

論文

[2088] 高強度コンクリートを用いた柱・梁接合部の実験的研究

正会員 ○木村 秀樹 (竹中工務店技術研究所)  
 正会員 菅野 俊介 (竹中工務店技術研究所)  
 正会員 長嶋 俊雄 (竹中工務店技術研究所)  
 市川 敦史 (竹中工務店技術研究所)

1. まえがき

RC造建物の高層化、鉄筋の高強度化、太径化などが進むにつれて、柱・梁接合部のせん断応力度レベルや柱、梁主筋の接合部内付着応力度レベルがかなり高くなってきている。筆者らは、建物の高層化やスパンの拡大、部材断面の縮小化を目的としてFc600 ~800 の高強度コンクリートを用いた、高強度、高靱性部材を開発するための基礎的実験研究<sup>1)</sup>を継続的に行なってきた。本報はそのうちの柱・梁接合部に関するものであり、接合部のせん断応力度レベルが高い場合にも梁降伏を先行させ、梁主筋の接合部からの抜け出しを防止し、復元力特性の改善を図ることを目的とした実験研究について述べるものである。

2. 試験体および実験方法

試験体一覧を表-1 に、配筋例を図-1 に、接合部模式図を図-2 に示す。試験体は、外周フレーム中柱架構を対象とした約1/2 スケールのもの8体で、主要な実験変数は、コンクリート強度 (Fc400,600,800)、接合部せん断応力度レベル ( $\tau_p = 140,170,200\text{kg/cm}^2$ )、接合部補強法の3つである。接合部補強法は、突き合わせ溶接閉鎖型フープによる普通補強 (Pw=0.6% で一定)、接合部内梁主筋に抜け出し防止用定着金物を取り付けたもの (J6-1)、接合部を貫通する梁主筋を高強度 ( $\sigma_y \approx 10000\text{kg/cm}^2$ ) とし柱面位置から0.5D (D:梁成)離れた所で機械的に普通鉄筋と接合し梁のヒンジ位置を移動させることを意図したもの (J6-2)、鋼板で補強し梁主筋をロックナットあるいは溶接で鋼板に固定したもの (J6-3, J8H-3) の4種類である。

試験体の柱、梁のせん断設計は全補強式を用いて行ない、試験体は全

表-1 試験体一覧

試験体名	J4-0	J6-0	J6-1	J6-2	J6-3	J8-0	J8H-0	J8H-3
平均+強度 Fc (kg/cm <sup>2</sup> )	400		600				800	
断面寸法	44 × 44 cm							
主筋種別	D22 ( $\sigma_y \approx 4000\text{kg/cm}^2$ )						D22 ( $\sigma_y \approx 6000\text{kg/cm}^2$ )	
全主筋比 P <sub>g</sub>	2.4% (12 - D22)						2.4% (12 - D22)	
引張鉄筋比 P <sub>t</sub>	0.88%							
補筋比 P <sub>w</sub>	0.56%		0.65%		0.56%		0.88%	
断面寸法	30 × 40 cm							
主筋種別	D22 ( $\sigma_y \approx 4000\text{kg/cm}^2$ )						D22 ( $\sigma_y \approx 6000\text{kg/cm}^2$ )	
引張鉄筋比 P <sub>t</sub>	3.1% (8 - D22)							
せん断補強筋比 P <sub>w</sub>	0.5%		0.6%		0.5%		0.75%	
メカニズム時せん断応力度 $\tau_p$ (kg/cm <sup>2</sup> )	140		170		140		200	
せん断補強筋比 P <sub>w</sub>	0.60%		0.62%		2.20%*		0.60%	
備考	フープによる補強	フープによる補強	フープによる補強 定着金物を使用	フープによる補強 ヒンジ位置の移動	鋼板による補強 t=3.2mm	フープによる補強	フープによる補強	鋼板による補強 t=5.75mm

\* 鋼板による補強では鉄筋に換算した値。

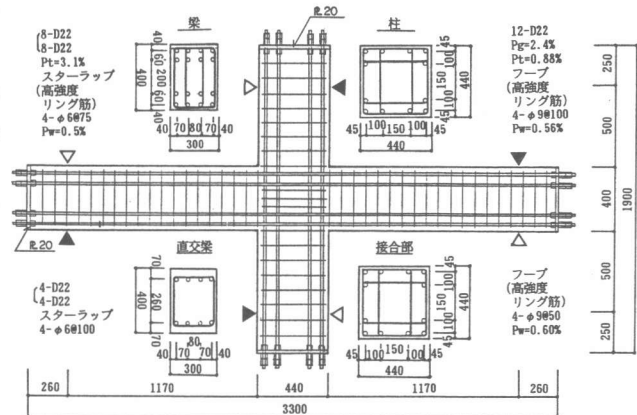


図-1 試験体形状および配筋例 (J4-0)

て梁の曲げ降伏が柱に先行するように（柱の曲げ耐力／梁の曲げ耐力 $\geq 1.2$ ）設計している。また、全試験体とも30×40cmの断面の直交梁を片側に有している。使用材料の機械的性質を表-2に示す。

加力は柱一端をピン、他端をローラー支持した状態で梁両端に逆対称の正負繰返し荷重を作用させた。柱には一定軸力（ $\sigma_0=103\text{kg/cm}^2$ ）を作用させた。載荷は変位制御で行なった。

### 3. 実験結果および考察

#### 3.1 試験経過および荷重～変形関係

図-3に層せん断力～層間変位曲線、表-3に実験結果一覧を示す。

コンクリート強度の影響をみると Fc400 の J4-0は、J6-0、J8-0に比べ最大耐力は15% 小さく、最大耐力後の耐力低下も著しい。ループ形状もエネルギー吸収能の小さい逆S型を呈している。J6-0、J8-0では層せん断力～層間変位関係に大きな差はなく R=50/1000rad. まで包絡線の耐力低下はみられない。補強方法の影響を見ると、接合部内梁主筋に定着金物を設けた J6-1は耐力、ループ形状とも J6-0 と差がなく、その影響は認められない。ヒンジ位置の移動を狙った J6-2 では、狙い通りヒンジ位置が移動し、耐力もヒンジ位置移動を仮定して算定した曲げ耐力に達している。なお J6-2 では実験中に梁がねじれてしまったため、R= 50 /1000rad. の正サイクルのみで加力を中止している。接合部を鋼板補強した試験体では  $\tau_p=140 \text{ kg/cm}^2$  レベルのもの (J6-3) は R=50/1000rad. を超える大変形下で耐力低下が少なく  $\tau_p=200 \text{ kg/cm}^2$  レベル (J8H-3) では

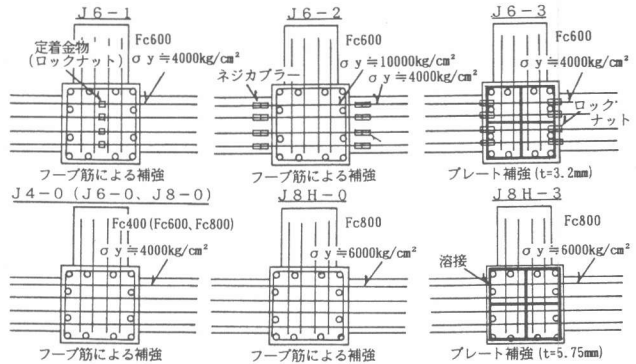


図-2 接合部模式図

表-2 鋼材の降伏点およびコンクリートの圧縮強度

試験体名	単位 (kg/cm <sup>2</sup> )							
	J4-0	J6-0	J6-1	J6-2	J6-3	J8-0	J8H-0	J8H-3
柱主筋 (D22)	4080							
梁主筋 (D22)	3930	4080		10596*	4080	3930	5790	
フープ (Φ9)	9406							
スターループ (Φ6)	8700							
補強プレート	-	-	-	-	2680	-	2880	
コンクリート強度**	310	617	635	660	683	791	817	838

\* 接合部を貫通する梁主筋の降伏強度 (0.2%強度)  
 \*\* 現場封かん養生テストピース (100φ×200) 3本の平均値

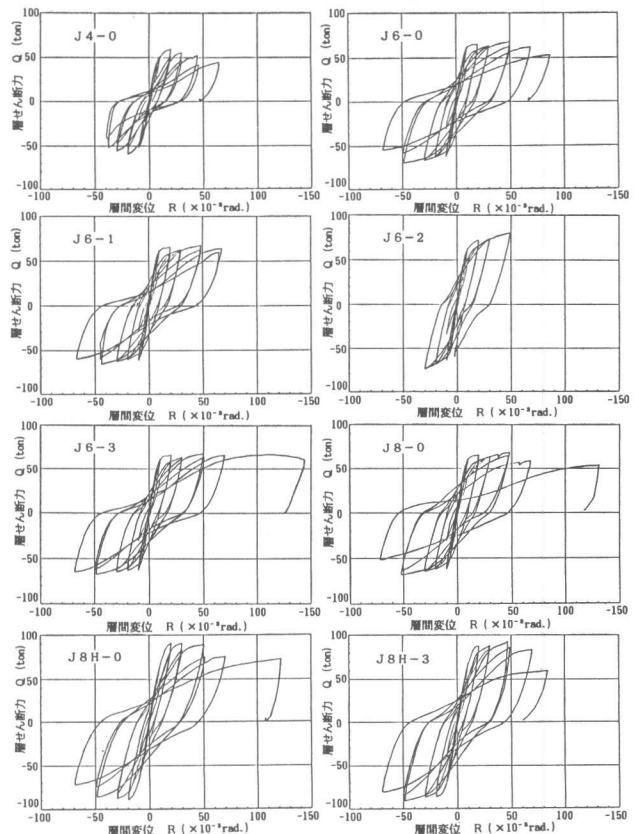


図-3 層せん断力～層間変位関係

表-3 実験結果一覧

試験体	接合部せん断ひびわれ発生時					最大耐力時					破壊モード
	荷重 Q (t)	変位 R (10 <sup>-3</sup> rad.)	応力度 (kg/cm <sup>2</sup> )			荷重 Q (t)	変位 R (10 <sup>-3</sup> rad.)	応力度 (kg/cm <sup>2</sup> )			
			計算値	1) 実験値	2) 実験値/計算値			計算値	1) 実験値	2) 実験値/計算値	
J 4-0	32.8	4.3	73	61	1.20	59.4	19.9	132	137	0.96	J
J 6-0	38.5	4.2	86	75	1.15	-70.6	-49.1	157	137	1.15	B J
J 6-1	24.3	2.1	54	76	0.71	68.3	48.6	152	137	1.11	B J
J 6-2	32.4	3.1	75	80	0.94	80.3	49.1	185	172	1.08	B
J 6-3	-23.8	-2.2	55	81	0.68	68.4	49.8	158	143	1.10	B J
J 8-0	42.4	5.0	94	82	1.15	69.1	49.6	153	137	1.12	B J
J 8H-0	38.7	4.2	86	82	1.05	90.6	20.0	201	202	1.00	B J
J 8H-3	-31.2	-3.3	69	83	0.83	92.3	46.8	205	202	1.01	B J

J: 接合部せん断破壊型 B J: 梁端降伏後の接合部せん断破壊型 B: 梁端曲げ降伏型  
 1)  $\tau_p = \frac{\sum M_a}{(l \cdot \xi) \cdot e \cdot c}$ ,  $M_a = Q \cdot l$ , Q: 層せん断力, H: 柱支点間距離 L: 梁支点間距離  
 $e/c$ : パネルの有効深さ (=  $t_e \cdot j_{a \cdot j_c}$ )  $\xi$ : 柱の内法長さに対する梁せいひの比  
 $j_{a \cdot j_c}$ : 梁、柱の応力中心間距離  $t_e$ : ひびわれ発生時には柱全幅、最大耐力時には梁幅と柱幅の平均をとる  
 2)  $c \cdot r_p = F_t \cdot l \cdot \sigma_a / F_t$ ,  $F_t = 1.6 \sqrt{f_c} \cdot \sigma_a$   $\sigma_a$ : 軸方向応力度  $\sigma_a$ : コンクリート圧縮強度  
 3) 1) で  $M_a = 0.9 \cdot a \cdot \sigma_s \cdot d$  として計算 a: 梁主筋断面積  $\sigma_s$ : 梁主筋降伏強度 d: 梁有効せい

R=30/1000rad. 以上で同一変位における繰り返しによる耐力低下が少ない。また、接合部せん断応力度レベルの影響を見ると、 $\tau_p=140 \text{ kg/cm}^2$  レベルの試験体では R=10/1000rad. 付近から剛性低下が始まるが、 $\tau_p=200 \text{ kg/cm}^2$  の J8H-0、J8H-3 では R=20/1000rad. 付近から剛性低下が始まる。これは梁主筋に  $\sigma_s \approx 60000 \text{ kg/cm}^2$  の降伏歪が大きい鉄筋を用いていることが原因と考えられる。また J8-0 と J8H-0 の比較では J8H-0 の方が R=30/1000rad. 以降の変形における同一変位での繰り返しによる耐力低下が大きい。

接合部せん断ひびわれ発生応力度の実験値/計算値は 0.68 ~ 1.20 で既往の算定式により比較的良く推定できる。また、接合部最大せん断応力度実験値は、接合部せん断破壊型の J4-0 を除いてすべて梁の曲げ耐力で決まる計算値を上回った。

3.2 ひびわれ発生状況

写真-1 に終局時破壊状況の一例を示す。接合部の破壊性状および履歴ループ形状から J4-0 の破壊モード

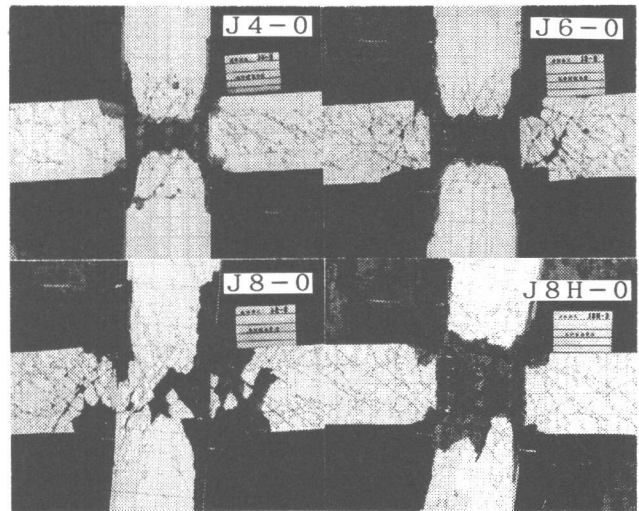


写真-1 終局時破壊状況の一例

は接合部せん断破壊型、J6-2 は梁端曲げ降伏型、その他の試験体は梁端曲げ降伏後の接合部せん断破壊型と判断される。コンクリート強度の影響をみると  $f_c 400$  の J4-0 では梁の破壊が最も少なく梁の変形成分が少なかったものと推定される。また、試験終了時の直交梁には J4-0、J6-0 ともかなりのひびわれが生じていたが J8-0 では非常に少なかった。これは後述するように、コンクリート強度が高いほうが接合部のせん断変形が少なかったことに対応する。補強法の違いによる影響をみると、定着金物を用いた J6-1 では J6-0 と比較してひびわれに対する影響は認められなかった。また、ヒンジ位置の移動を狙った J6-2 では接合部のひびわれは非常に少なく、接合部のせん断変形が少なかったことに対応する。鋼板により補強した試験体ではフープ筋で補強した試験体より接合部のひびわれが長く柱のほうまで広がっていた。同一コンクリート強度で接合部せん断応力度レベルが異なる J8-0 と J8H-0 の比較ではせん断応力度が高い J8H-0 のほうが接合部の破壊が激しく梁端部のひびわれが少なかった。

3.3 接合部のせん断変形

図-4 に正載荷ピーク時層間変位に占める接合部せん断変形、梁の曲げ変形による層間変位の割合を示す。コンクリート強度の影響をみると、接合部せん断変形は J4-0 では R=10/1000rad. 以

降急増し  $R=20/1000\text{rad}$ . ですでに全体の50% を占めている。J6-0 では  $R=30/1000\text{rad}$ . の2回目のサイクルから全体の30% を占めるようになる。J8-0では $R=10/1000\text{rad}$ . 付近で全体の20% をこえるものの $R=50/1000\text{rad}$ に至るまでほぼ20% 以内に納まっている。従って、接合部のせん断変形による変形の割合はコンクリート強度が高くなるにつれて減少する傾向にある。補強法の違いによる影響を見ると、定着金物を用いたJ6-1ではJ6-0と比べてその影響は認められない。また、ヒンジ位置の移動を狙ったJ6-2では接合部のせん断変形は少なく、全体に占める割合は最大で20%、 $R=50/1000\text{rad}$ . でも10% 程度であった。接合部せん断応力度レベルの影響をみると、J8-0では $R=50/1000\text{rad}$ . までほぼ20% 程度に納まっているが、J8H-0 では $R=20/1000\text{rad}$ . 付近から接合部の変形割合は急激に増大し、 $R=50/1000\text{rad}$ . では50% を超えている。

### 3.4 等価粘性減衰定数 (He)

図-5に同一変位で2回繰り返している場合の定常ループ時の等価粘性減衰定数を比較して示す。J6-0とJ8-0ではコンクリート強度の違いによる等価粘性減衰定数の差異は明確ではないが、接合部のせん断破壊が先行した J4-0 では明らかにHeの値が小さい。 $\tau p=140\text{ kg/cm}^2$ レベルの試験体では補強法によるHeの差は明確ではない。しかし $\tau p=200\text{ kg/cm}^2$ レベルで鋼板補強したJ8H-3では、フープ筋で補強した J8H-0に比べてHeの値は若干大きい。また $\tau p=200\text{ kg/cm}^2$ レベルのJ8H-0、J8H-3では $140\text{ kg/cm}^2$ レベルの試験体に比べHeの値は小さいが、これは層せん断力～層間変位関係で剛性低下が始まる変位が異なっていること、接合部のせん断変形が大きかったことなどが原因と考えられる。

### 3.5 鉄筋の歪

#### a) 接合部フープ筋の歪

図-6に接合部中央の構面方向フープ筋の各サイクル1回目の正ピーク時にお

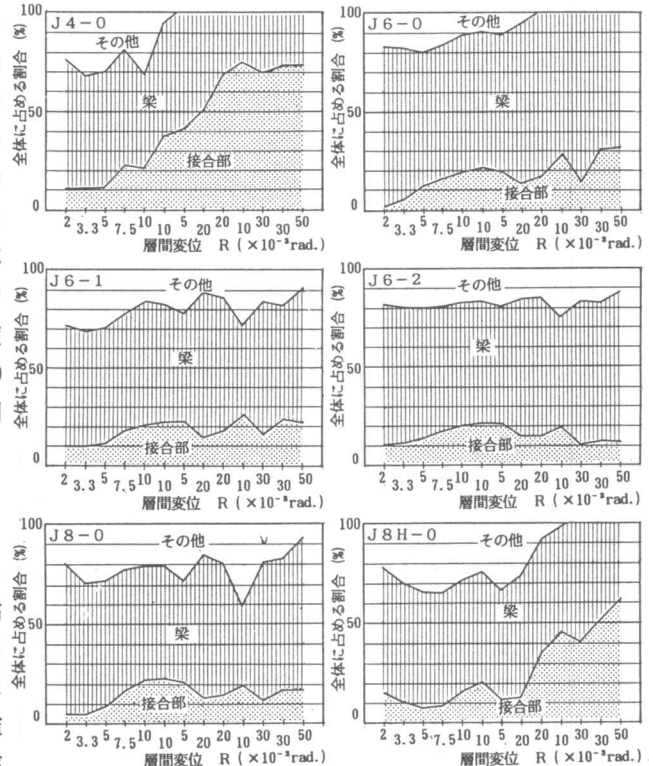


図-4 変形成分の割合

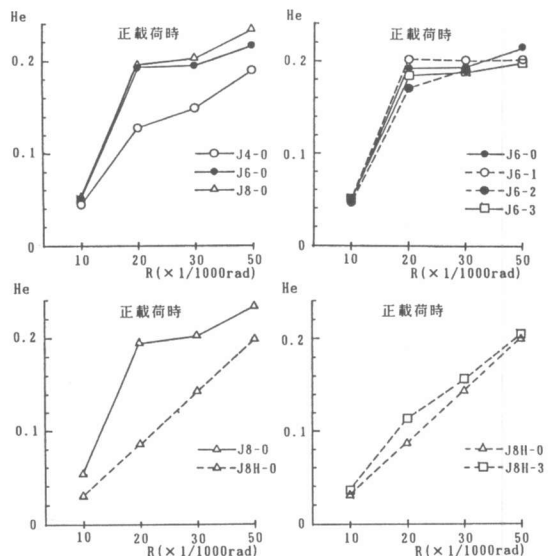


図-5 等価粘性減衰定数の比較

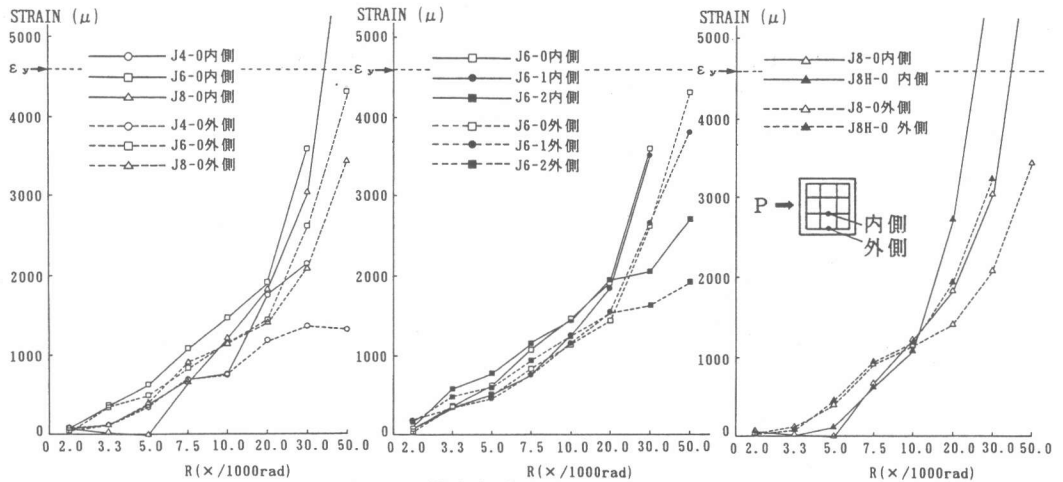


図-6 接合部中央フープ筋の歪

ける歪を比較して示す。J4-0では R=10/1000rad.以降歪の増加が少ない。これはフープ筋による拘束効果が発揮される前に接合部コンクリートのせん断圧壊が進行したためと考えられる。接合部補強法の影響をみると、定着金物を用いたJ6-1の歪はJ6-0と差がない。梁のヒンジ位置を移動したJ6-2はJ6-0と比較し R=20/1000rad.まではほぼ同程度の歪であるが R=30/1000rad.以降の変形において歪が小さく、R=50/1000rad.においてもフープ筋の歪は3000μ以下である。接合部せん断応力度レベルの影響をみると、R=10/1000rad.まではJ8-0、J8H-0ともほぼ同程度の歪であるが R=20/1000rad.以降は応力度が高い J8H-0の歪増加が大きい。

いずれの試験体も R=10/1000rad.以上では外側よりも内側のフープの方が歪が大きい傾向が見られる。また、R=30/1000rad.ではいずれの試験体のフープ筋歪も2000μを超えており  $\tau_p = 140 \text{ kg/cm}^2$  を超える接合部において高強度鉄筋による接合部補強は有効であると考えられる。

b) 梁主筋のひずみ分布

接合部内梁主筋の歪分布より、J4-0、J6-0、J8-0の1段筋は降伏時までは接合部内に引っ張りから圧縮に転ずる歪0の点があり、梁主筋の接合部内での付着は良好であった。鋼板補強の試験体J6-3、J8H-3ではフープ筋補強の試験体に比べ、引っ張り歪が0になる点が接合部内側に移動しており、付着性状は改善されていた。また、接合部せん断応力度が高い試験体 J8H-0、J8H-3でも1段筋が降伏歪に達した時点で引っ張り歪が0になる点が接合部内に存在した。従って、いずれの試験体も1段筋が降伏するまでは接合部からの梁主筋の抜け出しはなかったものと考えられ、J4-0ではその後の繰返し载荷により付着が劣化していったものと考えられる。

4. 試験結果の検討

4.1 接合部内梁主筋の付着性能の検討

文献<sup>2)</sup>では、接合部内に梁主筋を通し配筋する場合、繰返し荷重によって顕著な剛性低下やスリップを生じないように主筋径と柱せいの関係を次のように定めている。

$$D/d_b \geq \sigma_y / \mu \sqrt{\sigma_b} \dots \dots \dots (1)$$

D : 柱せい                      d<sub>b</sub> : 鉄筋径

$\sigma_y$  : 鉄筋の降伏点       $\sigma_b$  : コンクリート圧縮強度

そこで、設計的に接合部内の梁主筋を通し配筋定着長をどの程度にすれば良いかを考察するために、上記μの値を各

表-4 本実験試験体のμ値

試験体	J4-0	J6-0	J6-1	J6-2
μ	11.2	7.9	7.8	20.6
試験体	J6-3	J8-0	J8H-0	J8H-3
μ	7.8	7.0	10.1	10.0

表-5 文献<sup>2)</sup>試験体のμ値

試験体	No.1	No.2	No.3	No.4
μ	10.6	11.0	10.8	10.7

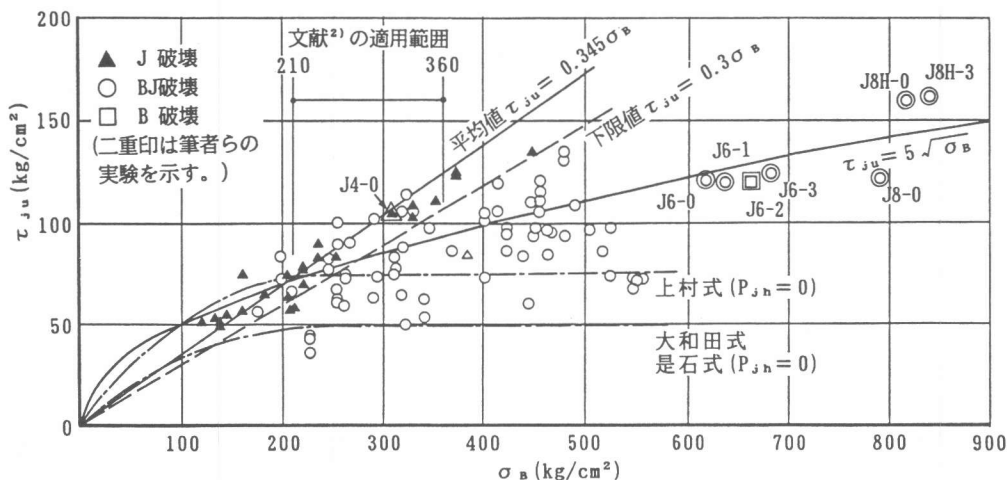


図-7 接合部平均せん断応力度～コンクリート強度関係

試験体について求め、表-4に示す。また、参考のために文献<sup>3)</sup>の4体の試験体についても表-5に示す。このなかで J6-2 は、接合部内を貫通する梁主筋が $\sigma_y = 10600 \text{ kg/cm}^2$  と高強度のため $\mu$ の値が大きくなっているのここでは除外すると、接合部でのせん断破壊が梁の曲げ降伏に先行した J4-0 以外は繰り返し载荷によって $R=50/1000 \text{ rad}$ . まで履歴ループに顕著な剛性低下やスリップ性状を生じておらず、 $\mu$ の値は11.0以内に入っている。そこでコンクリート圧縮強度 $\sigma_b = 360 \sim 900 \text{ kg/cm}^2$  の場合、(1)式において $\mu \leq 11.0$ として用いてもよいと考えられる。

#### 4.2 接合部平均せん断応力度とコンクリート強度との関係

文献<sup>2)</sup>に示されている十字型内柱接合部平均せん断応力度とコンクリート強度の関係のグラフに今回行った実験結果、及び $\sigma_b \geq 360 \text{ kg/cm}^2$ の実験データを追加したものを図-7に示す。 $360 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_b \leq 900 \text{ kg/cm}^2$ の範囲について、現在得られているデータの範囲内(接合部横補強筋量は $P_w = 0.6\%$ 以上、かつ $P_w \cdot \sigma_y = 57 \text{ kg/cm}^2$ 以上で直交梁を有する)では、 $\tau_{ju} = 5 \sqrt{\sigma_b}$ で接合部終局せん断応力度を押えておけば安全側の評価になると考えられる。

#### 5. まとめ

以上得られた結果から、 $\sigma_b = 360 \sim 900 \text{ kg/cm}^2$ の場合、接合部内の梁主筋通し配筋定着長は文献<sup>2)</sup>の設計式を用いて $\mu \leq 11.0$ とし、接合部のせん断応力度を $5 \sqrt{\sigma_b}$ 以下になるように設計しておけば(但し、接合部横補強筋量は $P_w = 0.6\%$ 以上、かつ $P_w \cdot \sigma_y = 57 \text{ kg/cm}^2$ 以上で直交梁を有するものとする)、梁曲げ降伏時の接合部せん断応力度 $\tau_p$ が $140 \text{ kg/cm}^2$ レベルでも、また、梁主筋に高強度鉄筋( $\sigma_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$ )を用いて $\tau_p = 200 \text{ kg/cm}^2$ レベルとなっても、梁の曲げ降伏を先行させ $R=50/1000 \text{ rad}$ . まで耐力低下のない架構とすることが可能であることがわかった。また、ヒンジ位置を移動することは接合部の破壊を防止するのに有効であり、鋼板補強は大変形時の耐力低下を押えるのに有効である。

#### (参考文献)

- 1) 菅野、長嶋、木村、田村：高強度横補強筋を用いた高強度コンクリート柱および梁の実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、1988、10-3、P227～232
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針(案)・同解説(1988年)
- 3) 菅野、長嶋、木村、田村、他：超高層鉄筋コンクリート造建物の柱および架構に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、1986年、P153～154