	FS
NO.21		L257	0.10		1.19	4.34		0.69	0.65	19.9		0.85	FS
NO.22		L272	0.10		1.63	4.34		0.69	0.65	19.9		1.01	FS
NO.23		347	0.17		1.63	4.34		0.69	0.65	19.9		0.81	FS
NO.24	110	402	0.15	26	0.96	6.13	34	0.69	0.65	19.9		0.68	F
NO.25	×	F382	0.16	×	0.96	6.13	×	0.69	0.65	19.9		0.63	F
NO.26	210	363	0.17	30	2.09	4.07	34	0.69	0.65	19.9		0.90	FS
NO.27		F328	0.18		2.09	4.07		0.69	0.65	19.9		0.86	FS
NO.28		369	0.16		2.83	4.16		0.69	0.65	19.9		1.10	S
NO.29		449	0.22		2.09	4.07		0.69	0.65	19.9		0.78	FS
NO.30		449	0.22		3.68	4.36		0.69	0.65	19.9		1.22	S
NO.31	200	325	0.11	36.5	1.57	4.29	54	0.79	0.60	20.1		0.78	FS
NO.32	×	344	0.10	×	1.57	4.29	×	0.79	0.59	18.8		0.75	FS
NO.33	315	354	0.10	56	1.57	4.29	54	0.79	1.05	33.6		0.71	FS
NO.34		402	0.20		1.50	4.37		0.54	0.71	24.6		0.78	FS
NO.35	200	402	0.20	30	1.50	4.37	50	0.54	0.71	24.6		0.78	FS
NO.36	×	402	0.20	×	1.84	4.37	×	0.54	0.71	24.6		0.89	FS
NO.37	350	402	0.20	50	1.50	4.37	50	0.54	0.71	24.6		0.85	FS
NO.38		402	0.20		1.50	4.37		0.54	0.71	24.6		0.85	FS
HNO.1		904	0.17		1.68	6.23		0.84	1.00	69.4		0.73	FS
HNO.2		904	0.17		2.85	6.23		0.84	1.00	69.4		1.08	FS
HNO.3	180	904	0.17	30	3.13	4.50	40	0.84	1.00	69.4		0.93	FS
HNO.4	×	904	0.17	×	3.13	6.16	×	0.84	1.00	69.4		1.16	FS
HNO.5	280	1192	0.13	40	1.99	6.47	40	0.84	1.00	69.4		0.79	FS
HNO.6		1192	0.13		3.13	6.16		0.84	1.00	69.4		1.06	FS
HNO.7		1192	0.13		3.13	6.16		0.84	1.99	122.7		1.06	FS

注1)単位 H,L,b,D,c,b_p,D (cm), σ_{fy} , σ_{fy} , σ_{fy} (kg/cm²)
 注2) L: 軽量コンクリート, F: 鋼繊維補強コンクリート, 他は普通コンクリート
 注3) τ_{pu} : AIJ 略算式による梁曲げ耐力時接合部せん断耐力
 τ_{pu} : 破壊モード S&FS型の終局せん断強度計算値(文献[10] 式(6), (7))

3. 1 検討対象試験体と各要因の範囲

検討対象とした試験体は、筆者らが行った非加力直交梁の無い試験体で、破壊モードが、F型の5体、FS型の26体、S型の11体の合計42体である[6]~[8]。試験体の諸元を表-1に示す。使用したコンクリートは、普通、軽量、鋼繊維補強(SF)コンクリートの3種類で、 σ_c の範囲は311~1192kg/cm²である。梁主筋はSD390、SD590クラスで、引張鉄筋比(b_p)は0.96~3.68%の範囲にある。柱の引張鉄筋比(c_p)は0.35~0.88%の範囲で、軸圧比(η_o)は0.10~0.33の範囲にある。接合部の横補強筋の形状は□型と□型の2種類で、横補強筋比(p_w)の範囲は0.6~1.8%、 $p_w \times \sigma_{fy}$ (σ_{fy} : 横補強筋降伏点)の範囲は18.8~69.4kg/cm² (鋼板補強したHNO.7を除く)である。

3. 2 セン断ひび割れ発生時の強度とせん断変形角

接合部パネルのせん断ひび割れ強度(τ_{pc})の実験値と計算値の比較を図-3に示す。計算値は、式(1)に示す筆者らが提案したコンクリート種類の違いを考慮した主応力度式により求めた[9], [10]。

$$\tau_{cr} = \sqrt{(\sigma_{0e} \sigma_t + \sigma_t^2)}, \quad \sigma_t = k \sqrt{\sigma_B} \quad (1)$$

ここで、 σ_{0e} は等価軸圧縮応力度、 k はコンクリート種類により異なる係数で、普通コンクリートで1.6、軽量コンクリートで1.3、SFコンクリートで2.4である。計算で仮定した接合部パネルの有効断面積は、図-2に示したように柱応力中心間距離(j_c) $\times$ 柱幅(b)とした。実験値と計算値との対応は、コンクリート種類が違う場合を含めて、概ね良好である。

せん断ひび割れ発生時のせん断変形角(γ_{pc})と σ_B との関係を図-4に示す。 γ_{pc} は、 σ_B の違いによる影響は見られなかったが、コンクリート種類の違いによる影響は見られた。コンクリート種類の違いによる γ_{pc} を比較すると、軽量と普通とはほぼ同じ値で、その平均値はそれぞれ $0.45 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 、 $0.40 \times 10^{-3} \text{ rad}$ であった。これは、東、大和田らの研究、及び筆者らが先に提案した値とほぼ同じである。SFコンクリートの γ_{pc} は、軽量及び普通コンクリートのそれよりも大きい傾向にあり、平均値は $0.65 \times 10^{-3} \text{ rad}$ であった。

3. 3 セン断圧縮破壊発生時の強度と変形角

筆者らは、接合部パネルの横補強筋は、せん断強度への効果他に、パネルの圧縮破壊の拘束効果があるとして検討してきた。具体的には、せん断強度への効果は、せん断方向の負担応力から、それと直交する方向の負担応力の差と考え、評価してきた[6]。ここでは、この考えに従いせん断圧縮破壊発生点の横補強筋のせん断強度への効果を検討する。 Q_p と横補強筋の負担せん断応力度($p_w \sigma$)との関係例を図-5に示す。ここで σ は、接合部パネルの横補強筋のひずみ度より求めた値で、せん断方向の応力度と直交方向のそれとの差である。 $p_w \sigma$ は、接合部パネルにせん断ひび割れが発生すると急激に増大し、さらに変形が進むと、せん断圧縮破壊が生じて接合部パネルが膨張することにより減少している。図中a点は、 $p_w \sigma$ が最大となる点で、これは目視で確認したせん断圧縮破壊発生点とほぼ対応している。ここでは、 $p_w \sigma$ が最大となる点をせん断圧縮破壊発生点と定義し、

横補強筋のせん断強度への効果を検討する。図-6に $p_w \sigma$ と $p_w \cdot w \sigma_y$ との関係を示す。この関係を普通コンクリートについてモデル化すると図中の折線となり、せん断圧縮破壊発生時の横補強筋の負担せん

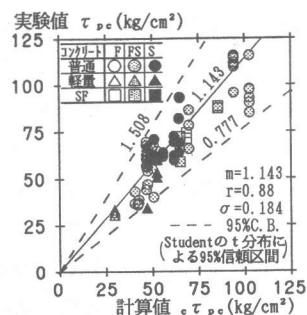


図-3 τ_{pc} - τ_{pc} 関係

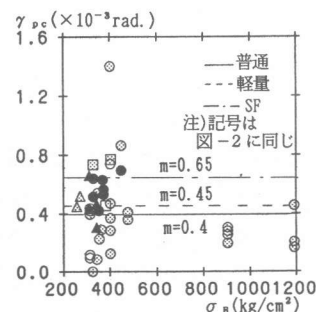


図-4 γ_{pc} - σ_B 関係

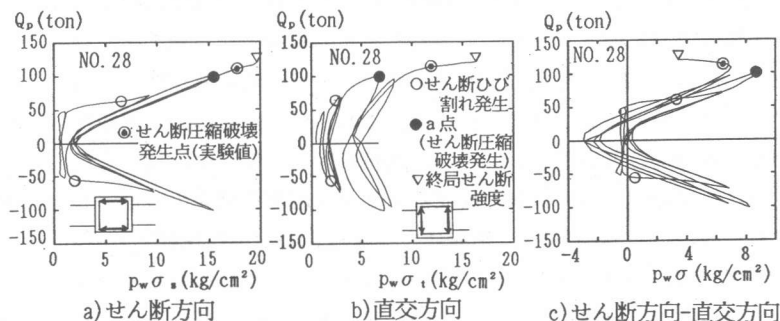


図-5 Q_p - $p_w \sigma$ 関係例

断応力度は、 $0.42p_w \cdot w \sigma_y$ 程度(但し、 $p_w \sigma \leq 15 \text{ kg/cm}^2$)になる。

接合部パネルの有効断面積を図-2に示したように $j_c \cdot t_p$ として算定したせん断圧縮破壊発生時のせん断応力度(τ_{pfc})の推定式を得るために、普通コンクリートを用いた試験体について、上記の横補強筋の影響と、 σ_B 、 b_{pte} 、 c_{pt} などの影響因子を考慮して重回帰分析を行った。さらにコンクリート種類の違いによる影響を係数的に考慮して、普通、軽量及び鋼繊維補強の各コンクリートを用いた場合のせん断圧縮破壊発生強度の推定式として式(2)を得た。

$$c \tau_{pfc} = k \cdot \{5.51 \sigma_B^{0.39} b_{pte}^{0.577} c_{pt}^{0.174} (j_b + j_c) / \sqrt{(j_b^2 + j_c^2)} + 0.42 p_w \cdot w \sigma_y\} \quad (2)$$

ここで、 k 、 b_{pte} については、表-2参照。但し、 $p_w \cdot w \sigma_y \geq 36 \text{ kg/cm}^2$ の時は $p_w \cdot w \sigma_y = 36 \text{ kg/cm}^2$ として算定する。実験値(τ_{pfc})と式(2)による計算値との比較を図-7に示す。両者の対応は、良好である。

図-8に接合部のせん断圧縮破壊発生時のせん断変形角(γ_{pfc})と σ_B との関係を示す。表-3に破壊モード、コンクリート種類、横補強筋形状ごとに γ_{pfc} の平均値を示す。破壊モードがSモードの試験体に関しては、 γ_{pfc} は、コンクリート種類、 σ_B 、横補強筋形状の違いによる影響が見られず、 $2.64 \sim 4.19 \times 10^{-3} \text{ rad}$ の範囲にばらついており、平均値は、 $3.3 \times 10^{-3} \text{ rad}$ であった。この値と筆者らの既往の提案モデルの値とは、ほぼ同じであった。FSモードの試験体に関して、 γ_{pfc} は、コンクリート種類、 σ_B の違いによる影響は、明確に見られなかったが、横補強筋形状の違いによる影響は見られた。接合部パネルコンクリートの拘束の良い□型は、その悪い○型に比べ、 γ_{pfc} は、大きな値を示す傾向にあった。その平均値は、□型の普通コンクリートの試験体で、 $4.23 \times 10^{-3} \text{ rad}$ で、○型の普通コンクリートの試験体で、 $1.73 \times 10^{-3} \text{ rad}$ であった。

3. 4 終局せん断強度と変形角

筆者らは、接合部パネルの終局せん断強度時の主なせん断抵抗機構を斜め圧縮ストラットによると考え、横補強筋の効果を $0.25 p_w \cdot w \sigma_y$ として、S型、及びFS&S型についての終局せん断強度(τ_{pu})の推定式を提案している[9]、[10]。これらの推定式により求めた計算値(τ_{pu})と実験値(τ_{pm})との比較を図-9に示す。尚、実験値は、接合部パネルの有効断面積をせん断圧縮破壊発生時と同じ $j_c \cdot t_p$ として算定した。実験値と計算値との対応は良好である。

図-10に破壊モードがFS、S型の試験体について、終局せん断強度時のせん断変形角(γ_{pm})と主要な要因との関係を示す。 τ_{pu} と τ_{puu} (建築学会梁曲げ耐力略算式による梁曲げ耐力時接合部パネルせん断応力度)との比については表-1参照。破壊モードがS

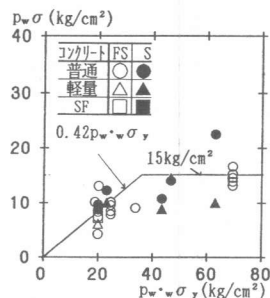


図-6 $p_w \sigma - p_w \cdot w \sigma_y$ 関係

表-2 式(2)の係数

コンクリート	k	$b \sigma_y (t/cm^2)$	$b_{pte} (\%)$
普通	1.0	$4.4 \leq b \sigma_y$	b_{pte}
軽量	0.96	$4.4 > b \sigma_y$	$b_{pte} \cdot b \sigma_y / 4.0$
S.F	1.04		

但し、 $\sigma_B \leq 450 \text{ kg/cm}^2$ の時 $b_{pte} \leq 0.008 \sigma_B$ 、 $\sigma_B > 450 \text{ kg/cm}^2$ の時 $b_{pte} \leq 0.003 (\sigma_B - 450) + 3.6$

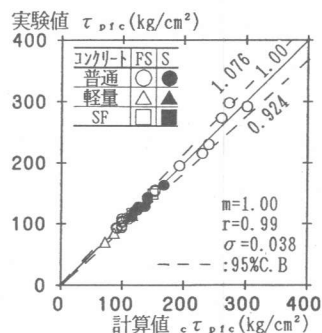


図-7 $\tau_{pfc} - c \tau_{pfc}$ 関係

表-3 γ_{pfc} の平均値

コンクリート種類	S型	FS型	S型	FS型
普通	3.42	1.73	3.40	4.23
軽量	-	2.60	3.11	-
SF	-	2.74	-	3.20

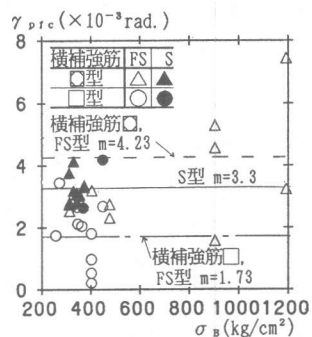


図-8 $\gamma_{pfc} - \sigma_B$ 関係

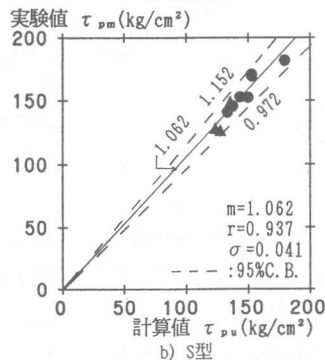
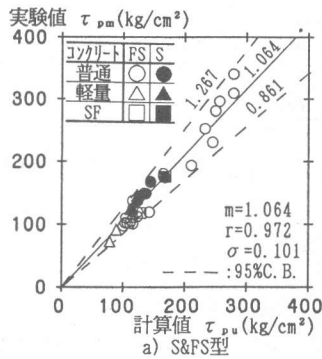


図-9 $\tau_{pm} - \tau_{pu}$ 関係

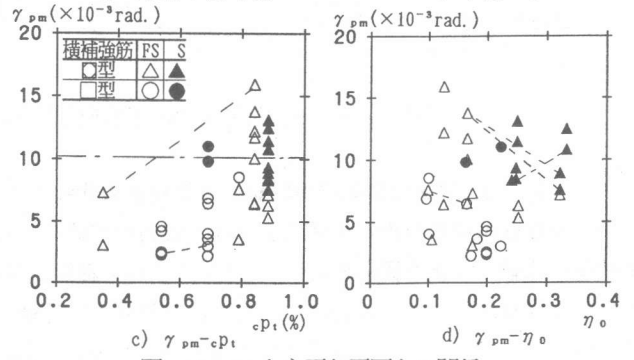
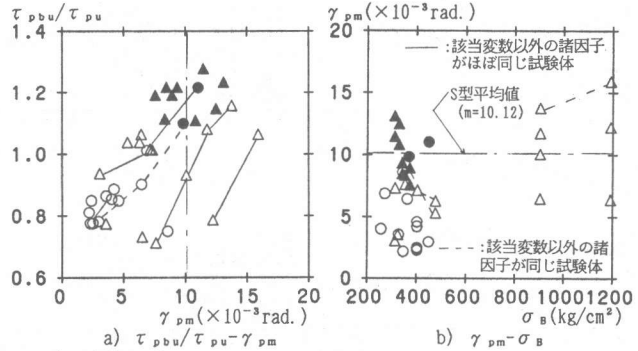


図-10 γ_{pm} と主要な要因との関係

型の試験体の γ_{pm} の平均値は、 $10.12 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ で、筆者らの既往の提案モデルの値とはほぼ同じであった。 τ_{pbu}/τ_{pu} 、 σ_B 、 $c p_t$ が大きくなると、 γ_{pm} は、大きくなる傾向にあった。また、 η_o が大きくなると γ_{pm} は、小さくなる傾向が見られた。横補強筋の形状で比較すると、 $\square$ 型の試験体の γ_{pm} は、 $\square$ 型のそれよりも大きな値を示す傾向にあった。上記の影響因子を考慮して、横補強筋形状別に重回帰分析を行い、 γ_{pm} の推定式として次式を得た。

$$\begin{aligned} \square \text{型} \quad c \gamma_{pm} &= 3.70 (\tau_{pbu}/\tau_{pu})^{2.25} (\sigma_B/500)^{2.08} c p_t^{1.72} \eta_o^{-1.01} \\ \square \text{型} \quad c \gamma_{pm} &= 3.25 (\tau_{pbu}/\tau_{pu})^{1.48} c p_t^{0.82} \eta_o^{-0.75} \end{aligned} \quad (3)$$

実験値と式(3)による計算値との比較を図-11に示す。 $c \gamma_{pm}$ に対して γ_{pm} は、横補強筋が $\square$ 型の場合は約 $\pm 40\%$ 、 $\square$ 型の場合は約 $\pm 50\%$ の範囲にある。尚、本論で提案した式(2)、(3)の説明変数は、F検定を行った結果、いずれも99%以上有意であることが確認されている。また、式(2)、(3)の適用範囲は、実験データの範囲を考慮して、コンクリート強度が $300 \leq \sigma_B \leq 1200 \text{ kg/cm}^2$ 、梁主筋で $1.0 \leq c p_t \leq 3.5\%$ 、 $4000 \leq \sigma_y \leq 6500 \text{ kg/cm}^2$ 、柱で $0.35 \leq c p_t \leq 0.9\%$ 、 $0.10 \leq \eta_o \leq 0.35$ の範囲で、接合部では、 $0.6 \leq p_w \leq 1.8\%$ 、 $20 \leq p_w \cdot \sigma_y \leq 70 \text{ kg/cm}^2$ とする。

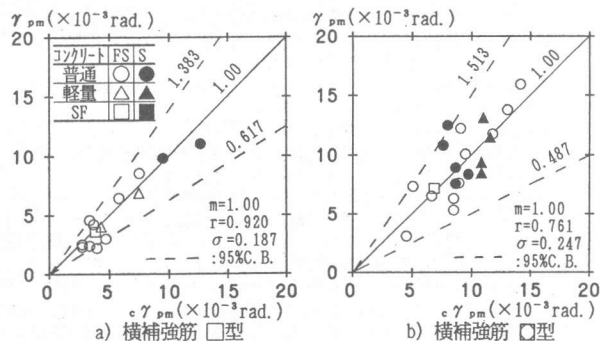
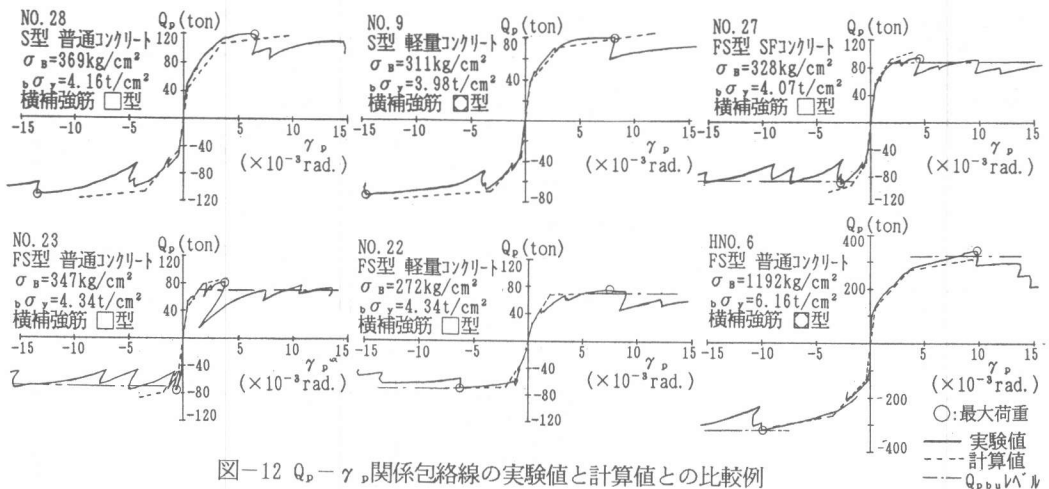


図-11 $\gamma_{pm} - c \gamma_{pm}$ 関係



4. $Q_p - \gamma_p$ 関係包絡線の実験値と計算値との比較

モデル化曲線の各特性点の値を上にした各推定式により求め、 $Q_p - \gamma_p$ 関係包絡線を算定し、実験値と比較した例を図-12に示す。コンクリート種類、材料強度、横補強筋形状、並びに破壊モードの異なるいずれの場合においても、実験値と計算値の対応は、比較的良好である。尚、包絡線の算定に当っては、各試験体の破壊モードを筆者らが提案した方法により判別[9]し、上記の各式を適用した。その際、 γ_{pc} 、 γ_{sc} は実験値の平均値を用いて算定した。尚、破壊モードがF型の試験体に関しては、FS型の $Q_p - \gamma_p$ 関係包絡線に従い、梁が曲げ降伏すると γ_p が増大しないとして算定する。

5. まとめ

接合部パネルの $Q_p - \gamma_p$ 関係包絡線について、比較的多くの実験データを用いて検討し、その推定式を得た。推定式による計算値は、コンクリート種類、材料強度、横補強筋形状、並びに破壊モードが異なるいずれの場合においても、実験値と概ね追跡している。

参考文献

- [1] 大和田義正・東洋一: 水平力を受ける鉄筋コンクリート柱梁接合部に関する研究(6報)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 785~786、1968. 10
- [2] 黒正清治・福原正志・林静雄・長縄裕行: 鉄筋コンクリート造梁・柱接合部に関する実験研究(その1)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 1439~1440、1974. 10
- [3] 寺岡勝・狩野芳一・林和也、他: 鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の力学性状に関する研究(その5)、(その7)、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp. 617~618、1987. 10、pp. 417~418、1988. 10
- [4] 北山和宏: 鉄筋コンクリート造柱・梁接合部の復元力特性に関する研究: コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 14, NO. 2、pp. 431~436、1992. 6
- [5] 森田司郎・藤井栄・野村祥一: RC 外部柱・梁接合部の耐力と変形性状、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 9, NO. 2、pp. 175~180、1987. 7
- [6] 寺岡勝・狩野芳一・林和也、他: 鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の力学性状に関する研究(その2)~(その4)(その6)、(その8)、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp. 117~120、1986. 8、pp. 615~616、1987. 10、pp. 415~416、1988. 10、pp. 607~608、1991. 9
- [7] 寺岡勝・狩野芳一・田中清・林和也: 高強度コンクリートを用いたRC内注・梁接合部の強度と変形性状、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 12, NO. 2、pp. 633~638、1990. 6
- [8] 林和也・狩野芳一・寺岡勝・Mollick A.: 梁芯が柱芯に偏芯接合した内部柱・梁接合部に関する実験研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 13, NO. 2、pp. 507~512、1991. 7
- [9] 寺岡勝・狩野芳一・小村勝巳: 鉄筋コンクリート造内部柱・梁接合部のせん断強度に関する調査及び検討ー普通コンクリートを用い、直交梁の無い場合ー、構造工学論文集、Vol. 37B、pp. 365~378、1991. 3
- [10] 寺岡勝・狩野芳一・佐々木聡・藤原敏夫・林和也: 鉄筋コンクリート造内部柱・梁接合部のせん断強度に関する調査及び検討ーコンクリート種類などを変えた場合ー、構造工学論文集、Vol. 37B、pp. 379~392、1991. 3