

# [102] 鉄筋コンクリート柱—梁接合部(ト形)に関する実験的研究

正会員 関根正孝 (明治大学大学院)

正会員 小倉弘一郎 (明治大学工学部)

## 1. 序

鉄筋コンクリート骨組構造における柱と梁の接合部の力学的性状は、使用材料の高強度化、鉄筋の太径化、等に加えて設計手法が終局強度設計法へと移行する傾向にあること、等の諸因を背景にその究明が重視され、かなりの研究が蓄積されている。一方、現場施工の面からは接合部の配筋は非常に輻湊する部分であり応力伝達上はもちろん、施工上可能な合理的な配筋ディテールが望まれる。本研究はこのような観点から配筋が特に輻湊する骨組中間層の外柱と梁の接合部であるト形接合部を対象とし、現行の慣用定着法をはじめ各種の定着法に関し、正負繰り返し荷重下における性状を究明しようとするものである。

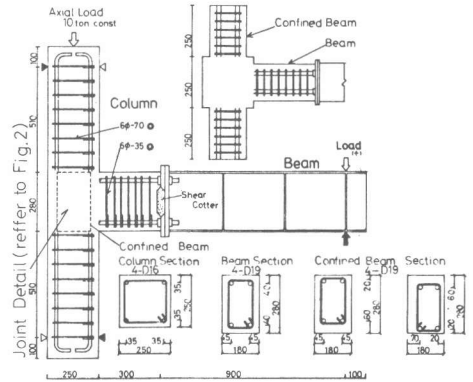


図1 試験体形状・寸法

## 2. 実験概要

表1 試験体一覧

### 2-1 試験体概要

図1に試験体の形状寸法を示す。試験体は加力装置との関係から実物の約 $\frac{1}{3}$ のスケールであり、梁は載荷点側100cmの部分を既製の鉄骨ビームで代用した。表1に試験体一覧を示す。試験体数は梁主筋の定着形式、直交梁の有無、直交梁の主筋位置、直交梁のひび割れの有無、接合部内帯筋量、により分かれ、No.1~No.9の9体である。

試験体番号	実験変数					接合部内配筋ディテール名	コンクリート強度 (Kg/cm <sup>2</sup> )
	梁主筋定着形式1)	直交梁の有無	直交梁の主筋位置	直交梁ひび割れの有無	接合部帯筋量		
No. 1	HO型	有 <sup>2)</sup>	上通し	無	3-6φ	Detail HO1	279
No. 2	HO型	有	下通し <sup>3)</sup>	無	3-6φ	Detail HO2	228
No. 3	HO型	有	上通し	無	0	Detail HO3	197
No. 4	HO型	無			3-6φ	Detail HO4	240
No. 5	HO型	無			3-6φ	Detail HO4	324
No. 6	PO型	有	上通し	無	3-6φ	Detail PO1	269
No. 7	PO型	有	上通し	有 <sup>4)</sup>	3-6φ	Detail PO1	268
No. 8	PO型	無			3-6φ	Detail PO2	315
No. 9	PS型	無			3-6φ <sup>5)</sup>	Detail PS1	329

1) HO型: 柱内折り曲げ定着形式(慣用定着法) PO型: 接合部内折り曲げ定着形式 PS型: 接合部内直線定着形式 2) 直交梁は柱両側面に設けた。 3) 直交梁主筋を梁定着筋の下側を通し、それらの一部を梁下端定着筋折れ部と接触させた。 4) 加力前に直交梁つけ根に正負のモーメントを与え曲げひび割れを生じさせた。ひび割れ幅は、自視可能となる程度にとどめた。 5) 他の7体は閉鎖形帯筋を使用した。No.9試験体は1.35度フック付リフープと90度フック付タイの併用とし、同時に梁のスタップを接合部内まで連続補強した。 6) 図2の配筋詳細図におけるディテール名に対応する。

接合部内配筋ディテールを図2に示す。梁主

筋の定着長は慣用定着法のDetail-HO型ではRC規準の定着長算定式により求め、その他の試験体は接合部形状の制限から決定された。

### 2-2 使用材料

表2に鉄筋およびコンクリートの力学的性質を示す。コンクリートには軽量コンクリート1種を使用した。コンクリートの打設は、直交梁を有する試験体は縦打ちで、直交梁のないものは横打

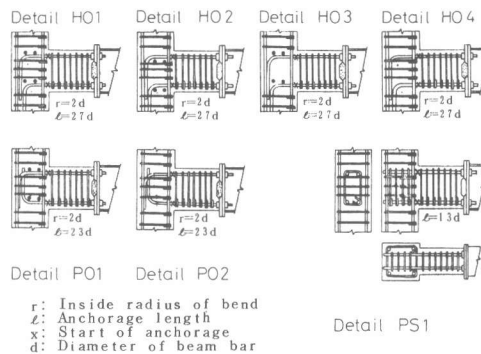


図2 配筋詳細図

ちで行なった。縦打ちに際しては、梁の上端までと上部柱とを2度に分けて行なった。

### 2-3 加力および測定方法

図3および図4に加力装置、変形測定装置を示す。加力装置は既製の鉄骨フレーム

表2 材料の性質

Reinforcement			
No. 1, 2, 3, 4 Specimen			
Bar	$\sigma_y$ (%)	$\sigma_{su}$ (%)	$E_s$ ( $\times 10^4$ %)
D19	3770	5676	1.87
D16	3693	5503	1.94
6φ	4387	4976	2.06
No. 5, 6, 7, 8, 9 Specimen			
Bar	$\sigma_y$ (%)	$\sigma_{su}$ (%)	$E_s$ ( $\times 10^4$ %)
D19	3520	5526	1.84
D16	3620	5573	1.89
6φ	2890	4406	1.91

\*Yield stress determined by 0.002 offset method

### Concrete

Specimen	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8	No.9
$f_c$ (%)	279	228	197	240	324	269	268	315	329
$f_t$ (%)	26.3	23.3	22.5	18.9	25.1	24.3	26.2	24.5	24.8
$cE_s$ ( $\times 10^4$ %)	1.64	1.80	1.75	1.53	2.14	1.50	1.50	1.73	1.73

Notes:  $\sigma_y$ : Yield Stress,  $\sigma_{su}$ : Ultimate Stress,  $E_s$ : Modulus of Elasticity  
 D19, D16: Deformed Bar; 19mm, 16mm in Dia. 6φ: Rolled Bar 6mm in Dia.  
 Rc: Compressive Strength, Pt: Tensile Splitting Strength  
 cE: Modulus of Elasticity

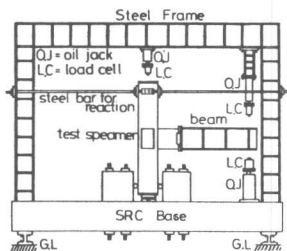


図3 加力装置

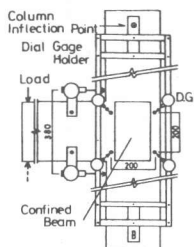


図4 変形測定装置

に油圧ジャッキを固定したものである。柱に定軸力10トンを与え、加力用鉄骨梁に正負繰り返し載荷を行なった。加力は梁の最大荷重までを荷重制御で、最大荷重以後は梁固定端の回転角測定用のダイヤルゲージによる変形制御で行なった。変形の測定は梁固定端部の回転角（柱面から14 cmの距離の梁断面の柱に対する回転）と接合部のせん断変形を1/100ダイヤルゲージ(D.G)により行なった。鉄筋の歪は所定の位置の鉄筋両面にワイヤストレーンゲージ(W.S.G)を貼付し、平均歪を求めた。

### 3. 実験結果

表3に実験結果の一覧を示す。

#### 3-1 梁端モーメント(M<sub>b</sub>) - 回転角(θ<sub>b</sub>)関係

図5にM<sub>b</sub>とθ<sub>b</sub>の関係を示す。慣用定着法のNo.1~No.5では直交梁のないNo.4, No.5および直交梁を有し接合部帯筋のないNo.3は、正負の荷重に対し梁の曲げ降伏には達せず

最大耐力に至り、以後急激に耐力低下をきたした。直交梁がありかつ接合部帯筋を有するNo.1, No.2は正荷重時には共に梁が降伏し、比較的靱性に富む挙動を示した。負荷重時には、直交梁主筋を梁定着筋の下側を貫通させたNo.2は降伏したが、No.1は降伏せず耐力劣化が著しかった。No.1, No.2の梁主筋の降伏は梁最大荷重時には、

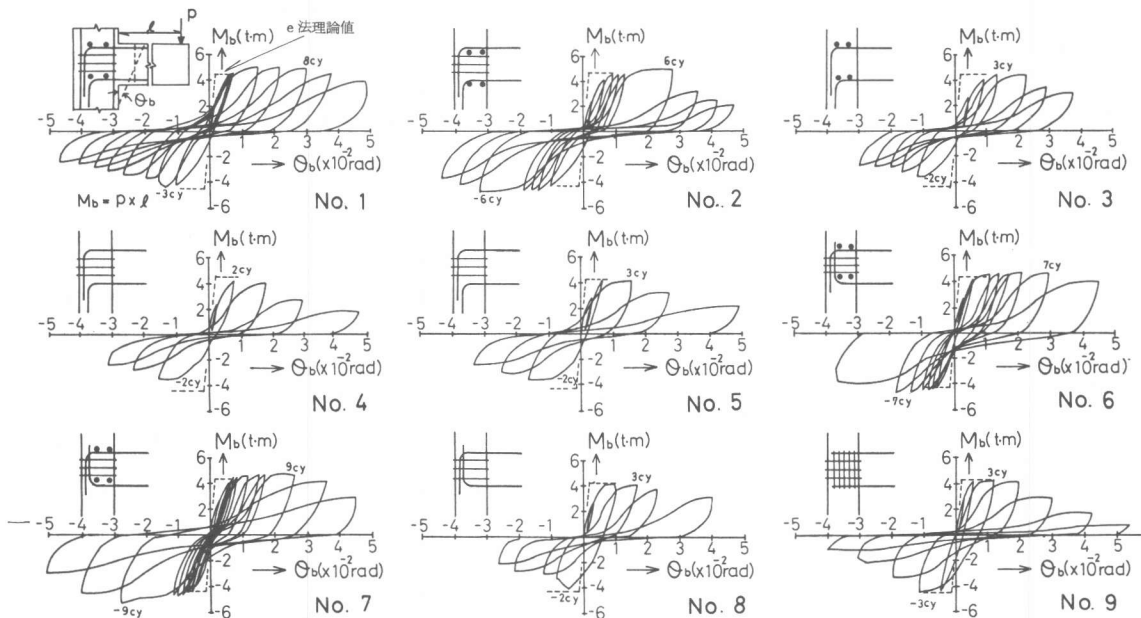


図5 梁端モーメント [M<sub>b</sub>] - 回転角 [θ<sub>b</sub>] 曲線

表3 実験結果

試験体 番号	荷重正負 の履歴		梁曲げ降伏時		梁最大荷重時		帯筋の 降伏の有無	破壊 モード		
	pTc (kg/cm <sup>2</sup> )	pTc (t/m)	bMy (t·m)	bθy (rad)	bγu (t/m)	bθu (rad)				
No. 1	+ 41 (3)	-0.13	5.02 (6)	15.0	5.0 (8)	-0.75	5.02	+298	N.Y	BFY
	- 25 (2)	-0.01	—	—	4.2 (2)	-0.13	4.20	-106	N.Y	→ JAF
No. 2	+ 41 (2)	-0.09	4.92 (6)	28.1	5.0 (6)	-0.27	4.98	+281	N.Y	BFY
	- 19 (2)	-0.01	4.44 (6)	-32.9	4.7 (6)	-0.82	4.68	-32.9	N.Y	→ JAF
No. 3	+	—	—	—	4.6 (3)	+0.03	4.56	+136	N.Y	JAF
	-	—	—	—	3.5 (2)	-0.61	3.52	-11.4	N.Y	
No. 4	+ 34 (2)	+0.02	—	—	4.2 (2)	+0.27	4.20	+0.80	N.Y	JAF
	- 19 (2)	-0.00	—	—	4.7 (6)	-0.01	3.60	-12.5	N.Y	
No. 5	+ 34 (2)	+0.09	—	—	4.3 (3)	+0.15	4.28	+15.9	N.Y	JAF
	- 22 (2)	-0.16	—	—	3.9 (2)	-0.97	3.84	-16.3	N.Y	
No. 6	+ 34 (3)	+0.03	4.44 (3)	+0.80	4.6 (7)	+0.04	4.64	+288	N.Y	BFY
	- 38 (2)	-0.08	4.64 (6)	-1.41	4.6 (7)	-0.00	4.64	-19.0	N.Y	→ JAF
No. 7	+ 38 (4)	+0.05	4.64 (6)	+1.00	4.8 (9)	+0.04	4.80	+21.8	N.Y	BFY
	- 41 (2)	-0.04	4.56 (6)	-1.42	5.0 (9)	-0.26	5.04	-28.0	N.Y	→ JAF
No. 8	+ 36 (2)	+0.12	—	—	4.2 (3)	+0.36	4.20	+16.5	N.Y	JAF
	- 29 (2)	-0.14	—	—	4.1 (2)	-0.33	4.08	-0.43	N.Y	
No. 9	+ 29 (2)	+0.03	4.32 (3)	+0.80	4.3 (3)	+0.23	4.32	+11.8	N.Y	BFY
	- 24 (2)	-0.02	—	—	4.4 (3)	-0.47	4.44	-11.8	N.Y	→ JAF

\* 1 ( )内はサイクル、直交梁付試験体のpTcはパネル中央のW.S.G.により推定した。記号r, M, θはそれぞれ接合部平均せん断応力、せん断変形、梁端モーメント、回転角を意味する。  
 $r = V_p / A_p$ ;  $V_p$  = 接合部パネルせん断力,  $A_p$  = パネル有効断面積 =  $j \times (b_c + b_b) \times \frac{1}{2}$ ,  $j$  = 柱の応力中心距離,  $b_c$ ,  $b_b$  = 柱および梁の幅 \* 2 梁の最大荷重時に於ける接合部内帯筋の降伏の有無 N.Y = Not Yield \* 3 BFY = 梁曲げ降伏, JAF = 接合部定着破壊 (梁端に顕著な曲げ圧壊もみられず、接合部内帯筋も降伏しない状態を定着破壊とした)

接合部内の折り曲げ起点部にまで及んだ。接合部内へおさめる定着形式のNo.6～No.8では直交梁のあるNo.6 No.7が直交梁つけ根の曲げひび割れの有無にかかわらず正負繰り返し荷重に対し比較的靱性に富む挙動を示した。接合部内直線定着形式のNo.9は正荷重時には降伏したが、その後の靱性は得られず耐力劣化が著しかった。

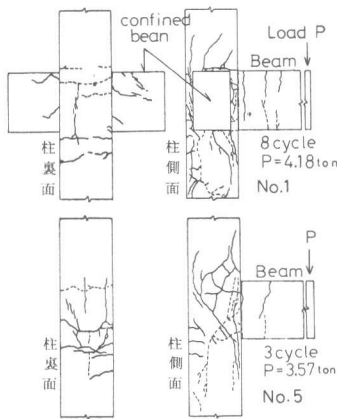


図6 ひび割れ状況

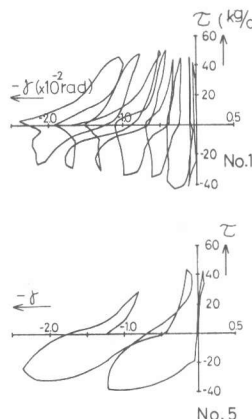


図7 接合部せん断応力-せん断変形曲線

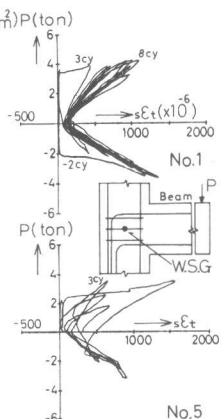


図8 接合部内帯筋の荷重-歪曲線

3-2 ひび割れ性状

図6に慣用定着法のNo.1とNo.5の梁最大荷重時(正)のひび割れ状況を柱側面と柱裏面とに分けて示す。直交梁なしのNo.5は2サイクルに発生した接合部せん断ひび割れが上下柱材へかなり伸展すると同時に、柱裏面には柱軸に平行な縦ひび割れが発生した。直交梁のあるNo.1でも接合部せん断ひび割れ(接合部内帯筋の歪性状より3サイクルと推定)の伸展とみられるひび割れが、上下の隣接柱部分に認められた。

3-3 接合部変形

図7に接合部せん断応力度(τ)とせん断変形[γ]の関係をNo.1, No.5について示す。両試験体とも-2サイクルのτ=-20kg/cm²前後から負の変形が増加する傾向を示し、荷重が正に移っても変形は正の値には戻らず、残留変形が認められた。直交梁のないNo.5の方が変形増加の傾向は著しかった。

3-4 接合部内帯筋歪

図8に梁荷重[P]と接合部内中央の帯筋歪[sεt]の関係をNo.1, No.5について示す。直交梁のあるNo.1は-2および+3サイクル時に接合部内せん断ひび割れ発生によるとみられる歪増加を示したが、その後は+8サイクルの最大荷重に達しても約1000μ程度までにとどまる比較的安定した曲線を示した。直交梁のないNo.5は+2サイクルの接合部せん断ひび割れの発生により1500μ程度の歪増加を示したが、+3サイクル時には荷重は上昇したが歪は600μ程度にとどまった。直交梁のある場合、接合部せん断ひび割れ後も接合部コンクリートの一体性は保たれ、荷重の上昇に対し安定した抵抗を示したものと推定されるが、直交梁のない場合は接合部せん断ひび割れ

等により一体性が失われ帯筋への応力伝達が損われたものと考えられる。

3-5 接合部内梁定着筋付着性状

図9に梁上端筋の接合部内定着域における付着性状を、直線定着部付着(τ<sub>ab</sub>)と折り曲げ定着部付着(τ<sub>bc</sub>)に分けて示す。上段の3図は+3サイクルまでのτ<sub>ab</sub>を、下段3図は折り曲げ起点と終点の歪差から求められた折り曲げ部の見かけの平均付着応力(τ<sub>bc</sub>)の変化を示したもので、

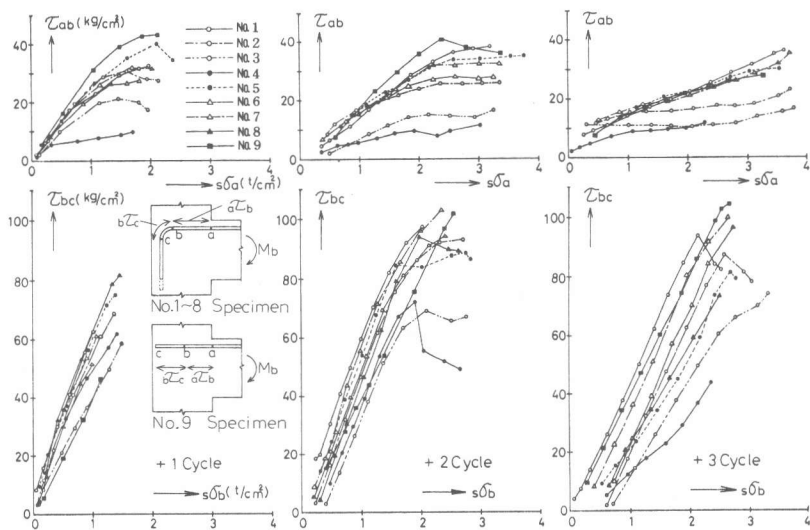


図9 梁主筋の接合部内付着応力(τ)と鉄筋応力(sσ)の関係

横軸は各定着区間の定着起点鉄筋応力  $s_{0a}, s_{0b}$  を示す。 $\tau_{ab}$  は +1 サイクル時に  $s_{0a}=2000 \text{ kg/cm}$  程度で頭打ちとなる傾向を示し、その後のサイクルにおける  $s_{0a}$  の上昇に対しても  $10\sim 40 \text{ kg/cm}$  の間にあった。No. 3, No. 4 が他の試験体と比べ低い事から、コンクリート強度差の影響が表われたとも考えられる。No. 9 が 1, 2 サイクル時に相対的に高い値を示したが、これは既往の研究でも指摘されているように接合部内に配した肋筋による定着効果と考えられる。 $\tau_{bc}$  は  $\tau_{ab}$  と比べると鉄筋応力の増加に伴う上昇傾向はかなり大きかったが、直交梁のある試験体も含めて 2, 3 サイクルの  $\tau_{bc}=70\sim 95 \text{ kg/cm}$  程度でピーク値に達する傾向が認められた。これは梁主筋の歪分布の検討から、接合部内に発生したせん断ひび割れにより梁主筋折り曲げ終点部の歪増加が著しくなったため、と考えられる。直交梁のある試験体の  $\tau_{bc}$  は一旦は前述のようなピーク値を示すが、その後の繰り返し荷重に対して更に増加する傾向を示し、たとえば No. 1, No. 2 試験体では梁最大耐力時(それぞれ +8, +6 サイクル)には  $125\sim 175 \text{ kg/cm}$  という高い値が得られた。

**3-6 接合部せん断ひび割れ強度** 図10に接合部せん断ひび割れ発生時のパネル平均せん断応力  $[p_{rc}]$  とコンクリート強度  $[F_c]$  との関係を示す。同図は当研究室で昭和54年度までに行なわれたT形接合部実験(26体)のデータにより作成されたものである。直交梁のない試験体の  $p_{rc}$  がやや低い位置にあるが、これらの下限としては SRC 規準の  $p_{rc}=0.1 F_c$  がほぼ妥当と考えられる。

**3-7 接合部終局強度** 図11に梁の最大耐力時における接合部パネルコンクリートの負担せん断強度  $[p_{rc0}]$  とコンクリート強度  $[F_c]$  との関係を示す。同図中には文献(2)でまとめられている十字形接合部に関するデータおよび SRC 規準におけるパネルコンクリート部分の負担項式(十字形, L形に対し拘束係数  $\psi$  はそれぞれ 3, 2, 1)等を併記した。本実験データは SRC 規準  $\psi=2$  の場合を下回る傾向にあった。

**4. まとめ**

正負交番繰り返し荷重を受けるRC-T形接合部にすぐれた力学的性状を期待するには、直交梁の付与と同時に接合部内にある程度の帯筋(本実験では  $p_w=0.64\%$ )を配する事が必要である。

梁定着筋折り曲げ部分とそれに交差する直交梁主筋の位置関係は、今回の実験から推定すると直交梁主筋を梁定着筋の下側に通しそれらの一部を梁下端筋折り曲げ部と接触させるのが望ましい。

梁定着筋の付着強度は、直線定着部が加力サイクルの増加に対し  $40 \text{ kg/cm}$  程度止まりであったの比べ、折り曲げ部分は直交梁および接合部内帯筋を与える事により数回の正負繰り返しに対し  $150 \text{ kg/cm}$  前後の高い値が維持された。

接合部のせん断ひび割れ強度  $[p_{rc}]$  は SRC 規準の  $p_{rc}=0.1 F_c$  がほぼその下限にあったが、終局強度は接合部拘束係数  $\psi=2$  による規定を下回る傾向にあった。

**謝辞** 本研究は文部省科研費(昭和53, 54年度)によって行なわれた。本実験に際し、住友金属鉱山KKから人工軽量粗骨材を、日曹マスタービルダーズ社から高強度モルタル、の寄贈を受けた。実験の実施にあたっては明大卒論生、荒城、高橋、金子、杉山(以上58年度)、近藤、坂爪、高久、持田(以上54年度)、君の協力を得た。また、実験データの整理には明大計算センターの UNIVAC 1100/21 を利用した。ここに深謝致します。

文献1) C.O.Orangun, J.O.Jirsa, J.E.Breen "A Reevaluation of Test Data on Development Length and Splices," ACI journal March, 1977

文献2) 上村智彦: 鉄筋コンクリート構造物の梁・柱接合部の終局せん断強度について, 建築学会大会 1975.10

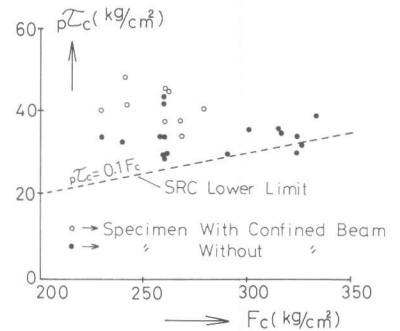


図10 接合部せん断ひび割れ時せん断応力  $[p_{rc}]$  とコンクリート強度  $[F_c]$  の関係

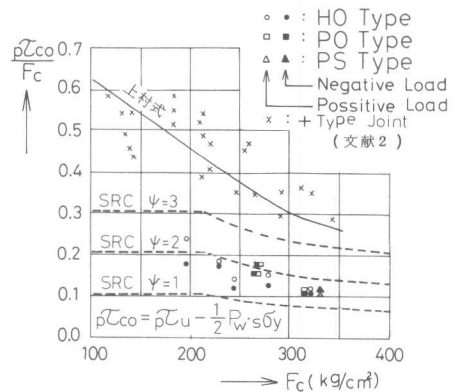


図11 接合部コンクリートの終局強度  $[p_{rc0}]$  とコンクリート強度  $[F_c]$  の関係