

第6章 鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の終局せん断強度に関する検討

6.1 はじめに

本章では、接合部終局せん断強度の推定を目的とし、接合部のせん断抵抗機構に基づく終局せん断強度の推定法を提案する。この提案された方法は、既往実験データを適用して検討され、接合部終局せん断強度の推定法として妥当であることを示す。

6. 2 接合部のせん断抵抗機構と終局せん断強度の推定法

6. 2. 1 目的

ここでは、5章の接合部終局強度時抵抗機構に関する考察結果を用いて、梁曲げ降伏前及び後に接合部破壊する場合の接合部終局せん断強度の推定法について述べる。

対象とする梁・柱接合部は、①主筋は接合部域で通し配筋されたもの、②接合部補強は接合部フープ筋及び柱中間筋によるもの、③直交梁を持たない平面十字形接合部であるものとする。

6. 2. 2 接合部域の取り扱い及び記号

接合部領域の取り扱いには、種々な場合が既往の研究ではみられる。具体的には接合部領域を、①梁及び柱の応力中心間距離で囲まれた領域、②梁及び柱成で囲まれた領域、③接合部域の破壊状況(ひび割れ状況、接合部破壊に伴い梁・柱主筋の最大歪位置が接合部内に進展すること等)を考慮しての接合部領域などがある。

ここでは、梁及び柱成で囲まれた領域を接合部と定義する。

(記号)

H, L : 階高, スパン

D_b, D_c : 梁及び柱成

b_b, b_c : 梁及び柱幅

V_b, V_c : 梁及び柱せん断力

bM, cM : 梁及び柱接合部端の曲げモーメント

N : 柱軸力

bT_s, bC_s : 梁接合部端断面の引張側及び圧縮側
主筋応力

cT_s, cC_s : 柱接合部端断面の引張側及び圧縮側
主筋応力

bC_c, cC_c : 梁及び柱接合部端断面のコンクリート
圧縮合力

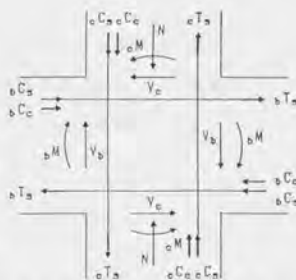


図6.1 接合部への作用外力と接合部周りの応力

6. 2. 3 仮定事項

1) 接合部域梁及び柱主筋の付着性状に関する仮定

既往の実験結果を用いて、以下のように接合部域付着性状に仮定を設ける。即ち、この仮定は、梁及び柱接合部端断面の引張側主筋重と接合部域平均付着応力度との関係を、既往の実験結果を基に、実験式として表現したものである。

接合部域梁主筋の平均付着応力度：

$$b\tau_{av} = \alpha \cdot b\epsilon_{st} \quad (2.3.1, 2.3) \text{参照} \quad \text{式(8-1)}$$

接合部域柱主筋の平均付着応力度：

$$\alpha\tau_{av} = \alpha \cdot \{c\epsilon_{st} + N/(E_c \cdot A)\} \quad \text{式(8-2)}$$

(2.3.1, 2.4)参照)

但し、 α ：係数(=27.3×10³kg/cm²)^{0.1})

E_c ：コンクリートのヤング係数

N ：柱軸力、圧縮を正符号

A ：柱断面積

$b\tau_{av} \leq c\tau_{av} : 4.0\sqrt{F_c}$ 以下

接合部域付着性状は、接合部補強筋量及び柱中間筋量により影響を受け良くなること、又、接合部破壊が進むと悪くなることなど、種々の影響因子は考えられる。そこで、ここでは、接合部域平均付着応力度の値としては、式(8-1)

、式(8-2)の値を一応の基準値と考える。^(注)

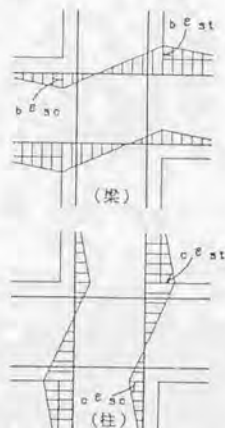


図8.2 接合部域梁及び柱主筋の歪分布

注) 接合部域付着性状に関する前述のことの他に、たとえば次のことが考えら

れるが、接合部終局強度等の最終的判断の際に考慮に入れることとする。

- ・ 梁断面の上端、下端の主筋で、断面内側に配筋された主筋は、外側に位置する主筋より接合部域での付着劣化が顕著であること。^{6.2)}
- ・ 梁主筋が降伏すると接合部域の付着劣化が生じること。

2) 梁及び柱接合部端断面の引張側主筋応力に関する仮定

梁及び柱接合部端断面の引張側主筋応力と歪($b\tau_{st}, b\epsilon_{st}, c\tau_{st}, c\epsilon_{st}$)は、梁及び柱接合部端の曲げモーメント(M_{sc}, M_{st})の作用下の梁及び柱断面に対する曲げ理論解析結果より求めたものに等しいと仮定する。

梁主筋の $b\tau_{st}, b\epsilon_{st}$ については、2章にも示したように一応実験結果との対応からそ

の妥当性が認められている。

一方、柱主筋の $\sigma T_{s,c} \varepsilon_{st}$ については、2章にも示したように実験値は解析値より引張側に大きく(6.2)、その大きい部分の歪は、接合部タガ作用(拘束効果とせん断抵抗)として働くと考える。(5.1.2の4)「接合部終局時提案抵抗機構」参照)

6.2.4 接合部への作用外力と接合部周りの応力

骨組の全体的な釣合より

$$\left. \begin{aligned} {}_bM &= \frac{1}{2} (L - D_c) \cdot V_b \\ {}_cM &= \frac{1}{2} (H - D_b) \cdot V_c \\ V_c &= \frac{L}{H} V_b \end{aligned} \right\} \quad \text{式(6-3)}$$

梁及び柱接合部端断面の釣合より

$$\left. \begin{aligned} {}_bT_s &= {}_bC_s + {}_bC_c \\ {}_cT_s + N_c &= {}_cC_s + {}_cC_c \end{aligned} \right\} \quad \text{式(6-4)}$$

従って、梁及び柱せん断力作用下の接合部周りの応力は以下の手順で算定することができる。

(1) V_b を与えると、式(6-3)より、

$V_c, {}_bM, {}_cM$ が決定

(2) ${}_bM, {}_cM$ の作用下の断面について、曲げ理論解析を行い、

${}_bT_s, {}_b\varepsilon_{st}, {}_cT_s, {}_c\varepsilon_{st}$ を決定

(3) ${}_bT_s, {}_b\varepsilon_{st}, {}_cT_s, {}_c\varepsilon_{st}$ 及び接合部域主筋の付着性状の仮定、式(6-1)、式(6-2)を

用いて、

${}_bC_s, {}_b\varepsilon_{sc}, {}_cC_s, {}_c\varepsilon_{sc}$ を決定

(4) 梁及び柱接合部端断面の釣合、式(6-4)より、

${}_bC_c, {}_cC_c$ を決定

以上のように、 V_b を与えると接合部への作用外力と接合部周りの応力が全て決定できる。

6. 2. 5 接合部せん断抵抗機構

接合部への作用外力は、接合部において、5章の接合部終局時提案抵抗機構で示したストラット機構とトラス機構によって伝達されると考える。

1) ストラット機構

(1) ストラット圧縮応力度(図6.3参照)

ストラットに作用する合圧縮力(C):

ストラットに作用する水平成分(sV_H)

と垂直成分(sV_U)

$$\left. \begin{aligned} sV_H &= bC_c + d_bT_s - V_c \\ sV_U &= cC_c + d_sT_s - V_b \end{aligned} \right\} \text{式(6-5)}$$

d_bT_s, d_sT_s : 主たるストラット域の

梁及び柱主筋付着力

ストラット合圧縮力(C)

$$C = \sqrt{sV_H^2 + sV_U^2} \quad \text{式(6-6)}$$

ストラット断面積(A_S):

実際のストラットについては、図6.3のような状態ではなく、拡がりを持つことなど示されている^{6.3)}が、ここでは、梁及び柱接合部端のコンクリート圧縮ストレスブロックが矩形であるとし、それらで囲まれた部分をストラットと考える。矩形応力ブロックとする理由は、梁及び柱接合部端断面圧縮鉄筋の引張側移行に伴う、コンクリート圧縮合力の増分量は、圧縮鉄筋周囲に集中すると考えられるからである。又、この点については、6.3.2でも考察している。

$$A_S = \sqrt{a_b^2 + a_c^2} \cdot t_p \quad \text{式(6-7)}$$

t_p =接合部有効幅, $((\text{梁幅} + \text{柱幅})/2)$

ストラット圧縮応力度(σ_S):

$$\sigma_S = C/A_S \quad \text{式(6-8)}$$

(2) 梁接合部端コンクリート圧縮応力域(a_b)の寸法の決定(図6.4参照)

コンクリート圧縮合力(bC_c)の位置:

引張側鉄筋からの距離(\bar{J}_b)は、

$$b\bar{M} = \bar{J}_b \cdot bC_c + (D_b - 2d_c) \cdot bC_s$$

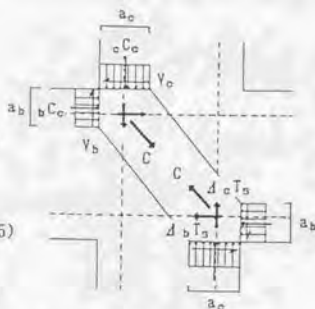


図6.3 ストラット機構

$$\therefore \bar{J}_b = \frac{bM - (D_b - 2b d_c) \cdot b C_g}{b C_c} \quad \text{式(8-9)}$$

$b d_c$: 梁主筋から縁までの距離

コンクリート圧縮合力($b C_c$)が矩形応力ブロックであると仮定すると、応力ブロックの寸法は、

$$a_b = 2\{(D_b - b d_c) - \bar{J}_b\} \quad \text{式(8-10)}$$

コンクリート圧縮応力度($b \sigma_c$)の大きさは、

$$b \sigma_c = b C_c / (a_b \cdot b) \quad \text{式(8-11)}$$

(3) 柱接合部端コンクリート圧縮応力域(a_c)の寸法の決定(図6.4参照)

コンクリート圧縮合力($c C_c$)の位置:

引張側鉄筋からの距離(\bar{J}_c)は、

$$\begin{aligned} c M &= \bar{J}_c \cdot c C_c + (D_c - 2c d_c) \cdot c C_g - (D_c - 2c d_c) \cdot N/2 \\ \therefore \bar{J}_c &= \frac{c M - (D_c - 2c d_c) \cdot c C_g + (D_c - 2c d_c) \cdot N/2}{c C_c} \end{aligned} \quad \text{式(8-12)}$$

$c d_c$: 柱主筋から縁までの距離

コンクリート圧縮合力($c C_c$)が矩形応力ブロックであると仮定すると、応力ブロックの寸法は、

$$a_c = 2\{(D_c - c d_c) - \bar{J}_c\} \quad \text{式(8-13)}$$

コンクリート圧縮応力度($c \sigma_c$)の大きさは、

$$c \sigma_c = c C_c / (a_c \cdot b) \quad \text{式(8-14)}$$

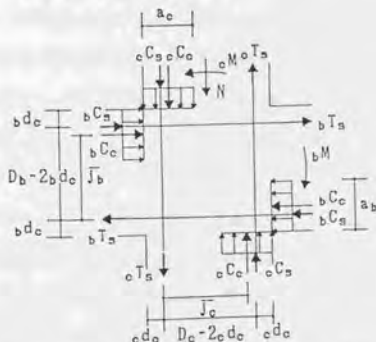


図6.4 梁及び柱接合部端のコンクリート圧縮域

2) トラス機構

トラス機構は、5.1.4「接合部補強筋の挙動」で述べたように、実験的にも確認されている。以下に、再録する。

(1) 機構の説明

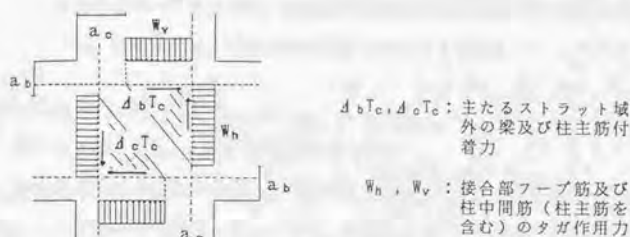


図8.5 トラス機構

トラス機構は、主たるストラット域外の梁及び柱主筋の付着力と、接合部フープ筋及び柱中間筋(柱主筋)のタガ作用力(接合部フープ筋の場合は拘束効果の力を除いた力、柱中間筋の場合は拘束効果の力と曲げの影響による力を除いた力)と釣合いを形成する。

$$W_h = d_b T_c$$

$$W_v = d_c T_o$$

式(8-15)

(2) 接合部フープ筋及び柱中間筋(柱主筋)の挙動

接合部にひび割れが発生し破壊が進行した場合の接合部フープ筋の挙動(W_h)については、以下の事項が、5.1.4の2)で確認されている。(図8.6参照)

- ① 各サイクルの $P=0 \sim P=P_{max}$ (各サイクル時の最大荷重) までの接合部フープ筋歪増分 ($d e_w$) は、主たるストラット域外の梁主筋の付着力により生ずる。

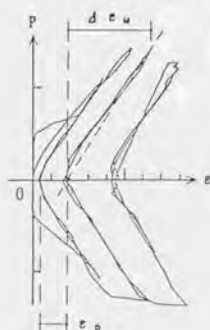


図8.6 典型的な接合部フープ筋の荷重-歪曲線

②各サイクル $P=0$ の時の接合部縦面と横面の歪値は等しい。従って、 $P=0$ の時の歪値は、接合部破壊に伴う体積膨張、拘束効果と判断する。

③経験してない新しい荷重段階を受けると、接合部コンクリートの破壊の進展により $P=0$ 時の ε_p が生じるが、新しい荷重段階を受けない場合は $\varepsilon_p=0$ となる。

④接合部フープ筋の歪は、接合部中央位置に配筋したフープ筋の歪が大きい。この原因は、②の影響によるものと考えられる。

(3) 柱中間筋(柱主筋)の挙動

以下の事項が、5.1.4の3)で確認されている。

接合部域の柱中間筋の各サイクルにおける歪量の増減は、曲げ抵抗によるものと、フープ筋の歪の増減と同じように、主たるストラット域外の柱主筋の付着力によって生じるものからなる。ただし、柱中間筋は柱断面の中央位置近くにあるため、曲げ抵抗による歪は小さい。

6. 2. 6 接合部終局せん断強度の推定法

1) 接合部終局せん断強度の算定

ここでは、接合部終局強度は、前述のストラット機構における斜めストラット圧縮応力度(σ_s)が、コンクリート有効圧縮強度(σ_{fc})となった時点で決定するものとする。

一般的に、接合部破壊型及び梁曲げ降伏後に接合部破壊する型では、最大耐力に近づくにつれて、接合部のひび割れによる破壊が顕著になることと梁主筋が降伏することなどにより、梁主筋と柱主筋の接合部域引張側では付着性状が悪くなる。従って、トラス機構よりも、ストラット機構が主たる抵抗機構となる。そこで、接合部終局強度は、ストラット機構の圧潰により決定すると考える。

接合部終局強度がストラット機構の圧潰により決定すると考えた場合、①接合部フープ筋と柱中間筋、②柱軸力の影響を次のように考える。

接合部フープ筋と柱中間筋の接合部終局強度に関する影響は、接合部コンクリートの劣化を防ぎ、接合部域主筋の付着性状を良くするものと既往の研究^{6, 4)}で指摘されている。そこで、接合部フープ筋と柱中間筋の影響は、接合部域主筋の付着応力度に現れるものと考え、式(6-1)、式(6-2)の係数 α の値で考慮できる。

柱軸力による影響は、軸力が大きくなると、柱接合部端断面のコンクリート圧縮応力域が大きくなる。従って、既往の実験データにおける統計分析では、柱軸力の接合部終局強度に与える影響が認められないのは、この柱軸力が大きくなる分だけストラット断面が大きくなることに起因していると考えられる。そこで、柱軸力は、柱接合部端断面の圧縮域の大きさで考慮されるものとする。

前述のことから、接合部終局せん断強度の算定手順は、以下のようになる。

Step1: 梁せん断力(V_b)を与えて、式(6-3)より接合部への作用外力を求める。

$$\left. \begin{aligned} V_c &= \frac{L}{H} V_b \\ bM &= \frac{1}{2} (L - D_c) \cdot V_b \\ cM &= \frac{1}{2} (H - D_b) \cdot V_c \end{aligned} \right\} \quad \text{式(6-3)}$$

Step2: bM, cM の作用下での梁及び柱接合部端断面の引張側主筋応力(bT_s, cT_s)と歪($b\varepsilon_{st}, c\varepsilon_{st}$)を曲げ理論解析より求める。

Step3: 接合部域梁及び柱主筋の圧縮側歪($b\varepsilon_{sc}, c\varepsilon_{sc}$)を引張側歪と平均付着応力度の関連式、式(6-1), 式(6-2)を用いて求める。

接合部域梁主筋の平均付着応力度:

$$\begin{aligned} b\tau_{av} &= \alpha \cdot b\varepsilon_{st} \\ &= \frac{bE_s \cdot b a_s \cdot (b\varepsilon_{st} - b\varepsilon_{sc})}{\phi_b \cdot D_c} \end{aligned} \quad \text{式(6-1)}$$

接合部域柱主筋の平均付着応力度:

$$\begin{aligned} c\tau_{av} &= \alpha \cdot (c\varepsilon_{st} + N / (E_c \cdot A)) \\ &= \frac{cE_s \cdot c a_s \cdot (c\varepsilon_{st} - c\varepsilon_{sc})}{\phi_c \cdot D_b} \end{aligned} \quad \text{式(6-2)}$$

但し、 α : 定数(既往の実験結果では、 $\alpha = 27.3 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\alpha = 0$ は付着なしの状態を意味する。)

$b\tau_{av}, c\tau_{av}$: $4.0\sqrt{F_c}$ 以下

bE_s, cE_s : 梁主筋、柱主筋のヤング係数

$b a_s, c a_s$: 梁主筋、柱主筋1本の断面積

ϕ_b, ϕ_c : 梁主筋、柱主筋1本の周長

Step4: 接合部域梁及び柱主筋の圧縮側歪より、梁及び柱接合部端断面の圧縮側主筋応力(bC_s, cC_s)を得て、同位置のコンクリート圧縮合力(bC_c, cC_c)を式(6-4)より求める。

$$\left. \begin{aligned} bC_c &= bT_s - bC_s \\ cC_c &= cT_s + N - cC_s \end{aligned} \right\} \quad \text{式(6-4)}$$

Step5: 梁接合部端コンクリート圧縮応力域(a_b)と柱接合部端コンクリート圧縮応力域(a_c)を、式(6-9)、式(6-10)、式(6-12)、式(6-13)より求める。

梁コンクリート圧縮応力域(a_b):

$$\bar{J}_b = \frac{bM - (D_b - 2b d_c) \cdot b C_b}{b C_c} \quad \text{式(6-9)}$$

$$\therefore a_b = 2 \{ (D_b - b d_c) - \bar{J}_b \} \quad \text{式(6-10)}$$

柱コンクリート圧縮応力域(a_c):

$$\bar{J}_c = \frac{cM - (D_c - 2c d_c) \cdot c C_b + (D_c - 2c d_c) \cdot N/2}{c C_c} \quad \text{式(6-12)}$$

$$\therefore a_c = 2 \{ (D_c - c d_c) - \bar{J}_c \} \quad \text{式(6-13)}$$

但し、梁及び柱接合部端コンクリート圧縮応力度がコンクリート有効圧縮強度 βF_c ($\beta=0.85$) 以上のとき、梁及び柱が曲げ圧潰するか否か検討する。

実際に、 βF_c 以上のような場合は少ないと思われるが、 βF_c 以上の場合は、

$$a_b = b C_c / (\beta F_c \cdot b_b)$$

$$a_c = c C_c / (\beta F_c \cdot b_c)$$

とする。

Step6: 式(6-5)、式(6-8)より、接合部ストラット合力(C)を求める。

$$\left. \begin{aligned} sV_H &= b C_c + d_b T_b - V_c \\ sV_U &= c C_c + d_c T_c - V_b \end{aligned} \right\} \quad \text{式(6-5)}$$

$$\left\{ \begin{aligned} d_b T_b &= n \cdot a_c \cdot \phi_b \cdot b \cdot \tau_{av} \\ d_c T_c &= m \cdot a_b \cdot \phi_c \cdot c \cdot \tau_{av} \end{aligned} \right.$$

n, m : 梁及び柱接合部端断面の引張側又は、圧縮側主筋本数

$$C = \sqrt{sV_H^2 + sV_U^2} \quad \text{式(6-6)}$$

Step7: ストラット圧縮応力度(σ_s)を求め、この値が νF_c であれば、そのときの

V_b, V_c が接合部破壊時の梁及び柱せん断力となり、もし νF_c でなければ、

再度 σ_s が νF_c となる値まで V_b を仮定し繰り返す。

$$A_s = \sqrt{a_b^2 + a_c^2} \cdot t_p \quad \text{式(6-7)}$$

$$\sigma_s = C / A_s \quad \text{式(6-8)}$$

V_b は梁曲げ終局耐力以上となることはない。即ち、 V_b の値を梁曲げ終局耐力として求めた σ_s が νF_c 以下であれば、接合部破壊せず梁曲げ破壊することになる。

以上は、梁断面の主筋が対称配筋の場合について示したのであるが、以下に、非対称配筋の場合の取り扱いについて述べる。

非対称配筋の場合、左右の梁せん断力(${}_1V_b, {}_2V_b$)

は異なる。そこで、このような場合は柱せん断力

(V_c)を与え、見かけ上の梁せん断力(${}_1V_b, {}_2V_b$)を、

左右の梁の降伏時の梁せん断力(${}_1P_v, {}_2P_v$)で、便宜

上次式のように決める。

$${}_1V_b = \frac{{}_2P_v}{{}_1P_v + {}_2P_v} \cdot \frac{H}{L} \cdot V_c$$

$${}_2V_b = \frac{{}_1P_v}{{}_1P_v + {}_2P_v} \cdot \frac{H}{L} \cdot V_c$$

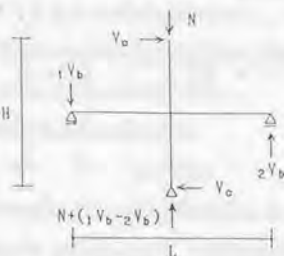


図6.7 非対称配筋の梁の場合
加力状態

このように、梁せん断力を決めると、前述のStep1のように接合部への作用外力が決定できる。この後のStepでは、①左右で異なる梁接合部端コンクリート圧縮応力域の大きさは平均した値とすること、②Step8の sV_H は左右の梁接合部端断面のコンクリート圧縮応力と梁上端・下端筋の主たるストラット域の付着力を平均したものをを用いて求めること以外は、前述のStepと同様に行うことになる。

この取り扱いは、上端筋と下端筋が極端に異なる場合などは、接合部対角線方向にわたって等断面圧縮ストラットからかけはなれるので、適宜、接合部応力伝達状態を考え判断することにする。尚、柱主筋では、柱接合部端引張側応力より柱接合部端圧縮側応力を付着を考慮し算出したが、柱中間筋では、曲げ理論解析より得られた応力を引張側、圧縮側共に用いることにし、接合部域の付着を考慮しない。

2)適用方法

1)で示した方法は、繰り返し演算を必要とし、簡単には接合部終局時の荷重は算定できない。現状の設計では、終局荷重(例えば、梁せん断力 V_b)が直接求まることより、梁曲げ降伏時に、接合部破壊となるか否かが判断できることがより重要である。

従って、梁曲げ降伏時の接合部ストラット圧縮応力度(σ_s)と νF_c との大きさ関係を調べて、接合部破壊となるか否かを判断することになると考えられる。即ち、

$$\sigma_s / \nu F_c \geq 1.0 \quad \text{接合部破壊型、梁曲げ降伏後に接合部破壊する型}$$

$$\sigma_s / \nu F_c < 1.0 \quad \text{梁曲げ破壊型}$$

しかしながら、コンクリート有効圧縮強度(νF_c)が分からない現状である。コンクリート有効圧縮強度(νF_c)は、既往実験データの最大荷重時のストラット圧縮応力度(σ_s)を前述の方法で算定し、これらより求めた ν の値には、ストラット機構が接合部破壊時の機構であることを予想させる次のような傾向を満足していれば良いと考える。

①この ν の値の大きさ関係で、梁曲げ破壊型と接合部破壊型の分類がほぼできること。

②梁曲げ降伏前及び後に接合部破壊した場合のコンクリート圧縮強度低減係数(ν)の値としては、せん断実験などにより求められた値に対応すること。

「6.3節」で、前述の接合部終局せん断強度の推定法は、既往実験の実挙動を表現しているものか否かの比較検討を行い、「6.4節」では、既往実験資料について、 $\nu = \sigma_s / F_c$ の値を算定し、 ν を指標値にその推定法の適合性(破壊形式分類が可能であるか、梁曲げ降伏前及び後に接合部破壊した場合の ν の値がコンクリート有効圧縮強度に対応するか否か)について評価する。

尚、この算定時に問題となるのは、接合部平均付着応力度の定数 α の取り扱いである。少なくとも、 α は、 $0 \leq \alpha \leq 27.3 \times 10^3$ と思われるので、 $\alpha = 27.3 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$ について算定し、 α の値は変化することを念頭に置き、破壊形式等を評価することとする。

6. 3 既往実験の実測値を用いての接合部終局せん断強度の推定法に関する検討

6. 3. 1 検討方法

既往実験の実測値を用いての接合部圧縮ストラット応力度と接合部終局せん断強度の推定法によるそれを比較検討することにより、推定法の妥当性について検討する。算定は両方法とも6.2.6の1)と同様に行う。

但し、各々の場合、以下のような処理を行った。

1) 既往実験の実測値を用いての接合部圧縮ストラット応力度の算定の場合

6.2.6の1)のStep1からStep7を行うのであるが、最大耐力時の実測値である梁せん断力、主筋歪、接合部域平均付着応力度等を用いて、圧縮ストラットの応力を算定する。

2) 接合部終局せん断強度の推定法を用いる場合

実験値の最大耐力を与えて、6.2.6の1)で示した方法により、接合部圧縮ストラット応力を算定する。

使用した試験体は、梁曲げ降伏後に接合部破壊した J1, JBI, No.1, No.3 の4体で、これらは2章で示したものである。各々の最大耐力時の接合部せん断応力度は、

$$J1: \tau_p = 0.40F_c \quad (F_c = 275 \text{ kg/cm}^2)$$

$$JBI: \tau_p = 0.37F_c \quad (F_c = 267 \text{ kg/cm}^2)$$

$$No.1: \tau_p = 0.45F_c \quad (F_c = 238 \text{ kg/cm}^2)$$

$$No.3: \tau_p = 0.46F_c \quad (F_c = 238 \text{ kg/cm}^2)$$

である。

尚、顕著なスリップ性状とならないための主筋径と柱せいの間に「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針(案)・解説⁶⁻⁵⁾」では、次の関係を定め、

$$\mu = \frac{d_b \cdot \sigma_y}{D \cdot \sqrt{\sigma_B}} \quad (d_b: \text{鉄筋径}, \sigma_y: \text{降伏応力度}, D: \text{柱せい}, \sigma_B: \text{コンクリート強度})$$

$\mu \leq 10$ となることを、又、NZS 3101⁶⁻⁶⁾では、 $D/d_b \geq 25$ となることを勧めている。

従って、これらと比較すると、以下に示すように梁主筋の接合部域の付着劣化が予想される試験体である。

$$J1: \mu = 16.1, D/d_b = 13.1 \quad JBI: \mu = 16.4, D/d_b = 13.1$$

$$No.1: \mu = 15.7, D/d_b = 15.6 \quad No.3: \mu = 15.7, D/d_b = 15.6$$

6.3.2 検討結果

表6.1に前述の「既往実験の実測値を用いての接合部圧縮ストラット応力度の算定の場合」及び「接合部終局せん断強度の推定法を用いる場合」より求めた実験時最大荷重の場合の接合部圧縮ストラット応力度を、前者を実挙動、後者を理論として示した。表中には、接合部圧縮ストラット応力度の算定過程を記載した。

尚、表中の記号については既に説明したが、再度、表6.1の次頁に一覧する。

以下、検討結果を示す。

1) 梁接合部端コンクリート圧縮合力(bC_c)と応力度($b\sigma_c$)及び圧縮域(a_b)について

両方法において、梁接合部端コンクリート圧縮合力(bC_c)は、圧縮鉄筋の引張状態への移行により、引張鉄筋応力(bT_s)と比較して大きく、JBIを除く試験体で梁主筋が降伏していること、及び付着応力度($b\tau_{av}$)がほぼ同じであることから、実挙動と推定法の値は等しく、結果として梁接合部端ではコンクリート有効圧縮強度となる程度の値($b\sigma_c$)となっている。

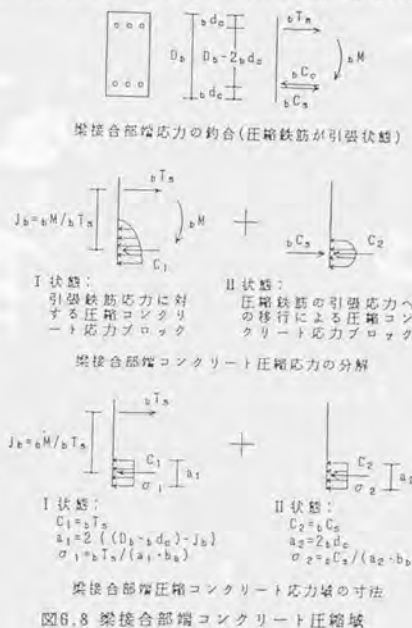
JBIで、両者の方法による bC_c の値が異なるのは、接合部域の梁主筋付着応力度($b\tau_{av}$)の違いが大きいからである。

梁接合部端コンクリート

圧縮域(a_b)は、本来、図6.8

に示すように、引張鉄筋応力(bT_s)に対する圧縮コンクリート応力ブロックと、圧縮鉄筋の引張応力への移行による圧縮コンクリート応力ブロックの合成した型で

考慮されるのであるが、 a_b は大きくても、 $2b d_o$ (これら試験体では、 $2b d_o=8\text{cm}$)程度の範囲であろう。 a_b の値は、両者による差は少なく、大ききとしても妥当である。



2) 柱接合部端コンクリート圧縮合力(c_c)と応力度(σ_c)及び圧縮域(a_c)について

柱接合部端コンクリート圧縮合力(c_c)は、両者で異なり、実挙動の方が大きい。この理由は、実挙動では曲げ理論値より引張鉄筋の応力が大きいこと、又、圧縮鉄筋の引張応力への移行によることが原因で大きくなる。

実挙動では、引張鉄筋の応力が大きいことが、柱接合部端コンクリート圧縮域(a_c)を大きい値とし、結果として圧縮コンクリート応力度を小さい値としている。

本来、接合部ストラットが圧潰すると考えると、柱接合部端コンクリート圧縮応力度(σ_c)は、少なくともコンクリート有効圧縮強度に近い値となる必要がある。従って、 a_c が小さくなり、 σ_c が大きくなり、コンクリート圧縮強度に近い理論の方がより実状に合うものと考えられる。このように考えると、実挙動の柱接合部端引張鉄筋の歪の曲げ理論解析値より大きい部分の歪は、6.2.3「仮定事項」で示した接合部コンクリートの拘束効果とせん断抵抗に対応する歪と考えられる。

3) 接合部圧縮ストラット応力度(σ_s)について

接合部圧縮ストラット圧潰時の応力度(σ_s)は、梁接合部端の圧縮強度 βF_c ($\beta=0.85$)より、実際はせん断ひび割れ状態下での繰り返しの影響により低い値であろうと想像される。従って、理論の σ_s の値は、 $0.77F_c \leq \sigma_s \leq 0.81F_c$ 、実験の σ_s の値は、 $0.65F_c \leq \sigma_s \leq 0.73F_c$ であり、ストラット圧潰強度として考えられる値である。

理論の場合では、柱のコンクリート圧縮域(a_c)の値が、矩形ブロックと考えたため、小さ目になっていると考えられ、実際には σ_s の値は多少小さいと考えられる。

表 8-1 実測値と推定法より求めた接合部圧縮スラット応力度の比較

試験体名	J1($\tau_p=0.40F_C$)		J81($\tau_p=0.37F_C$)		No.1($\tau_p=0.45F_C$)		No.3($\tau_p=0.40F_C$)	
	実測値	理論	実測値	理論	実測値	理論	実測値	理論
$V_b[t]$	5.15	5.15	4.60	4.60	4.05	4.05	5.20	5.20
$V_c[t]$	7.38	7.38	6.57	6.57	7.07	7.07	7.43	7.43
$\sigma_M[t \cdot cm]$	450.8	450.8	402.5	402.5	433.0	433.0	455.0	455.0
$\sigma_M[t \cdot cm]$	423.0	423.0	377.8	377.8	407.0	407.0	427.0	427.0
$\sigma_T[t]$	+25.0	+25.2	+20.2	+20.2	+22.6	+22.6	+22.6	+22.6
$(\sigma_{\sigma_T})[t/cm^2]$	(+2.90)	(+2.02)	(+3.52)	(+3.52)	(+3.80)	(+3.80)	(+3.80)	(+3.80)
$\sigma_T[t]$	+15.9	+9.7	+12.7	+6.4	+19.1	+7.04	+21.4	+9.53
$(\sigma_{\sigma_T})[t/cm^2]$	(+2.00)	(+1.22)	(+1.60)	(+0.80)	(+2.40)	(+1.00)	(+2.70)	(+1.20)
$\sigma_{\tau_{xy}}[kg/cm^2]$	43.0	43.1	29.0	51.8	55.0	55.5	50.0	55.5
$\sigma_C[t]$	+5.65	+5.79	+11.50	+4.60	+1.97	+1.78	+3.85	+1.78
$\sigma_{\tau_{xy}}[kg/cm^2]$	18.0	20.9	16.0	15.6	28.8	21.23	48.0	29.0
$\sigma_C[t]$	+6.80	-0.74	+4.70	-1.40	+4.70	-2.68	-2.60	-1.87
$\sigma_C[t]$	31.0	31.0	31.7	24.80	24.57	24.4	28.5	24.4
$\sigma_C[t]$	49.8	36.0	44.4	32.0	50.8	32.3	45.8	34.6
$J_b[cm]$	17.6	17.7	18.8	19.3	18.9	18.9	19.6	19.9
$\sigma_b[cm]$	7.3	7.3	7.76	6.1	6.7	6.7	7.3	6.7
$\sigma_C[kg/cm^2]$	234 (βF_C)	234 (βF_C)	227 (βF_C)	227 (βF_C)	202 (βF_C)	202 (βF_C)	202 (βF_C)	202 (βF_C)
$J_c[cm]$	15.5	17.8	15.5	18.2	14.1	16.3	13.4	18.0
$\sigma_b[cm]$	11.0	6.4	11.0	5.8	13.8	6.4	15.2	6.8
$\sigma_C[kg/cm^2]$	181 ($0.66F_C$)	225 ($0.82F_C$)	161 ($0.60F_C$)	227 (βF_C)	147 ($0.62F_C$)	202 (βF_C)	120 ($0.50F_C$)	202 (βF_C)
$d_b T_s[t]$	8.5	5.0	3.8	3.48	11.4	5.3	11.4	5.7
$d_c T_s[t]$	2.6	3.0	2.48	1.9	3.9	2.8	7.0	3.1
$\sigma_{V_b}[t]$	32.1	28.6	28.9	21.8	28.9	22.6	30.5	22.7
$\sigma_{V_c}[t]$	47.3	33.8	42.3	28.3	48.75	30.2	47.6	32.5
$C[t]$	57.0	44.3	51.2	36.5	57.5	37.7	50.5	38.8
$A_T[cm^2]$	284	208	289	178	330	199	363	205
$\sigma_S[kg/cm^2]$	200 ($0.72F_C$)	213 ($0.77F_C$)	177 ($0.66F_C$)	205 ($0.77F_C$)	174 ($0.73F_C$)	189 ($0.79F_C$)	156 ($0.65F_C$)	193 ($0.81F_C$)

〔表中の記号〕

V_b, V_c : 最大耐力時の梁及び柱せん断力

bM, cM : 梁及び柱接合部端の曲げモーメント

$bT_s(b\sigma_{st})$: 梁接合部端断面の引張側主筋応力(応力度)

$cT_s(c\sigma_{st})$: 柱接合部端断面の引張側主筋応力(応力度)

$b\tau_{av}$: 接合部域梁主筋の平均付着応力度

bC_s : 梁接合部端断面の圧縮側主筋応力

$c\tau_{av}$: 接合部域柱主筋の平均付着応力度

cC_s : 柱接合部端断面の圧縮側主筋応力

bC_c, cC_c : 梁及び柱接合部端断面のコンクリート圧縮合力

\bar{J}_b : 梁接合部端断面における引張側主筋からコンクリート圧縮合力位置までの距離

a_b : 梁接合部端断面のコンクリート圧縮応力域

$b\sigma_c$: 梁接合部端断面のコンクリート圧縮応力度

\bar{J}_c : 柱接合部端断面における引張側主筋からコンクリート圧縮合力位置までの距離

a_c : 柱接合部端断面のコンクリート圧縮応力域

$c\sigma_c$: 柱接合部端断面のコンクリート圧縮応力度

d_bT_s, d_cT_s : 主たるストラット域の梁及び柱主筋付着力

sV_H, sV_U : ストラット合力の水平及び鉛直成分

C : ストラット合力

A_s : ストラット断面積

σ_s : ストラット圧縮応力度

6. 4 既往実験の接合部圧縮ストラット応力度(σ_s)とコンクリート圧縮強度低減係数(ν)

6. 4. 1 目的

ここでは、既往実験の各試験体の最大耐力時の接合部圧縮ストラット応力度(σ_s)を「6.2節」で述べた方法で算定し、コンクリート圧縮強度低減係数($\nu = \sigma_s / f_c$)を求める。この ν の値を用いて、推定法の適合性 — ① ν の値によって梁曲げ破壊型と接合部破壊型の分類が可能であること、②梁曲げ降伏前及び後に接合部破壊した場合の ν の値が既往のコンクリート圧縮強度低減係数に対応すること — について検討を行う。

6. 4. 2 使用した試験体の文献リスト

ここで使用した試験体は、1985年までに我が国で行われ、日本建築学会大会学術講演梗概集、日本建築学会関東支部研究報告集、及び日本コンクリート工学会論文報告集に記載されたものである。1985年までとしたのは、普通コンクリート($f_c \leq 400 \text{ kg/cm}^2$)を対象としたいためで、最近の資料には高強度コンクリートが含まれるので、この年限とした。即ち、コンクリート圧縮強度低減係数(ν)は、コンクリート強度により変化すると考えられるからである。

使用した試験体の対象の範囲は、

- (1)直交梁を持たない十字形接合部
- (2)主筋は接合部域で通し配筋されたもので特殊な加工を施さないもの
- (3)接合部補強は接合部フープ筋及び柱中間筋によるもので特殊な補強のものは除く
- (4)コンクリートは普通コンクリート
- (5)梁及び柱の断面寸法は $10 \times 15 \text{ cm}$ 以上

である。

これら試験体の記載された文献リストを表6.2に示す。

文献番号	試験体番号	要 要	著 者	発表機関及び年月
1	1~4	複断コンクリート構造物の性能向上化に関する研究 (梁・柱接合部の繰り返し破壊実験)	梅村 勉	日本建築学会大会学術講演発表要旨 1983年10月 p162
2	5~8	複断コンクリート構造物の性能向上化に関する研究 (梁・柱接合部の補修効果)	梅村 勉	日本建築学会大会学術講演発表要旨 1984年9月 p179
3	7~9	型式RC構造物の荷重割付(その5:接合部の配筋法に関する実験)	坪井 浩彦	日本建築学会大会学術講演発表要旨 1985年9月 p220
4	10~13	複断コンクリートラートン型点部配筋法について	大宮 和夫 大野 和男 奥田 祐二 渡川 卓	日本建築学会大会学術講演発表要旨 1986年10月 p234
5	14	人工乾置骨材コンクリート柱・梁接合部の研究	奥田 正一 大井 孝和	日本建築学会大会学術講演発表要旨 1987年10月 p233
6	15~17	水平力を受ける複断コンクリート梁・柱接合部に関する研究 (3根 接合部破壊型試験体の実験)	大和田 義正	日本建築学会大会学術講演発表要旨 1970年9月 p737~p738
7	18~19	複断コンクリート構造柱・梁接合部の研究	斎藤 辰彦	日本建築学会大会学術講演発表要旨 1971年11月 p847~p848
8	20~21	繰り返し荷重を受ける複断コンクリートの付着性状に関する研究 (第8報) 直交するRC部材の逆対称加力実験結果	石橋 一彦 渡部 善夫	日本建築学会大会学術講演発表要旨 1973年10月 p1249~p1250
9	22~24	複断コンクリート柱・梁接合部の実験的研究 降下方向の影響について その(1)	田中 理明 島村 秀夫	日本建築学会大会学術講演発表要旨 1973年10月 p1283~p1284
10	25~28	水平力を受ける複断コンクリート梁・柱接合部に関する研究 (9報 接合部破壊型試験体の実験 その2)	大和田 義正	日本建築学会大会学術講演発表要旨 1973年10月 p1287~p1288
11	29~30	本接合部D51を用いた梁・柱接合部の実験的研究 その1 実験方法と主要実験結果	石橋 一彦 上村 智彦 宮 友策	日本建築学会大会学術講演発表要旨 1975年 p141~p144
12	31~32	本接合部D51を用いた梁・柱接合部の実験的研究 その5 実験方法と主要実験結果	石橋 一彦 上村 智彦	日本建築学会大会学術講演発表要旨 1975年 p217~p220
13	33~35	RC柱・梁接合部補強法に関する実験的研究 その1 実験結果、復元力特性、破壊状況について	多田 利正 飯田 孝一 竹本 靖	日本建築学会大会学術講演発表要旨 1976年 p225~p228
14	36	接合部内に直ね鉄手を有する複断コンクリート梁・柱接合部加力実験	小林 茂 山本 浩二	日本建築学会大会学術講演発表要旨 1976年 p233~p236
15	37	複断コンクリート梁・柱接合部における直交梁の領域に関する実験研究(1)	大和田 義正	日本建築学会大会学術講演発表要旨 1976年10月 p1435~p1436
16	38	複断コンクリート構造梁・柱接合部の応力伝達と耐力に関する実験的研究	若林 貴 中村 武 松田 義樹	日本建築学会大会学術講演発表要旨 1977年10月 p1781~p1782

文献番号	試験体番号	要 要	著 者	出 版 者	発 行 年 次
17	39~41	R柱・梁接合部補強法に関する実験的研究 その4 R柱の柱・梁接合部は鉄骨と非対称な鉄骨の接合部について	多田 利正 武田 芳一 竹本 雄	日本建築学会関東支部 1977年 P239~P250	
18	42~43	鉄筋コンクリート梁・柱接合部における直交梁の効果に関する実験的研究(2)	大和田 義正	日本建築学会関東支部 1977年 P241~P244	
19	44	鉄筋コンクリート構造物の梁・柱接合部に関する実験的研究 (その1 実験方法と主な実験結果)	浜田 大寛 上村 智彦 林 正司	日本建築学会大会学術講演要録 1978年9月 P1873~P1874	
20	45	減隔鉄筋コンクリート部ビルの柱梁接合部に関する実験的研究	別所 俊彦志 岡本 公央 石井 孝二 増松 登	日本建築学会大会学術講演要録 1978年9月 P1311~P1312	
21	46~47	鉄筋コンクリート梁・柱接合部における直交梁の効果に関する実験的研究(4)	大和田 義正	日本建築学会大会学術講演要録 1980年9月 P1511~P1512	
22	48~49	R柱・梁接合部補強に関する実験的研究 その6 R柱の柱・梁接合部は鉄骨の接合部について	多田 利正 武田 芳一	日本建築学会大会学術講演要録 1980年9月 P1515~P1518	
23	50	大型実験施設利用による日本共同耐震研究 (その2 鉄骨を構成する梁・柱部分の耐力増強、実験要約)	中田 信介 鎌谷 武彦 甲斐 秀郎 木村 晋一郎	日本建築学会大会学術講演要録 1980年9月 P1657~P1658	
24	51~52	鉄筋コンクリートラートラートラートの耐力増強に関する実験的研究	木岡 順二 戸根 亨 中山 俊	日本建築学会大会学術講演要録 1981年9月 P1472~P1474	
25	53	R柱梁接合部に関する減隔実験(その2 柱・梁接合部の耐力、変形性状)	伊藤 勝 山田 敏夫 最上 達雄 長永 健好	日本建築学会大会学術講演要録 1981年9月 P1717~P1718	
26	54	鋼鉄補強鉄筋コンクリート材に関する実験的研究 (第7報 十字形柱・梁接合部の耐力増強)	岡村 一昭 寺岡 雄 須賀 真一 廣川 博	日本建築学会大会学術講演要録 1982年10月 P1805~P1808	
27	55~57	十字形R柱・梁接合部のディメンタルと破壊性状との関係 (I. 実験概要、破壊性状及び耐力)	坂 次 小澤 昭彦 草刈 敏夫 藤田 祐二	日本建築学会大会学術講演要録 1983年9月 P1809~P1810	
28	58	二方向地震入力を考慮したR柱・梁接合部の減隔法等に関する研究	大和田 義正	日本建築学会関東支部 1984年 P197~P200	
29	59	鉄筋梁手を有する柱・梁接合部の耐力実験	坂内 哲彦 戸田 哲雄 最 淳一 野村 昭則	日本建築学会大会学術講演要録 1984年10月 P1983~P1984	
30	60~65	鉄筋コンクリート部柱・梁接合部の実験的研究	小林 裕 藤 正俊 小谷 敬介 青山 博之	コンクリート工学年次論文報告集 1984年 P852~P858	
31	66~68	梁生筋付壁を有するR柱・梁接合部の減隔法等に関する研究	北山 和宏 栗橋 浩一郎 小谷 敬介 青山 博之	日本建築学会大会学術講演要録 1985年10月 P203~P204	

6. 4. 3 使用試験体の形状・寸法及び材料の性質


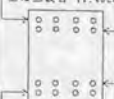
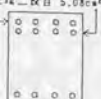

ここで使用した試験体の形状・寸法及び材料の性質を表6.3～表6.7に示す(破壊形式別に記載)。表6.3～表6.7では、接合部終局せん断強度の推定法に基づく算定に必要なデータを示した。

〔表中の記号説明〕

b_b, D_b : 梁幅, 梁成

bA_s : 梁上端及び下端鉄筋断面積

(表中の表現は以下の通りである。)

試験体番号	15	45	60	50
試験体名	No.1	J-1	J1	I-3
梁断面	上端 5.08cm^2  下端 5.08cm^2	上端一筋目 15.48cm^2 上端二筋目 11.48cm^2  下端二筋目 11.48cm^2 下端一筋目 15.48cm^2	上端一筋目 5.08cm^2 上端二筋目 5.08cm^2  下端 5.08cm^2	上端 2.14cm^2  下端 1.43cm^2

d_b : 梁有効成

(上端・下端筋量の異なるものは各々の平均)

$b\sigma_y$: 梁主筋降伏応力度

b_c, D_c : 柱幅, 柱成

eA_s : 柱片側鉄筋断面積

(片側柱中間筋1本の断面積とその段数は()内に記載する。)

d_c : 柱有効成

$c\sigma_y$: 柱主筋降伏応力度

H, L : 階高, スパン

N : 柱軸力

F_c : コンクリート圧縮強度

E_c : コンクリートのヤング係数

(論文に記載されていないものは $E_c = 210 \times \sqrt{F_c} / 200$ の式から求める。)

試験体 番号	文獻 番号	試験体名	2			注				ItL (cm)	N (t)	F_c (kg/cm ²)	F_c (t/cm ²)	備考
			b ₀ d ₀ (cm)	b ₀ ² (cm ²)	d ₀ (cm)	a ₀ ² (t/cm ²)	b ₀ d ₀ (cm)	e ₀ (cm ²)	d ₀ (cm)	a ₀ ² (t/cm ²)				
15	8	No. 1	15x30	5.08	27.25	4.000	20x20	6.35	17.20	4.000	18.0	219	238.0	
16	8	No. 2	15x30	5.08	27.25	4.000	20x20	6.35	17.20	4.000	18.0	219	238.0	No. 1との違いは接合部 スリーブ部
17	6	No. 3	15x30	5.08	27.25	4.000	20x20	6.35	17.20	4.000	18.0	219	238.0	No. 1との違いは接合部 スリーブ部
25	10	P-1	15x30	5.97	27.25	4.080	20x20	7.98	17.20	4.080	18.0	118	172.0	
26	10	P-2	15x30	5.08	27.25	3.920	20x20	6.35	17.20	3.920	18.0	108	150.0	
27	10	P-3	15x30	3.81	27.25	3.930	20x20	6.35	17.20	3.930	18.0	131	188.0	
28	10	P-4	15x30	5.08	27.25	3.930	20x20	6.35	17.20	3.930	18.0	137	159.0	P-2との違いはF _c と 接合部スリーブ部
37	15	J0-0	10x15	2.54	13.00	4.100	10x15	2.54	13.00	4.100	0.0	205	180.0	
38	18	J-1	25x25	11.43	22.00	3.351	25x25	5.74	22.00	3.351	47.25	252	235.7	
42	18	J0-1	15x15	3.81	13.00	4.410	15x15	3.81	13.00	4.410	0.0	204	189.0	
43	18	J0-2	15x15	3.81	13.00	4.410	15x15	3.81	13.00	4.410	0.0	204	189.0	J0-1との違いは接合部 スリーブ部
46	21	J0-3	15x15	3.81	13.00	4.020	15x15	3.81	13.00	4.020	0.0	210	215.2	
47	21	J0-4	15x15	3.81	13.00	3.670	15x15	5.08 2.54	12.13	3.670	0.0	143	177.8	柱多数試験
58	28	J0-5	12x20	3.81	18.00	3.560	15x15	2.54	13.00	3.560	15.0	383	246.0	

試験体 番号	試験体 番号	試験体 名称	底			柱			JkL (cm)	N (t)	Fc (kg/cm ²)	Ec (t/cm ²)	備考
			b ₀ ×b ₀ (cm)	b ₀ ² (cm ²)	d ₀ (cm)	b ₀ ×d ₀ (cm)	b ₀ ² (cm ²)	d ₀ (cm)					
1	1	JA1	15×20	3.98	17.20	20×20	5.97	17.20	140×160	16.0	210	215.2	
2	1	JA2	15×20	3.98	17.20	20×20	5.97	17.20	140×160	40.0	290	252.9	
3	1	JB1	15×20	4.28	17.00	20×20	5.70	16.50	140×160	16.0	210	215.2	主筋は小径鉄筋を束 ねたもの
4	1	JB2	15×20	4.28	17.00	20×20	5.70	16.50	140×160	40.0	290	252.9	主筋は小径鉄筋を束 ねたもの
5	2	JA0	15×20	3.98	18.00	20×20	6.52	18.00	140×160	12.0	140	175.7	
21	8	No. 2	20×60	13.40	52.00	20×50	15.88	44.00	160×268	0.0	312	300.0	
22	9	A	15×15	2.54	12.50	15×15	2.54	12.50	100×100	0.0	181	189.7	梁と柱が同じ
23	9	B	30×15	5.08	12.50	30×15	5.08	12.50	100×100	0.0	181	189.7	梁と柱が同じ
24	9	C	60×15	10.16	12.50	60×15	10.16	12.50	100×100	0.0	181	189.7	梁と柱が同じ
30	11	No. 2	40×60	60.81	50.00	66×66	40.54	55.00	350×500	281.4	284	241.3	
31	12	No. 3	60×60	60.81	50.00	66×66	40.54	55.00	350×500	281.4	330	259.0	
32	12	No. 4	60×60	60.81	50.00	66×66	40.54	55.00	350×500	281.4	318	272.0	梁筋(柱中筋)有り
35	13	E	20×30	11.81	25.00	30×30	15.48	25.00	170×250	45.0	290	280.0	
38	17	K	20×30	11.81	25.00	30×30	15.48	25.00	170×250	45.0	400	280.0	

試験体 番号	文庫 番号	試験体名	梁					柱				N (t)	f_c (kg/cm^2)	E_c (t/cm^2)	備考
			$b \times d_b$ (cm)	$b \times h$ (cm^2)	d_b (cm)	σ_{xy} (t/cm^2)	$b \times d_0$ (cm)	$e A_0$ (cm^2)	d_0 (cm)	σ_{xy} (t/cm^2)	H/L (cm)				
40	17	L	20x30	11.61	25.00	3.870	30x30	15.48	25.00	3.870	170x250	45.0	400	220.0	右との違いは梁合部 フーチン部
41	17	M	20x30	11.61	25.00	3.870	30x30	15.48	25.00	3.870	170x250	45.0	400	220.0	右との違いは梁合部 フーチン部
44	19	No.1	20x20	11.61	25.00	3.623	30x30	15.48	25.00	3.623	170x250	36.0	197	210.0	
45	20	J-1	27.5x37.5	15.48 11.48	28.66	3.857	40x40	15.48 (7.742)	34.00	3.900	137.5x300	40.0	323	266.9	梁二筋配置 柱中間筋有り
51	24	A-1	15x25	3.38	21.50	3.900	20x20	2.54	16.50	3.700	157x260	18.0	174	195.9	
52	24	A-2	15x25	3.38	21.50	3.900	20x20	2.54	16.50	3.700	157x260	10.4	208	214.2	
54	25	No.1	17.5x35	8.61	31.00	4.330	30x30	7.36 (3.941)	26.00	3.820	150x276	54.0	310	216.0	柱中間筋有り
55	27	JXO-81	15x35	3.81	32.00	3.780	30x30	3.81 (2.541)	27.00	3.780	175x300	31.5	217	218.7	柱中間筋有り
59	29	IX1	32x48	16.14 16.14	37.75	3.501	46x46	15.21	41.00	3.501	198x322	63.5	368	306.0	梁二筋配置
60	30	J1	20x30	16.16 16.16	26.25	4.090	30x30	6.35 (2.542)	27.00	4.090	147x270	18.0	262	240.4	梁上段二筋、下段一筋配置 柱中間筋有り
61	30	J2	20x30	16.16 16.16	26.25	4.090	30x30	6.35 (2.542)	27.00	4.090	147x270	18.0	245	232.4	梁上段二筋、下段一筋配置 柱中間筋有り
62	30	J3	20x30	16.16 16.16	26.25	4.090	30x30	6.35 (2.542)	27.00	4.090	147x270	18.0	245	232.4	梁上段二筋、下段一筋配置 柱中間筋有り
63	30	J4	20x30	16.16 16.16	26.25	4.090	30x30	6.35 (2.542)	27.00	4.090	147x270	72.0	262	240.4	梁上段二筋、下段一筋配置 柱中間筋有り
64	30	J5	20x30	16.16 16.16	26.25	4.090	30x30	6.35 (2.542)	27.00	4.090	147x270	18.0	293	254.2	梁上段二筋配置 柱下段一筋配置

表 6.6 使用試験体の形状・寸法及び材料の性質(II型-1.)

試験体 番号	文献 番号	試験体名	底			柱			H/L (cm)	N (t)	Fc (kg/cm ²)	Ec (t/cm ²)	備考
			b ₀ × D ₀ (cm)	a ₀ (cm ²)	d ₀ (cm)	a ₀ (cm ²)	d ₀ (cm)	a ₀ σ _y (t/cm ²)					
6	2	JH	15×20	3.98	18.00	3.000	18.00	3.000	140×150	18.0	140	175.7	J40との違いは底面 部アーチ筋
7	3	A10	15×45	2.01	41.70	5.099	41.70	5.099	225×225	0.0	283	249.8	梁と柱が同じX字形 試験体
8	3	O10	15×45	1.99	41.70	3.803	41.70	3.803	225×225	0.0	249	234.3	梁と柱が同じX字形 試験体
9	3	O30	18×45	5.07	42.00	3.531	42.00	3.531	225×225	0.0	225	222.7	梁と柱が同じX字形 試験体
10	4	A O I	20×40	6.03	36.00	3.180	36.00	3.180	200×200	0.0	282	247.0	
11	4	A 4 O I	20×40	6.03	36.00	3.180	36.00	3.180	200×200	32.0	282	247.0	
12	4	A 4 O II	20×40	6.03	36.00	3.180	36.00	3.180	200×200	32.0	282	247.0	A 4 O I との違いは 底面部アーチ筋
13	4	A 4 O III	20×40	6.03	36.00	3.180	36.00	3.180	200×200	48.0	282	247.0	
14	5	N-1	10×15	2.01	12.00	3.150	12.00	3.170	120×120	8.0	309	234.0	
18	7	S-80	25×50	11.48	43.00	3.590	30.00	3.190	175×352.5	80.0	483	326.3	
19	7	S-80	25×50	11.48	43.00	3.590	30.00	3.190	175×352.5	80.0	483	326.3	
20	8	No.1	20×60	13.40	52.00	3.840	44.00	3.650	160×266	80.0	414	317.0	
29	11	No.1	40×60	40.54	50.00	4.030	56.00	4.030	350×500	261.4	247	233.4	

表 6.7 使用試験体の形状・寸法及び材料の性質 (B 型 - 2)

試験体 番号	文獻 番号	試験体名	梁				柱				HxL (cm)	N (t)	Fc (kg/cm ²)	Ec (t/cm ²)	備考
			h ₀ ×h ₀ (cm)	s ₀ (cm ²)	d ₀ (cm)	b ₀ ×b ₀ (t/cm ²)	b ₀ ×h ₀ (cm)	s ₀ (cm ²)	d ₀ (cm)	s ₀ ×v (t/cm ²)					
33	13	A	20×30	5.97	25.00	3.510	30×30	7.96 (1.371)	25.00	3.510	170×250	45.0	230	220.0	
34	13	D	20×30	5.97	25.00	3.510	30×30	7.96	25.00	3.510	170×250	45.0	280	220.0	Aとの違いは接合部 フープ筋あり
36	14	No.1	17.5×32.5	5.03	28.50	3.744	30×30	3.81 (1.371)	25.00	3.744	150×300	23.6	213	199.0	柱中間筋有り
48	22	N	20×30	5.97	25.00	3.510	30×45	7.96	40.00	3.510	170×250	67.5	278	184.0	
49	22	O	20×30	5.97	25.00	3.510	30×60	7.96	55.00	3.510	170×250	90.0	278	194.0	
50	23	I-3	15×25	$\frac{1.14}{1.13}$	22.00	3.750	25×25	2.89 (2.541)	22.00	3.910	110×223	24.0	342	274.6	梁上段・下段筋量が増える 柱中間筋有り
53	25	P-1	50×80	30.42	70.00	3.690	80×80	20.28 (10.142)	70.00	3.690	300×600	200.0	218	156.0	梁下段筋量が増える 柱中間筋有り
56	27	JXO-B2	28×35	3.81	32.00	3.780	30×30	3.81 (2.541)	27.00	3.780	175×300	31.5	212	216.2	柱中間筋有り
57	27	JXO-B4	15×35	$\frac{1.14}{1.13}$	32.00	3.780	30×30	3.81 (2.541)	27.00	3.780	175×300	31.5	242	231.0	梁上段・下段筋量が増える 柱中間筋有り
65	30	J6	20×30	$\frac{1.14}{1.13}$	27.00	3.530	30×30	2.85 (1.432)	27.00	3.690	147×270	54.0	293	254.2	梁上段・下段筋量が増える 柱中間筋有り
66	31	C1	20×30	$\frac{1.14}{1.13}$	26.25	3.260	30×30	6.35 (3.542)	27.00	4.300	147×270	18.0	261	239.9	梁上段・下段筋量が増える 柱中間筋有り
67	31	C2	20×30	$\frac{1.14}{1.13}$	26.25	3.260	30×30	6.35 (3.542)	27.00	4.300	147×270	18.0	261	239.9	梁上段・下段筋量が増える 柱中間筋有り
68	31	C3	20×30	$\frac{1.14}{1.13}$	26.25	3.260	30×30	6.35 (3.542)	27.00	4.300	147×270	18.0	261	239.9	梁上段・下段筋量が増える 柱中間筋有り

6. 4. 4 計算結果

1) 梁曲げ降伏後に接合部破壊する型と梁曲げ破壊型の算定時の取扱い

実験値である最大耐力(梁曲げ耐力)の値が、梁曲げ理論解析値より大きい場合、ここで示した「接合部終局せん断強度の推定法」の計算手順がそのままでは適用できない。

この場合の取り扱いについて、6.2.6の1)「接合部終局せん断強度の算定」で示した各Stepに沿って説明する。

Step2: 柱に関する算定事項には問題がないのであるが、最大耐力の値に対する梁接合部端引張側主筋応力(bT_s)と歪($b\epsilon_{st}$)は、曲げ理論解析より求めることはできない。

そこで、試験体は実験結果として梁曲げ降伏しているのであるから、梁接合部端引張側主筋応力(bT_s)を主筋降伏応力、引張側主筋歪($b\epsilon_{st}$)を降伏歪とする。

Step3: 同様の計算手順とする。

実際は、梁主筋の降伏域の接合部域への進展が生じ、付着劣化すると考えられるが、ここでは、算定式中の引張側歪に降伏歪を用いて、接合部域の付着応力度とした。

Step4: 実験結果として、梁曲げ降伏をしているのであるから、降伏応力とした梁引張側主筋応力(bT_s)の値は、実際の実験時の梁引張側主筋応力の値とほぼ等しいと考えられる。又、接合部域付着性状の値が実験時とかけ離れた値でなければ、 bC_g 、 bC_o の値は、実験時の値に等しいと思われる。

Step5: このような場合、実験値である梁曲げモーメントが大きいので、式(6-9)、式(6-10)で $\overline{J_b}$ と a_b を計算すると、 $\overline{J_b}$ は大きい値に、 a_b は小さい値となる。

従って、 $b\sigma_c = bC_o / (a_b \cdot b_b) > \beta F_c$ となるので、 $a_b = bC_o / ((\beta F_c) \cdot b_b)$ とし、 $\overline{J_b}$ を式(6-10)より求める。

尚、梁曲げ破壊型で、梁及び柱接合部端のコンクリート圧縮応力度がコンクリート圧縮強度(βF_c)となったとしても、次式のストラット合力の水平及び鉛直成分の S_VH と S_VU が大きくならないと、ストラットが圧潰することはない。

$$sV_H = bC_c + \Delta_b T_s - V_a$$

$$sV_u = cC_c + \Delta_c T_s - V_b$$

上式で、 $(bC_c + \Delta_b T_s)$ に対し V_a が、 $(cC_c + \Delta_c T_s)$ に対し V_b が、各々相対的に大きいような場合、ストラット応力度は小さく、接合部破壊することはない。

2) 計算結果

既往実験の試験体について、接合部終局せん断強度の推定法に基づき算定した最大耐力時のストラット圧縮応力度(σ_s)の算定過程と最終の σ_s/F_c の値を、表6.8～表6.17と表6.18に示した。

又、表6.19～表6.21には、同既往実験の試験体の梁理論曲げ降伏時と最大耐力時の接合部せん断応力度(τ_{av} , τ_{pu})を、接合部終局せん断強度の推定法の検討等を使用するために示した。尚、計算結果の表中の記号説明を以下に示す。

(1) ストラット圧縮応力度の算定過程の場合

(表中の記号の意味(図6.9参照))

V_b , V_a : 梁及び柱せん断力

bM , cM : 梁及び柱接合部端の曲げモーメント

$b\epsilon_{st1}$ ($b\epsilon_{st2}$): 梁接合部端断面の引張側一(二)段目主筋歪
表中に「—」印は、降伏していることを示す。
(図6.9の bT_{s1} (sT_{s2})の歪)

$c\epsilon_{st}$ (ϵ_{st1}): 柱接合部端断面の引張側主筋(柱中間筋)歪
(図6.9の cT_s (T_1)の歪)

$b\sigma_{st1}$ ($b\sigma_{st2}$): 梁接合部端断面の引張側一(二)段目主筋応力度
(図6.9の bT_{s1} (bT_{s2})の応力度)

$c\sigma_{st}$ (σ_{st1}): 柱接合部端断面の引張側主筋(柱中間筋)応力度
(図6.9の cT_s (T_1)の応力度)

bT_{s1} (bT_{s2}): 梁接合部端断面の引張側一(二)段目主筋応力

cT_s (T_1): 柱接合部端断面の引張側主筋(柱中間筋)応力

$b\tau_{av1}$ ($b\tau_{av2}$): 接合部域梁一(二)段目主筋の平均付着応力度

$c\tau_{av}$: 接合部域柱主筋の平均付着応力度

bC_{s1} (bC_{s2}): 梁接合部端断面の圧縮側一(二)段目主筋応力

cC_s (C_1): 柱接合部端断面の圧縮側主筋(柱中間筋)応力

C_2 : 中央位置の柱中間筋応力

sC_c , cC_c : 梁及び柱接合部端断面のコンクリート圧縮合力

\bar{j}_b : 梁接合部端断面における引張側主筋の重心からコンクリート圧縮合力位置までの距離

\bar{j}_c : 柱接合部端断面における引張側主筋からコンクリート圧縮合力位置までの距離

a_b , a_c : 梁及び柱接合部端断面のコンクリート圧縮応力域

$s\sigma_c(b\sigma_c/F_c)$: 梁接合部端断面のコンクリート圧縮応力度(コンクリート圧縮強度係数)

$c\sigma_c(c\sigma_c/F_c)$: 柱接合部端断面のコンクリート圧縮応力度(コンクリート圧縮強度係数)

d_bT_b , d_cT_c : 主たるストラット域の梁及び柱主筋付着力

sV_H , sV_U : ストラット合力の水平及び鉛直成分

C : ストラット合力

A_s : ストラット断面積

$\sigma_s(\sigma_s/F_c)$: ストラット圧縮応力度(接合部コンクリート圧縮強度係数)

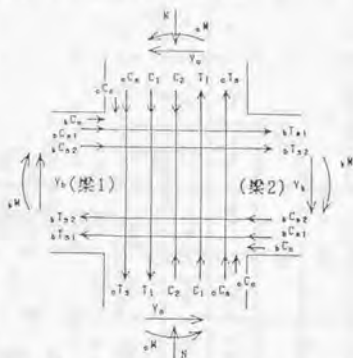


図8.9 接合部への作用外力と接合部周りの応力(梁が多岐配筋で、柱中間筋のある場合)

(2) 接合部せん断入力量の算定の場合

[表中の記号の意味]

梁理論曲げ降伏時

P_y : 梁理論曲げ降伏時梁せん断力, t_{py} : 梁理論曲げ降伏時接合部せん断応力度

最大耐力時

P_u : 最大耐力時梁せん断力, t_{pu} : 最大耐力時接合部せん断応力度

尚、接合部せん断応力度の算定式は、以下の通りである。

$$\tau_p = \frac{1-u-v}{u \cdot v \cdot H \cdot t_p} \cdot P$$

u : j_b/L , v : j_c/H
 H , L : 階高 , スパン
 j_b , j_c : 梁及び柱の応力中心間距離
 t_p : 接合部有効幅((梁幅+柱幅)/2)

表 6.8 最大耐力時ストラット圧縮応力度の算定過程 (J 型-1)

[illegible]

表B.9 最大耐力時ストラット圧縮応力度の算定過程(J型-2)

試験体番号, 文献番号, 試験体名	37.15, 10-0		38.10, 1-1		42.18, 10-1		43.18, 10-2		48.21, 10-3		47.21, 10-4		38.28, 10-5		
	梁	柱	梁	柱	梁	柱	梁	柱	梁	柱	梁	柱	梁	柱	
$V_e[t]$		0.92	1.16	5.00	5.00	1.46	1.88	1.72	2.21	1.86	2.39	1.28	1.85	3.83	4.39
$M[t-cm]$		55.2	53.2	500.0	500.0	87.6	84.5	103.2	99.5	111.8	107.8	76.8	74.1	181.5	164.8
$b \sigma_{st1}[t/cm^2]$ (σ_{st1})		+928	+890	+1077	+478	+975	+840	+1155	+1106	+1237	+1205	+860	+514 (+318)	+1104	+1386
$b \sigma_{st1}[t/cm^2]$ (σ_{st1})		+1.948	+1.869	+2.262	+1.004	+2.047	+1.975	+2.426	+2.323	+2.598	+2.530	+1.805	+1.079 (+0.688)	+2.948	+2.910
$b \tau_{st1}[t]$ (τ_{st1})		+4.9	+4.7	+26.0	+5.8	+7.8	+7.5	+9.2	+8.9	+9.9	+9.8	+6.9	+5.5 (+1.7)	+11.2	+7.4
$b \tau_{st1}[kg/cm^2]$ (τ_{st1})		25.3	24.3	29.4	21.8	26.8	25.7	31.5	30.2	33.8	32.9	23.5	14.0 (8.7)	38.3	45.2
$b \sigma_c[t]$ (σ_c)		+1.8	+1.8	+8.3	-0.8	+3.0	+2.9	+3.8	+3.4	+3.8	+3.7	+2.8	+2.1 (+0.7)	+4.3	+0.2
$b \sigma_c[t]$		8.8	8.5	34.3	52.3	10.8	10.4	12.8	12.3	13.7	13.3	9.5	10.0	15.5	22.6
$\bar{F}_s[cm]$		11.1	11.2	18.8	17.1	10.9	11.0	10.5	10.6	10.5	10.5	10.4	9.0	16.0	10.7
$a_s[cm]$		3.9	3.7	6.4	9.8	4.2	4.0	4.9	4.7	5.1	5.0	5.2	5.5	4.0	4.6
$b \sigma_c[kg/cm^2]$ (σ_c/F_c)		174	174	214	214	173	173	173	173	179	179	122	122	328	328
$d \sigma_c[t]$		0.7	0.8	8.9	1.7	1.3	1.3	1.8	1.8	2.0	2.0	1.6	1.5	2.1	1.4
$\sigma'_{st1}[t]$		6.3	6.4	36.2	49.0	10.2	10.2	12.4	12.4	13.3	13.4	9.5	10.2	13.2	20.4
$c[t]$		9.0		60.9		14.4		17.5		18.9		13.9		24.3	
$A_s[cm^2]$		54		293		87		102		107		114		82	
$\sigma_s[kg/cm^2]$ (σ_s/F_c)		167		208		166		172		177		122		296	
		(0.81)		(0.83)		(0.81)		(0.84)		(0.84)		(0.85)		(0.77)	

表 6.10 最大耐力時ストローク圧縮応力の算定過程 (B3型-1)

試体番号, 文部省登録番号, 試体名	1.1.1A1		2.1.1A2		3.1.1B1		4.1.1B2		5.2.1A0		21.8.No.2		22.9.A		23.9.B	
変	変	柱	変	柱	変	柱	変	柱	変	柱	変	柱	変	柱	変	柱
$V_0[t]$	2.80	3.20	2.90	3.31	3.20	3.66	3.20	3.66	2.70	3.08	23.79	30.55	2.15	2.15	4.50	4.50
$\Delta M(t-cs)$	198.0	192.0	203.0	198.9	224.0	219.4	224.0	219.4	188.8	185.0	2569.3	1977.5	91.4	91.4	191.3	191.3
$\sigma_{\tau_{\text{axi}}}[\text{kg/cm}^2]$ (σ_{axi})	—	+308	—	+38	—	-621	—	+85	+1423	+331	—	+1596	+1584	+1584	+1659	+1659
$\sigma_{\tau_{\text{axi}}}[\text{kg/cm}^2]$ (σ_{axi})	+3.000	+0.775	+3.000	+0.080	+3.240	+1.304	+3.240	+0.179	+3.000	+0.598	+3.840	+3.161	+3.328	+3.328	+3.484	+3.484
$\sigma_{\tau_{\text{axi}}}[\text{kg/cm}^2]$ (σ_{axi})	+11.9	+4.8	+11.9	+0.5	+13.9	+7.4	+13.9	+1.0	+11.9	+4.5	+51.5	+50.2	+8.5	+8.5	+17.7	+17.7
$\sigma_{\tau_{\text{axi}}}[\text{kg/cm}^2]$ (σ_{axi})	33.0	15.1	33.0	11.8	42.1	22.0	42.1	13.1	39.0	15.3	54.3	43.6	40.2	43.2	45.3	45.3
$\sigma_{\tau_{\text{axi}}}[\text{kg/cm}^2]$ (σ_{axi})	+4.1	+0.1	+4.1	-3.1	-1.4	-3.2	-1.4	-5.3	+4.1	-1.0	+15.8	-2.1	+9.3	+9.3	+8.8	+8.8
$\sigma_{\tau_{\text{axi}}}[\text{kg/cm}^2]$ (σ_{axi})	18.0	20.7	16.0	37.4	12.5	20.2	12.5	35.7	18.0	19.5	87.3	48.1	11.8	11.8	24.5	24.5
$\bar{J}_0[\text{cm}^2]$	14.2	14.3	15.0	11.8	14.7	13.7	15.3	11.5	13.5	13.9	45.7	39.5	9.9	9.9	9.8	9.8
$\sigma_{\tau_{\text{axi}}}[\text{kg/cm}^2]$ (σ_{axi})	6.0	5.8	4.3	10.8	4.7	5.7	3.4	10.0	5.0	8.2	12.7	9.1	5.1	5.1	5.9	5.9
$\sigma_{\tau_{\text{axi}}}[\text{kg/cm}^2]$ (σ_{axi})	179	179	247	179	179	179	247	179	119	113	285	285	154	154	154	154
$\sigma_{\tau_{\text{axi}}}[\text{kg/cm}^2]$ (σ_{axi})	2.3	1.4	4.2	0.8	4.3	2.5	7.6	1.1	3.2	2.5	8.5	11.1	1.8	1.8	3.8	3.8
$\sigma_{\tau_{\text{axi}}}[\text{kg/cm}^2]$ (σ_{axi})	15.1	19.3	16.9	35.3	13.1	19.5	16.4	30.8	16.1	19.3	34.3	35.4	11.5	11.5	23.8	23.8
$C[t]$	24.5	39.1	23.5	37.4	25.1	49.3	16.3	33.7	25.1	49.3	16.3	33.7	25.1	49.3	16.3	33.7
$\sigma_{\tau_{\text{axi}}}[\text{kg/cm}^2]$ (σ_{axi})	146	293	128	185	213	312	108	225	213	312	108	225	213	312	108	225
$\sigma_{\tau_{\text{axi}}}[\text{kg/cm}^2]$ (σ_{axi})	168	193	182	202	118	156	151	150	118	156	151	150	118	156	151	150
$\sigma_{\tau_{\text{axi}}}[\text{kg/cm}^2]$ (σ_{axi})	(0.80)	(0.87)	(0.87)	(0.70)	(0.84)	(0.51)	(0.83)	(0.83)	(0.84)	(0.51)	(0.83)	(0.83)	(0.83)	(0.83)	(0.83)	(0.83)

表B.11 最大耐力時スラスト圧縮応力度の算定過程(BJ型-2)

[illegible]

表 6.12 最大耐力時ストラット圧縮応力度の算定過程 (B-J 型-3)

[illegible]

試験機番号, 型式番号, 試験体名	60.30.11		61.30.12		62.30.13		63.30.14		64.30.15	
	型1, 型2	柱	型1, 型2	柱	型1, 型2	柱	型1, 型2	柱	型1, 型2	柱
$V_0[t]$	4.59, 8.37	11.90	4.64, 8.42	11.09	5.11, 9.27	13.21	4.35, 7.95	11.30	4.37, 7.93	11.30
$V_0[t-cs]$	550.8, 1004.4	686.3	556.8, 1010.4	701.6	613.2, 1112.4	772.6	522.0, 954.0	660.8	524.4, 951.6	660.8
$\sigma_{\sigma_{11}}[t/\mu]$ ($\sigma_{\sigma_{11}}$)	—, —	+1187 (+721)	—, —	+1221 (+741)	—, —	+1427 (+877)	—, —	+253 (-9)	—, —	+1239
$\sigma_{\sigma_{11}}[t/cm^2]$ ($\sigma_{\sigma_{11}}$)	+4.090, +4.090 (+4.090)	+2.492 (+1.514)	+4.090, +4.090 (+4.090)	+2.564 (+1.555)	+4.090, +4.090 (+4.090)	+2.988 (+1.841)	+4.090, +4.090 (+4.090)	+0.531 (-0.020)	+4.090, +4.090 (+4.090)	+2.727
$\sigma_{\sigma_{11}}[t]$ ($\sigma_{\sigma_{11}}$)	+20.8, +20.8 (+20.8)	+15.8 (+2.8)	+20.8, +20.8 (+2.8)	+16.3 (+5.9)	+20.8, +20.8 (+2.8)	+19.0 (+4.7)	+20.8, +20.8 (+2.8)	+3.4 (-0.1)	+20.8, +20.8 (+2.8)	+17.3
$\sigma_{\sigma_{11}}[kg/cm^2]$ ($\sigma_{\sigma_{11}}$)	53.2, 53.2 (53.2)	34.7 (5.0)	53.2, 53.2 (53.2)	35.7 (5.1)	53.2, 53.2 (53.2)	41.3 (5.8)	53.2, 53.2 (53.2)	16.0 (-2.8)	53.2, 53.2 (53.2)	37.8
$\sigma_{\sigma_{11}}[t]$ ($\sigma_{\sigma_{11}}$)	-4.8 (-4.8)	-5.0 (-1.1)	-4.8 (-4.8)	-5.1 (-1.2)	-4.8 (-4.8)	-5.8 (-1.2)	-4.8 (-4.8)	-4.8 (-4.8)	-4.8 (-4.8)	-5.2
$C_2[t]$	—, —	+1.4	—, —	+1.4	—, —	+1.7	—, —	—, —	—, —	—, —
$\sigma_{\sigma_{11}}[t]$	11.2, 36.8	32.3	11.2, 36.8	33.3	11.2, 36.8	36.4	11.2, 36.8	84.8	11.2, 36.8	30.1
$J_0[cm]$	25.8, 21.4	24.5	25.7, 21.1	24.3	25.7, 21.1	24.1	25.8, 21.4	20.2	25.3, 21.6	25.0
$\sigma_{\sigma_{11}}[cm]$	2.5, 8.3	4.9	2.7, 8.8	5.3	2.7, 8.8	5.8	2.5, 8.3	13.7	2.2, 7.4	4.0
$\sigma_{\sigma_{11}}[kg/cm^2]$ ($\sigma_{\sigma_{11}}$)	223, 223 (223)	223 (223)	208, 208 (208)	208 (208)	208, 208 (208)	208 (208)	223, 223 (223)	158 (158)	249, 249 (249)	249 (249)
$d_{\sigma_{11}}[t]$	8.3, 4.2	3.7	9.0, 4.5	4.1	10.0, 4.3	4.7	23.3, 11.7	1.7	6.8, 3.4	3.6
$\sigma_{\sigma_{11}}[t]$	18.4	30.1	18.8	30.9	18.2	33.0	30.2	60.4	17.8	27.6
$C_1[t]$	35.3	—	36.2	—	38.5	—	57.5	—	32.8	—
$A_0[cm^2]$	182	—	196	—	204	—	388	—	156	—
$\sigma_{\sigma_{11}}[kg/cm^2]$ ($\sigma_{\sigma_{11}}$)	184 (184)	—	185 (185)	—	189 (189)	—	183 (183)	—	210 (210)	—

表B.14 最大耐力時ストラット圧縮応力配の算定過程(B型-1)

試験体番号, 文獻番号, 試験体名	6.2, JAII		7.3, A10		8.3, O10		9.3, O30		10.4, A 0 1		11.4, A 4 0 1		12.4, A 4 0 II	
型	座	柱	座	柱	座	柱	座	柱	座	柱	座	柱	座	柱
$V_0[t]$	2.70	3.08	5.01	5.91	3.70	3.70	8.60	8.60	8.20	8.20	8.60	8.90	8.00	8.00
$M[t \cdot cm]$	188.8	185.0	531.9	531.9	333.0	333.0	774.0	774.0	958.0	958.0	688.0	688.0	640.0	640.0
$\sigma_{\sigma_{11}}[t/\text{cm}^2]$ ($\sigma_{\sigma_{11}}$)	+1429	+331	—	—	—	—	—	—	+1514	—	—	—	+1473	+427
$\sigma_{\sigma_{11}}[t/\text{cm}^2]$ ($\sigma_{\sigma_{11}}$)	+3.000	+0.686	+5.099	+5.099	+3.802	+3.802	+3.531	+3.531	+3.180	+3.180	+1.058	+1.058	+2.093	+0.897
$\sigma_{\sigma_{11}}[t/\text{cm}^2]$ ($\sigma_{\sigma_{11}}$)	+11.9	+4.5	+10.25	+10.25	+7.17	+7.17	+17.9	+17.9	+19.2	+19.2	+4.3	+4.3	+18.7	+3.8
$\sigma_{\sigma_{11}}[t/\text{cm}^2]$ ($\sigma_{\sigma_{11}}$)	39.0	15.3	86.3	86.3	46.8	46.8	45.9	45.9	41.3	41.3	41.3	18.2	40.2	16.1
$\sigma_{\sigma_{11}}[t/\text{cm}^2]$ ($\sigma_{\sigma_{11}}$)	+4.1	-1.0	-4.76	-4.76	-3.36	-3.36	+1.4	+1.4	-5.8	-5.8	-3.1	-3.1	+5.8	+2.9
$\sigma_{\sigma_{11}}[t]$	18.0	19.5	5.49	5.49	3.81	3.81	18.3	19.3	19.4	9.0	19.4	39.2	13.1	32.7
$\sigma_{\sigma_{11}}[t]$	13.5	13.9	40.94	40.94	41.1	41.1	39.2	39.2	34.6	35.1	34.6	32.5	34.6	32.4
$\sigma_{\sigma_{11}}[t]$	9.0	8.2	1.52	1.52	1.20	1.20	5.6	5.6	2.8	1.9	2.8	6.9	2.7	7.2
$\sigma_{\sigma_{11}}[t/\text{cm}^2]$ ($\sigma_{\sigma_{11}}$)	119	119	241	241	212	212	191	191	240	240	240	240	240	227
$\sigma_{\sigma_{11}}[t/\text{cm}^2]$ ($\sigma_{\sigma_{11}}$)	3.2	2.5	0.51	0.51	0.28	0.28	2.1	2.1	1.2	1.2	4.3	0.5	4.4	0.4
$\sigma_{\sigma_{11}}[t]$	16.1	19.3	0.09	0.09	0.39	0.39	12.8	12.8	8.4	2.0	9.1	25.1	9.5	25.1
$\sigma_{\sigma_{11}}[t]$	25.1	—	0.13	—	0.55	—	18.1	—	6.7	—	26.7	—	28.8	—
$\sigma_{\sigma_{11}}[t]$	213	—	32.2	—	25.5	—	143	—	88	—	149	—	154	—
$\sigma_{\sigma_{11}}[t/\text{cm}^2]$ ($\sigma_{\sigma_{11}}$)	113	—	4	—	22	—	127	—	99	—	178	—	174	—
$\sigma_{\sigma_{11}}[t/\text{cm}^2]$ ($\sigma_{\sigma_{11}}$)	(0.84)	—	(0.01)	—	(0.09)	—	(0.50)	—	(0.35)	—	(0.64)	—	(0.62)	—

表 6.15 最大耐力時ストラット圧縮応力度の算定過程 (B 型 - 2)

试件编号、文献编号、试件状态	13.4, A 4 0 Ⅱ	14.5, N-1	18.7, S-30	19.7, S-80	20.8, N-1	29.11, N-1	33.13, A
发	发	发	发	发	发	发	发
$V_0[t]$	8.80	8.80	12.30	24.78	12.80	25.78	32.80
$eM[t-cs]$	704.0	704.0	1988.0	1548.5	2048.0	1811.4	3088.8
$e\sigma_{s1}[x\mu]$ (σ_{s12})	—	+256	—	+8522	—	+1409	—
$e\sigma_{s1}[t/cm^2]$ (σ_{s12})	+3.180	+0.537	+3.150	+3.190	+3.590	+2.953	+3.840
$e\tau_{s1}[t]$ (τ_{s12})	+18.2	+2.2	+8.33	+4.05	+41.2	+23.5	+51.5
$e\tau_{s1}[kg/cm^2]$ (τ_{s12})	41.3	11.4	41.0	28.0	46.7	44.6	54.9
$e\sigma_c[t]$ (σ_{c2})	-5.8	-2.4	+3.24	+0.88	+4.8	-20.8	+4.8
$e\sigma_c[t]$ (σ_{c2})	13.4	47.8	9.57	10.93	46.0	84.6	46.0
$J_0[cm]$	34.6	29.2	10.18	9.92	40.8	27.6	40.8
$a_0[cm]$	2.8	13.6	3.84	4.16	4.5	4.8	4.5
$e\sigma_c[kg/cm^2]$ (σ_{c2}/F_c)	240	117	263	263	411	411	309
$d\sigma_{s1}[t]$	8.5	0.3	0.86	0.77	5.4	4.2	9.2
$sV_0[t]$	13.1	39.3	9.03	10.30	26.6	58.5	29.4
$C[t]$	41.4	13.70	62.4	79.2	73.5	28.4	82.7
$A_0[cm^2]$	347	55.3	189	260	308	394.9	46.5
$\sigma_s[kg/cm^2]$ (σ_{s1}/F_c)	119	248	330	294	223	184	163
$\sigma_s[kg/cm^2]$ (σ_{s1}/F_c)	(0.42)	(0.80)	(0.68)	(0.61)	(0.54)	(0.74)	(0.58)

表B.16 最大耐力時ストローク圧縮応力度の算定過程 (H型-3)

試驗體番號, 文獻番號, 試驗體名	34, 13, D			36, 14, No. 1			48, 22, N			44, 22, O			50, 23, 1-3			53, 25, P-1			56, 27, 10-62		
梁	梁	柱	梁	梁	柱	梁	梁	柱	梁	梁	柱	梁	梁1, 梁2	柱	梁	梁	柱	梁	梁	柱	
$V_{b1}[t]$	5.35	7.87	3.90	7.80	5.40	7.94	5.70	8.38	1.21	1.71	2.98	41.00	82.00	3.83	6.57	56.27, 10-62					
$b[M(t-cs)]$	588.5	550.7	526.5	483.3	553.5	555.9	541.5	586.8	119.8	109.3	125.8	10650.0	9020.0	517.1	459.8						
$\sigma_{c1}[t/cm^2]$ (σ_{c11})	—	+278	—	+721 (+238)	—	-41	—	-120	+1858	+1929	+14	—	—	+848 (+175)	—	+419					
$\sigma_{s1}[t/cm^2]$ (σ_{s11})	+3.510	+0.585	+3.744	+1.514 (+0.500)	+3.510	-0.085	+2.510	-0.262	+3.750	+1.750	+0.029	+3.690	+1.381 (+0.368)	+3.780	+0.881						
$\sigma_{f1}[t]$ (σ_{f10})	+21.0	+4.7	+19.0	+5.8 (+0.6)	+21.0	-0.7	+21.0	-2.0	+5.3	+8.0	+0.1	+112.2	+27.6 (+3.77)	+14.4	+3.4						
$\sigma_{\tau 11}[kg/cm^2]$ ($\sigma_{\tau 110}$)	45.8	13.8	48.7	23.3	45.6	5.9	45.6	3.8	48.8	48.8	4.2	48.0	23.2	49.1	15.9						
$\sigma_{c2}[t]$ (σ_{c20})	+0.4	-3.6	-4.4	-3.3 (-0.3)	-9.8	-4.2	-20.1	-4.3	-3.0	-2.0	-1.0	-72.1	-31.8 (0.0)	-3.3	-3.3						
$C_c[t]$											-0.7				-0.5						
$\sigma_{c0}[t]$	21.4	46.1	14.5	26.4	11.2	62.6	0.9	84.7	2.3	6.0	22.4	40.1	199.5	11.1	31.1						
$\bar{J}_c[cm]$	22.9	20.1	28.2	23.8	23.8	25.4	24.91	31.3	21.74	21.31	14.9	87.9	63.3	50.9	24.1						
$a_c[cm]$	4.3	8.7	4.6	4.9	2.4	29.2	0.19	47.4	0.55	1.38	14.2	4.3	13.5	2.2	5.8						
$\sigma_{\sigma c}[kg/cm^2]$ ($\sigma_{\sigma c}/F_c$)	247	158	181	181	238	71	236	59	291	291	63	185	185	180	180						
$\Delta \sigma_{\tau 1}[t]$	6.6	1.2	3.8	1.3	20.0	0.3	32.4	0.0	6.2	4.2	0.0	31.1	3.2	3.4	0.4						
$\sigma_{M1}[t]$	20.1	42.0	10.6	29.8	29.3	57.5	24.8	78.0	8.4	20.9	—	—	—	181.7	7.9	27.7					
$C[t]$	46.6	26.1	82.0	81.8	21.9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	28.8					
$A_s[cm^2]$	285	160	732	1185	285	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	180					
$\sigma_{\tau s}[kg/cm^2]$ ($\sigma_{\tau s}/F_c$)	176	159	85	69	77	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	160					

表6.18 最大耐力時の σ_s/F_c の算定結果一覧(J型,BJ型,B型)

J型				BJ型				B型			
試験体 番号	文献 番号	試験体名	最大耐力時 σ_s/F_c	試験体 番号	文献 番号	試験体名	最大耐力時 σ_s/F_c	試験体 番号	文献 番号	試験体名	最大耐力時 σ_s/F_c
15	6	No.1	0.88	1	1	JA1	0.80	8	2	JA8	0.84
16	6	No.2	0.86	2	1	JA2	0.87	7	3	JA7	0.81
17	6	No.3	0.84	3	1	JB1	0.87	8	3	JB8	0.89
25	10	P-1	0.88	4	1	JB2	0.70	9	3	DB9	0.59
26	10	P-2	0.87	5	2	JA5	0.84	10	4	A40I	0.35
27	10	P-3	0.89	21	8	No.2	0.51	11	4	A40II	0.63
28	10	P-4	0.87	22	9	A	0.83	12	4	A40III	0.62
37	15	JO-6	0.81	23	9	B	0.83	13	4	A40IV	0.42
38	16	J-1	0.83	24	9	C	0.84	14	5	N-I	0.80
42	18	JO-1	0.81	30	11	No.2	0.75	18	7	S-60	0.68
43	18	JO-2	0.84	31	12	No.3	0.79	19	7	S-80	0.81
46	21	JO-3	0.84	32	12	No.4	0.79	20	8	No.1	0.54
47	21	JO-4	0.85	35	13	E	0.78	28	11	No.1	0.74
58	28	JO-5	0.77	39	17	K	0.74	33	13	A	0.59
				40	17	L	0.74	34	13	D	0.61
				41	17	M	0.74	38	14	No.1	0.77
				44	19	No.1	0.82	48	22	N	0.31
				45	20	J-1	0.70	49	22	O	0.25
				51	24	A-1	0.87	50	23	I-3	0.23
				52	24	A-2	0.82	53	25	P-1	—
				54	26	No.1	0.76	56	27	JX0-B2	0.75
				55	27	JX0-B1	0.82	57	27	JX0-B4	0.68
				59	29	NX1	0.87	65	30	JB	0.47
				60	30	J1	0.74	66	31	C1	0.78
				61	30	J2	0.76	67	31	C2	0.79
				62	30	J3	0.77	68	31	C3	0.75
				63	30	J4	0.70				
				64	30	J5	0.72				

表 6.19 梁理論曲げ降伏時と最大耐力時の接合部せん断入力量の算定結果(J型)

試験体 番号	文献 番号	試験体名	梁理論曲げ降伏時			最大耐力時		
			P_v (t)	τ_{sv} (kg/cm ²)	τ_{sv}/F_c	P_u (t)	τ_{su} (kg/cm ²)	τ_{su}/F_c
15	8	No.1	5.54	138	0.62	4.28	100	0.48
16	6	No.2	5.54	138	0.62	4.28	100	0.48
17	6	No.3	5.54	138	0.62	3.80	84	0.43
25	10	P-1	6.64	164	1.39	2.79	69	0.58
26	10	P-2	5.44	134	0.99	2.70	67	0.49
27	10	P-3	4.08	101	0.77	2.88	71	*0.54
28	10	P-4	5.44	134	0.98	2.79	69	0.50
37	15	JO-0	2.03	171	0.83	0.62	77	0.38
38	16	J-1	7.61	153	0.61	5.00	100	0.40
42	18	JO-1	3.28	184	0.90	1.46	82	0.40
43	18	JO-2	3.28	184	0.90	1.72	97	0.47
46	21	JO-3	2.89	168	0.80	1.66	104	0.50
47	21	JO-4	2.73	160	1.16	1.28	77	0.54
58	28	JO-5	4.39	153	0.40	3.63	127	0.33

表6.20 梁理論曲げ降伏時と最大耐力時の接合部せん断入力量の算定結果(BJ型)

試験体 番号	文献 番号	試験体名	梁理論曲げ降伏時			最大耐力時		
			P_y (t)	τ_{py} (kg/cm ²)	τ_{py}/F_c	P_u (t)	τ_{pu} (kg/cm ²)	τ_{pu}/F_c
1	1	JA1	2.84	85	0.40	2.80	80	0.43
2	1	JA2	2.84	85	0.29	2.90	93	0.32
3	1	JB1	3.03	104	0.40	3.20	100	0.52
4	1	JB2	3.03	104	0.36	3.20	109	0.38
5	2	JA0	2.78	80	0.57	2.70	79	0.56
21	8	No.2	22.30	97	0.31	23.78	103	0.33
22	9	A	2.48	122	0.67	2.15	106	0.59
23	9	B	4.96	122	0.67	4.50	111	0.61
24	9	C	9.92	122	0.67	9.59	118	0.65
30	11	No.2	50.82	174	0.66	37.30	128	0.48
31	12	No.3	51.51	148	0.45	51.50	148	0.45
32	12	No.4	51.51	148	0.47	51.50	148	0.47
35	13	E	9.19	151	0.52	8.90	146	0.50
39	17	K	9.19	151	0.38	9.00	147	0.37
40	17	L	9.19	151	0.38	8.90	146	0.36
41	17	M	9.19	151	0.38	8.70	142	0.38
44	19	No.1	8.63	141	0.72	7.25	119	0.60
45	20	J-1	21.35	175	0.54	19.40	159	0.49
51	24	A-1	2.50	113	0.65	1.90	86	0.49
52	24	A-2	2.50	113	0.54	2.25	102	0.48
54	28	No.1	8.48	117	0.37	8.80	122	0.38
55	27	JX0-B1	3.07	47	0.22	3.61	55	0.25
58	29	KX1	17.48	88	0.24	18.00	91	0.25
60	30	J1	6.08	91	0.35	6.48	97	0.37
61	30	J2	6.08	91	0.37	6.53	98	0.40
62	30	J3	6.08	91	0.37	7.19	108	0.44
63	30	J4	6.08	91	0.35	6.15	93	0.35
64	30	J5	6.08	91	0.31	6.15	93	0.32

表6.21 梁理論曲げ降伏時と最大耐力時の接合部せん断入力量の算定結果(B型)

試験体 番号	文献 番号	試験体名	梁理論曲げ降伏時			最大耐力時		
			P_v (t)	σ_{pv} (kg/cm ²)	τ_{pv}/F_c	P_u (t)	σ_{pu} (kg/cm ²)	σ_{pu}/F_c
6	2	JAH	2.70	80	0.57	2.70	79	0.56
7	2	A10	4.27	32	0.11	5.91	45	0.16
8	3	D10	2.99	23	0.09	3.70	28	0.11
9	3	D30	7.52	47	0.21	8.60	54	0.24
10	4	A O I	7.77	54	0.18	8.20	57	0.20
11	4	A 4 O I	7.77	54	0.19	8.60	59	0.21
12	4	A 4 O II	7.77	54	0.18	8.00	55	0.20
13	4	A 4 O III	7.77	43	0.15	8.80	49	0.17
14	5	N-1	1.30	117	0.38	1.40	126	0.41
18	7	S-80	9.97	88	0.18	12.30	108	0.22
19	7	S-80	9.97	88	0.18	12.80	113	0.23
20	8	No.1	22.30	97	0.23	28.60	124	0.30
29	11	No.1	33.88	116	0.47	32.80	112	0.45
33	13	A	4.27	70	0.24	5.00	82	0.28
34	13	D	4.27	70	0.24	5.35	88	0.30
36	14	No.1	3.61	61	0.29	3.90	66	0.31
48	22	N	4.60	44	0.16	5.40	52	0.19
49	22	O	4.96	32	0.12	5.70	37	0.13
50	23	I-3	1.33	30	0.09	1.46	32	0.09
53	25	P-1	27.20	46	0.21	41.00	70	0.32
56	27	JX0-B2	3.07	37	0.17	3.63	46	0.22
57	27	JX0-B4	2.59	39	0.16	3.08	47	0.19
65	30	J6	3.18	46	0.16	4.36	63	0.22
66	31	C1	4.12	62	0.24	5.44	82	0.31
67	31	C2	4.12	62	0.24	5.50	83	0.32
68	31	C3	4.12	62	0.24	5.17	78	0.30

6. 4. 5 検討結果

1) 接合部圧縮ストラット応力度の大きさと破壊形式との関係

普通コンクリート($F_c \leq 400 \text{ kg/cm}^2$)使用の既往実験資料を用いて、接合部終局せん断強度の推定法に基づいて算出した最大耐力時の $\nu (= \sigma_s / F_c)$ と接合部端梁理論曲げ降伏時及び最大耐力時の接合部せん断入力量($t \tau_{py} / F_c, t \tau_{pu} / F_c$)の関係を、図8.10、図8.11に示す。

図8.10、図8.11から分かるように、接合部破壊型及び梁曲げ降伏後に接合部破壊する型は $0.68 \leq \nu \leq 0.88$ に分布し、梁曲げ破壊型は $0.01 \leq \nu \leq 0.78$ に広く分布する。従って、コンクリート強度(F_c)に対する接合部圧縮ストラット応力度(σ_s)の大きさ関係で、梁曲げ降伏前及び後に接合部破壊する型と梁曲げ破壊型の分類が、 $0.60 \leq \nu \leq 0.70$ の辺りを境としてほぼ可能である。又、これらの図から次の特徴がみられる。

①接合部破壊型及び梁曲げ降伏後に接合部破壊する型では、 $t \tau_{py} / F_c$ 及び $t \tau_{pu} / F_c$ の増加とともに ν の値がわずかに大きくなること($t \tau_{py} / F_c \geq 0.60$ では ν の値はほぼ一定)、②梁曲げ破壊型では、 $t \tau_{py} / F_c$ 及び $t \tau_{pu} / F_c$ の増加とともに ν の値が大きくなり、それらの値が0.20付近まで増減しながら直線的に増加する傾向がみられる。このような傾向を示す理由として、次のことが考えられる。

①については、梁曲げ降伏の前後で接合部が破壊する場合、接合部終局強度がストラットの圧潰によって決定されると考えると、そのような試験体の $\nu (= \sigma_s / F_c)$ がある一定値に収束するものと思われる。これらの図では、梁曲げ降伏後に接合部破壊する型の接合部圧縮ストラット応力度(σ_s)が接合部破壊型のそれより、小さい値となっている。梁曲げ降伏後に接合部破壊する試験体では、梁曲げ降伏後の接合部域主筋の付着劣化、即ち、梁主筋の降伏域の接合部への進展等が推定法では無視されていることを考慮すると、更に、ストラット応力度が大きくなるものと思われ、両破壊型のストラット応力度は、益々収束する傾向となる。

②について、梁曲げ破壊型では、試験体の最大耐力は梁の曲げ耐力で決定づけられるため、そのときの接合部せん断応力度をコンクリート強度で除した値、即ち、接合部せん断入力量($t \tau_{py} / F_c, t \tau_{pu} / F_c$)の増減によって ν の値が直線的に変化することと、柱の曲げ耐力、柱軸力、柱の形状などは ν の値に影響を与えるが、 $t \tau_{py} / F_c$ 及び $t \tau_{pu} / F_c$ には直接的関係にないため、そのような因子によって、 $t \tau_{py} / F_c$ 及び $t \tau_{pu} / F_c$ が同じ位であっても ν の値は若干増減の値をとる。

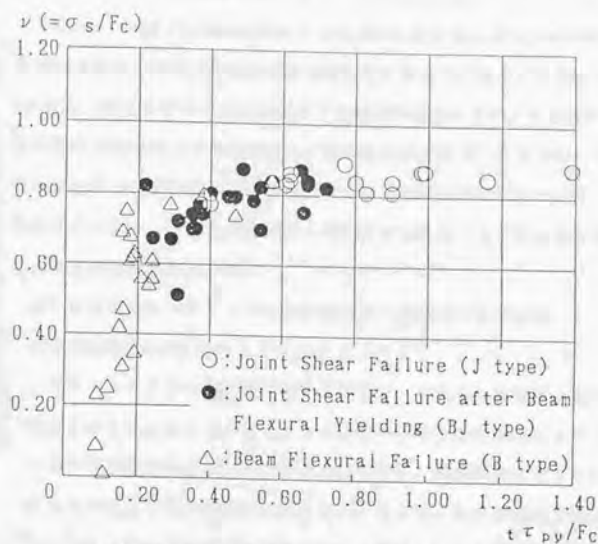


図6.10 最大耐力時の $\nu (= \sigma_s / F_c) - t \tau_{py} / F_c$ 関係

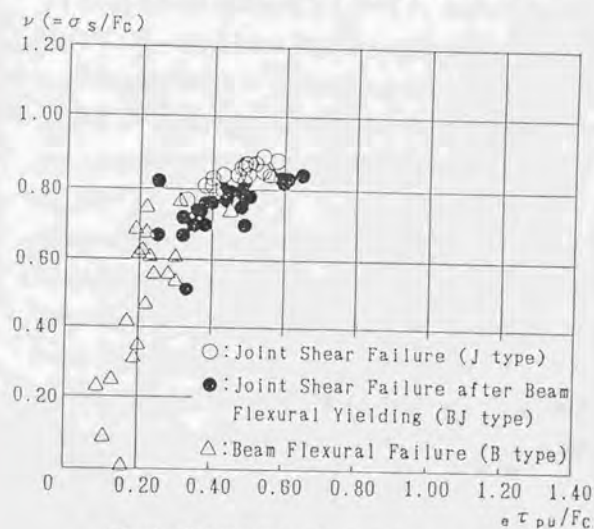


図6.11 最大耐力時の $\nu (= \sigma_s / F_c) - e \tau_{pu} / F_c$ 関係

2) コンクリート圧縮強度低減係数による接合部圧縮ストラット応力度の検討

「B.2節」で述べた接合部終局せん断強度の推定法の妥当性の評価に当たっては、接合部破壊型及び梁曲げ降伏後に接合部破壊する型の試験体の最大耐力時の $\nu (= \sigma_s / f_c)$ の値と、梁や平板のせん断実験及び二軸載荷実験などにより求められたコンクリート圧縮強度低減係数との対応関係を、調べる必要がある。ここでは、ひび割れたコンクリートの圧縮特性に関する既往の研究を述べ、提案されたコンクリート圧縮強度係数の評価式により、「接合部終局せん断強度の推定法」で求めた接合部圧縮ストラット応力度との比較検討を行う。

(1) ひび割れたコンクリートの圧縮特性と圧縮強度低減係数

(1.1) 圧縮強度低減係数

コンクリートの一軸圧縮応力-歪曲線は、最大応力度以降、負勾配となり、歪の増加とともに応力は減少する。コンクリートの主圧縮歪度がコンクリートシリンダーの一軸圧縮最大強度時の歪度を上回っても、塑性変形にともない応力が再配分されるので、すぐには破壊には至らない。従って、RC部材耐力の解析に、コンクリートシリンダーの一軸圧縮強度をそのまま用いると、塑性変形にともなうコンクリートの応力の再配分を考慮することができず、耐力を過大に評価する。そこで、コンクリートの一軸圧縮強度を低減した有効強度を用いる。コンクリート有効圧縮強度と一軸圧縮コンクリート強度の比(ν)を有効強度係数と呼ぶ。このような例として、鉄筋コンクリート断面の平面保持曲げ解析の場合があり、この解析では、コンクリート圧縮応力度分布を等価な有効強度を有する長方形ストレスブロックに置き換える。

(1.2) ひび割れたコンクリートの圧縮特性

Collins等は、面内せん断を受ける鉄筋コンクリート平板の実験結果を圧縮場理論に基づいて整理し、ひび割れを含む鉄筋コンクリートのひび割れに平行な方向のコンクリートの圧縮応力-歪関係は、コンクリートシリンダーの圧縮応力-歪関係に比べ、その強度、剛性ともに低下することを指摘した。又、鉄筋コンクリート部材のせん断挙動を解析するためには、ひび割れコンクリートの強度及び剛性の低下を適切に考慮する必要があることを明かした^{6,7)}。

せん断をうけるRC部材では、ひび割れが発生した後は、ひび割れ面では引張力を鉄筋が負担し、それに直交する方向の圧縮力をひび割れ間に挟まれた圧縮ストラ

ットが負担する抵抗機構となる。従って、鉄筋比が極端に小さく、引張抵抗が極限に達し、引張破壊を生じる場合を除けば、せん断を受けるRC構造物の耐力は、圧縮ストラットの強度に支配されることになる。

面内せん断力を受けるRC部材の挙動の評価においては、ひび割れが生じた後のコンクリートの圧縮特性の把握が重要である。ひび割れたコンクリートの圧縮特性に影響を及ぼす因子として、ひび割れ面に直交方向の引張歪(ϵ_t)がある。これは一般には、ひび割れ幅をも含んだ巨視的な引張歪としてとらえられている。しかしながら、圧縮強度低減係数を統一的に ϵ_t のみで評価することは困難で、 ϵ_t 以外の他の影響因子がある。

ひび割れたコンクリートの圧縮強度、剛性低下の主な要因としては、①ひび割れが屈曲することによる局所的な不均一な応力の発生、②鉄筋の拘束効果と付着によるひび割れ間コンクリートに生じる引張応力及びひび割れ面間での応力伝達などによる多軸効果、③付着作用によるコンクリートの内部ひび割れ、④ひび割れ面近傍における鉄筋のダボ作用によるコンクリートへの局部応力、⑤寸法効果、などが考えられる。これらの要因についての評価を行うための実験は、加力方法がせん断型又は引張・圧縮型の2種類の加力形式で行われている。既往の要因の評価では、この加力方法により、評価が異なっている。

圧縮強度低減係数(ν)を評価するためには、前述の主な要因を定量的に把握する必要があるが、現時点では不可能である。そこで、 ν の評価を行うに際し、これらの劣化要因と密接に関連し、最も基本となる因子は、以下となる。

①コンクリート強度(F_c)

平板の純せん断実験から、 F_c が高くなるほど ν が低下する傾向にある。この原因としては、コンクリートシリンダー試験では、 F_c の増大率と引張強度の増大率は比例的関係ではなく、引張強度の増大率が小さいためではないかと思われる。

②軸力

圧縮軸力とせん断力を載荷した平板実験では、圧縮軸力が大きくなると ν が大きくなる。これは圧縮軸力により鉄筋の引張歪のレベルが低く抑えられるためである。

③付着性状

付着性状により、鉄筋からコンクリートに伝達される引張応力が影響を受ける。従って、このことは、ひび割れ面に沿う圧縮歪と直交方向の引張歪に関係している。

④鉄筋径と試験体の厚さの比

鉄筋径に対して試験体の厚さが薄くなると、ひび割れ面近傍における鉄筋のダボ作用などによる割裂破壊が生じ易くなると考えられる。

(1.3)ひび割れたコンクリートの圧縮強度低減係数(ν)の評価式

現在 ν の評価式として、ひび割れを含むひび割れ面に直交方向の平均引張歪(ε_t)の関数として表現したものと、コンクリート圧縮強度(F_c)の関数として表現したものとの二種類がある。

①平均引張歪(ε_t)の関数としての評価式

ν の評価式として、 ε_t の関数として表現した幾つかの式が既に提案されている。そこで、ここでは、代表的な二つ式を示す。

$$\text{Vecchio, Collins}^{6.7)} \\ \nu = \frac{1}{0.80 + 0.34(\varepsilon_t / \varepsilon_B)} \quad (\leq 1.00) \quad \text{式(6-16)}$$

$$\text{野口 等}^{6.8)} \\ \nu = \frac{1}{0.27 + 0.98(\varepsilon_t / \varepsilon_B)^{0.167}} \quad (\leq 1.00) \quad \text{式(6-17)}$$

但し、 ε_t : 圧縮破壊時平均引張歪
 ε_B : シリンダー強度時軸歪

②コンクリート圧縮強度(F_c)の関数としての評価式

ν の評価式として、 F_c の関数として表現した式が提案されているが、その代表的なものを示す。尚、長沼等の式は、コンクリート強度及び軸力の二つを選び表現したものである。

$$\text{Nielsen}^{6.9)} \\ \nu = 0.8 - \frac{F_c}{200} \quad (\text{MPa}) \quad \text{式(6-18)}$$

$$\text{CEBコープ}^{6.10)} \\ \nu = \frac{3.68}{F_c^{0.333}} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad \text{式(6-19)}$$

$$\text{長沼 等}^{6.11)} \\ \nu_c = 2(1 - \nu_{rc}) \cdot (\sigma_B / F_c) + \nu_{rc} \quad \text{式(6-20)}$$

$$\nu_{rc} = 0.8 - \frac{F_c}{2400} \quad \text{式(6-21)}$$

ν_c : 軸力とコンクリート強度を考慮した圧縮強度低減係数
 ν_{rc} : コンクリート強度のみを考慮した圧縮強度低減係数
 σ_B : 軸応力度

(2) コンクリート圧縮強度低減係数による接合部圧縮ストラット応力度の検討

ここでは、接合部破壊型及び梁曲げ降伏後に接合部破壊する型の試験体の最大耐力時の $\nu(=\sigma_s/F_c)$ の値と、圧縮強度低減係数(ν)の評価式としてコンクリート圧縮強度(F_c)の関数で表現した前述の式と比較する。

コンクリート圧縮強度で表現した圧縮強度低減係数(ν)の評価式を用いるのは、一般には終局時の引張歪(ϵ_t)の値が、実験あるいは解析の場合でないと得られていないからである。設計やここでのような評価を行う場合、 ϵ_t の関数である ν の評価式は適していない。

接合部破壊型及び梁曲げ降伏後に接合部破壊する型の試験体の最大耐力時の $\nu(=\sigma_s/F_c)$ と F_c の関係を示した図8.12から分かるように、前述のCEBコード式を除く各式が既往の接合部データの下限を示している。従って、このモデルで求めた $\nu(=\sigma_s/F_c)$ の値は、既往のコンクリート圧縮強度低減係数(ν)に、定性的には対応していると思われる。

尚、既往実験データの式は、次式である。(最小自乗法による)

$$\nu = -0.667(10)^{-3}F_c + 0.954 \quad \text{式(8-22)}$$

各式が下限値となる理由として、次のことが考えられる。①実際のストラットは拡がりを持つにも拘らず、この推定法では、梁及び柱接合部端断面のコンクリート圧縮域を矩形ストレスブロックとし、ストラット断面を等価なものとして小さく評価していること、②各式には、軸力の影響が含まれていないこと。

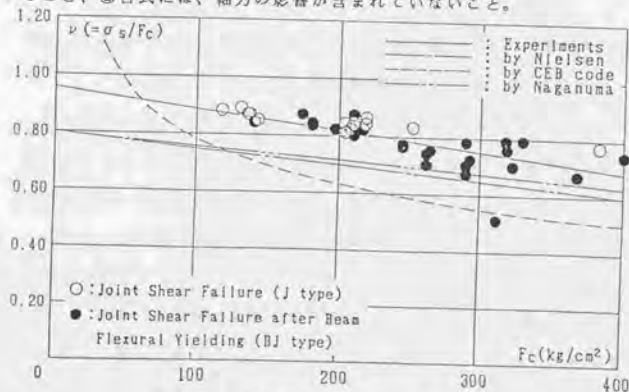


図8.12 最大耐力時の $\nu(=\sigma_s/F_c)-F_c$ 関係

3) 「接合部終局せん断強度の推定法」と適合性の不良な既往実験データの検討

ここでは、図6.10、図6.12に示した接合部終局せん断強度の推定法に基づいて算定された最大耐力時の $\nu (= \sigma_s / F_c)$ の値が、同図の破壊形式分布状況等や算定過程からみて、不適当であると考えられる既往実験データについて、各々の特徴を示す。尚、図6.15と図6.16は、図6.10と図6.12に試験体番号を記入した図である。

(1) 変曲げ降伏後に接合部破壊したと報告されたもので、 ν の値が小さい試験体について

〔試験体番号・文献番号・試験体名〕 : 21・8・No.2

接合部破壊したこの試験体の ν の値が小さくなった理由は明確ではないが、試験体の特徴は、以下の通りである。この試験体(No.2)との相違点が、軸力及びコンクリート強度のみである同シリーズの試験体(No.1)と

比較して検討してみる。両者の破壊状況に関して、No.1は梁の曲げ圧潰を起こし、No.2は接合部破壊を起こしたことが論文で述べられている。このように終局時の破壊状況に差がみられた一つの原因として、接合部ストラット応力度を大きくする接合部内の付着性状が挙げられる。接合部内の荷重-すべり曲線から分かるように、No.2ではNo.1に比べ接合部内の付着性能の低下がみられる。

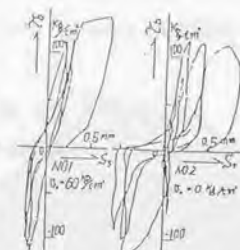


図6.13 荷重-接合部域
梁主筋すべり曲線

(2) 梁曲げ破壊したと報告されたもので、 ν の値が大きい試験体について

〔試験体番号・文献番号・試験体名〕 : 6・2・JAH

接合部せん断入力量が $t \tau_{pv} / F_c = 0.57$, $e \tau_{pu} / F_c = 0.56$ と非常に大きく、接合部が破壊していると予想できる。しかし、論文において接合部の破壊状況が詳細に述べられておらず、破壊形式の判断は極めて不確実である。

〔試験体番号・文献番号・試験体名〕 : 14・5・N-1

梁接合部端のコンクリートの圧潰によって破壊に至ったことが論文で述べられている。しかし、接合部せん断変形が全体の変形に及ぼす影響が大きいこと、そして接合部せん断入力量が $t \tau_{pv} / F_c = 0.38$, $e \tau_{pu} / F_c = 0.41$ と大きいことから、実際には接合部破壊した可能性が多い。

〔試験体番号・文献番号・試験体名〕 : 29・11・No.1

梁接合部端断面において、コンクリートの曲げ圧潰と引張鉄筋の降伏とがほぼ同時に生じたことが、論文で述べられている。この試験体では太径鉄筋を使用しているため、梁主筋に沿った付着割裂を生じやすく、接合部ストラット圧縮応力度が大きくなる可能性が大きい。又、論文中の接合部変形曲線では、最大耐力時にせん断降伏現象がみられる。従って、この試験体は、接合部破壊の状況に近いものと思われる。

〔試験体番号・文献番号・試験体名〕 : 38・14・No.1

梁接合部端のコンクリートの圧潰により最終耐力に至ったことが、論文で述べられている。しかし、梁主筋降伏後に接合部内の付着が失われ主筋のすべりが生じたことで、ストラットに働く圧縮応力が大きくなり接合部破壊したことも考えられる。この論文では、接合部の破壊状況が詳細に述べられていないことから、破壊形式の判断は不確実といえる。

〔試験体番号・文献番号・試験体名〕 : 58・27・JX0-B2

ν の値が大きくなった理由は明確ではないが、この試験体(JX0-B2)との相違点が梁幅である同シリーズの試験体(JX0-B1)と比較して、破壊性状について検討してみる。JX0-B2は、梁曲げ降伏後に接合部破壊したJX0-B1の梁幅を大きくしたものであり(JX0-B1: $b_b=15\text{cm}$, JX0-B2: $b_b=28\text{cm}$)、実際の接合部せん断応力度はJX0-B1より小さくなり、接合部破壊が生じにくくなるためと考えられる。

(3) $\nu(=\sigma_s/F_c)$ の算定過程において問題のあった試験体について

〔試験体番号・文献番号・試験体名〕 : 53・25・P-1

実験では梁降伏後にも耐力が上昇し、梁主筋に歪硬化が生じた。従って、歪硬化を考慮していないこの推定法では、最大耐力時の柱せん断力 V_c が大きくなり、 $sV_H = bC_c + d_bT_s - V_c$ から求めたストラット合力の水平成分が負となってしまう、ストラット圧縮応力度を算定できなかった。しかしながら、歪硬化が、接合部内の付着性状が良好であることを示し、接合部せん断抵抗のトラス機構への依存が高いことを意味するので、 ν の値は実際に小さくなると判断できる。

梁主筋の接合部内での付着を良くするために、降伏強度の低い細径鉄筋を多数使用した梁上端・下端筋量の異なる梁曲げ破壊型試験体である。そのために算定過程では、下端筋が引張側となる梁接合部断面の上端側のコンクリート圧縮合力を、力の釣合から求めると接合部付着性状がよいため圧縮側鉄筋は圧縮を負担し、負となる。又、梁上端・下端筋量が極端に異なる場合で、ストラットの形成が対称配筋の場合とかけ離れると考えられる。従って、この推定法の適合性の検討では、これらの結果は省略する。尚、各試験体の接合部への作用外力と応力の状態を図6.14に示す。

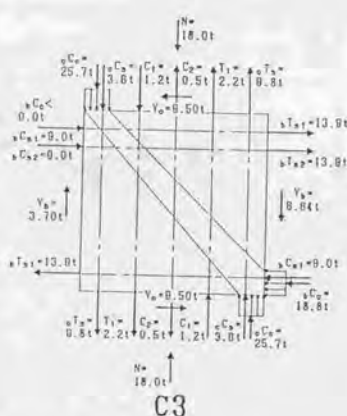
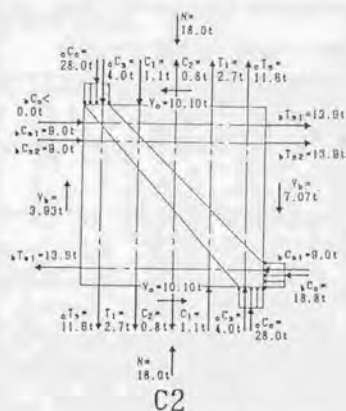
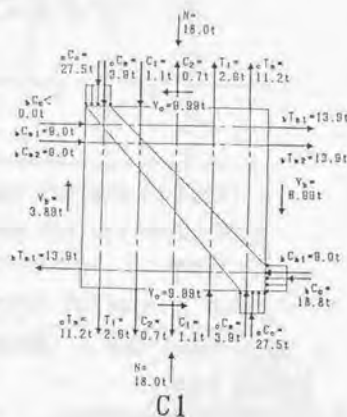


図6.14 接合部への作用外力と接合部周りの応力状態

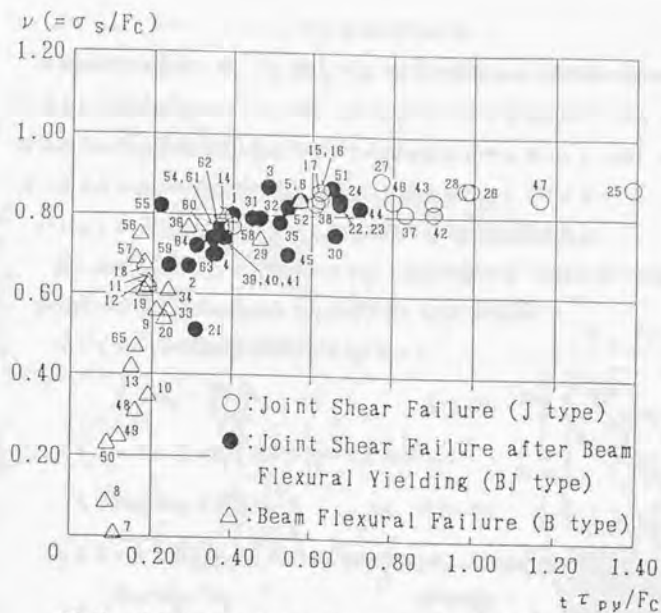


図8.15 最大耐力時の $\nu (= \sigma_s / F_c) - t \tau_p \nu / F_c$ 関係と試験体番号

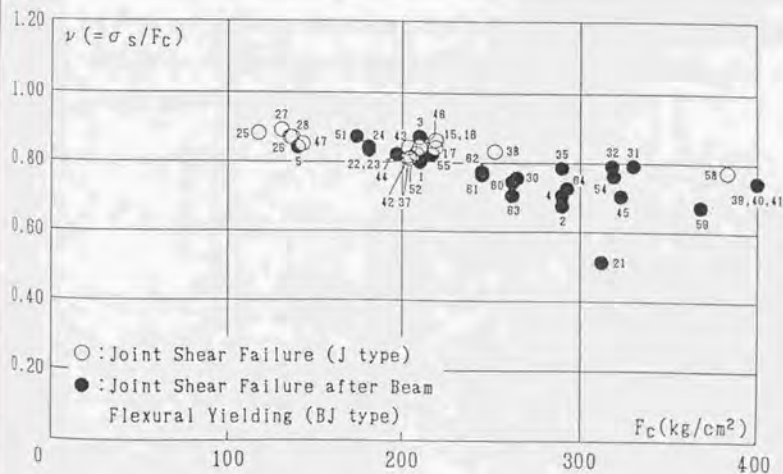


図8.16 最大耐力時の $\nu (= \sigma_s / F_c) - F_c$ 関係と試験体番号

4) ストラット方向とストラット合力方向の比較検討

既往実験資料を用いて、「B.2節」で述べた接合部終局せん断強度の推定法に基づいて算定した結果において、ストラット方向とストラット合力方向が一致しない接合部破壊型及び梁曲げ降伏後に接合部破壊する型の試験体がある。ここでは、その両方向の一致する条件と一致しない原因を探り、考察を加えることにする。

(1) ストラット方向とストラット合力方向の差と試験体数の関係

図B.18に、ストラット方向とストラット合力方向の差と試験体数の関係を示す。両方向の差(θ_{sd})は、次のように算定する。(図B.17参照)

ストラット方向と水平方向のなす角(θ_s):

$$\theta_s = \tan^{-1} \frac{D_b - a_b}{D_c - a_c} \quad \text{式(6-23)}$$

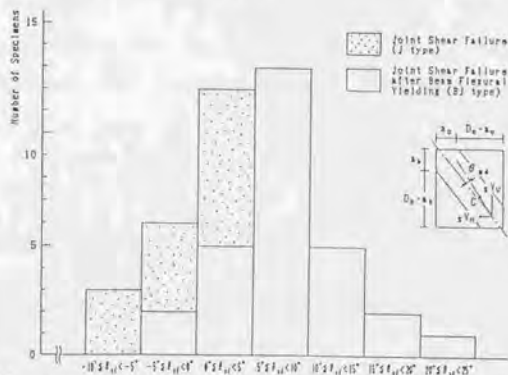
ストラット合力方向と水平方向のなす角(θ_{sr}):

$$\theta_{sr} = \tan^{-1} \frac{sV_U}{sV_H} \quad \text{式(6-24)}$$

ストラット方向とストラット合力方向の差(θ_{sd}): 図B.17 ストラット方向とストラット合力方向

$$\theta_{sd} = \theta_{sr} - \theta_s \quad \text{式(6-25)}$$

図B.18から分かるように、接合部破壊型の試験体では $-10' \leq \theta_{sd} < 5'$ 、梁曲げ降伏後に接合部破壊する型の試験体では $-5' \leq \theta_{sd} < 25'$ 、特に $5' \leq \theta_{sd} < 10'$ に集中している。言い換えれば、接合部破壊型ではストラット方向とストラット合力方向がほぼ近いが、梁曲げ降伏後に接合部破壊する型ではストラット方向に比べストラット合力方向の勾配が急になる傾向がある。



図B.18 ストラット方向とストラット合力方向の差と試験体数の関係

(2) ストラット方向とストラット合力方向の一致する条件

梁曲げ降伏前及び後に接合部破壊する場合、通常、梁及び柱接合部端断面のコンクリート圧縮応力度は βF_c ($\beta=0.85$)に達するため(表6.8～表6.13参照)、同位置の応力域(a_b, a_c)は次式で決まる。

$$\left. \begin{aligned} a_b &= b C_c / (\beta F_c \cdot b_b) \\ a_c &= c C_c / (\beta F_c \cdot b_c) \end{aligned} \right\}$$

ストラット方向とストラット合力方向の一致する条

件とは、式(6-26)で求められる a_b, a_c と、次式(6.2.5の1)「ストラット機構」参照)で求められる a_b, a_c とが等しくなる場合である。

$$\left. \begin{aligned} a_b &= 2[(D_b - b d_o) - J_b] \\ a_c &= 2[(D_c - c d_o) - J_c] \end{aligned} \right\} \quad \text{式(6-27)}$$

又、この条件を力の釣合で考えると、次のようになる。 図6.19 接合部破壊時の応力状態

$$b C_c \cdot (D_b - a_b) = c C_c \cdot (D_c - a_c)$$

$$\frac{D_b - a_b}{D_c - a_c} = \frac{c C_c}{b C_c} \quad \text{式(6-28)}$$

式(6-26)

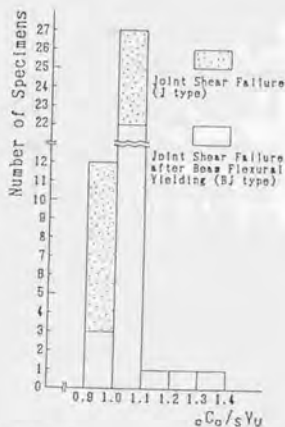
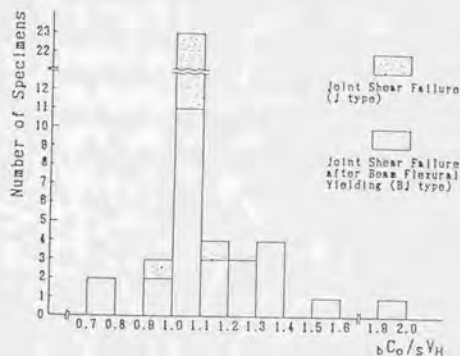
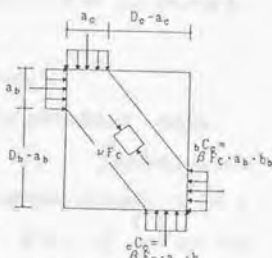


図6.20 $b C_c / a V_H$ 及び $c C_c / a V_V$ と試験体数の関係

尚、ここでは、前述の式(8-28)は、ストラット合力の水平及び鉛直成分(sV_H, sV_U ;
 $sV_H = bC_c + d_s T_a - V_c$; $sV_U = cC_c + d_s T_a - V_b$)において、主たるストラット域の梁及び柱
 主筋付着力($d_s T_a, d_s T_b$)と梁及び柱せん断力(V_b, V_c)の影響が小さいという前提の
 基に成り立っている。このことは、8.4節で使用した試験体について求めた、 $bC_c /$
 sV_H と cC_c / sV_U の図8.20から確認でき、 sV_H における bC_c の占める割合、 bC_c / sV_H の値は
 1.00~1.21(信頼度97%の場合)に、 sV_U における cC_c の占める割合、 cC_c / sV_U の値は
 0.95~1.14(信頼度97%の場合)にはば集中している。

(3) ストラット方向とストラット合力方向の比較検討の結果

前述したように、ストラット方向とストラット合力方向の一致しない原因は、二
 つの異なる方法で求められた梁及び柱接合部端断面のコンクリート圧縮域(a_b, a_c)の
 大きさが等しくならないからである。つまり、これらの差が大きければ、ストラッ
 ト方向がコンクリート圧縮力の合力方向からかけ離れ、結果として、ストラット合
 力方向と一致しなくなる。

検討の結果、接合部終局時において、推定法に基づいて梁及び柱接合部端断面の
 コンクリート圧縮応力域が特定でき、同位置の応力度がコンクリート有効圧縮強度
 (βF_c)に達すれば、ストラット方向とストラット合力方向は一致することがわかる。

尚、ここでの検討で用いた各値(梁及び柱接合部端断面のコンクリート圧縮応力域
 の値、ストラット方向、ストラット合力方向、コンクリート圧縮力の合力方向を表
 す値等)を、表8.22、表8.23に示す。これらの表から、ストラット方向とストラット
 合力方向の差(θ_{ad})が大きい試験体として、試験体番号55、文献番号27、試験体名
 JX0-B1があげられる。この試験体では、最大耐力が理論梁曲げ終局強度より約18%
 程度大きく、 T_b が大きく梁のコンクリート圧縮合力の作用位置が圧縮縁を越えてし
 まうため梁接合部端断面のコンクリート圧縮応力域(a_b)は特定できない。従って、
 ストラット方向とストラット合力方向が一致しなくなる。

表B.22 ストラット方向とストラット合力方向の比較検討で用いた各値の算定結果(J型)

試験体 番号	文献 番号	試験体名	a_{b1} [cm]	a_{c1} [cm]	a_{b2} [cm]	a_{c2} [cm]	$\frac{D_b - a_b}{D_c - a_c}$	θ_a	$\frac{s_{vu}}{s_{vh}}$	θ_{ar}	θ_{ad}	$\frac{c_{Co}}{b_{Co}}$	θ_{or}	θ_{ed}
15	6	No.1	4.1	5.8	6.4	6.9	1.80	80.9°	1.54	58.9°	-4.0°	1.42	54.9°	-8.0°
16	6	No.2	4.1	5.8	6.4	6.9	1.80	80.9°	1.54	58.9°	-4.0°	1.42	54.9°	-8.0°
17	6	No.3	4.7	5.3	5.8	6.3	1.77	80.5°	1.55	57.2°	-3.3°	1.44	55.3°	-5.2°
25	10	P-1	6.1	5.2	9.3	9.9	2.05	84.0°	1.47	55.9°	-8.1°	1.41	54.7°	-9.3°
26	10	P-2	5.5	5.2	6.7	7.5	1.86	61.7°	1.54	57.0°	-4.7°	1.48	55.9°	-5.8°
27	10	P-3	4.3	6.0	7.3	8.4	1.96	83.0°	1.59	57.8°	-5.2°	1.52	56.7°	-8.3°
28	10	P-4	5.7	5.2	7.0	7.6	1.86	61.7°	1.51	56.5°	-5.2°	1.45	55.4°	-8.3°
37	15	10-0	3.8	3.8	3.9	3.7	0.98	44.4°	1.02	45.5°	1.1°	0.98	43.7°	0.7°
38	18	10-1	5.8	8.2	6.4	9.8	1.22	50.7°	1.35	53.5°	2.8°	1.52	58.7°	8.0°
42	18	10-1	3.6	3.6	4.2	4.0	0.98	44.4°	1.00	45.0°	0.6°	0.98	43.9°	-0.5°
43	18	10-2	3.7	3.7	4.9	4.7	0.98	44.4°	1.00	45.0°	0.6°	0.98	43.9°	-0.5°
48	21	10-3	3.6	3.6	5.1	5.0	0.89	44.7°	1.01	45.2°	0.5°	0.97	44.2°	-0.5°
47	21	10-4	3.8	3.2	5.2	5.5	1.03	45.8°	1.07	47.0°	1.2°	1.05	46.5°	0.7°
58	28	10-5	3.8	4.0	4.0	4.6	1.54	57.0°	1.55	57.1°	0.1°	1.48	55.6°	-1.4°

----- 各 値 の 算 定 方 法 -----

推定法に基づいた梁及び柱接合部断面の
コンクリート圧縮応力算

$$a_{b1} = 2 \{ (D_b - b_{dc}) / \sqrt{f_c} \}$$

$$a_{c1} = 2 \{ (D_b - c_{dc}) / \sqrt{f_c} \}$$

コンクリート有効圧縮強度 (βF_c) を用いて
特定した同位置の圧縮域

$$a_{b2} = b_{Co} / (\beta F_c \cdot b_b)$$

$$a_{c2} = c_{Co} / (\beta F_c \cdot b_b)$$

ストラット方向と水平方向のなす角

$$\theta_a = \tan^{-1} \frac{D_b - a_b}{D_c - a_c}$$

ストラット合力方向と水平方向のなす角

$$\theta_{ar} = \tan^{-1} \frac{s_{vu}}{s_{vh}}$$

ストラット方向とストラット合力方向の差

$$\theta_{ad} = \theta_{ar} - \theta_a$$

コンクリート圧縮力の合力方向と水平方向のなす角

$$\theta_{or} = \tan^{-1} \frac{c_{Co}}{b_{Co}}$$

コンクリート圧縮力の合力方向とストラット合力方向の差

$$\theta_{ed} = \theta_{or} - \theta_a$$

表B.23 ストラット方向とストラット合力方向の比較検討で用いた各値の算定結果(B.J型)

試験体 番号	文献 番号	試験体名	a_{e1} [cm]	a_{e2} [cm]	a_{e3} [cm]	a_{e4} [cm]	θ_{α}	$\frac{S'_{VH}}{S'_{VH}}$	$\theta_{\alpha F}$	$\theta_{\alpha D}$	$\frac{S'_{C0}}{S'_{C0}}$	$\theta_{\alpha F}$	$\theta_{\alpha D}$
1	1	JAI	2.6	4.6	6.0	5.8	44.7°	1.28	52.0°	7.3°	1.29	52.3°	7.6°
2	1	JA2	1.6	10.8	4.3	7.6	1.71	59.7°	2.09	84.4°	4.7°	2.34	86.9°
3	1	JB1	1.2	5.0	4.7	5.7	1.07	46.9°	1.49	56.1°	9.2°	1.62	58.3°
4	1	JB2	1.2	10.0	3.4	7.2	1.66	58.9°	2.05	84.0°	5.1°	2.86	70.7°
5	2	JA0	4.2	5.6	9.0	8.2	0.93	42.9°	1.20	50.2°	7.3°	1.22	50.6°
21	8	No.2	7.0	9.0	12.7	9.1	1.16	49.2°	1.03	45.9°	-3.3°	0.71	35.6°
22	8	A	4.0	4.0	5.1	5.1	1.00	45.0°	1.00	45.0°	0.0°	1.00	45.0°
23	9	B	3.8	3.8	5.3	5.3	1.00	45.0°	1.00	45.0°	0.0°	1.00	45.0°
24	9	C	3.7	3.7	5.6	5.6	1.00	45.0°	1.00	45.0°	0.0°	1.00	45.0°
30	11	No.2	17.6	19.0	28.7	20.0	0.68	34.2°	1.12	48.3°	14.1°	1.15	48.9°
31	12	No.3	12.6	17.6	19.8	20.4	0.88	41.3°	1.12	48.3°	7.0°	1.13	48.5°
32	12	No.4	12.6	17.6	20.6	20.8	0.87	41.0°	1.09	47.5°	6.5°	1.11	48.0°
35	13	E	7.2	7.4	11.8	8.7	0.85	40.4°	1.16	49.2°	8.8°	1.11	48.0°
38	17	K	6.8	5.6	8.5	6.1	0.80	42.0°	1.12	48.4°	8.4°	1.06	46.8°
40	17	L	7.2	5.6	8.5	8.0	0.90	42.0°	1.12	48.1°	6.1°	1.06	46.5°
41	17	M	8.0	5.8	8.5	5.9	0.89	41.7°	1.10	47.7°	8.0°	1.04	46.2°
44	19	No.1	8.6	7.8	14.1	10.3	0.81	39.0°	1.13	48.5°	9.5°	1.10	47.7°
45	20	J-1	8.3	8.5	13.5	8.7	0.77	37.8°	1.11	47.9°	10.3°	0.94	43.1°
51	24	A-1	5.6	6.2	7.3	7.7	1.44	55.2°	1.44	55.2°	0.0°	1.41	54.7°
52	24	A-2	5.6	1.0	7.2	5.3	1.21	50.4°	1.09	47.6°	-2.8°	0.98	44.5°
54	26	No.1	4.4	7.6	8.9	7.4	1.17	49.5°	1.68	59.2°	9.7°	1.43	55.0°
55	27	JXO-B1	—	6.0	4.0	5.5	1.29	52.2°	3.31	73.2°	21.0°	2.77	70.1°
59	29	NX1	1.7	5.6	5.2	5.5	1.01	45.3°	1.91	62.4°	17.1°	1.51	56.5°
60	30	J1	—	4.6	5.4	4.9	0.98	44.4°	1.64	58.6°	14.2°	1.37	53.9°
61	30	J2	—	5.1	5.75	5.3	0.98	44.4°	1.64	58.7°	14.3°	1.39	54.2°
62	30	J3	—	5.8	5.75	5.8	1.00	45.0°	1.88	61.8°	16.8°	1.52	56.6°
63	30	J4	—	13.7	5.4	9.7	1.51	56.5°	2.00	83.4°	8.9°	2.70	69.7°
64	30	J5	—	4.0	4.8	4.0	0.87	44.1°	1.55	57.1°	13.0°	1.25	51.4°

5) 接合部域梁主筋の付着性状と破壊形式の關係に関する使用試験体の特徴

接合部ストラット合力が増加し、接合部破壊が生じるためには、梁及び柱接合部端コンクリート圧縮合力が、接合部域主筋の付着劣化により大きくなる必要がある。

そこで、ここでは、使用した試験体について、以下に示す接合部域付着性状の表現を用いて、破壊形式との関連を調べてみることにする。

繰り返し荷重下での顕著な剛性低下やスリップ性状を生じさせないための付着性状の關係式を、「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針(案)・解説」⁶⁻⁵¹とNZS3101⁶⁻⁵¹では、以下のように表現している。

①終局強度型耐震設計指針(案)・解説:

通し配筋された梁主筋が接合部両柱面で引張降伏(σ_y)及び圧縮降伏($-\sigma_y$)したときの接合部域平均付着応力度(τ_b)と付着強度に関連するコンクリート強度の平方根 $\sqrt{\sigma_B}$ の關係式である次式で付着性状を表現している。

$$\mu = \frac{d_b \sigma_y}{D \sqrt{\sigma_B}} \quad \left[\begin{array}{l} d_b: \text{主筋直径}, \sigma_y: \text{主筋降伏強度} \\ D: \text{柱せい}, \sigma_B: \text{コンクリート圧縮強度} \end{array} \right]$$

又、同指針では、 $\mu \leq 10$ とすることを推奨している。

②NZS3101:

主筋径(d_b)と柱せい(D)の關係より表現している。

$$D/d_b \geq 25 \quad (\text{主筋降伏強度により、値は異なる。})$$

図6.21は、使用試験体の接合部域付着性状を表する μ と、梁理論曲げ降伏時接合部せん断入力量($\tau_b \tau_{py}/F_c$)との關係をプロットしたものである。

試験体の傾向として、 μ と $\tau_b \tau_{py}/F_c$ の値が大きくなるにつれて、梁曲げ破壊型(B型)、梁曲げ降伏後に接合部破壊する型(B-J型)、接合部破壊型(J型)と変化する。 $\mu \leq 10$ にB型が多く分布する。

μ の値は、梁主筋1本について求めるものであるから、 $\tau_b \tau_{py}$ の値は、 μ の値が大きくなるものでは必ずしもない。しかしながら、このような關係となったのは、慣習的には、曲げ強度を大きくする場合は、細径鉄筋を多数使用するより、太径鉄筋を少数とするのが普通であるという事からである。

従って、使用した試験体の特徴として、梁曲げ破壊型と比較して接合部破壊型の使用試験体は、付着性状が悪いことが理解できる。6.4.5の4)で示した接合部ストラット合力の水平成分(sV_H)に占める梁接合部端コンクリート圧縮合力 $B C_c$ の割合が、J型、

B・J型では、より大きくなることを示したことに対応する。

図6.22は、コンクリート強度と(柱せい)/(主筋径)の関係を示したものである。この図は、コンクリート強度と(柱せい)/(主筋径)が大きくなれば、付着性状が良くなることを表すものである。同じコンクリート強度に対して、(柱せい)/(主筋径)の値が小さくなるにつれて、即ち、付着性状が悪くなるに従って、B・J型、J型となる。この図からも、前述と同じ傾向が伺える。

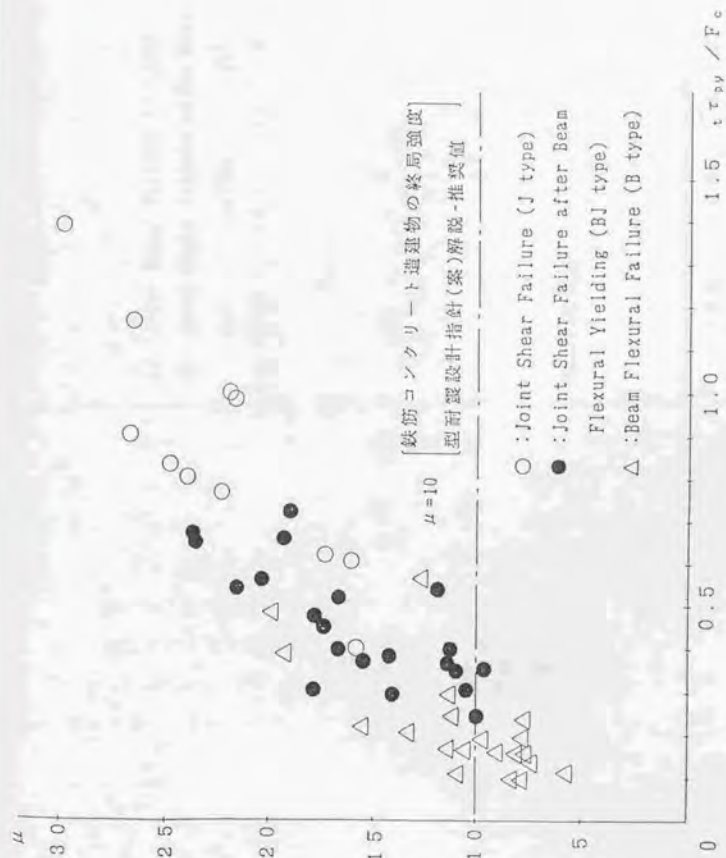


図6.21 使用試験体の μ と τ_{py}/F_c の関係

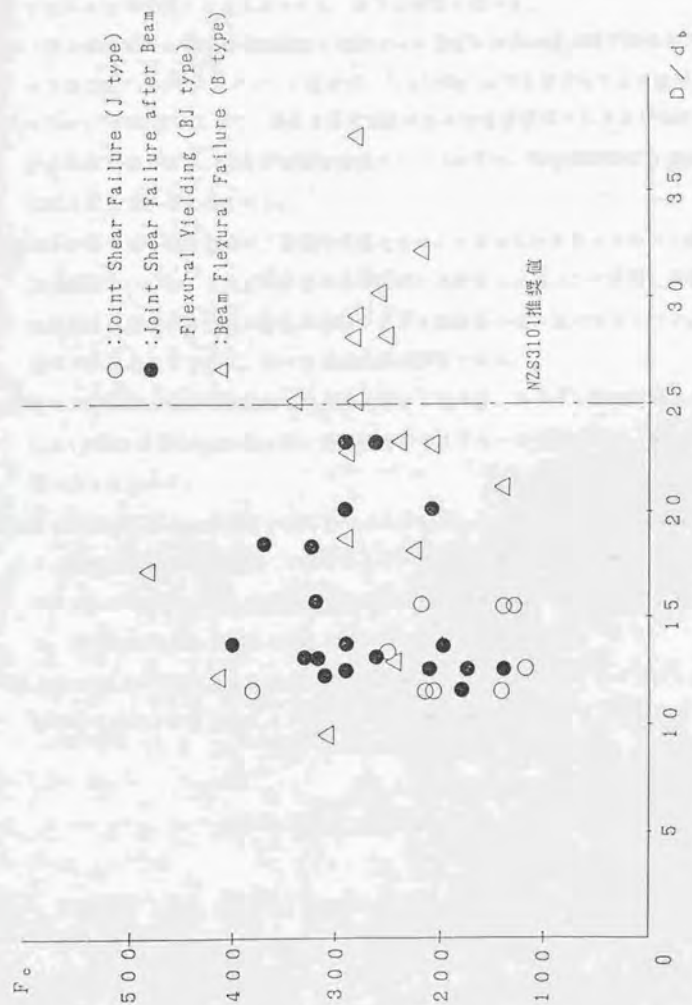


図6.22 使用試験体の F_c と D/d_s の関係

6.5 結論

本章では、梁曲げ降伏前及び後に接合部破壊する場合の接合部終局せん断強度に関する検討を行った。対象とした接合部は、①主筋は接合部域で通し配筋、②接合部補強はフープ筋及び柱中間筋によるものとした。以下に結論を述べる。

- (1)「接合部終局せん断強度の推定法」に基づいて算定した最大耐力時の接合部ストラット応力度(σ_s)のコンクリート強度($F_c, F_c \leq 400 \text{ kg/cm}^2$)に対する大きさ関係、即ち、 $\nu (= \sigma_s / F_c)$ の値によって、梁曲げ降伏前及び後に接合部破壊する型と梁曲げ破壊型の分類が可能である。梁曲げ降伏破壊型は $\nu = 0.7$ 以下に、接合部破壊する型は $\nu = 0.7$ 以上に分布することになる。
- (2)梁や平板のせん断実験及び二軸載荷実験などにより求められたコンクリート圧縮強度低減係数(ν)は、「接合部終局せん断強度の推定法」に基づいて算定した接合部破壊型及び梁曲げ降伏後に接合部破壊する型の試験体の最大耐力時の $\nu (= \sigma_s / F_c)$ の値の下限値を示すと共に、その定性的傾向は同じである。
- (3)接合部破壊型と梁曲げ降伏後に接合部破壊する型では、ストラット合力の水平成分($s_v H$)と鉛直成分($s_v U$)の殆どを、接合部端のコンクリート圧縮合力が、梁曲げ破壊型と異なり占める。
- (4)接合部域梁主筋の付着性状を表現している式 $\mu = d_b \cdot \sigma_y / (D \cdot \sqrt{\sigma_B})$ (d_b :主筋直径, σ_y :主筋降伏強度, D :柱せい, σ_B :コンクリート圧縮強度)と D/d_b の値は、使用試験体中の梁曲げ降伏後に接合部破壊する型と接合部破壊型では、 $\mu > 10$, $D/d_b < 25$ となり、接合部域付着性状が悪いことが伺える。
- (5)上述の(1)及び(2)のような傾向が確認されたことから、ストラットモデルが接合部破壊時の主たる機構であると予想でき、この推定法は妥当であるといえる。

6章 引用文献

- 6.1) 森田司郎、角徹三：鉄筋コンクリート柱・梁接合部における梁軸筋の接合部からのぬけ出しについて、日本建築学会大会学術講演梗概集、1972, pp.1099~1100
- 6.2) 藤井栄、森田司郎：鉄筋コンクリート内部、外部接合部の性状の比較、コンクリート工学年次論文報告集12-2、1990, 6, pp.691~696
- 6.3) Noguchi, H. and K. Watanabe: Shear Resistance Mechanisms of Beam-Column Joints under Reversed Cyclic Loading, Report of IABSE Colloquium on Computational Mechanics of Concrete Structure-Advances and Applications, Vol. 54, Delft, 1987, pp. 511~522
- 6.4) 後藤康明、金谷憲司、黒岩秀介、小林敏夫、城攻、柴田拓二：RC柱・梁接合部内の梁筋付着性状と骨組の挙動に与える横補強筋の影響（そのⅠ、そのⅡ、そのⅢ）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1987.10, pp. 621~626
- 6.5) 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、1988.10
- 6.6) Standard Association of New Zealand: Code of Practice for The Design of Concrete Structures (NZS 3101), 1982.7
- 6.7) Vecchio, F.J., Collins, M.P.: The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, ACI Journal, Vol. 83, March-April 1986, pp. 219~231
- 6.8) 森田司郎、他：鉄筋コンクリート構造のFEM解析の精度向上に必要な基礎実験と解析モデルの開発、昭和63年度科学研究費補助金（総合研究(A)）研究成果報告書、第10章「鉄筋コンクリートの圧縮特性の劣化」(野口 博) pp. 218~240
- 6.9) Nielsen, M.P., Jensen, B.C., and Bach, F.: Concrete Plasticity-Beam Shear-Shear in Joints Punching Shear, Tech. Univ. of Denmark, Lyngby, St. Research Lab., Oct. 1978
- 6.10) Comité Européen du Béton: Model Code for Seismic Design of Concrete Structures, Final Draft, CEB Bulletin d'Information, No 160, 1983
- 6.11) 長沼一洋、山口恒雄：ひび割れたコンクリートの圧縮特性に関する研究、JCIコロキウム「RC構造のせん断設計法に関する解析的研究」論文集、1989.10, pp. 23~30

尚、「6.4節 既往実験の接合部圧縮ストラット応力度(σ_s)とコンクリート圧縮強度低減係数(α)」で使用了試験体について掲載された引用文献名(文献数:31編)は、「6.4.2項 使用了試験体の文献リスト」に示してあるので、ここでは、割愛することとする。



第7章 鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の破壊モード分類と終局せん断強度の簡便な推定法

7.1 はじめに

現在、接合部終局強度、破壊モードを正確に把握することは、重要な問題である。しかし、日本建築学会の「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針(案)」^{7.1)}でさえ、破壊モード分類が可能であると同時に、接合部終局せん断強度の簡便な推定法が提案されていない。そこで、本章では、過去の実験データを用いて普通コンクリートから高強度コンクリートにわたっての接合部破壊モードの分類法についての研究を行い、その結果に基づいて終局せん断強度の推定法の検討を行う。又、最後の節では、接合部せん断設計についても、前述の結果を踏まえて考察する。

7. 2 既往の実験資料による鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の破壊モード分類

7. 2. 1 目的

近年、RC構造材料の高強度化が進み、建物の高層化、部材断面の縮小化等、設計の自由度を増しつつある。しかしながら、一方で、接合部の体積が小さくなることによる、応力伝達上の弱点が接合部に生ずる結果となっている。従って、現在、接合部終局強度、接合部破壊モードを正確に把握することは、大変重要な問題である。

そこで本節では、過去の実験データを用いて、普通コンクリートから高強度コンクリートにわたる接合部破壊モードの分類法について検討を行った。具体的には、梁・柱接合部の破壊モードには、① 梁曲げ破壊型(B型と呼ぶ)、② 梁曲げ降伏後に接合部破壊する型(BJ型と呼ぶ)、③ 梁曲げ降伏前に接合部破壊する型(J型と呼ぶ)があるが、このような破壊モード分類を簡単に行う方法について考察する。

接合部終局耐力が接合部ストラットの圧潰で決定するので、接合部破壊するか否かの主たる因子は、① 接合部せん断応力度と、② コンクリート圧縮強度である。接合部せん断応力度は、梁及び柱の接合部端断面の圧縮コンクリートからの圧縮力、その他から構成される接合部ストラットの圧縮応力度と比例的関係にある。従って、接合部せん断応力度が大きくなると接合部ストラットの圧潰による接合部破壊が生じ易くなる。本節では、破壊モード分類に目的があるので、梁・柱接合部には、梁曲げ耐力時以上の接合部せん断応力度は生じないので、破壊モード分類のための基準接合部せん断応力度としては、梁理論曲げ降伏時の値 t_{pv} を用いることにした。従って、破壊モード分類の指標としては、接合部破壊の主たる2つの因子を考慮した t_{pv}/F_c の値をとり、 t_{pv}/F_c が大きいと接合部破壊、小さいと梁曲げ破壊と予想し、 t_{pv}/F_c と破壊モードの関連について検討した。

7. 2. 2 方法

1) 破壊モードに関する影響因子

1.1) 既往実験データの統計解析からみた影響因子

J型とB型の接合部終局強度の影響因子として、コンクリート強度、接合部補強筋量、柱幅と梁幅の比、柱軸力が考えられるが、3章の既往実験データの統計解析(7.2)から以下のことが分かっている。(1)接合部終局強度はコンクリート強度と共に増加する傾向にあり、コンクリート強度は終局強度に対して一次の関係にある。(2)接合部補強筋量(接合部フープ筋量)は、終局強度に対して、若干影響があるように思われる場合もあるが、その場合でも影響は大変小さい。(3)柱軸力についても、接合部補強筋量を一定範囲とし柱軸力の大きさにより、終局強度の変化を検討すると、終局強度を増加させる等の傾向を及ぼしておらず、柱軸力は統計的にみて、終局強度に対して重要な影響因子とはいえない。(4)柱幅と梁幅の比については、文献7.3)でパネル有効幅 t_p =(梁幅+柱幅)/2に伴い終局強度が増加し、パネル有効幅としては、前述式のように評価すべきであることを示している。

1.2) 接合部せん断抵抗伝達機構(応力伝達機構)からみた影響因子^{7.4)}

図7.1はストラットの形成状態と接合部に伝達される梁・柱からの力を示したもので、接合部に伝達される力は、(1)梁・柱の付根部分のコンクリート圧縮力($b_c C_c, c_c C_c$)、せん断力(V_b, V_c)及び主たるストラット域の主筋の付着力($\Delta b T_s, \Delta c T_s$)からなる力でストラットへ伝達される合力(C)と、(2)主たるストラット域外で、主筋から接合部コンクリートへ伝達される付着力($\Delta b T_c, \Delta c T_c$)とに分けられる。

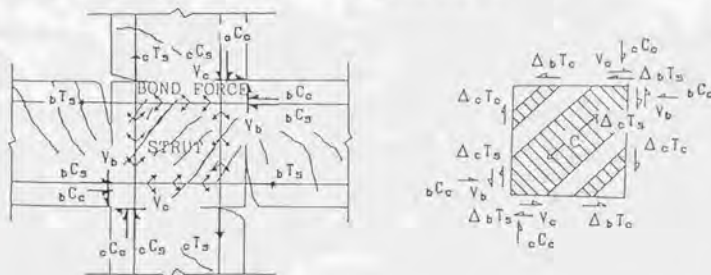


図7.1 応力伝達機構

接合部破壊は、接合部のせん断ひび割れ発生以降に形成される主たるコンクリート圧縮ストラット機構に依存する。接合部域の主筋の付着の良し悪しにより、主たるストラットに作用する圧縮合力の大きさの値が異なると考えられるが、いずれの場合も最終的には、ストラットで圧潰する。従って、接合部域主筋の付着の良好な試験体は、主筋からの力が付着力として、主たるストラット域外の接合部コンクリートに流れ、主たるストラットに加わる圧縮合力が、接合部域の付着の不良な場合と比較して、同一外力に対して、小さくなると考えられる。

以上、接合部せん断抵抗機構からみた重要な影響因子は、① 接合部ストラット圧縮力を構成する接合部端断面の梁と柱部分のコンクリート圧縮力、② 接合部域主筋の付着性状 ということになる。

1.3) 破壊モードに関する影響因子

接合部終局耐力が接合部ストラットの圧潰で決定すると考えると、接合部破壊するか否かの主たる因子(破壊モードを決定する因子)は、前述の1.1), 1.2)から①接合部せん断応力度(接合部ストラット圧縮力を構成する水平及び垂直成分、特に接合部端断面の梁・柱の部分のコンクリート圧縮力に關係)②コンクリート圧縮強度、③接合部域主筋の付着性状となる。

接合部せん断応力度は、接合部端断面の梁及び柱の圧縮コンクリートからの圧縮力、その他より構成される接合部ストラットの圧縮応力度と比例的關係にある。従って、接合部せん断応力度が大きくなると接合部破壊が生じ易くなる。本節では、破壊モード分類に目的があるので、梁・柱接合部には、梁曲げ耐力時以上の接合部せん断応力度は生じないので、破壊モード分類の接合部せん断応力度としては、梁理論曲げ降伏時の値 τ_{py} を用いる。

以上から、① 接合部せん断応力度 ② コンクリート圧縮強度の因子を考慮した破壊モード分類の指標として、 τ_{py}/F_c の値をとり、 τ_{py}/F_c が大きいと接合部破壊、小さいと梁曲げ破壊と予想した。③ 接合部域主筋の付着性状の因子に関しては、接合部内梁通し筋が引張側で引張降伏、圧縮側で圧縮降伏した時に接合部内のコンクリートに梁主筋から伝達されると仮定した付着力の接合部域平均付着応力度(τ_{bs})をコンクリート強度(F_c)の $\sqrt{F_c}$ で割った $\tau_{bs}/\sqrt{F_c}$ で評価することとした。 $\tau_{bs}/\sqrt{F_c}$ の値が大きいと、接合部破壊型に近づき、小さいと、梁曲げ破壊型に近づくと考えられる。

2) 影響因子の算定方法

2.1) 梁理論曲げ降伏時接合部せん断入力量($t \tau_{py}/F_c$)

梁理論曲げ降伏時接合部せん断応力度($t \tau_{py}$)が増加してもコンクリート強度(F_c)が増加すると、ストラットで圧潰しにくくなり、接合部破壊することはない。従って、次式の梁理論曲げ降伏時接合部せん断応力度($t \tau_{py}$)をコンクリート強度(F_c)で除した値($t \tau_{py}/F_c$)を接合部破壊するかどうかの指標として用いる。尚、接合部のパネル有効幅(t_p)の取扱は、ここでは梁幅と柱幅の平均値(b_b+b_c)/2 とする。

(a) 梁断面の上端筋と下端筋の主筋量が同じ場合の梁理論曲げ降伏時接合部せん断応力度($t \tau_{py}$)の算定方法

$$\begin{aligned} V_b &= b M_u / L_b = b P_y \\ b M_u' &= V_b (L - j_c) / 2 \\ V_c &= (L/H) V_b \\ V_p &= (2 b M_u' / j_b) - V_c \\ t \tau_{py} &= V_p / t_p j_c \\ &= \frac{(1-u-v)}{u v H t_p} b P_y \end{aligned}$$

(記号)

V_b, V_c : 梁及び柱のせん断力

V_p : パネルのせん断力

$b P_y$: 梁理論曲げ降伏時の梁せん断力

$b M_u$: 梁付根位置理論曲げ降伏モーメント

$b M_u'$: 梁理論曲げ降伏時パネルゾーン面位置曲げモーメント

u : j_c/L ($j_c=(7/8)d_c$)

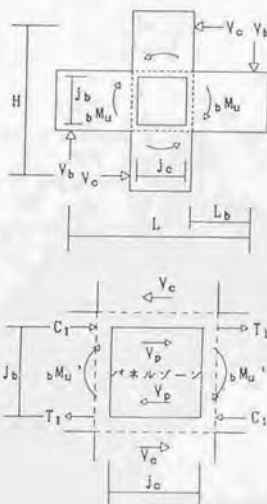
v : j_b/H ($j_b=(7/8)d_b$)

d_o, d_b : 柱及び梁の有効高(詳細は以下の補足に示す)

t_p : (柱幅(b_o)+梁幅(b_b))/2

L_b : 加力点から梁付根までの距離($L_b=(L-D_c)/2$)

L, H : 梁スパン, 階高



(b) 梁断面の上端筋と下端筋の主筋量が異なる場合の梁理論曲げ降伏時接合部せん断応力度(τ_{py})の算定方法

上端筋と下端筋の主筋量が異なるので、接合部の両側に梁理論曲げ降伏モーメントが異なる。そこで、これらのモーメントを bM_{u1} 、 bM_{u2} とする。

$$V_{b1} = bM_{u1} / L_b = bP_{y1}$$

$$V_{b2} = bM_{u2} / L_b = bP_{y2}$$

$$bM_{u1}' = V_{b1}(L - j_c)/2$$

$$bM_{u2}' = V_{b2}(L - j_c)/2$$

$$V_c = \frac{L(V_{b1} + V_{b2})}{H} \cdot \frac{2}{2}$$

$$V_p = (bM_{u1}' + bM_{u2}') / j_b - V_c$$

$$\tau_{py} = V_p / t_p j_b$$

$$= \frac{(1-u-v)}{u v H t_p} \cdot \frac{(bP_{y1} + bP_{y2})}{2}$$

(記号)

V_{b1}, V_{b2} : 両側の梁せん断力

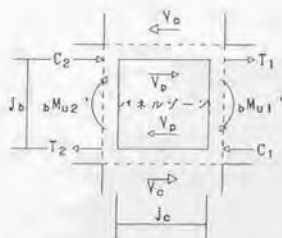
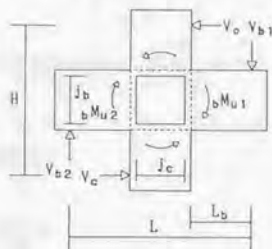
V_c : 柱せん断力

V_p : パネルのせん断力

bP_{y1}, bP_{y2} : 両側の梁理論曲げ降伏時の梁せん断力

bM_{u1}, bM_{u2} : 両側の梁付根位置理論曲げ降伏モーメント

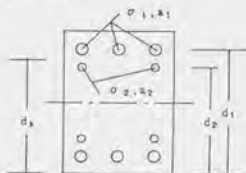
bM_{u1}', bM_{u2}' : 両側の梁曲げ降伏時のパネルゾーン面位置曲げモーメント



補足) 既往論文の中に曲げ降伏モーメントの掲載無き場合は、 $bM_u = 0.8a_t \sigma_y d_b$ で算定する。ここで、有効成 d_b は、鉄筋芯から、圧縮縁までの距離とし、多段(2段)配筋の場合は、梁有効成 d_b を以下に示す方法で算定した。

$$d_b = \frac{\sigma_1 a_1 d_1 + \sigma_2 a_2 d_2}{\sigma_1 a_1 + \sigma_2 a_2}$$

σ_1, σ_2 : 一段目及び二段目の鉄筋の降伏強度
 a_1, a_2 : 一段目及び二段目の鉄筋の断面積
 d_1, d_2 : 一段目及び二段目の鉄筋芯から圧縮縁までの距離



2.2) 接合部域の梁主筋の付着指標 ($\tau_{bs}/\sqrt{F_c}$)

接合部域の付着性状を次式の付着応力度 (τ_{bs}) をコンクリート強度 (F_c) で除した値 ($\tau_{bs}/\sqrt{F_c}$) で評価する。接合部内の付着性状を表す指標として、接合部内梁通し筋が引張側で引張降伏、圧縮側で圧縮降伏した時に、計 $2A_s\sigma_y$ (σ_y : 主筋降伏応力度, A_s : 主筋全断面積) の付着力が接合部内のコンクリートに梁主筋から伝達されると仮定した場合の平均付着応力度 (τ_{bs}) を考える。

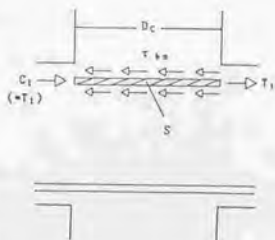
(a) 一種類の鉄筋が使用されている場合の付着応力度 (τ_{bs}) の算定方法

$$\tau_{bs} = \frac{T_1 + C_1}{S} \quad (S: \text{接合部域の主筋表面積})$$

$$\therefore \tau_{bs} = \frac{2a_s\sigma_y}{\phi D_c} = \frac{2\pi (d_B/2)^2 \sigma_y}{\pi d_B D_c} = \frac{d_B \sigma_y}{2D_c}$$

(記号)

- σ_y : 梁主筋降伏応力度
- a_s : 一本の鉄筋の断面積
- ϕ : 一本の鉄筋の周長
- d_B : 鉄筋の直径
- D_c : 柱径



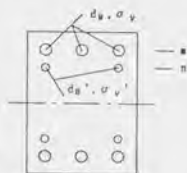
(b) 鉄筋の種類が異なる場合の付着応力度 (τ_{bs}) の算定方法

$$\tau_{bs} = \frac{m\pi (d_B/2)^2 2\sigma_y + n\pi (d_B'/2)^2 2\sigma_y'}{D_c (m\pi d_B + n\pi d_B')}$$

$$= \frac{m\sigma_y d_B^2 + n\sigma_y' d_B'^2}{2D_c (md_B + nd_B')}$$

(記号)

- m, n : 異種鉄筋の本数
- d_B, d_B' : 異種鉄筋の直径
- σ_y, σ_y' : 異種鉄筋の降伏応力度



7. 2. 3 適用結果

1) 使用した試験体の文献リスト

1.1) 普通コンクリートを使用した試験体の文献リスト

ここで対象とした試験体は、1988年までに日本建築学会大会講演梗概集、日本建築学会関東支部論文報告集、コンクリート工学年次論文報告集に掲載されたもので、

(1) 論文中に層間変位曲線と接合部変形曲線が掲載されたもの、(2) 形状は直交梁を持たない十字型、(3) 主筋は、接合部域で通し配筋されたもの、(4) 接合部は、フープ筋で補強されたもの、(5) コンクリートは、普通コンクリート、又は、軽量コンクリートを使用したもの、(6) 梁、柱の断面寸法は15cm×15cm以上のものを原則とした。

但し、梁幅が10cmのもの1体、12cmのもの2体が含まれている。

次頁に、使用した試験体の報告された文献リストを示す。

表7.1 文献リスト

文献番号	試験体番号	装置	研究者	発表機関及び年月
1	1~2	水平力を受ける鉄筋コンクリート梁・柱接合部に関する研究 (3層 接合部破壊型試験体の実験-その2-)	大和田 義正	日本建築学会大会学術講演集 1973年10月 P1287~P1298
2	3~4	太座鉄筋D51を用いた梁・柱接合部の実験的研究 (その1) 実験方法と主な実験結果	石橋 一彦 上村 智彦 堀 真栄	日本建築学会関東支部 1975年 P141~P144
3	5~6	太座鉄筋D51を用いた梁・柱接合部の実験的研究 (その5) 実験方法と実験結果	上村 智彦 石橋 一彦	日本建築学会関東支部 1976年 P217~P220
4	7~8	RC柱・梁接合部補強法に関する実験的研究 (その1) 実験概要・荷重力特性・破壊状況について	多田 利正 武田 勇一 竹本 博	日本建築学会関東支部 1976年 P225~P228
5	9	鉄筋コンクリート梁・柱接合部における直交梁の効果を調べる実験的研究	大和田 義正	日本建築学会大会学術講演集 1976年10月 P1455~P1458
6	10	鉄筋コンクリート構造柱・梁接合部の応力伝達と耐力に関する実験的研究	中村 武 若林 貴 松田 英樹	日本建築学会大会学術講演集 1977年10月 P1781~P1782
7	11	RC柱・梁接合部補強法に関する実験的研究 (その4) 8体の柱・梁接合部試験体と単純梁試験体の実験について	多田 利正 武田 勇一 竹本 博	日本建築学会関東支部 1977年 P233~P236
8	12	鉄筋コンクリート構造物の梁・柱接合部に関する実験的研究 (その1) 実験方法と主な実験結果	上村 智彦 武田 大蔵 林 正司	日本建築学会大会学術講演集 1978年9月 P1673~P1674
9	13, 51~52	十字型RC柱・梁接合部のディテールと破壊性状との関係	小澤 照彦 堀 政 草刈 敏夫 坂田 拓二	日本建築学会大会学術講演集 1980年9月 P1809~P1812
10	14, 53	二方向地震入力を受けるRC梁・柱接合部の弾塑性挙動に関する研究	大和田 義正	日本建築学会関東支部 1984年 P197~P200
11	15~20	鉄筋コンクリート構造・梁接合部の実験的研究	小林 裕 齋 正俊 小谷 敏介 青山 博之	コンクリート工学年次論文報告集 1984年 P553~P556

文献番号	収録体番号	表題	著者	発表機関及び年月
12	21~23	地震時応力を受ける鉄筋コンクリート柱・梁接合部に関する実験的研究	野口 博 寺崎 浩	日本建築学会大会学術講演集要 1985年10月 P231~P232
13	24~34	鉄筋コンクリート道十字型柱・梁接合部の力学性状に関する研究 (その 2)(その 3)	林 和也 寺岡 勝 小林 雅巳 佐藤 和彦	日本建築学会大会学術講演集要 1985年8月 P117~P120
14	35~37	RC柱・梁接合部内の変形付着性状と各種の挙動に与える環境要因の影響 その I, その II, その III	後藤 康明 黒岩 秀介 堀 誠	日本建築学会大会学術講演集要 1987年10月 P621~P628
15	38~45	鉄筋コンクリート道十字型柱・梁接合部の力学性状に関する研究 (その 6)(その 7)	林 和也 寺岡 勝 内田 和弘	日本建築学会大会学術講演集要 1988年10月 P415~P418
16	46~47	鉄筋コンクリート内部梁・柱梁接合部の腐蝕性状に関する実験的研究 (その 1)	上村 智彦 長塚 典和	日本建築学会大会学術講演集要 1988年10月 P419~P420
17	48~50	鉄筋コンクリート内部柱・梁接合部の耐力と変形性状に関する実験的研究 (その 1)(その 2)	小林 秀明 野口 博	日本建築学会大会学術講演集要 1988年10月 P427~P430

1.2) 高強度コンクリートを使用した試験体の文献リスト

ここで対象とした試験体は、1989年～1991年の間に、日本建築学会大会講演梗概集、コンクリート工学年次論文報告集に掲載されたもので、(1) 十字型試験体、(2) 主筋は接合部域で通し配筋されたもの、(3) 接合部は、フープ筋で補強されたもの、(4) 高強度コンクリート、(5) 梁、柱の断面寸法は15cm×15cm以上のものを原則とした。

但し、一部に次のような試験体も含まれている。① 接合部にフープ筋以外の何等かの補強が施されている試験体、② 梁断面で、一段目、二段目の鉄筋種類が異なる試験体、③ 梁断面で上端・下端で主筋量が異なる試験体、④ 直交梁又は、スラブの付いた試験体である。

次頁に、使用した試験体の報告された文献リストを示す。

表7.2 文献リスト

文献番号	試料番号	主題	著者	発表機関及び年月
1	1-7	高強度コンクリートを用いた柱・梁接合部の実験研究	市川 敏史 菅野 俊介 長崎 俊雄 木村 秀樹	コンクリート工学会論文報告集 1989年6月 P525~P530
2	8-13	高強度コンクリートを用いたRC内柱・梁接合部の強度と変形性状	寺西 謙 杉野 芳一 田中 清 林 和也	コンクリート工学会論文報告集 1990年6月 P633~P638
3	14-17	枝筋コンクリート内部・外縁接合部の性状の比較	藤井 栄 森田 司郎	コンクリート工学会論文報告集 1990年6月 P691~P698
4	18-22	高強度枝筋と高強度コンクリートを用いた柱・梁接合部の実験	塩原 亨 小河原 啓 河口 俊郎 佐藤 達郎	コンクリート工学会論文報告集 1990年6月 P827~P832
5	23-26	高強度枝筋を主筋に用いた高強度枝筋コンクリート造梁柱接合部の耐震設計法 (その5 試験体J-6~J-9の実験結果及び実験結果)	塩原 亨 小河原 啓 河口 俊郎 佐藤 達郎	日本建築学会大会学術講演集 1990年10月 P357~P358
6	27-28	高強度枝筋を主筋に用いた高強度枝筋コンクリート造梁柱接合部の耐震設計法 (その7 試験体J-10, J-11の実験及び実験結果)	西 功治 塩原 亨 古川 泉 小河原 啓	日本建築学会大会学術講演集 1991年9月 P589~P600
7	29-34	高強度枝筋コンクリート内柱・梁接合部の挙動に関する実験的研究 (その1)実験の概要と結果	神野 靖夫 西内 武 角波 純一 服谷 仁志	日本建築学会大会学術講演集 1991年9月 P591~P592
8	35-36	高強度材料を用いたRC内柱梁接合部における梁主筋の定着性状	李 祥浩 藤田 崇 北山 和宏 小谷 俊介	コンクリート工学会論文報告集 1991年9月 P495~P500
9	37-41	高強度枝筋コンクリート造内柱・梁接合部のせん断性状に関する実験的研究	相模 隆志 野口 博	コンクリート工学会論文報告集 1991年9月 P475~P478
10	42-53	高強度コンクリートを用いた内柱・梁接合部に関する実験的研究 (その1, 実験結果及び結果)	川崎 清彦 多田 章 辻田 耕一 成瀬 史	日本建築学会大会学術講演集 1991年9月 P579~P580

2) 試験体の形状寸法

2.1) 試験体の形状・寸法の記号説明

以下に、次頁以降の形状・寸法の表中で使用了記号の意味を示す。

柱と梁断面の形状・寸法関係

b_c : 柱幅 (cm)

D_c : 柱成 (cm)

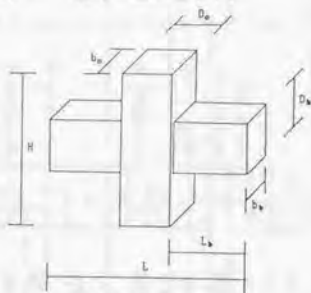
d_c : 柱の有効成 (cm)

b_b : 梁幅 (cm)

D_b : 梁成 (cm)

d_b : 梁の有効成 (cm)

a_t : 梁の引張側鉄筋の断面積 (cm^2)



試験体の形状

階高とスパン及び材料強度関係

H : 階高 (cm)

L : スパン (cm)

σ_y : 梁主筋の降伏応力度 (kg/cm^2)

F_c : コンクリート強度 (kg/cm^2)

破壊形式関係

J型: 接合部破壊型

BJ型: 梁曲げ降伏後に接合部破壊する型

B型: 梁曲げ降伏型

備考関係(記号*1~*6の意味)

*1: 接合部にフープ筋以外の補強が施されている試験体

*2: 直交梁(片側)のある試験体

*3: *1, *2 両者に該当する試験体

(高強度コンクリートを使用した試験体 J6-1 と J6-2 は片側に直交梁を有し、J6-1 では、ロックナットによる接合部内梁主筋の拔出し防止を J6-2 では、ネジカブラーによる梁のヒンジ位置を移動させる工夫を施している。)

*4: 上端・下端共通で、一段・二段で鉄筋種類が異なる場合

*5: 上端・下端で主筋量が異なる場合

*6: 直交梁(両側)とスラブの付いた場合

2.2) 試験体の形状・寸法

普通コンクリートと高強度コンクリートを使用した試験体の形状・寸法を、以下に示す。

表 7.3 普通コンクリートを使用した試験体の形状・寸法

試験体 番号	試験体名	柱				梁			H×L (cm)	コンクリート 強度 Fe (kg/cm ²)	破損 形式	備考
		b ₁ ×D ₀ (cm)	d ₁ (cm)	b ₂ ×D ₀ (cm)	d ₂ (cm)	A ₁ (cm ²)	σ _y (kg/cm ²)	σ _y (kg/cm ²)				
1	P-2	20×20	17.0	15×30	27.0	5.08	3930	160×200	136	J		
2	P-4								107	J		
3	N0. 1			40×60		40.54	4030	350×500	247	8	柱中間部あり	
4	N0. 2	68×68	56.0		50.0	60.81	4085	350×500	264	8		
5	N0. 3			60×60					330	8		
6	N0. 4								318	8		
7	A	30×30	25.0	20×30	25.0	5.97	3510	170×250	260	8	接合部に破損	± 1
8	E					11.61	3870		205	8		
9	J ₀ -0	10×15	13.0	10×15	13.0	2.54	4100	105×135	205	J		
10	J-1	25×25	22.0	25×25	22.0	11.48	3351	225×225	252	J		
11	K	30×30	25.0	20×30	25.0	11.61	3870	170×250	400	8		
12	N0. 1	30×30	25.0	20×30	25.0	11.61	3833	170×250	187	8		
13	J ₁₀ -1	30×30	27.0	15×35	32.0	3.81	3780	175×300	217	8	柱中間部あり	
14	J ₀ -5	15×15	13.0	12×20	18.0	3.81	3560	95×115	383	J		± 5
15	J ₁					上段二段 10.16 下段 5.08	4090		282	8		
16	J ₂								245	8	柱中間部あり	
17	J ₃	30×30	27.0	20×30	27.0	5.08		147×270	262	8		
18	J ₄								262	8		
19	J ₅								293	8		
20	J ₆								293	8		
21	C ₁₁	30×30	27.0	20×30	25.5	二段 7.13	3871	147×270	160	8	柱中間部あり	
22	C ₁₂									8		
23	C ₁₃									8		
24	N0. 1					一段 5.74	4140		343	J	柱中間部あり	± 4
25	N0. 2					7.74	4190		352	J	柱中間部あり	
26	N0. 3								373	J		
27	N0. 4	30×30	28.5	24×30	26.0			110×216	477	J		
28	N0. 5					15.48	4190			8		
29	N0. 7									8		
30	N0. 8									8		

試験体 番号	試験体名	柱		梁			H×L (cm)	コンクリート 強度 (kg/cm ²)	配筋 形式	備考
		b _c ×D _c (cm)	d _c (cm)	b _b ×D _b (cm)	d _b (cm)	a _t (cm ²)	σ _y (kg/cm ²)			
31	NO. 9					一段 5.74	3770	311	J	経費コンクリート #4
32	NO. 10	30×30	26.5	24×30	26.0	7.74	4190		J	
33	NO. 11					15.48	4093		J	
34	NO. 12								J	
35	HL									
36	MH	30×30	27.0	20×35	32.0	3.81	3850	175×300	B	柱中間筋あり
37	LH								B	
38	NO. 21					二段 7.62	4340		B	
39	NO. 22					二段 10.16	4340		B, J	経費コンクリート
40	NO. 23								B, J	NO. 21~NO. 30 柱中間筋あり
41	NO. 24	34×34	30.0	25×30	26.0	一段 3.98	6400	402	B	#4
42	NO. 26					二段 7.98	4070		B, J	
43	NO. 28					二段 5.74	4350		J	
44	NO. 29					二段 7.98	4070		B, J	
45	NO. 30					二段 22.96	4350		J	
46	J1	25×25	21.0	18×25	21.0	8.61	3519	140×200	J	
47	J31					5.74	3710	267	B, J	
48	WJ-1	30×30	27.0	20×30	25.5	一段 8.56	3318		B, J	柱中間筋あり
49	WJ-2					二段 12.70	3643		B, J	
50	WJ-6					3.81			J	
51	JX0-82	30×30	27.0	28×35	32.0	上段 3.81 下段 2.54	3780	175×300	B	梁上端筋と下端筋 の量が異なる。 柱中間筋あり
52	JX0-34			15×35					J	
53	LJ0-6	15×15	13.0	12×20	18.0	3.81	3640	95×115	J	経費コンクリート

表7.4 高強度コンクリートを使用した試験体の形状・寸法

試験体 番号	試験体名	柱		梁			H×L (cm)	コンクリート 強度 (kgf/cm^2)	試験 形式	備考
		$b_c \times D_c$ (cm)	d_c (cm)	$b_b \times D_b$ (cm)	d_b (cm)	A_t (cm^2)				
1	J-0							817	B-J	±2
2	J-1							635	B-J	±3
3	J-2							560	B	
4	J-3	44×44	39.5	30×40	33.0	31.00	140×278	680	B-J	
5	J-4							791	B-J	±2
6	J-5							817	B-J	
7	J-6							838	B-J	±3
8	J-7					15.80			B-J	
9	J-8				32.5	31.00		904	B-J	
10	J-9					8160			B-J	
11	J-10	40×40	35.5	30×40	33.0	二段 11.50 7.96	180×280		B-J	±4
12	J-11				32.5	31.00		1192	B-J	
13	J-12					8160			B-J	±1
14	J-13					10900			J	
15	J-14	22×22	19.0	16×25	21.3	5.70	150×200	410	B-J	
16	J-15					4170			J	
17	J-16					10900			J	
18	J-17				24.8	二段 11.40 8.89		828	B-J	±5
19	J-18				25.6				J	
20	J-19	30×30	27.0	24×30	25.5	10.20	140×286		B-J	±1
21	J-20					14560			J	
22	J-21					5160		742	B-J	±5
23	J-22				24.8	二段 11.40 8.89			B-J	
24	J-23				25.6				J	
25	J-24	30×30	27.0	24×30	25.2	二段 11.40 8.87			B-J	
26	J-25				25.9				B	
27	J-26				27.0	二段 8.87		808	B-J	
28	J-27				27.0	二段 8.34	140×285		B	
29	J-28				25.2	二段 25.79			B-J	
30	J-29				25.9	二段 20.06			B-J	
31	J-30				26.1	6.87			B	±6

試料体 番号	試験体名	注		尺			コンクリート 強度 (kg/cm^2)	破損 形式	備考
		$b_e \times b_o$ (cm)	d_e (cm)	$b_s \times D_s$ (cm)	d_s (cm)	a_s (cm^2)			
27	J-10	30×30	27.0	24×30	24.8	上段 11.40	7001	J	# 5
28	J-11				25.8	下段 8.89			
29	NO-3	40×40	38.0	30×40	25.2	上段 25.78	3728	J	# 5
30	NO-4				25.9	下段 20.08			
31	NO-5				34.7	上段 17.19			
32	NO-6				34.0	下段 22.92			
33	NO-7	30×30	28.0	20×30	24.7	上段 17.19	7405	J	# 5
34	NO-8				34.0	下段 22.92			
35	15	30×30	28.0	20×30	24.7	上段 7.80	7840	J	# 5
36	18				26.0	下段 3.80			
37	OKJ-1	30×30	28.0	20×30	26.0	上段 8.80	7870	J	# 5
38	OKJ-3				25.2	下段 5.73			
39	OKJ-4				25.9	上段 11.40			
40	OKJ-5				25.0	下段 8.87			
41	OKJ-6	35.5×32	28.2	25×33.5	25.0	上段 12.67	7320	J	# 5
42	J-48-20				25.2	下段 8.87			
43	J-60-20				25.9	上段 11.40			
44	J-48-18				25.0	下段 5.73			
45	J-60-18	35.5×28.5	24.7	25×33.5	25.2	上段 11.40	4200	J	# 4
46	J-48-18				25.9	下段 8.87			
47	J-60-18	35.5×25	21.2	25×33.5	25.0	上段 10.14	4240	J	# 5
48	JS-36-20				25.9	下段 8.87			
49	JS-48-20	32×32	28.2	25×33.5	25.2	上段 11.40	4370	J	# 5
50	JS-60-20				25.9	下段 8.87			
51	JS-36-18	28.5×28.5	24.7	25×33.5	25.0	上段 10.14	4370	J	# 5
52	JS-48-18				25.9	下段 8.87			
53	JS-60-18	28.5×28.5	24.7	25×33.5	25.2	上段 11.40	4370	J	# 5
54	JS-60-18				25.9	下段 8.87			

3) 計算結果

3.1) 計算結果の表中の記号説明

以下に、次頁以降の計算結果の表中で使用した記号の意味を示す。尚、梁理論曲げ降伏時接合部せん断応力度($t\tau_{py}$)、接合部域の梁主筋の付着指標($\tau_{bs}/\sqrt{F_c}$)の算定方法及び記号については、既に「7.2.2の2)影響因子の算定方法」に詳細に述べてある。

梁理論曲げ降伏時接合部せん断入力量

$t\tau_{py}$: 梁理論曲げ降伏時接合部せん断応力度(梁付根位置曲げ降伏)(kg/cm^2)

bM_u : 梁理論曲げ降伏モーメント(梁付根位置曲げ降伏)($\text{t}\cdot\text{cm}$)

L_b : 梁端(加力点)から梁付根までの距離(cm)

sP_y : 梁理論曲げ降伏時梁せん断力(t)

接合部域の梁主筋付着指標

σ_y : 梁主筋降伏応力度(kg/cm^2)

d_g : 鉄筋の直径(cm)

D_c : 柱径(cm)

τ_{bs} : 接合部域の梁主筋の付着応力度(kg/cm^2)

3.2) 計算結果

普通コンクリートと高強度コンクリートを使用した試験体の計算結果を以下に示す。
尚、高強度コンクリートの両側に直交梁を有し、スラブの付いたJ-9では、梁理論曲げ降伏時接合部せん断入力量を算定する場合、スラブも考慮に入れた。

表7.5 普通コンクリートを使用した試験体の計算結果

試験体 番号	管理曲げ強度配合部せん断入力量					配合部管主筋付管指標					破壊 形式
	F_a (kg/cm ²)	σ_{sk} (t/cm ²)	l_0 (cm)	σ_{py} (t)	τ_{py} (kg/cm ²)	$\frac{\tau_{py}}{F_a}$	σ_y (kg/cm ²)	d_0 (cm)	D_0 (cm)	$\frac{\tau_{py}}{F_a}$ (kg/cm ²)	
1	138					1.0	3930	1.30	20	127.7	10.35
2	137					1.0				10.91	1
3	247	7351.9		33.9	115.9	0.47	4030			155.7	3
4	264	11027.3	217	50.8	173.7	0.66			66	157.8	3.1
5	330					0.45	4085	5.10			3.58
6	318	11178.4		51.5	148.1	0.47					8.89
7						0.35					8.35
8	290	471.5	110	4.3	70.4	0.24	3510	1.60	30	93.6	5.50
9	205	121.3	80	9.2	150.6	0.52	3870	2.20		141.9	8.33
10	252	761.7	100	7.8	188.5	0.32	4100	1.30	15	177.7	12.40
11	400	1010.9		9.2	150.6	0.38	3251	1.90	25	127.3	8.02
12	197	849.0		8.8	140.8	0.71	3870	2.20	30	141.9	7.10
13	217	414.8	135	3.1	47.4	0.22	3633	2.20	30	130.2	9.43
14	383	219.7	50	4.4	152.8	0.40	3780	1.30	30	81.9	5.56
15	282					0.35	9580	1.30	15	154.3	7.83
16						0.37					5.47
17	245	757.3	120	6.3	91.8	0.37	4080	1.30	30	88.8	5.66
18	282					0.35					5.47
19	293	381.3		3.2	46.5	0.31					5.18
20						0.18	3530			78.5	4.47
21											8
22	180	532.4	120	5.28	82.3	0.51	3871	1.00	30	84.5	5.10
23											3.1
24	343	4314.9		14.1	147.6	0.43	一致				7.73
25	352					0.42	4140	1.90(2)		143.2	7.63
26						0.46	4190	2.20(2)			7.95
27	373					0.39					7.95
28							4190	2.20	30	153.6	7.03
29	477	1517.8	93	19.3	170.6	0.39					8.1
30											7.81
31	311	1265.2		13.8	142.0	0.46	一致	1.90(2)		147.8	7.81
32						0.50	4190	2.20(2)			8.16
33	329	1463.1		15.7	163.9	0.50	4039	2.20		148.1	8.16
34											1

案理論曲げ降伏時は合部止し面入力量

[illegible]

表7.6 高強度コンクリートを使用した試験体の計算結果

試験体 番号	梁間曲げ終状態荷重組合部せん断入力量						梁合面域生筋付荷荷値						破壊 形式
	F_c (kg/cm ²)	bM_u (t·cm)	l_b (cm)	bP_y (t)	$t \cdot P_y$ (kg/cm ²)	$\frac{t \cdot P_y}{F_c}$	σ_y (kg/cm ²)	d_n (cm)	D_n (cm)	τ_{ss} (kg/cm ²)	$\frac{\tau_{ss}}{\sqrt{F_c}}$		
1	817	3618.4		30.9	155.7	0.25	3930			89.1	3.89	3.1	
2	835					0.25					3.93	3.1	
3	850	3756.5				0.25					4.01	3	
4	883	3818.4	117	32.1	161.8	0.24	4080		44	102.9	3.94	3.1	
5	791			30.9	155.7	0.20	3930			89.1	3.52	3.1	
6	817	5330.9		45.6	230.0	0.28	5790			146.1	5.11	3.1	
7	838	2897.4		24.1	159.6	0.18	8230	1.59		123.8	4.12	3.1	
8		4080.4		34.0	225.1	0.25	4500			124.9	4.15	3.1	
9	904	5585.8		48.5	307.9	0.34	6180	2.22		170.9	5.68	3.1	
10							一段8470	1.91(4)	40				
11	1192	3682.8	120	30.8	200.3	0.17	8230	1.59(4)		140.5	4.07	3.1	
12		5585.8		48.5	307.9	0.28	6180	2.22		170.9	4.95	3.1	
13		1191.0		13.3	359.1	0.88	10900			206.1	11.68	3.1	
14		455.7	89	5.1	137.4	0.34	4170	0.95	22	90.0	4.45	3.1	
15	410					0.88				236.1	11.66	3.1	
16		1191.0		13.3	359.1	0.88	10900				11.66	3.1	
17		1625.9		12.7	176.9	0.21	6390			135.3	4.70	3.1	
18	828	1308.8		10.2									
19		3408.4	128	26.6	405.1	0.49	14580			308.2	10.71	3.1	
20		1504.0		11.7	178.2	0.24	5160	1.27	30	103.2	4.01	3.1	
21	742	2137.4		16.7	232.6	0.31	8400			177.8	6.53	3.1	
22		1720.5		13.4									
23		1747.3		13.7	189.9	0.23							
24	808	1397.7	128	10.9			6760	1.30	30	146.5	5.16	3.1	
		1041.5		8.1	138.4	0.17							
25		2169.5		16.9	231.0	0.29	3709	1.90		117.4	4.14	3.1	
26		1734.3		13.5									
27		1590.9		12.2	132.5	0.24	6760	1.30		146.5	5.16	3.1	

試驗樣 本號	試驗前鋼材試驗前鋼板中心斷入力量						配合鋼板主斷件量						破壞 形式
	F_0 (kg/cm ²)	s_{H_0} (t/cm)	L_0 (cm)	b_{F_0} (t)	t_{F_0} (kg/cm ²)	$\frac{t_{F_0}}{F_0}$	σ_y (kg/cm ²)	d_0 (cm)	D_0 (cm)	$\frac{s_{H_0}}{\sqrt{F_0}}$			
27	400	1781.4 1434.0 2179.4 1742.3	128	13.9 11.2 17.0 13.6	193.9 162.5 232.5 186.5	0.48 0.53 0.20 0.27	7001	1.30	30	155.7 118.0 5.90 5.02	j		
28		3247.9 4243.2		25.0 32.6	186.5 222.4	0.20 0.27	6050			143.7	8.1		
29	818	4986.9	130	38.4	255.8	0.31	9308			221.1	8.1		
30		3975.3		30.6	203.8	0.20	7405	1.30	40	175.9	8.1		
31	1059	4986.9		38.4	255.8	0.25	9308			221.1	8.1		
32		6528.2		50.2	342.5	0.33	9308			6.86	8.1		
33		1324.6 897.1		11.0 5.8	137.4 174.5	0.16 0.20	7840	1.30	30	169.9	8		
34	870	1583.8 1892.6 1513.5	120	13.2 15.8 12.6	174.5 230.1 289.5	0.20 0.32 0.27	7870	1.30		249.2	8.1		
35	714	2086.7		17.4	289.5	0.27				5.94	8.1		
36	1091	1892.6 1513.5	120	15.8 12.6	230.1 289.5	0.32 0.41	7320	1.30	30	158.9	8.1		
37	714	2086.7		17.4	289.5	0.41				5.94	j		
38	516	1670.1 1513.5		13.9 12.6	215.7 200.1	0.40 0.20				6.79	j		
39	480		88	13.0	97.3	0.20			32	99.5	8		
40	500					0.16	一致4200	1.6(4)	28.5	4.06	8		
41	480	1142.4	90	12.7	110.3	0.23	4240	1.3(2)		5.11	8.1		
42	500					0.18				4.58	8		
43	480		92	12.4	129.2	0.27			25	127.4	8.1		
44	360					0.22				5.20	8.1		
45	480		88	19.7	159.8	0.44			32	5.75	8.1		
46	480					0.33	4370	1.80		4.99	8.1		
47	360	1737.4	90	19.3	196.1	0.54			28.5	4.18	8.1		
48	480					0.41				8.46	j		
49	480					0.41				122.7	j		
50	800					0.33				5.01	8.1		

7. 2. 4 考察

1) 結果の考察

図7.3と図7.4に、それぞれ普通コンクリート(53体)、高強度コンクリート(53体)を用いた場合の梁理論曲げ降伏時接合部せん断入力量($t \tau_{pv}/F_c$)-付着指標($\tau_{bs}/\sqrt{F_c}$)の関係を、又図7.5に普通コンクリートから高強度コンクリートにわたっての梁理論曲げ降伏時接合部せん断入力量($t \tau_{pv}/F_c$)-コンクリート強度(F_c)の関係を示す。これらの図には、一部直交梁とスラブ付きや接合部に特別な補強が施されている試験体(普通コンクリート: 0体、高強度コンクリート: 10体^{注)})も加えてプロットしてある。

注) 高強度コンクリート試験体10体について、① J6-0, J8-0, J8H-0は、片側に直交梁を有するもの。② HN07, J-3は、接合部がプレート補強や、PC鋼棒での拘束が、施されたもの。③ J6-3, J8H-3は、片側に直交梁を有し、更に、接合部をプレート補強されたもの。④ J6-1, J6-2は、片側に直交梁を有し、J6-1では、ロックナットを用いて接合部内梁主筋の抜出し防止を、J6-2では、ネジカブラーを用いて梁のヒンジ位置を移動させる工夫を施したものである。⑤ J-9では、両側に直交梁を有し、スラブが付いたもの。

接合部破壊が接合部圧縮ストラットの圧潰で決定すると考えて、プロットしたこれらの図より、以下の事柄が分かる。

(1) 梁理論曲げ降伏時接合部せん断入力量と付着指標の図より普通コンクリート、高強度コンクリートを用いた試験体は共に梁理論曲げ降伏時接合部せん断入力量($t \tau_{pv}/F_c$)が増加すると付着指標($\tau_{bs}/\sqrt{F_c}$)も増加し付着が比例的に悪くなる。この傾向は、普通コンクリートが顕著である。又、 $t \tau_{pv}/F_c$ 、 $\tau_{bs}/\sqrt{F_c}$ が増加するにつれて破壊モードがB型→BJ型→J型と変化する傾向があり、その傾向は、 $t \tau_{pv}/F_c$ 軸に関して明確である。B型は、 $t \tau_{pv}/F_c < 0.2$ 、BJ型は、 $0.2 \leq t \tau_{pv}/F_c < 0.4$ 、J型は、 $0.4 \leq t \tau_{pv}/F_c$ に兩種コンクリート試験体ともほぼ分布する。このように、普通コンクリートと高強度コンクリートを用いた場合の両方とも、 $t \tau_{pv}/F_c$ で破壊モードがほぼ分類可能である。

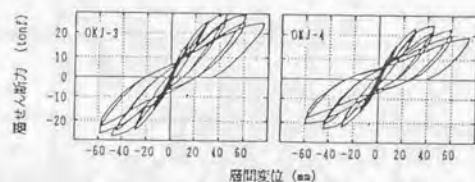
(2) 図7.5は、前述の付着指標($\tau_{bs}/\sqrt{F_c}$)は、 $t \tau_{pv}/F_c$ と一次的関係があるので、接合部圧縮ストラット強度に関連する $t \tau_{pv}/F_c$ (付着指標の考慮が含まれている)と F_c を軸にとりプロットしたものである。破壊モードは、コンクリート強度の全領域

にわたり、ほぼ同じ τ_{avg}/F_0 の値の範囲にB型、BJ型、J型が分布している。

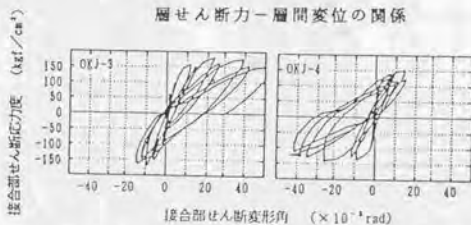
(3)各試験体の破壊形式の判断は、報告された文献の各研究者の判断によった。従って、

τ_{avg}/F_0 と F_0 の図において、若干のB型、BJ型、J型の分類上の混在は、破壊形式の判断が各研究者により、異なり系統だっていないことによるものと思われる。例えば、高強度コンクリートを用いた場合の試験体番号38のOKJ-3試験体は層せん断力-層間変位関係と接合部せん断応力度-接合部せん断変形関係(図7.2)の履歴曲線をみるとBJ型と判断したOKJ-4と似ている。このことより、OKJ-3はJ型というよりもBJ型と思われる。

しかしながら、執筆者の判断では、OKJ-3では、梁理論曲げ耐力を6%下回っていることからJ型と判断している。本来、梁曲げ耐力には、この程度の相違はあるものである。

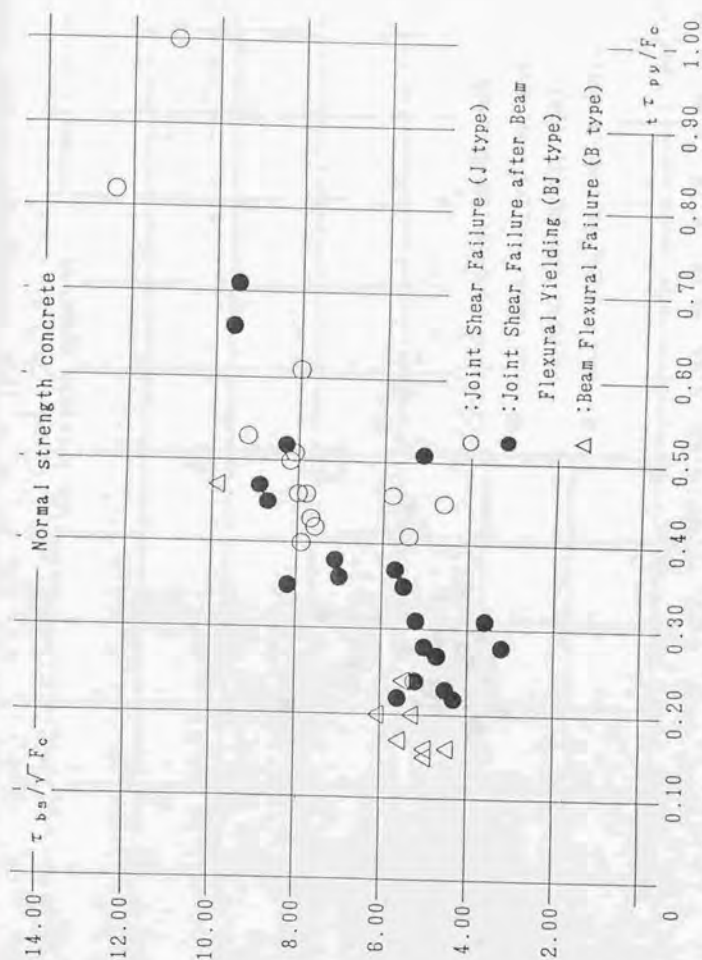


層せん断力-層間変位の関係



接合部せん断応力度-接合部せん断変形角の関係

図7.2



Bond stress index - Joint shear stress at theoretical beam flexural yield strength

7.3

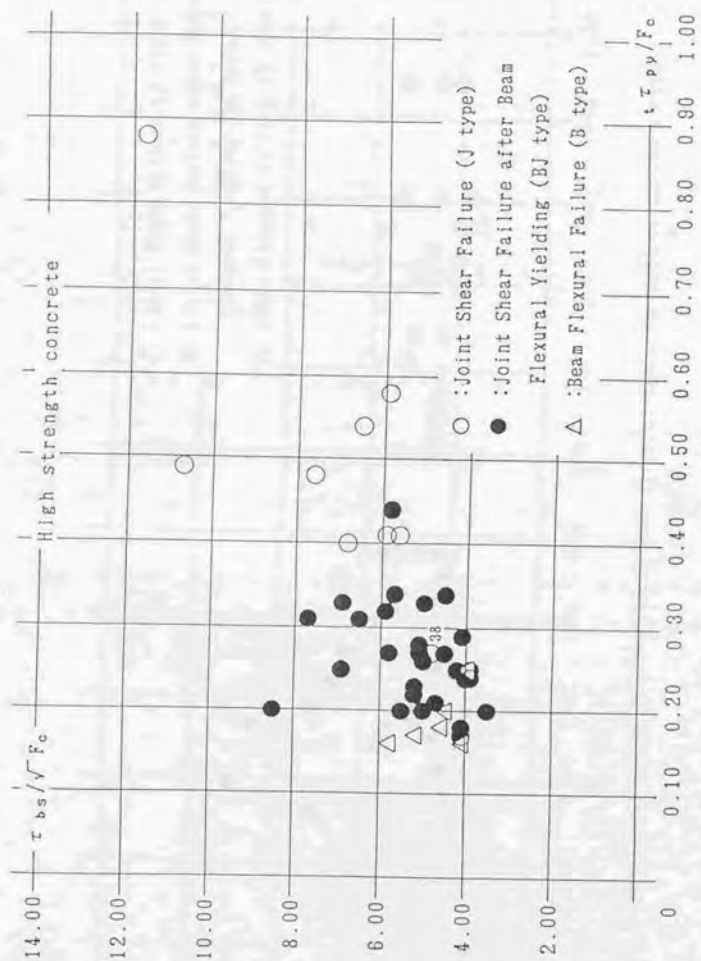
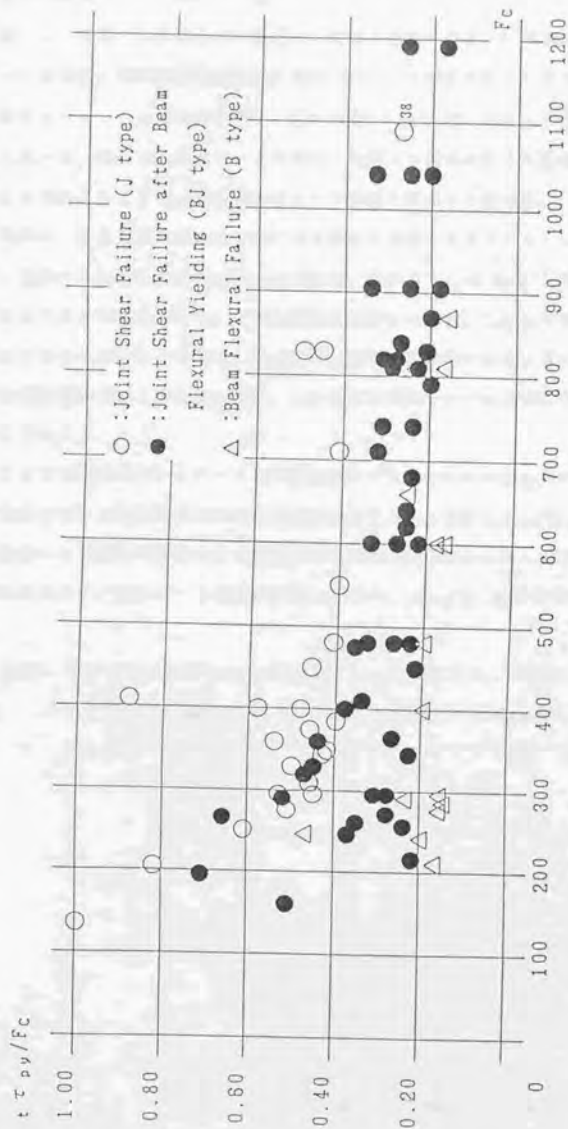


图7.4



Joint shear stress at theoretical beam flexural yield strength—Concrete strength

7.5

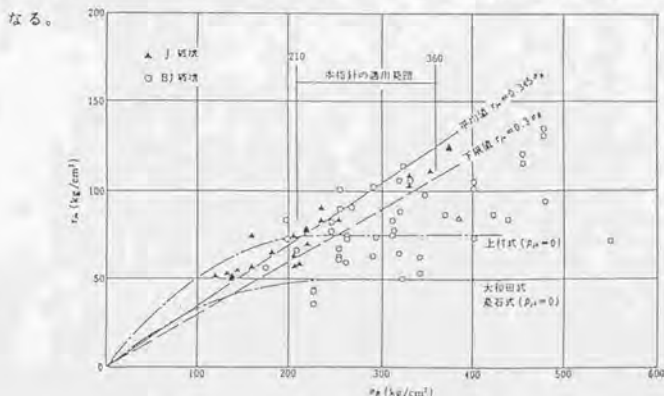
2) 従来の破壊モード分類との比較

設計上、現在の接合部のせん断強度に関する検討方法は、日本建築学会「鉄筋コンクリート造建築物の終局強度型耐震設計指針(案)^{7, 1)}」に示されているような、既往の実験資料をプロットした接合部平均せん断応力度(τ_{ju})—コンクリート強度(σ_B)の関係図によって、破壊モード分類は、同図より判断せざるを得ない。ここでは、同図より判断することを、従来の破壊モード分類と呼ぶことにする。

同図は、既往実験の最大耐力時の接合部せん断応力度をプロットしたもので、設計では、梁曲げ降伏時の接合部せん断応力度が、図中の $\tau_{ju}=0.3\sigma_B$ (十字型の場合)以下となるようにおさえることで、その安全性を保障している。しかしながら、破壊モード分類をも示すべきである実験式(τ_{ju} 式^{注)})が同図から理解できるように、既往実験の最大耐力時の接合部せん断応力度では、より明確に破壊モードの分類はできていないことを示している。

ここでは、普通コンクリートから高強度コンクリートにわたっての、従来の破壊モード分類で用いる既往実験の最大耐力時接合部せん断入力量($e\tau_{pu}/F_c$)を算定し、本章での破壊モード分類の指標である梁理論曲げ降伏時接合部せん断入力量($t\tau_{pv}/F_c$)による方法と比較し、破壊モード分類の指標としては、 $t\tau_{pv}/F_c$ が適切であることを示す。

本注) 同図の接合部平均せん断応力度(τ_{ju})の算定では、本論文とは、接合部パネルのせん断力伝達面積($t_p \cdot D_c : D_c$ 柱径, t_p 有効幅(梁幅+柱幅)/2)の取り扱いが異なる。



解図 十字形内柱接合部平均応力度—コンクリート強度関係

2.1) 既往実験の最大耐力時接合部せん断入力量(σ_{pu}/F_c)の算定

使用した試験体は、前述の「7.2.3の2)」で示したものと同一であり、接合部せん断入力量の算定も「7.2.2の2.2)」に従う。

表7.7と表7.8に、普通コンクリート及び高強度コンクリートを使用した場合の σ_{pu}/F_c の算定結果を示す。

2.2) 本研究での破壊モード分類法と従来の破壊モード分類との比較

図7.6に既往実験の最大耐力時接合部せん断入力量(σ_{pu}/F_c)—コンクリート強度(F_c)の関係を示す。本研究での破壊モード分類指標である t_{py}/F_c-F_c の関係を示す図7.7と比較すると、 σ_{pu}/F_c-F_c の図では、BJ型とJ型の多くの試験体が σ_{pu}/F_c の値が、0.2~0.4付近に集中して、破壊モードの分類は不可能である。

この理由は、J型であろうと、BJ型であろうと、接合部が破壊する場合の接合部せん断強度は、接合部圧縮ストラットの圧潰と考えると、 σ_{pu}/F_c がある一定範囲の値に収束するものと考えられるからである。(8章の結果参照)

従って、破壊モード分類には、本研究で示した t_{py}/F_c を用いると、より明確となる。

表7.7 普通コンタリート

試験体 番号	試験体名	最大耐力時接合部せん断力量				破壊 形式
		F_c (kg/cm ²)	P_{ave} (t)	σ_{ave} (kg/cm ²)	$\frac{\sigma_{ave}}{F_c}$	
1	P-2	136	2.70	68.5	0.50	J
2	P-4	137	2.78	70.8	0.52	J
3	NO. 1	247	32.80	112.2	0.45	B
4	NO. 2	264	37.30	127.5	0.48	B, J
5	NO. 3	330	51.50	148.1	0.45	B, J
6	NO. 4	318	51.50	148.1	0.47	B, J
7	A	290	5.18	84.8	0.29	B
8	E	290	8.90	145.7	0.50	B, J
9	J ₀ -0	205	0.92	77.5	0.38	J
10	J-1	252	5.00	100.6	0.40	J
11	K	400	9.03	147.9	0.37	B, J
12	NO. 1	187	7.25	118.4	0.60	B, J
13	JX0-81	217	3.61	55.2	0.29	B, J
14	J ₀ -5	383	3.20	115.4	0.30	J
15	J1	262	6.48	94.1	0.36	B, J
16	J2	245	6.53	84.8	0.36	B, J
17	J3	245	7.19	104.4	0.43	B, J
18	J4	202	6.15	80.3	0.34	B, J
19	J5	293	6.15	80.3	0.30	B, J
20	J0	203	4.39	63.3	0.22	B
21	CJ1	180	5.00	78.1	0.49	B, J
22	CJ2	180	5.11	79.6	0.50	B, J
23	CJ3	180	5.50	85.9	0.54	B, J
24	NO. 1	343	11.00	115.0	0.33	J
25	NO. 2	343	11.23	117.0	0.34	J
26	NO. 3	352	11.53	120.0	0.34	J
27	NO. 4	373	12.93	135.0	0.36	J
28	NO. 5	373	12.98	135.5	0.36	J
29	NO. 7	477	13.58	141.8	0.30	B, J
30	NO. 8	477	13.96	145.8	0.31	B, J
31	NO. 9	311	9.67	101.0	0.32	J
32	NO. 10	311	9.77	102.0	0.33	J
33	NO. 11	329	10.65	111.2	0.34	J
34	NO. 12	320	11.25	117.5	0.36	J
35	HL	280	3.86	53.1	0.19	B
36	MH	287	3.75	51.6	0.18	B
37	LH	274	3.89	53.5	0.20	B
38	NO. 21	257	8.44	73.5	0.29	B, J
39	NO. 22	272	10.18	91.4	0.34	B, J
40	NO. 23	347	11.28	100.8	0.29	B, J
41	NO. 24	402	11.74	94.4	0.23	B
42	NO. 25	363	13.66	122.7	0.34	B, J
43	NO. 28	360	16.76	150.5	0.41	J
44	NO. 29	449	13.61	122.2	0.27	B, J
45	NO. 30	440	16.35	173.8	0.39	J
46	J1	275	5.15	110.0	0.40	J
47	J31	267	4.60	98.0	0.37	B, J
48	WJ-1	286	5.72	89.4	0.30	B, J
49	WJ-3	286	6.70	104.7	0.35	B, J
50	WJ-6	286	8.22	127.3	0.43	J
51	JX0-82	212	3.83	45.4	0.21	B
52	JX0-84	242	3.68	47.3	0.20	B
53	LJ0-6	295	3.14	109.8	0.37	J

表7.8 高強度コンクリート

試験体 番号	試験体名	最大耐力時接合部せん断力				破 壊 形 式
		F_0 (kg/cm ²)	$F_{0.95}$ (t)	$\frac{F_{0.95}}{F_0}$ (kg/cm ²)	$\frac{F_{0.95}}{F_0}$	
1	J0-0	817	35.00	170.4	0.20	B, J
2	J0-1	835	34.40	173.4	0.27	B, J
3	J0-2	860	40.40	203.8	0.31	B
4	J0-3	883	34.40	173.4	0.25	B, J
5	J0-0	791	34.80	175.4	0.22	B, J
6	J0H-0	817	45.60	228.8	0.28	B, J
7	J0H-3	838	48.50	234.3	0.28	B, J
8	HN01	904	28.13	182.8	0.21	B, J
9	HN03	904	38.10	252.3	0.28	B, J
10	HN04	904	44.85	285.7	0.33	B, J
11	HN05	1192	36.48	230.7	0.19	B, J
12	HN08	1192	46.60	308.6	0.26	B, J
13	HN07	1192	51.33	340.0	0.28	B, J
14	A1	410	4.80	132.3	0.32	J
15	A2	410	4.95	122.8	0.30	B, J
16	A3	410	4.80	132.3	0.32	J
17	A4	410	5.00	135.0	0.33	J
18	J-1	828	12.50	193.2	0.23	B, J
19	J-2	828	13.70	208.7	0.25	J
20	J-3	828	14.10	214.7	0.26	J
21	J-4	742	12.80	194.9	0.26	B, J
22	J-5	742	14.30	221.0	0.30	B, J
23	J-6	808	13.20	200.8	0.25	B, J
24	J-7	808	11.30	184.7	0.20	B
25	J-8	808	15.20	231.0	0.29	B, J
26	J-9	808	14.20	224.0	0.28	B
27	J-10	400	9.80	151.4	0.38	J
28	J-11	400	11.70	177.8	0.44	J
29	NO. 3	818	27.60	183.8	0.22	B, J
30	NO. 4	818	30.70	209.5	0.26	B, J
31	NO. 5	818	37.10	247.1	0.30	B, J
32	NO. 6	1039	33.50	223.1	0.21	B, J
33	NO. 7	1039	38.50	243.1	0.23	B, J
34	NO. 8	1039	42.30	288.6	0.28	B, J
35	15	870	10.90	178.3	0.20	B
36	16	870	12.50	198.3	0.23	B, J
37	OKJ-1	714	13.10	212.3	0.30	B, J
38	OKJ-3	1091	18.40	272.8	0.25	J
39	OKJ-4	714	13.90	225.3	0.32	B, J
40	OKJ-5	714	13.70	227.8	0.32	J
41	OKJ-6	548	12.10	197.0	0.36	J
42	J-48-20	480	15.40	115.3	0.24	B
43	J-60-20	900	17.00	127.3	0.21	B
44	J-48-18	480	14.80	130.1	0.27	B, J
45	J-60-18	600	14.80	130.1	0.22	B
46	J-48-18	480	13.60	141.7	0.30	B, J
47	J-60-18	600	14.20	147.9	0.25	B, J
48	JS-36-20	360	18.20	155.8	0.43	B, J
49	JS-48-20	480	19.30	159.6	0.33	B, J
50	JS-60-20	600	21.10	171.2	0.29	B, J
51	JS-36-18	360	15.80	180.8	0.45	J
52	JS-48-18	480	17.90	181.9	0.38	J
53	JS-60-18	600	19.20	195.1	0.33	B, J

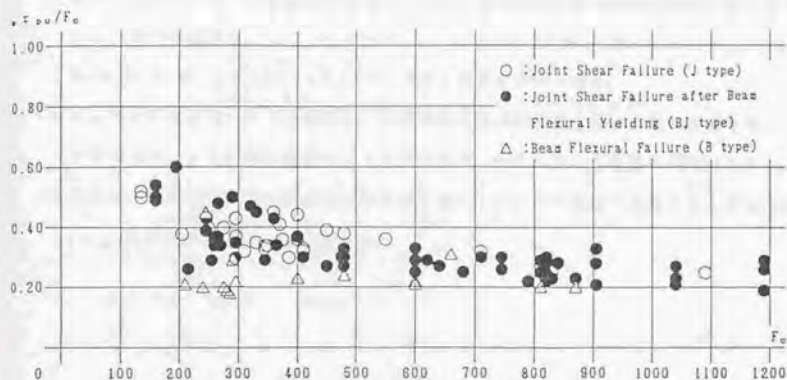


图7.6 Measured joint shear stress at ultimate strength-Concrete strength

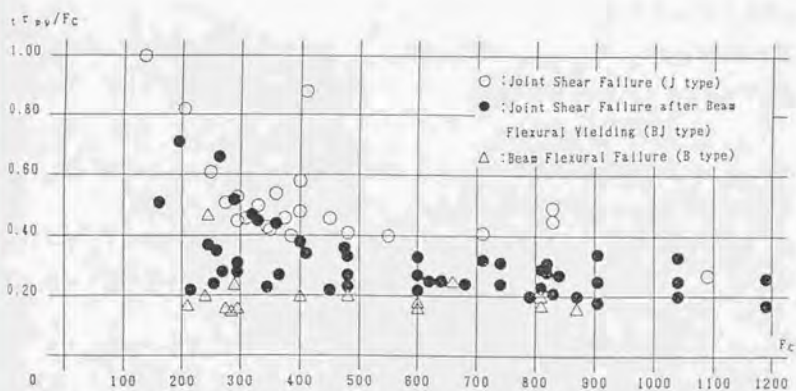


图7.7 Joint shear stress at theoretical beam flexural yield strength-Concrete strength

7. 2. 5 結論

- (1)設計において、梁・柱接合部の破壊モードが、梁理論曲げ降伏時接合部せん断入力量 ($t\tau_{py}/F_c$) を算定し、 $t\tau_{py}/F_c$ の値が、 $t\tau_{py}/F_c \geq 0.4$ の時、J型、 $0.4 > t\tau_{py}/F_c \geq 0.2$ の時、BJ型、 $t\tau_{py}/F_c < 0.2$ の時、B型と簡単に分類できる。
- (2)ここで示した破壊モード分類法は、従来の最大耐力時の接合部せん断入力量を用いての分類より、より正確に破壊モードが予測でき、設計において有効な判別法である。
- (3)破壊モード分類は、接合部破壊が接合部圧縮ストラットの圧潰で決定するとする指標 $t\tau_{py}/F_c$ の抵抗機構で、説明できる。

7. 3 鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の終局せん断強度の簡便な推定法

7. 3. 1 目的

前節において、接合部破壊が接合部圧縮ストラットの圧潰で生ずると考え、破壊モード分類が $t\tau_{pv}/F_c$ （梁理論曲げ降伏時接合部せん断入力量）の指標で可能であることを示した。

接合部圧縮ストラットの圧潰で接合部破壊が生じると考えた場合の接合部終局せん断応力度(τ_{pu})の値は、主に、コンクリート強度、接合部域付着性状で表現できると思われる。本節では、理論的に考察し、接合部終局せん断応力度(τ_{pu})をコンクリート強度(F_c)と接合部域付着性状との関連式で表現することを試みる。

τ_{pu} と F_c の関係が表現でき、 τ_{pu}/F_c の値の範囲(上限値と下限値(接合部域付着性状により幅をもつ))が明示できれば、既往実験のBJ型、J型の最大荷重時の τ_{pu}/F_c の値についても、ほぼ同じ範囲の値となる傾向を呈するはずである。以上のことが成立すれば、次のことが予想できる。前節の破壊モード分類の指標 $t\tau_{pv}/F_c$ で考えると、BJ型の場合、BJ型試験体の $t\tau_{pv}/F_c$ が τ_{pu}/F_c の下限値以上でBJ型の破壊モードとなり、実験時の最大荷重時の τ_{pu}/F_c の値は、 $t\tau_{pv}/F_c$ とほぼ同じ値となる。一方、J型の場合、J型試験体の τ_{pu}/F_c の値は、その試験体の $t\tau_{pv}/F_c$ 以下で τ_{pu}/F_c の下限値と上限値の間に存在すると思われる。従って、破壊モード分類の指標値 $t\tau_{pv}/F_c$ が、大きい値となると、既往実験の最大荷重時の τ_{pu}/F_c の値は、ある一定値に留まる傾向となることが予想される。

本節の目的は、以上のような予測に基づいて、接合部終局せん断応力度(τ_{pu})をコンクリート強度(F_c)と接合部域付着性状との関連式で表現することを試み、その結果を用いて、既往実験の最大荷重時の τ_{pu}/F_c と $t\tau_{pv}/F_c$ の関係について考察を加え、終局せん断強度の簡便な推定式を提案することである。

7. 3. 2 接合部終局せん断強度の推定値

1) 仮定事項

ここで対象とする接合部は、平面十字型で、①主筋は接合部域で通し配筋、②接合部補強は、フープ筋及び柱中間筋によるものとする。

1.1) 接合部のせん断抵抗機構とせん断破壊条件

接合部のせん断抵抗機構としては、トラス機構とストラット機構の共存が考えられるが、接合部のせん断破壊時には、ストラット機構のコンクリートストラットの圧縮応力度が、有効圧縮強度 σ_{Fc} に達した時にせん断破壊すると仮定する。従って、梁及び柱の接合部端断面のコンクリート圧縮応力度は、コンクリート圧縮強度（矩形ストレス・ブロックと考えた場合 βF_c ($\beta=0.85$)）に近い値であると考ええる。（6章の結果より）

1.2) 接合部域梁主筋の付着性状に関する仮定

梁主筋の梁接合部端断面の引張側鉄筋応力 ($b T_s$) と圧縮側鉄筋応力 ($b C_s$) との関係を以下のように仮定する。

$$b C_s = \alpha b T_s \quad (-1 \leq \alpha \leq 1) \quad \text{式(7-1)}$$

$\alpha = -1$ (接合部域の梁主筋の付着が無い状態)
 $\alpha = 1$ (完全付着)

α の値は、接合部域の付着性状により変化し、接合部補強筋量及び柱中間筋量により影響を受けると考えられる。ここでは、これら種々な因子の影響を特定することは困難であるのでこの α の値に含ませることとする。

2) 接合部終局せん断強度の推定値

2.1) 接合部せん断抵抗機構

接合部への作用外力と応力は、

図7.8のようになり、梁及び柱接

合部端断面の釣合は、次式となる。

$$\left. \begin{aligned} b T_s &= b C_c + b C_s \\ c T_s + N &= c C_s + c C_c \end{aligned} \right\} \text{式(7-2)}$$

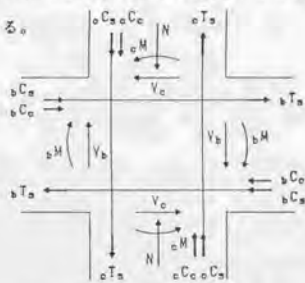


図7.8 接合部作用外力と応力

接合部への作用外力は、トラス機構とストラット機構により抵抗されるが、接合部のせん断破壊時には、図7.9(b)の圧縮ストラットが圧潰して、耐力が決定するものとする。

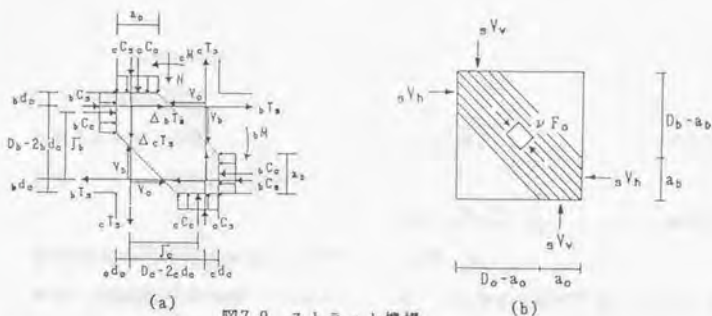


図7.8 ストラット機構

[記号]

V_b, V_c : 梁及び柱せん断力

M_b, M_c : 梁及び柱接合部端の曲げモーメント

N : 柱軸力

T_b, C_b : 梁接合部端断面の梁主筋の引張力と圧縮力

T_c, C_c : 柱接合部端断面の柱主筋の引張力と圧縮力

C_b, C_c : 梁及び柱接合部端断面のコンクリート圧縮合力

$\Delta_b T_b, \Delta_c T_b$: ストラット域の梁及び柱主筋の付着力

D_b, D_c : 梁及び柱成

d_b, d_c : 梁及び柱断面の主筋の芯から縁までの距離

\bar{J}_b, \bar{J}_c : 梁及び柱接合部端断面における引張側主筋からコンクリート圧縮合力位置までの距離

a_b, a_c : 梁及び柱接合部端断面のコンクリート圧縮域

(1) ストラット機構への伝達力 (V_h, V_v)

$$\begin{aligned} V_h &= C_b + \Delta_b T_b - V_c \\ V_v &= C_c + \Delta_c T_c - V_b \end{aligned} \quad \text{式(7-3)}$$

一般に、 $\Delta_b T_b - V_c < 0$ 、 $\Delta_c T_c - V_b < 0$ となり、 $V_h < C_b$ 、 $V_v < C_c$ となる。従って、 $C_b = (\beta F_c) \cdot a_b \cdot b_b$ 、 $C_c = (\beta F_c) \cdot a_c \cdot b_c$ ($b_b = b_c = t_p$ とする) であるので、

$$\begin{aligned} V_h &= \gamma \cdot C_b = \gamma \cdot (\beta F_c) \cdot a_b \cdot t_p \\ V_v &= \gamma \cdot C_c = \gamma \cdot (\beta F_c) \cdot a_c \cdot t_p \end{aligned} \quad \text{式(7-4)}$$

となる。但し、 $\gamma < 1.0$ で通常 1.0 に近い値と思われる。

(2) ストラット機構の釣合

ストラット合力 (C)

$$\text{圧縮ストラット強度} : C = \nu F_c \cdot \sqrt{a_b^2 + a_c^2} \cdot t_p \quad \text{式(7-5)}$$

$$\begin{aligned} \text{圧縮ストラットに作用する合力} : C &= \sqrt{{}_s V_h^2 + {}_s V_v^2} \\ &= \tau \cdot \beta F_c \sqrt{a_b^2 + a_c^2} \cdot t_p \quad \text{式(7-6)} \end{aligned}$$

式(7-5)と式(7-6)のCは等しいので、 $\therefore \nu = \tau \beta$

β は、一軸圧縮応力状態で決まるコンクリート圧縮有効強度係数であり、 ν は、せん断応力状態で決まるコンクリート圧縮有効強度係数である。通常、 $\nu < \beta$ となる。

ストラット伝達力 ${}_s V_h$ と ${}_s V_v$ の釣合

$${}_s V_h (D_b - a_b) = {}_s V_v (D_c - a_c)$$

式(7-4)を用いて、

$$\therefore \frac{a_b}{a_c} = \frac{(D_c - a_c)}{(D_b - a_b)} \quad \text{式(7-7)}$$

(3) 梁接合部端断面のコンクリート圧縮域 (a_b)

$$\bar{J}_b = \frac{{}_b M - (D_b - 2{}_b d_c) {}_b C_s}{{}_b C_c} \quad \text{式(7-8)}$$

$$a_b = 2 \{ (D_b - {}_b d_c) - \bar{J}_b \} \quad \text{式(7-9)}$$

具体的には、式(7-1)より ${}_b C_s = \alpha {}_b T_s$ 、 ${}_b C_c = {}_b T_s - {}_b C_s = (1 - \alpha) {}_b T_s$ 、 ${}_b T_s = {}_b M / j_b$ ($j_b = 7/8 (D_b - {}_b d_c)$) であるから、式(7-8)、式(7-9)は、次式のようになる。

$$\bar{J}_b = \frac{j_b \cdot {}_b T_s - (D_b - 2{}_b d_c) \alpha {}_b T_s}{(1 - \alpha) {}_b T_s} = \frac{j_b - \alpha (D_b - 2{}_b d_c)}{(1 - \alpha)} \quad \text{式(7-10)}$$

$$a_b = 2 \{ 1/8 (D_b - {}_b d_c) - \alpha {}_b d_c \} / (1 - \alpha) \quad \text{式(7-11)}$$

2.2) 接合部終局せん断強度 (τ_{pu})

接合部せん断応力度 (τ_p) の一般的な定義では、次式となる。

$$\tau_p = \frac{V_p}{t_p \cdot j_c} \quad \text{式(7-12)}$$

$$V_p = b T_s + b C_s + b C_o - V_c \quad \text{式(7-13)}$$

V_p を式(7-1)の $b C_s = \alpha_b T_s$, $b C_o = b T_s - b C_s = (1 - \alpha) b T_s$, 式(7-4)の $b C_o = (\beta F_c) \cdot a_b \cdot b_b$, $b V_h = b C_o + \Delta_b T_s - V_c = \gamma \cdot b C_o$ を用いて表すと、次式のようになる。

$$V_p = b T_s + \alpha \cdot b T_s + \gamma \cdot b C_o - \Delta_b T_s$$

$$V_p = \frac{(1 + \alpha)}{(1 - \alpha)} \cdot b C_o + \gamma \cdot b C_o - \Delta_b T_s \quad \text{式(7-14)}$$

$\Delta_b T_s$ は他項と比較して小さいので、無視すると、次式のようにになる。

$$V_p \approx \frac{\{(1 + \alpha) + \gamma(1 - \alpha)\}}{(1 - \alpha)} \cdot b C_o \quad \text{式(7-15)}$$

従って、接合部終局せん断強度(τ_{pu})は、 $b C_o = (\beta F_c) \cdot a_b \cdot t_p$ を式(7-15)に代入すると、次式のようにになる。

$$\tau_{pu} = \frac{\{(1 + \alpha) + \gamma(1 - \alpha)\}}{(1 - \alpha)} \cdot (\beta F_c) \cdot (a_b / j_c) \quad \text{式(7-16)}$$

又、式(7-7)の $a_b = \frac{(D_o - a_c)}{(D_b - a_b)} \cdot a_c$ を上式に代入すると、次式のようにになる。

$$\tau_{pu} = \frac{\{(1 + \alpha) + \gamma(1 - \alpha)\}}{(1 - \alpha)} \cdot (\beta F_c) \cdot \frac{(D_o - a_c)}{(D_b - a_b)} \cdot \frac{a_c}{j_c} \quad \text{式(7-17)}$$

ここで、使用した資料を参考に、次のことを仮定する。尚、後述では、この $a_o = 0$ 。
25 D_o の仮定を用いずに求めている。

$$\left. \begin{aligned} j_c &= 7/8(D_o - c d_c) = 0.75 D_o \\ c d_c &= 0.15 D_o \\ a_c &= D_c - j_c = 0.25 D_o \end{aligned} \right\} \quad \text{式(7-18)}$$

式(7-18)を式(7-17)に代入すると、次式ようになる。

$$\begin{aligned}\tau_{pu} &= \frac{\{(1+\alpha) + \gamma(1-\alpha)\}}{(1-\alpha)} \cdot (\beta F_c) \cdot \frac{0.75 D_c}{(D_b - a_b)} \cdot \frac{0.25 D_c}{0.75 D_c} \\ &= \frac{\{(1+\alpha) + \gamma(1-\alpha)\}}{4(1-\alpha)} \cdot (\beta F_c) \cdot \frac{D_c}{(D_b - a_b)}\end{aligned}\quad \text{式(7-19)}$$

式(7-11)より $D_b - a_b = ((3/4 - \alpha)D_b + (1/4 + 2\alpha)_b d_c) / (1 - \alpha)$ を式(7-19)に代入すると、次式ようになる。

$$\therefore \tau_{pu} = \frac{\{(1+\alpha) + \gamma(1-\alpha)\} \cdot (\beta F_c) \cdot D_c}{4 \{(3/4 - \alpha)D_b + (1/4 + 2\alpha)_b d_c\}} \quad \text{式(7-20)}$$

この式は、 D_c/D_b の比が大きくなると、 τ_{pu} の値は大きくなることを意味している。

計算例

τ_{pu} の値の範囲を知るために、以下の①、②の仮定をし求めてみることにする。

① $\beta = 0.85, b d_c = 0.15 D_b, D_b$ と D_c と仮定

② 通常、梁接合部端圧縮側梁主筋は、接合部破壊時に引張側に移行する傾向がある
ので、 α の値としては、 $\alpha = 0 \sim -1$ の間の値と思われる。

以上の係数を式(7-20)に代入すると、次式ようになる。

$$\alpha = 0 \text{ のとき、 } \tau_{pu} = \frac{(0.85 + \gamma)}{3.15} \cdot F_c$$

$$\alpha = -1 \text{ のとき、 } \tau_{pu} = \frac{\gamma}{2.98} \cdot F_c$$

有効圧縮強度低減係数に、長沼らの式^{7.5)}を用いると、 τ_{pu} と F_c の関係は次表のようになる。

表 7.9

$\alpha = 0$	$\frac{\tau_{pu}}{F_c} = 0.52 - \frac{F_c}{7560}$
$\alpha = -1$	$\frac{\tau_{pu}}{F_c} = 0.27 - \frac{F_c}{7152}$

長沼ら： $\gamma = 0.8 - \frac{F_c}{2400}$

尚、式(7-16)以降、式(7-18)の $a_c = 0.25D_c$ の条件を用いることなく、接合部終局せん断強度 (τ_{pu}) を導くことができる。最終的結果は、前述と殆ど同じ値となる。

前述と同じ次の仮定を用いる。

$$\left. \begin{aligned} D_b &\approx D_c, & d_c &\approx 0.15D_b \\ J_c &\approx 0.75D_c, & d_c &\approx 0.15D_c \\ \beta &= 0.85 \end{aligned} \right\}$$

式(7-11)に、前述の $d_c \approx 0.15D_b$ を代入、

$$a_b = [0.85/4 - 0.3\alpha] D_b / (1-\alpha)$$

前述 a_b の式を、式(7-16)に代入する。

$$\tau_{pu} = \frac{\{(1+\alpha) + \gamma(1-\alpha)\}[0.85 - 1.2\alpha]}{3 \cdot (1-\alpha)^2} (\beta F_c)$$

$$\alpha = 0 \text{ のとき, } \tau_{pu} = \frac{(0.85 + \nu)}{3.52} F_c$$

$$\alpha = -1 \text{ のとき, } \tau_{pu} = \frac{\nu}{2.93} F_c$$

7. 3. 3 接合部終局せん断強度の簡便な推定法

1) 「接合部終局せん断強度の推定値」と「既往実験データの接合部終局せん断強度」との比較

前項の「接合部終局せん断強度の推定値」で接合部終局せん断強度(τ_{pu})が、幾つかの仮定の基におおよそ、 $0.27-(F_c/7152) \leq \tau_{pu}/F_c \leq 0.52-(F_c/7560)$ ($D_b=D_o, b/d_c=0.15D_b, e/d_c=0.15D_o, \beta=0.85$ と仮定)の範囲に分布することを示した。ここでは、示した接合部終局せん断強度(τ_{pu})が、妥当な値であるか否かを既往の実験データと比較検討する。

既往実験データに使用した試験体は、前節の「既往の実験資料によるRC内部梁・柱接合部の破壊モード分類」で使用した普通コンクリートと高強度コンクリートの試験体である。従って、比較に用いる図は、前節で求めた既往実験の最大耐力時接合部せん断入力力量($e\tau_{pu}/F_c$)とコンクリート強度(F_c)の関係図、図7.10を用いる。

同図より、BJ型、J型は、おおよそ、求めた $\tau_{pu}/F_c=0.27-(F_c/7152)$ から $\tau_{pu}/F_c=0.52-(F_c/7560)$ の範囲に分布しており対応していることが分かる。

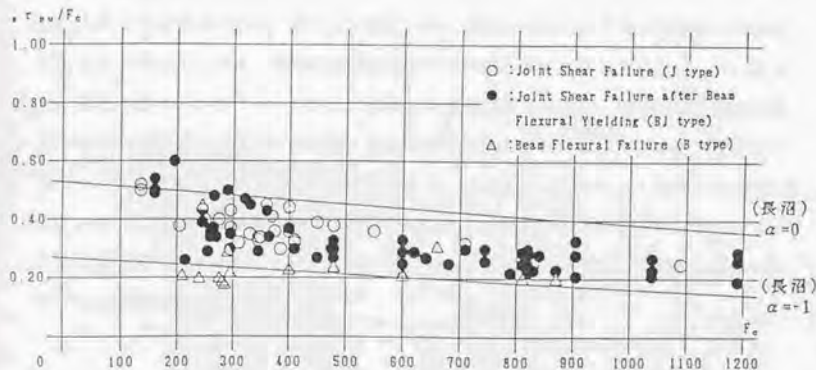


図7.10 Measured joint shear stress at ultimate strength-Concrete strength

2) 接合部終局せん断強度の簡便な推定法

2.1) 接合部終局せん断強度の簡便な推定法

接合部終局せん断強度が理論的に、およそ $0.27 \cdot (F_c/7152) \leq \tau_{pu}/F_c \leq 0.52 \cdot (F_c/7560)$ の範囲となり、この値がBJ型、J型の既往実験の最大耐力時接合部せん断応力度の分布範囲に対応することを示した。

接合部終局せん断強度が、前述のような範囲(上限値と下限値)に分布することと、破壊モード分類の指標 τ_{py}/F_c との関連について考えてみると、次のことが予想できる。

(1) BJ型の場合、 τ_{py}/F_c の値が接合部終局せん断強度の推定値 (τ_{pu}/F_c) の下限値以上で、BJ型の破壊モードとなり、最大荷重時の τ_{pu}/F_c の値は、 τ_{py}/F_c とほぼ同じ値となる。

(2) 破壊モード分類の指標 τ_{py}/F_c が、 τ_{pu}/F_c の上限値より大きい値となると、最大荷重時の τ_{pu}/F_c の値は、ある一定値に留まる傾向となる。J型は、この部分に分布することになる。

以上のような考察の基に、図7.11～図7.13に、縦軸に既往実験の最大耐力時の接合部せん断入力量 (τ_{pu}/F_c)、横軸に梁理論曲げ降伏時接合部せん断入力量 (τ_{py}/F_c) をとり、既往実験データをプロットした。使用した既往実験データは、前節の「既往の実験資料による鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の破壊モード分類」で使用了普通コンクリートと高強度コンクリートの試験体である。尚、普通コンクリート資料には、6章で使用了1985年までに建築学会大会梗概集、関東支部研究報告集、及びコンクリート工学論文報告集に記載されたもので、論文中に層間変位曲線と接合部変形曲線が記載されていない試験体も追加した。

2.2) 接合部終局強度の推定式と接合部終局強度影響因子に関する考察

(1) 接合部終局強度の推定式

図7.11～図7.13に、高強度コンクリートと普通コンクリートに分けた場合（接合部終局強度 τ_{pu}/F_c の値は、有効圧縮強度低減係数の値の影響を受けるので、 $F_c=400\text{ kg/cm}^2$ を境に高強度コンクリートと普通コンクリートに分けた。）と、両者を含めた場合の $e\tau_{pu}/F_c \sim t\tau_{py}/F_c$ の関係を示す。

図7.12と図7.13より、接合部終局強度の推定式は、次式のようになり、 $e\tau_{pu}/F_c$ の値は、推定式の $\pm 20\%$ の範囲にほぼ納まる。

普通コンクリート推定式：

高強度コンクリート推定式：

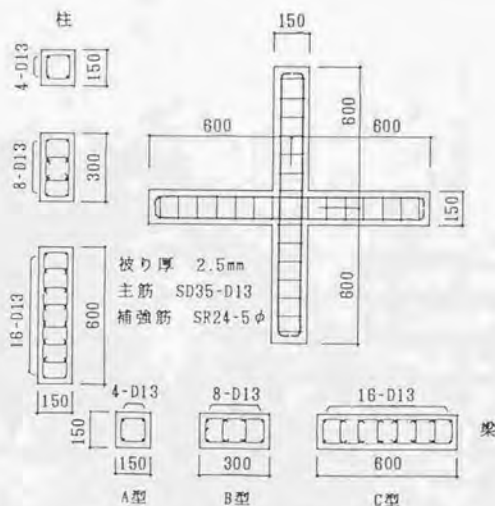
$$t\tau_{py}/F_c \leq 0.45 : e\tau_{pu} = t\tau_{py} \quad (\text{B・J型}) \quad t\tau_{py}/F_c \leq 0.40 : e\tau_{pu} = t\tau_{py} \quad (\text{B・J型})$$

$$t\tau_{py}/F_c > 0.45 : e\tau_{pu} = 0.45F_c \quad (\text{J型}) \quad t\tau_{py}/F_c > 0.40 : e\tau_{pu} = 0.40F_c \quad (\text{J型})$$

尚、高強度コンクリート、普通コンクリートの図において、推定式より離れている試験体は、次のような試験体である。

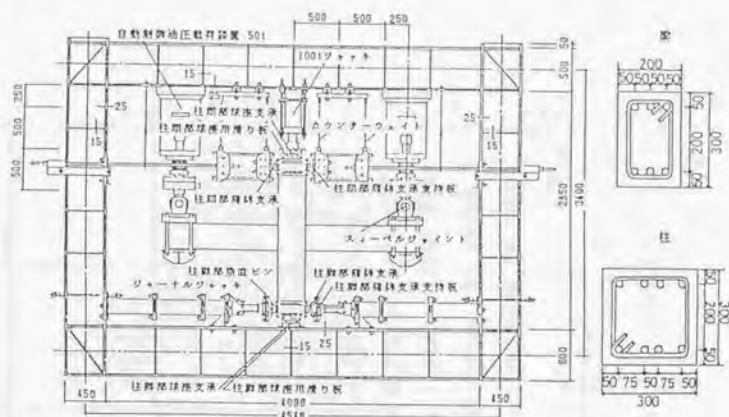
普通コンクリート

$$F_c = 181 (\text{kg/cm}^2)$$



A, B, C 試験体

日本建築学会大会学術講演梗概集
(東北) 1973年10月 PP.1293～1294
(試験体番号：6章 22, 23, 24)



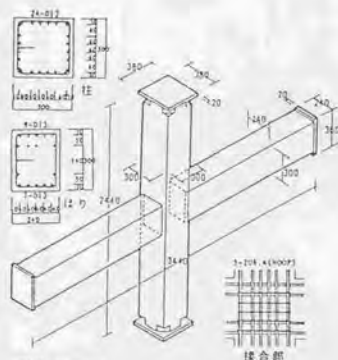
日本建築学会大会学術講演梗概集

NO.1

$F_0=197(\text{kg}/\text{cm}^2)$

(北海道) 1978年9月 PP1673~1674 (試験体番号: 12)

高強度コンクリート



単位: mm

試験体の形状と配筋

J-2, J-3

コンクリート圧縮強度が $828\text{kg}/\text{cm}^2$ に対して、主筋の降伏強度が $14560\text{kg}/\text{cm}^2$ もあり、主筋の降伏強度が大きすぎるため、コンクリートと鉄筋の間がノーボンド状態になってしまったと考えられる。

コンクリート工学年次論文報告集 12-2

1990年6月 PP.627~632 (試験体番号: 18, 20)

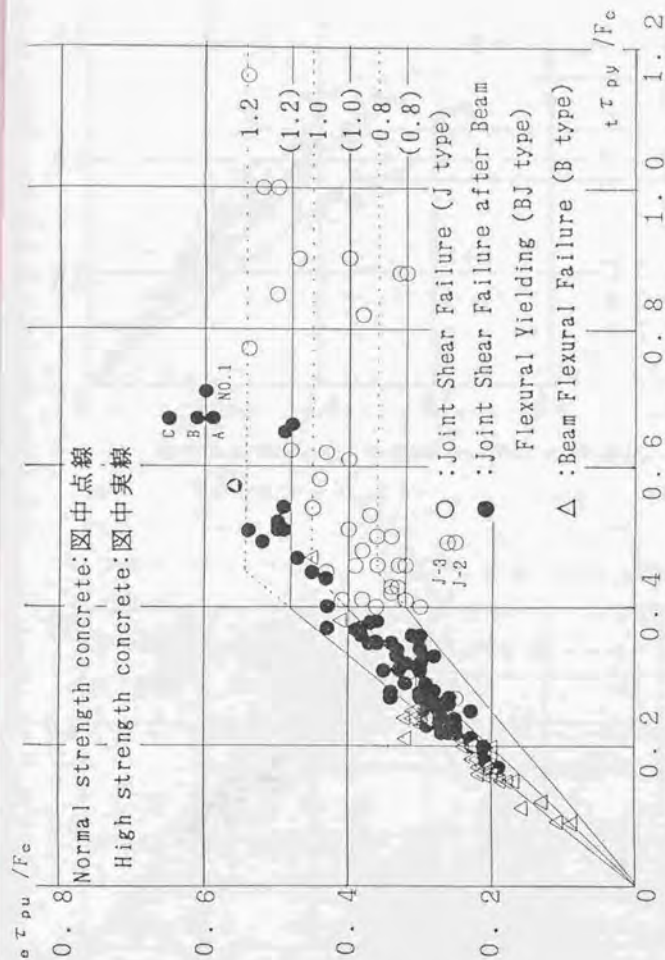


図7.11 $\sigma \tau_{pu} / F_c - t \tau_{py} / F_c$ 関係 (高強度コンクリートと普通コンクリートを含む)

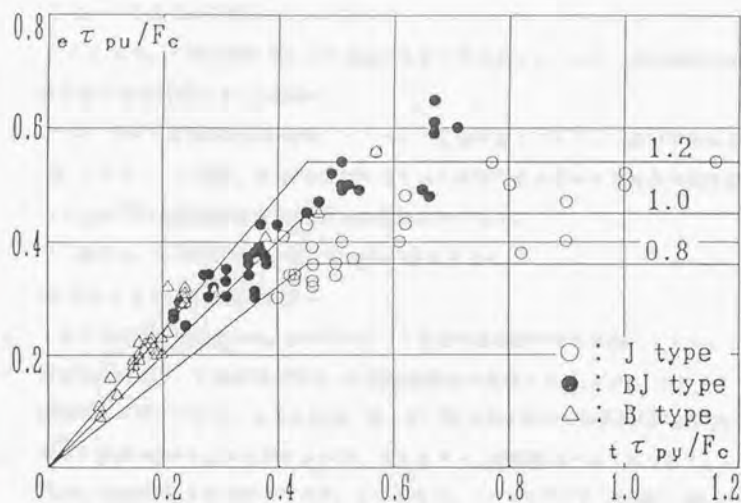


図7.12 普通コンクリートの $e \tau_{pu}/F_c - t \tau_{py}/F_c$ 関係

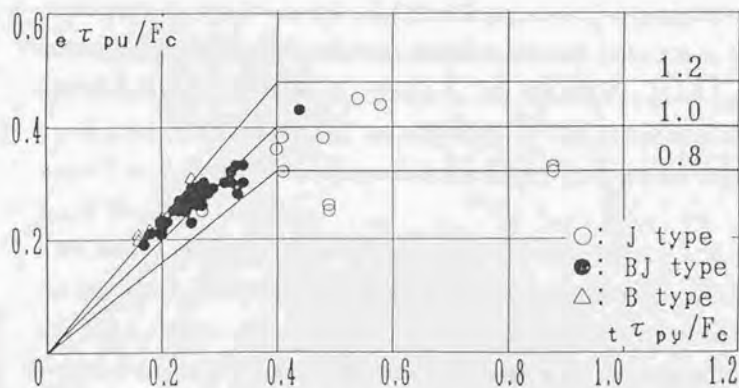


図7.13 高強度コンクリートの $e \tau_{pu}/F_c - t \tau_{py}/F_c$ 関係

(2) 接合部終局強度影響因子に関する考察

ここでは、「接合部終局せん断強度の簡便な推定法」について、接合部終局強度影響因子との関連について考察する。

ストラット機構と考えた場合、ストラット圧縮強度とストラット合力に関連する

① コンクリート強度、② 接合部域付着性状に関係すると思われる接合部域付着指標($\tau_{bs}/\sqrt{F_c}$)と接合部補強筋量(P_u)が影響因子となる。

以下に、各影響因子について考察した結果を示す。

(2.1) コンクリート強度の影響

ストラット圧縮強度(σ_s)をコンクリート圧縮有効強度で考えると、ストラット圧縮強度をコンクリート強度(F_c)で割った圧縮強度低減係数 $\nu = \sigma_s/F_c$ は、コンクリート圧縮強度が高くなると、小さくなる。従って、接合部終局せん断強度(σ_{pu})は、ストラット圧縮強度(σ_s)に比例するので、コンクリート強度が高くなるにつれて、 σ_{pu}/F_c は、小さい値となるはずである。このことは、7.3.3の1)で示した図7.10においてみられコンクリート強度が高くなるにつれて σ_{pu}/F_c は小さくなっている。又、推定式がコンクリート強度で異なり、J型の σ_{pu}/F_c の値が高強度コンクリートで小さくなるのは、このためである。

(2.2) 接合部域梁主筋付着指標($\tau_{bs}/\sqrt{F_c}$)(接合部域付着性状)の影響

接合部ストラット合力の水平成分と接合部端梁断面のコンクリート圧縮力は、接合部域付着性状に影響され、付着性状が悪い(付着指標が大きい)と大きくなり、低い荷重で接合部ストラットが圧潰すると予想される。尚、付着指標の τ_{bs} は、 $\tau_{bs} = d_B \cdot \sigma_y / (2 \cdot D_c)$ (σ_y : 梁主筋降伏応力度、 d_B : 主筋の直径、 D_c : 柱径)で表現されたもので $\tau_{bs}/\sqrt{F_c}$ は、8.4.5の4)で示した接合部域付着性状を表現する μ の値の半分である。 $\tau_{bs}/\sqrt{F_c} = \mu/2$ 。

図7.14は、7.2節で使用した普通コンクリートの資料について、 σ_{pu}/F_c と τ_{py}/F_c と $\tau_{bs}/\sqrt{F_c}$ と τ_{py}/F_c の関係を示したものである。上部と下部の縦軸に σ_{pu}/F_c と $\tau_{bs}/\sqrt{F_c}$ をとり、各 τ_{py}/F_c の試験体が、 σ_{pu}/F_c と $\tau_{bs}/\sqrt{F_c}$ がどのような値を採るかを同時に示したものである。又、図7.15は、接合部域付着性状の接合部終局せん断入力量(σ_{pu}/F_c)に対する影響をみるため、図7.14の τ_{py}/F_c のA,B,Cの区間について、付着指標($\tau_{bs}/\sqrt{F_c}$)の大小により、接合部終局せん断入力量(σ_{pu}/F_c)が、どのように変動するかを示したものである。同図は、各区間について、図7.15の(1)に σ_{pu}

$/F_c - \tau_{py}/F_c$ 、図7.15の(2)に $\tau_{bs}/\sqrt{F_c} - \tau_{py}/F_c$ の関係を各々示したものである。
 同図より、 τ_{py}/F_c が同じ範囲で、 $\tau_{bs}/\sqrt{F_c}$ が小さい場合、 σ_{pu}/F_c が大きい値となり、 $\tau_{bs}/\sqrt{F_c}$ が大きい場合、 σ_{pu}/F_c は小さい値となる傾向が、接合部破壊が顕著であるB、C区間の試験体で明確となる。

(2.3) 接合部フープ筋量 (P_u) の影響

接合部フープ筋量と付着指標 ($\tau_{bs}/\sqrt{F_c}$) の関係を示した図7.16より $\tau_{bs}/\sqrt{F_c}$ の値が、 $5 \leq \tau_{bs}/\sqrt{F_c} \leq 6$ の一定範囲をとり $P_u (P_u = a_u / (b_c \cdot x))$ 、 a_u : フープ筋一組の断面積、 b_c : 柱幅、 x : フープ筋間隔) の影響を調べた図7.17より、 τ_{py}/F_c の値が同じ範囲で、 P_u の値が大きい場合、 σ_{pu}/F_c が大きい値となり、 P_u の値が小さい場合、 σ_{pu}/F_c の値が小さくなる傾向がみられる。しかし、接合部域付着性状の場合と同様、接合部終局強度に関する影響は見られたもののその影響は小さく、推定式の $\pm 20\%$ の範囲に納まる。

尚、本節で用いた普通コンクリートの試験体の形状・寸法は、図7.18～図7.24に示す試験体であり、その特徴は以下の通りである。

- ① 軸力は、 $\sigma_p/F_c < 0.35$ で、軸力としては、余り大きな値の試験体ではない。
- ② $0.65 < b_b/b_c < 0.85$ の柱幅が梁幅より大きい試験体が多い。
- ③ $D_b/D_c = 1.0$ 、即ち、接合部形状は正方形である試験体が多い。
- ④ 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）解説」に示されている接合部終局耐力相当時の必要接合部補強筋量 ($P_u > 0.3\%$) より、殆どの試験体で多い量となっている。

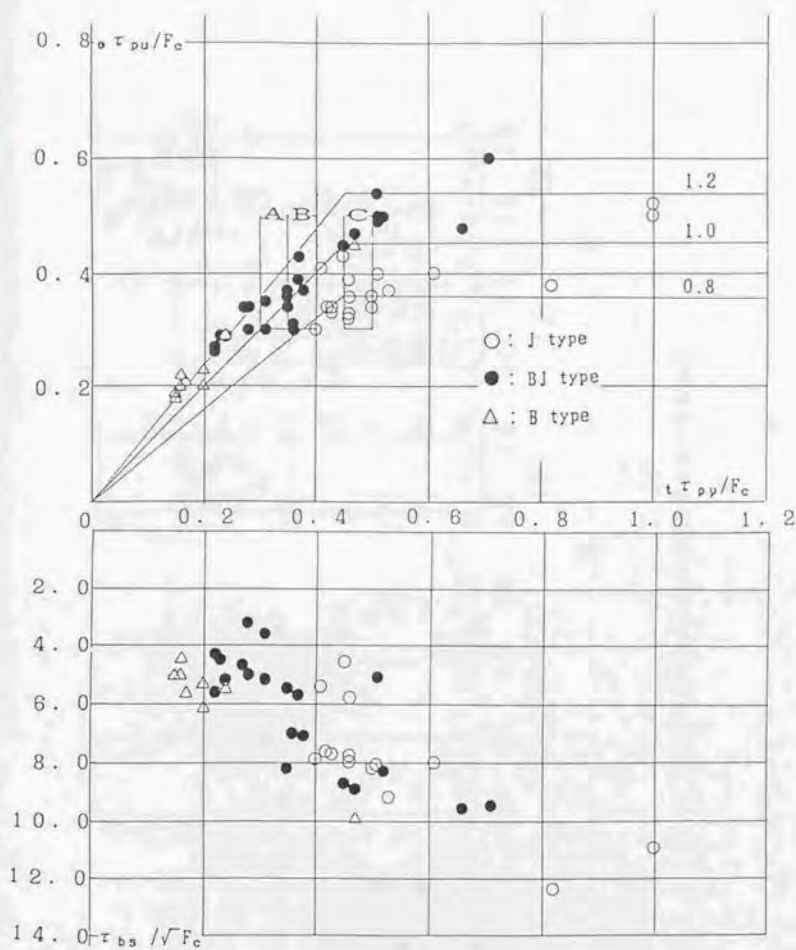


図7.14 普通コンクリートの $\sigma \tau_{pu}/F_c$ - $t \tau_{pu}/F_c$ と $\tau_{bs}/\sqrt{F_c}$ - $t \tau_{pu}/F_c$ 関係

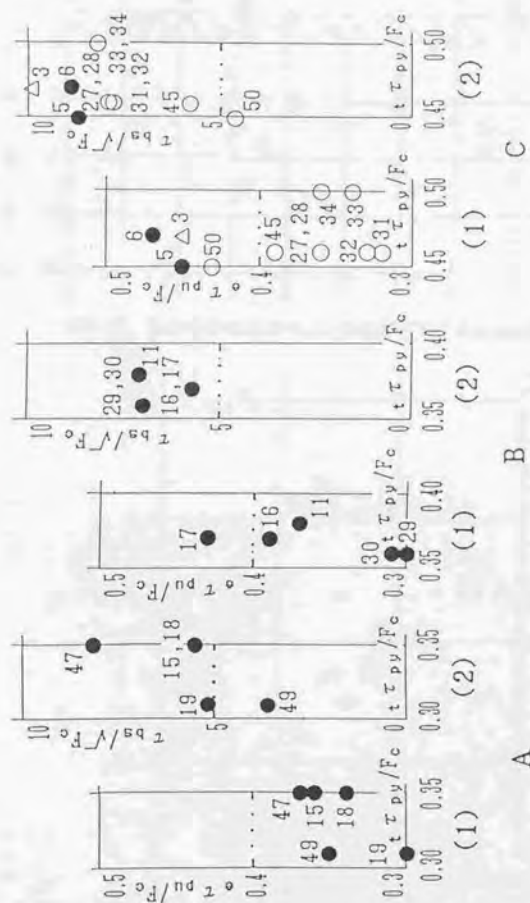


図7.15 接合部破壊性状と接合部終局せん断入力量関係

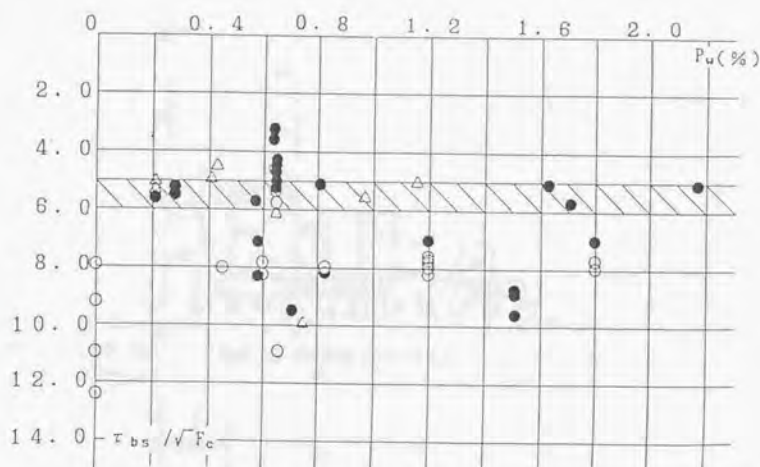


図7.16 接合部補強筋量(P_u)と接合部域梁主筋付着指標($\tau_{bs}/\sqrt{F_c}$)の関係

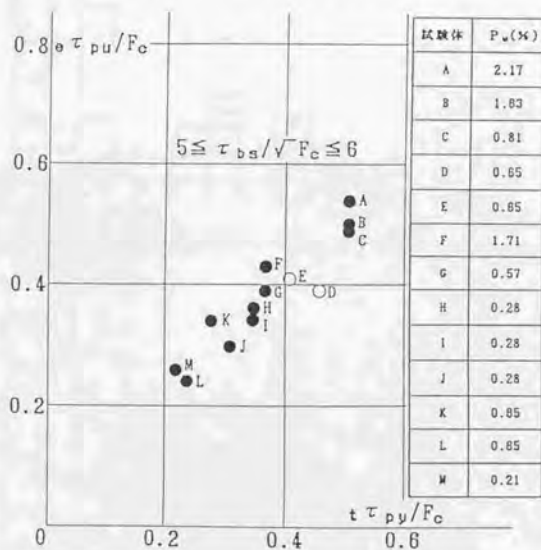


図7.17 接合部フープ筋量(P_u)の影響

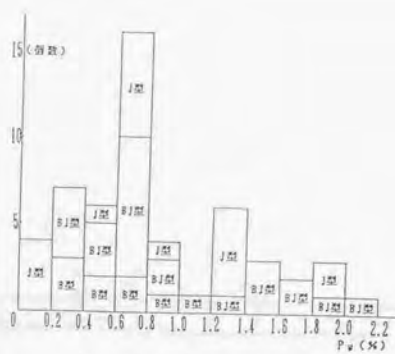


図7.18 接合部フープ(P_w)

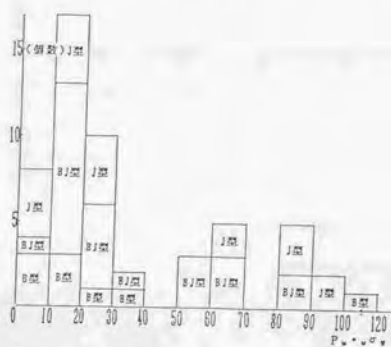


図7.19 全補強と考えた場合の接合部フープ筋負担せん断応力度($P_w \cdot \sigma_y$)

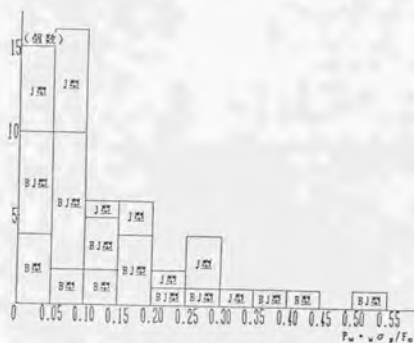


図7.20 接合部フープ筋負担せん断応力度/コンクリート強度

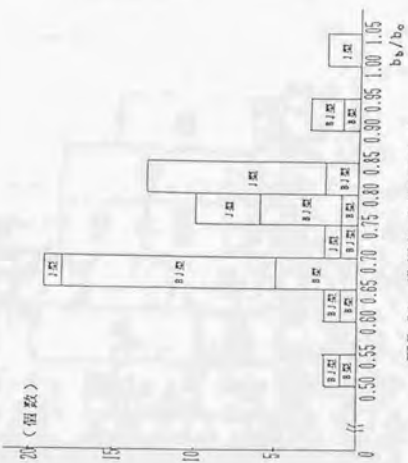


图 7.21 梁幅 (b_b)/柱幅 (b_o)



图 7.22 梁成 (D_b)/柱成 (D_o)

15 (個数)

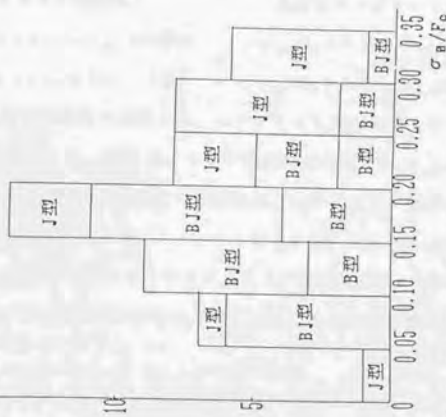


図7.23 柱軸応力度(σ_a)/コンクリート強度(F_c)

15 (個数)

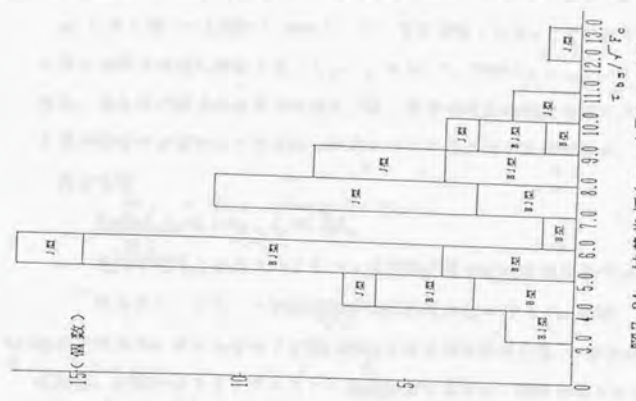


図7.24 付着指標($\tau_{bs}/\sqrt{F_c}=\mu/2$)

7. 3. 4 結論

- (1) 接合部終局せん断強度の値を、後述の仮定に基づき求めてみると、 $0.27 \cdot (F_c/7152) \leq \tau_{pu}/F_c \leq 0.52 \cdot (F_c/7560)$ の範囲となり、既往実験のBJ型、J型の最大荷重時接合部せん断入力量の範囲に対応する。 $\tau_{pu}/F_c = 0.52 \cdot (F_c/7560)$ と $\tau_{pu}/F_c = 0.27 \cdot (F_c/7152)$ の値は、梁主筋の接合部域平均付着応力が、接合部端圧縮側梁主筋応力が零となる場合と接合部域の梁主筋の付着が無い場合について各々求めた値である。

仮定事項

$$D_b = D_c, b, d_c = 0.15 D_b, c, d_c = 0.15 D_c$$

梁及び柱接合部端コンクリートの有効圧縮強度低減係数 $\beta = 0.85$

接合部コンクリートの有効圧縮強度低減係数 $\nu = 0.8 \cdot F_c / 2400$

- (2) 梁曲げ降伏後に接合部破壊する型(BJ型)と接合部破壊型(J型)の接合部終局強度の推定式は、次式のようにコンクリート強度により異なり、既往実験のBJ型、J型の最大耐力時の接合部せん断入力量 τ_{pu}/F_c の値は、推定式の $\pm 20\%$ の範囲にはば納まる。

普通コンクリートの推定式：

高強度コンクリートの推定式：

$$\begin{aligned} \tau_{pu}/F_c \leq 0.45 : \tau_{pu} &= \tau_{py} \quad (\text{BJ型}) & \tau_{pu}/F_c \leq 0.40 : \tau_{pu} &= \tau_{py} \quad (\text{BJ型}) \\ \tau_{pu}/F_c > 0.45 : \tau_{pu} &= 0.45 F_c \quad (\text{J型}) & \tau_{pu}/F_c > 0.40 : \tau_{pu} &= 0.40 F_c \quad (\text{J型}) \end{aligned}$$

- (3) コンクリート圧縮有効強度の関連から、コンクリート強度が高くなるにつれて、接合部端終局せん断強度(τ_{pu})をコンクリート強度(F_c)で割った τ_{pu}/F_c の値は、小さくなる。又、接合部終局せん断強度の推定式が、コンクリート強度で異なり、J型の τ_{pu}/F_c の値が高強度コンクリートで小さくなるのは、このためである。

- (4) 付着指標値 $\tau_{ps}/\sqrt{F_c}$ の値が小さくなるにつれて、接合部終局せん断強度(τ_{pu}/F_c) が大きい値となり、接合部域の付着性状が、 τ_{pu}/F_c の値に影響を与えることが確認できた。

- (5) 接合部フープ筋量が多くなると、接合部終局せん断強度(τ_{pu}/F_c) の値が大きくなる傾向がみられた。

尚、前述の付着指標と接合部フープ筋量は、接合部終局強度への影響はみられたもののその影響は小さい。

7. 4 接合部せん断設計

7. 4. 1 目的

梁・柱接合部の耐震性能評価には、①接合部せん断性能、②主筋の接合部域での付着、定着性能、③それらが、梁・柱接合部の架構の復元力特性（耐力、変形能、履歴吸収エネルギー）に及ぼす影響、などが明確となる必要がある。

同じ破壊モードの梁曲げ降伏後に接合部破壊する型でも、接合部終局強度は一義的には決定しないので、梁及び層間変形性能も異なってくる。従って、本来、接合部終局強度設計式も、変形性能、履歴吸収エネルギー性能、などとの関係で設定すべきものである。

本節では、「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^{7.11}」の7章 柱梁接合部に示された接合部せん断設計の方法について、修正意見、問題点の指摘を行う。尚、ここでの考察は、平面内部梁・柱接合部に関する部分とする。

7. 4. 2 接合部のせん断設計

前述の指針（案）^{7.11}では、接合部せん断強度を、既往試験体の十字形内柱接合部平均せん断応力度－コンクリート強度関係図より、以下のように決定している。

7.2.2 接合部のせん断強度

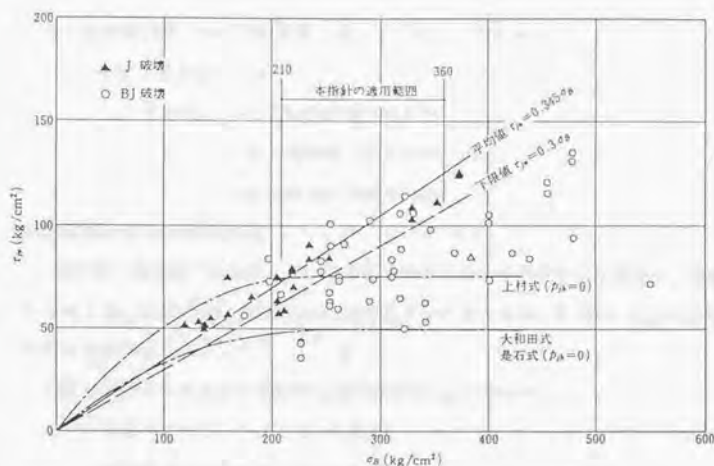
接合部のせん断強度 V_{js} は(7.1)式による。

$$V_{js} = \kappa \sigma_c b_j D_j \quad (7.1)$$

ここに、 κ は接合部の加力方向形状によって定まる係数で、十字形内柱接合部では 0.30、T形またはL形外柱接合部では 0.18 とする。 D_j は柱せいまたは90度折曲げ筋水平投影長さ、 σ_c はコンクリートの圧縮強度とする。 b_j は接合部有効幅で、(7.2)式による。

$$b_j = b_b + b_{s1} + b_{s2} \quad (7.2)$$

ここに、 b_b は梁幅、 b_{s1} は $b_j/2$ または $D/4$ の小さいほうとする。ここに、 b_{s1} は梁両側面からこれに平行する柱側面までの長さ、 D は柱せいである。



解図7.3 十字形内柱接合部平均せん断応力度—コンクリート強度関係

注) 指針(案)^{7.1)}より

指針(案)の十字形内柱接合部平均せん断応力度—コンクリート関係図による方法では、破壊モード分類や、接合部終局強度の予測が不可能である。従って、ここでは、内部梁・柱接合部のせん断設計について7章の7.2, 7.3節で得られた結果より、設計用せん断応力度($t \tau_{pv}$)が接合部のせん断強度(τ_D)を超えないようにすることにより、接合部のせん断破壊を防止する。

1) 設計用せん断応力度($t \tau_{pv}$)

接合部にとりつく梁部材の曲げ降伏時の接合部せん断応力度($t \tau_{pv}$)を下式で求める。

$$t \tau_{pv} = \frac{(1-u-v) \sum_b M_{ub}}{u \cdot v \cdot H \cdot t_p \cdot (L - j_o)}$$

ここで、 $\sum_b M_{ub}$ ：両側の梁曲げ耐力の和

L ：柱芯々のスパン長さ

H ：柱芯々の階高

j_b, j_o ：梁と柱断面の応力中心間距離

u ： j_o/L

v ： j_b/H

t_p ：梁幅と柱幅の平均幅

梁の曲げ耐力は、曲げ理論解析、或は下式を用いて求める。

$${}_bM_u = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot d$$

ここで、 a_t : 引張鉄筋の断面積

d : 梁断面の有効せい

σ_y : 梁主筋降伏応力度

2) 接合部のせん断強度 (τ_D)

7章の図7.12と図7.13の図より、梁曲げ降伏後に接合部破壊する試験体は、普通コンクリートは、 $0.22 \leq \tau_{py}/F_c \leq 0.4$ 、高強度コンクリートは、 $0.18 \leq \tau_{py}/F_c \leq 0.35$ に分布している。

そこで以下のように接合部のせん断強度式 (τ_D) を提案する。

普通コンクリート : $\tau_D = 0.4F_c$

高強度コンクリート : $\tau_D = 0.35F_c$

付録に示しているように普通コンクリート試験体の梁曲げ降伏後に接合部破壊する試験体は、最大耐力時の層間部材角 (R_{pmax}) は、 $2.0 \times 10^{-2} \text{ rad} \leq R_{pmax} \leq 2.5 \times 10^{-2} \text{ rad}$ である。又、高強度コンクリートの場合は、普通コンクリートの場合より、層間部材角は、大きいと思われる。従って、設計限界変形を1/100程度に層間変形角を想定する場合は、接合部破壊の可能性はない。

7. 4. 3 接合部補強筋

指針(案)^{7.1)}では、フープ筋の役割は接合部への強度増大と考えず、接合部の剛性を確保し梁ヒンジ部の変形能力を高めるのに効果があるものと考え、そのために接合部せん断強度 V_{ju} に対する設計せん断力 V_j の割合に比例して横補強筋の必要最小量を定める方法を用いている。

7.2.3 横補強筋

接合部の横補強筋比 p_{js} は 0.002以上かつ(7.3)式の関係式を満足するものとする。

$$p_{js} \geq 0.003 V_j / V_{ju}$$

(7.3)

注) 指針(案)^{7.1)}より

尚、接合部の縦補強筋の算定に関する規定はない。

著者は、接合部補強筋量の合理的算定方法は示せないが、接合部補強筋の役割と問題

点について以下に述べる。

接合部補強筋（フープ筋と柱中間筋）の挙動については、5章の5.1.4で検討を行った。その結果次のような結論を得ている。

- ①接合部補強筋量は、接合部終局強度には殆ど影響しないが、接合部終局強度後の接合部変形の進行と接合部耐力低下の防止に関連する。
- ②接合部補強筋量が多いと、接合部域主筋の付着性状が良くなり、接合部終局度がわずかではあるが、上昇する。
- ③各繰り返し（サイクル）時の荷重が零のときからその繰り返し時の最大荷重までの接合部補強筋（柱中間筋とフープ筋）の垂増分が、接合部圧縮ストラット域外の主筋（柱中間筋は柱主筋と、フープ筋は梁主筋と）の付着力と関係する。

又、荷重が零のときの残留歪の大きさの評価は困難であるが、歪の原因は、ひび割れたコンクリートの拘束効果に起因するものと思われる。

以上から、接合部補強筋は、接合部ストラット域外の主筋の付着力と釣合、又、ひび割れたコンクリートの拘束効果の役割をする。

従って、ひび割れたコンクリートの拘束効果が解明できれば、具体的算出方法が提案できるとと思われる。

7. 4. 4 通し配筋の主筋径と柱せいの関係

指針(案)⁷⁻¹⁾では、通し配筋された梁主筋が接合部両柱面で引張降伏(σ_y)及び圧縮降伏($-\sigma_y$)したときの接合部域平均付着応力度(τ_b)とコンクリート強度の平方根 $\sqrt{\sigma_B}$ の関係式である次式で付着性状を表現している。

$$\mu = \frac{d_b \cdot \sigma_y}{D \sqrt{\sigma_B}} \quad \left[\begin{array}{ll} d_b: \text{主筋直径} & \sigma_y: \text{主筋降伏強度} \\ D: \text{柱せい} & \sigma_B: \text{コンクリート圧縮強度} \end{array} \right]$$

指針(案)の規定は、スリップモデルを用いた骨組の地震応答解析によって部材の履歴エネルギー消費能低下の応答に与える影響が小さいことを示し、塑性率4のときに等価粘性減衰定数 $h_{eq}=0.1$ が確保できることを付着劣化の限界条件としたものである。具体的には、層間変位角1/50の時に等価粘性減衰係数 $h_{eq}=0.1$ が確保できることを付着劣化の限界条件として、 h_{eq} と μ との関係を実験結果から求め、 $\mu=10.0$ を提案している。

応答解析で塑性率4と仮定しているので、実験では、降伏変形が1/200radとなる必要がある。しかしながら、実際の梁・柱接合部の試験体では、1/200radより通常大きくなる

ことが多く、仮定と矛盾している。

6章の「B.4.5の5」の図B.21及び付録図2に示したのであるが、既往の試験体の傾向として、 μ の値は、梁理論曲げ降伏時接合部せん断入力量($t\tau_{py}/F_c$)の値が大きくなるにつれて、大きくなる。即ち、 μ の値が大きくなると破壊形式が、梁曲げ破壊型、梁曲げ降伏後に接合部破壊する型、接合部破壊型と変化する。

$\mu \leq 10$ の部分に梁曲げ破壊型が多く分布するのであるが、梁曲げ降伏後接合部破壊する型の試験体は少ない。(図B.21参照) 従って、 $\mu \leq 10$ を満足させると、殆どの場合梁曲げ破壊となり、指針(案)の接合部せん断強度で許容している梁曲げ降伏後に接合部破壊する型の設計とならないのではと思われる。

指針(案)で示している緩和的運用を認める $\mu=12.5$ の値では、 $t\tau_{py}/F_c$ の値は、 $0.1 \leq t\tau_{py}/F_c \leq 0.5$ の梁曲げ破壊型から接合部破壊型までの破壊モードの範囲の値を局部的に示す。 μ の値は、主筋1本について求めるものであるから、 $t\tau_{py}/F_c$ の値とは、直接関係しないが、接合部域付着性状は、2章の実験例でも示したように接合部の破壊程度($t\tau_{py}/F_c$)に関連する。この点の検討が必要である。

諸外国の規定は、以下の通りである。

(1) ニュージーランド・コンクリート構造設計基準(7.8)

① 隣接部材がヒンジ部材の場合、

柱軸力が小さい時($P_{min} \leq 0.4f_c' \cdot A_g$)

Grade 275 (2800 kgf/cm²) の鉄筋の場合: $d_b/h_c \leq 1/25$

Grade 380 (3920 kgf/cm²) の鉄筋の場合: $d_b/h_c \leq 1/35$

柱軸力が大きい時($P_{min} > 0.4f_c' \cdot A_g$)

Grade 275 (2800 kgf/cm²) の鉄筋の場合:

$$\frac{1}{20} \geq \frac{d_b}{h_c} \leq \frac{1}{25} \left[1 + \frac{5}{4} \left(\frac{P_{min}}{A_g \cdot f_c'} - 0.4 \right) \right]$$

Grade 380 (3920 kgf/cm²) の鉄筋の場合:

$$\frac{1}{25} \geq \frac{d_b}{h_c} \leq \frac{1}{35} \left[1 + 2 \left(\frac{P_{min}}{A_g \cdot f_c'} - 0.4 \right) \right]$$

② 隣接部材が非ヒンジ部材の場合

Grade 275 (2800 kgf/cm²) の鉄筋の場合: $d_b/h_c \leq 1/20$

Grade 380 (3920 kgf/cm²) の鉄筋の場合: $d_b/h_c \leq 1/25$

ここで、 d_b : 梁主筋径、 h_c : 柱せい、 P_{win} : 柱軸力、 A_g : 柱全断面積

f_c' : コンクリート強度

(2) ACI-ASCE committee 352 規準 7.7)

$$h_c/d_b \geq 20$$

指針(案)も含め、これらの設計式は、基本的には、接合部域における平均付着応力度を一定値以下とするものである。

前述の規準では、接合部を含む単位架構の復元力特性から間接的に評価されているために、付着すべりによる変形が分離されておらず、直接、付着性能を評価して得られたものではない。従って、この点と関連して、付着性状に及ぼす影響因子(コンクリート強度、鉄筋径、柱せい、等)の効果を正確に評価する必要がある。これらのことが規準間の大きな違いとなって反映していると思われる。

7. 5 結び

(1) 設計において、梁・柱接合部の破壊モードが、梁理論曲げ降伏時接合部せん断入力量 ($t\tau_{pv}/F_c$) を算定し、普通コンクリートの場合、 $t\tau_{pv}/F_c$ の値が、 $t\tau_{pv}/F_c \geq 0.4$ の時、J型、 $0.45 > t\tau_{pv}/F_c \geq 0.2$ の時、BJ型、 $t\tau_{pv}/F_c < 0.2$ の時、B型と簡単に分類できる。尚、高強度コンクリートの場合は、 $t\tau_{pv}/F_c \geq 0.4$ の時、J型、 $0.4 > t\tau_{pv}/F_c \geq 0.2$ の時、BJ型、 $t\tau_{pv}/F_c < 0.2$ の時、B型となる。ここで示した破壊モード分類法は、従来の最大耐力時の接合部せん断入力量を用いての分類より、より正確に破壊モードが予測でき、設計において、有効な判別法である。

(2) 接合部終局せん断強度の推定値を、幾つかの仮定に基づいて理論的に求めてみると、 $0.27 \cdot (F_c/7152) \leq \tau_{pu}/F_c \leq 0.52 \cdot (F_c/7560)$ の範囲となり、この値は、既往実験の B 型、J型の最大荷重時接合部せん断入力量の範囲に対応する。

(3) 接合部終局強度の推定式は、次式のようにコンクリート強度により異なり、既往実験のBJ型、J型の最大耐力時の接合部せん断入力量 τ_{pu}/F_c の値は、推定式の $\pm 20\%$ の範囲にはば納まる。

普通コンクリート推定式:	高強度コンクリート推定式:
$t\tau_{pv}/F_c \leq 0.45: \sigma\tau_{pu} = t\tau_{pv}$ (BJ型)	$t\tau_{pv}/F_c \leq 0.40: \sigma\tau_{pu} = t\tau_{pv}$ (BJ型)
$t\tau_{pv}/F_c > 0.45: \sigma\tau_{pu} = 0.45F_c$ (J型)	$t\tau_{pv}/F_c > 0.40: \sigma\tau_{pu} = 0.40F_c$ (J型)

従って、接合部終局強度は、上述の提案した推定式で、梁曲げ降伏モーメントを求める場合の推定式と同程度の精度で評価できる。

(4) 接合部終局せん断強度入力量 ($\sigma\tau_{pu}/F_c$) と接合部終局強度影響因子である① コンクリート強度、② 接合部域付着指標、③ 接合部フープ筋量との間に次のような関係が認められた。

コンクリート圧縮強度: コンクリート圧縮強度が高くなると、 $\sigma\tau_{pu}/F_c$ は小さくなる。

この現象は、コンクリート有効圧縮強度を考えると説明できる。推定式には、このことが考慮されている。

接合部域付着指標と接合部フープ筋量: 接合部域の付着性状が悪いと、 $\sigma\tau_{pu}/F_c$ の値は小さくなるが、又、接合部フープ筋量が多くなると、 $\sigma\tau_{pu}/F_c$ の値は大きくなるが、各々接合部破壊が顕著となる接合部せん断入力量の大きい試験体で明確であった。

尚、両者の接合部終局強度への影響は見られたもののその影響は小さく、推定式の $\pm 20\%$ の範囲に納まる。

(5) 接合部せん断設計に関して考察を行い、接合部せん断破壊防止のための接合部設計用せん断強度式を上述の(3)の結果を用いて提案した。

接合部補強筋（フープ筋と柱中間筋）は、接合部ストラット域外の主筋の付着力と釣合、又、ひび割れたコンクリートの拘束効果の役割をすることを説明し、接合部補強筋量が決定できない理由は、ひび割れたコンクリートの拘束効果の評価に問題があることを述べた。

通し配筋の接合部域付着性状については、指針(案)の矛盾点を指摘し、又、接合部域付着設計式が決定できないのは単位架構の載荷実験から得られた骨組全体の復元力特性から間接的に評価されているために、付着すべりによる変形が分離されておらず、直接、付着性能を評価して得られたものでないところに原因があることを述べた。

7章 引用文献

- 7.1)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、1988,10
- 7.2)長塚典和、上村智彦、宇佐美喜久：鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の終局強度に関する研究(その3) 接合部破壊機構の検討、日本建築学会大会学術講演梗概集、1986,8,PP.123~124
- 7.3)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、日本建築学会大会学術講演梗概集、1975,10,PP.1155~1156
- 7.4)荒井雅子、長塚典和、上村智彦、梅村魁：鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の破壊機構に関する研究(その1) 提案破壊機構と実験概要、日本建築学会大会学術講演梗概集、1987,10,PP.633~634
- 7.5)長沼一洋、山口恒雄：ひび割れたコンクリートの圧縮特性に関する研究、JCIコロキウム「RC構造のせん断設計法に関する解析的研究」論文集、1989,10,PP.23~30
- 7.6)NZS 3101: Code of Practice for the Design of Concrete Structures and Commentary, Standards Association of New Zealand, 1982
- 7.7)ACI-ASCE Committee 352: Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures, ACI Journal, Vol. 82, No. 3, May-June, 1985, PP. 268~283
- 尚、「7.2節 既往の実験資料によるRC内部梁・柱接合部の破壊モード分類」で使用した試験体について掲載された引用文献名(文献数: 27編)は、「7.2.3の1) 使用した試験体の文献リスト」に示してあるので、ここでは、割愛することとする。

1880

1881

1882

1883

1884

1885

1886

1887

1888

1889

1890

1891

1892

1893

1894

1895

1896

1897

1898

1899

1900

第8章 結論

8.1 研究成果

本研究は、鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の終局強度に関して、実験及び既往資料の統計分析から、接合部終局強度時の抵抗機構を考えるに当たっての特徴（条件）、接合部終局強度時の抵抗機構の考察、その結果を用いての接合部破壊モード分類方法と接合部終局強度の推定方法の提案までの研究をとりまとめたものである。

ここでは、前述の各々の部分での検討結果を述べ結論とする。

接合部終局強度時の抵抗機構に関する特徴（条件）

接合部終局強度に関する実験及び既往資料の統計分析より得られた接合部終局強度時の抵抗機構を考える上での特徴を列挙すると次のようになる。

- ① 接合部域の梁主筋の付着の有無の実験では、いずれの試験体も接合部破壊し、最大耐力時の荷重は、付着の無い場合低くなるが、その時の接合部ストラット圧縮合力の値は、互いに同じ値を示す。
- ② 接合部破壊した梁主筋量の異なる試験体の実験では、最大耐力は異なるにも拘らず、接合部ストラット合力は接近した値を示し、梁主筋量の少ない場合は、多い場合と比較して、最大耐力時に接合部域付着性状が劣化し、ストラット合力が大きくなる現象が認められた。
- ③ 繰返しに関する実験では、最大耐力以前の接合部せん断力（接合部終局耐力の70%程度）の繰返しは、接合部終局耐力には影響しない。
- ④ 柱中間筋の有無の実験では、接合部終局耐力（最大耐力）、最大耐力までの層間変位曲線、及びその時の層間変位の大きさには影響しない。
- ⑤ 梁接合部端断面の引張側歪は、曲げ理論値に一致するが、同位置の圧縮側歪は、引張側に移行する傾向を示す。
- ⑥ 接合部域とその近傍の柱主筋の圧縮側と、引張側歪は、共に、荷重及び繰返し数の増加に伴い、歪は引張側にシフトする。
- ⑦ 接合部域の梁及び柱主筋の平均付着応力度(τ_b)は、各々、 $\tau_b = 27.3 \times 10^3 \varepsilon_{st}$ 、 $\tau_b = 27.3 \times 10^3 (\varepsilon_{st} + \varepsilon_u)$ [kg/cm²] (ε_{st} : 梁及び柱接合部端断面の引張歪、 $\varepsilon_u = N/E_0 A_0$ 、 N : 柱軸力（圧縮の時、正）、 E_0 : コンクリートヤング係数、 A_0 : 柱断面積)の実験式で表

現でき、最大荷重（接合部破壊、梁曲げ降伏）以前までは対応する。

- ⑤ 既往試験体の最大耐力と梁又は柱の理論曲げ終局強度との関係を調べてみると、最大耐力は、接合部破壊型では、理論曲げ耐力以下、梁曲げ破壊型では、歪硬化を生じ、理論曲げ耐力以上となるが、梁曲げ降伏後に接合部破壊する型では、理論曲げ耐力以上となることはない。
- ⑥ コンクリート強度が高くなるにつれ、又、梁幅と柱幅が同じになるにつれて接合部終局強度が高くなる。
- ⑦ 柱軸応力度と接合部補強筋量は、接合部終局強度に殆ど影響しない。

接合部終局強度時抵抗機構

既往の接合部抵抗機構の評価を行い、前述の接合部終局強度時に満たすべき特徴（条件）を用いて、接合部終局強度時抵抗機構を検討した。

接合部終局強度時抵抗機構は、トラス機構と主たるストラット機構からなる。

接合部終局強度時には、接合部のせん断ひび割れ発生以降に形成される主たるコンクリート圧縮ストラット機構の圧縮強度に、ストラット圧縮合力がなり、接合部破壊する。圧縮ストラット合力は、接合部域の主筋の付着劣化にともない、梁及び柱接合部端コンクリート圧縮力が増大し、増加する。従って、接合部域主筋の付着性状により接合部終局強度は影響される。

一方、接合部に生じる応力の中で、主たるストラット機構で消費されない主たるストラット域外の付着力は、接合部補強筋の各サイクルの荷重零の時の残留歪以降の歪増分を生じさせる応力との間に釣合機構を形成する。

せん断抵抗機構による接合部終局せん断強度の推定法

接合部終局強度時には、主たるストラット機構とトラス機構が形成されるが、主たるストラット機構の斜めストラット圧縮応力度が、コンクリート有効圧縮強度となる。

ストラット機構は、梁及び柱接合部端断面のコンクリート圧縮合力が矩形応力ブロックと考え、この矩形応力ブロックで囲まれた接合部対角線方向圧縮束とした。

ストラット機構における斜めストラット圧縮応力度の算定には、前述の「接合部終局強度時抵抗機構に関する特徴（条件）」の⑤と⑦を用いた。尚、柱軸力による影響は、柱接合部端断面の圧縮域の大きさを考慮され、接合部補強筋の影響は、接合部域主筋の付着応力度に現れるものと考えた。

既往試験体の最大荷重時について、圧縮ストラット応力度(σ_s)を算定してみると、破壊モード分類が可能であると共に、梁曲げ降伏後に接合部破壊する型と接合部破壊型の値はほぼ同じ値になり、平板などのせん断実験より得られたひび割れたコンクリートの有効圧縮強度の値の傾向に対応した。又、梁曲げ降伏後に接合部破壊する型と接合部破壊型では、ストラット合力の水平方向と垂直方向成分を、接合部端のコンクリート圧縮合力が占め、斜め圧縮ストラット方向とストラット合力方向は一致する。

接合部破壊モード分類法

接合部終局耐力が接合部ストラットの圧潰で決まるので、その抵抗機構から、接合部破壊するか否かの主たる因子は、①接合部せん断応力度、②コンクリート圧縮強度(F_c)、③接合部域の付着性状となる。

接合部せん断応力度として、梁理論曲げ降伏時の接合部せん断応力度($t\tau_{py}$)を用い、破壊モード分類の指標値を $t\tau_{py}/F_c$ (大きいと接合部破壊)とした。尚、既往資料では、接合部域の付着性状は、 $t\tau_{py}/F_c$ が大きくなると悪くなる傾向があるので、 $t\tau_{py}/F_c$ で考慮されていることになる。 $t\tau_{py}/F_c$ の値を用いることにより、次のように、接合部の破壊モード分類が可能であることを示した。

・普通コンクリート($F_c \leq 400 \text{ kg/cm}^2$)

B型: $t\tau_{py}/F_c < 0.2$, BJ型: $0.2 \leq t\tau_{py}/F_c < 0.45$, J型: $t\tau_{py}/F_c \geq 0.45$

・高強度コンクリート($F_c > 400 \text{ kg/cm}^2$)

B型: $t\tau_{py}/F_c < 0.2$, BJ型: $0.2 \leq t\tau_{py}/F_c < 0.40$, J型: $t\tau_{py}/F_c \geq 0.40$

(B型: 梁曲げ破壊型, BJ型: 梁曲げ降伏後に接合部破壊する型, J型: 接合部破壊型)

接合部終局せん断強度の推定値

接合部破壊時には、接合部域で付着劣化する傾向のあることと、梁及び柱の接合部端断面のコンクリート圧縮応力度は、「せん断抵抗機構による接合部終局せん断強度の推定法」の結果から、コンクリート軸圧縮有効強度になることを考慮し、接合部せん断強度の値を、ストラット機構のストラット圧縮応力度が、有効圧縮強度(νF_c)に達した時にせん断破壊するとし、理論的に求めた。

接合部終局せん断強度(τ_{pu})は、接合部域の付着性状により異なり、 $0.27 \cdot (F_c/7152) \leq \tau_{pu}/F_c \leq 0.52 \cdot (F_c/7580)$ の範囲となることを求め、この値は、既往資料の梁曲げ降伏前と後で接合部破壊する、接合部せん断終局強度に対応することを示した。

接合部終局強度の簡便な推定式

接合部終局せん断強度が、前述のように上限値と下限値の範囲に分布することと、破壊モード分類が、 $t\tau_{py}/F_c$ で可能であることから、接合部終局強度の推定式を次式のよ

• 普通コンクリート ($F_c \leq 400 \text{ kg/cm}^2$)

$$t\tau_{py}/F_c \leq 0.45: t\tau_{pu} = t\tau_{py} \text{ (梁曲げ降伏後に接合部破壊する型)}$$

$$t\tau_{py}/F_c > 0.45: t\tau_{pu} = 0.45F_c \text{ (接合部破壊型)}$$

• 高強度コンクリート ($F_c > 400 \text{ kg/cm}^2$)

$$t\tau_{py}/F_c \leq 0.40: t\tau_{pu} = t\tau_{py} \text{ (梁曲げ降伏後に接合部破壊する型)}$$

$$t\tau_{py}/F_c > 0.40: t\tau_{pu} = 0.40F_c \text{ (接合部破壊型)}$$

推定式がコンクリートにより異なるのは、コンクリート圧縮有効強度係数の影響による。又、接合部域付着性状、接合部フープ筋量の接合部終局強度に関する影響はみられるが、その影響は、推定式の $\pm 20\%$ の範囲に納まる。

既往の接合部せん断設計法

1. 接合部終局強度の提案式の評価

我国の既往実験式(遠藤、大和田、是石、上村の式)の内、上村式と「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」の提案式では、接合部破壊型の終局せん断強度評価(限られた範囲のコンクリート強度に対して)はできるが、梁曲げ降伏後に接合部破壊する型の終局強度を評価するものではない。従って、破壊モード分類も不可能である。

ACI-ASCE Committee 352標準の接合部せん断強度式は、既往資料の梁曲げ降伏前と後で接合部破壊する型の接合部終局強度の下限値を与える。又、梁崩壊型とするための「梁と柱の曲げ終局耐力に関する規定」では、既往資料より接合部破壊は妨げないことが理解できた。

ニュージーランドコンクリート構造設計標準NZS3101の接合部せん断応力度の上限値は、既往資料の梁曲げ降伏前と後で接合部破壊する型の接合部せん断終局強度の下限値と中間値の間の値を表現している。又、既往資料の接合部終局強度は、同規準のよ

2. 終局強度型耐震設計指針(案)の接合部せん断設計

接合部せん断破壊防止のための接合部設計用せん断強度式を推定式の結果を用いて破壊モード分類の可能な型で提案した。

指針(案)は、理論的根拠のもとに、接合部補強筋量を求めているものではない。著者も、合理的な算定法を提案するまでには至っていないが、本研究を行い以下の点を指摘した。接合部補強筋(フープ筋と柱中間筋)は、主たるストラット域外の主筋の付着力と鈎合を形成すると共に、ひび割れたコンクリートの拘束効果の役割をする。接合部補強筋量が決定できない理由は、ひび割れたコンクリートの拘束効果の評価に問題がある。

通し配筋の接合部域付着性状については、指針(案)に従うと、接合部破壊の軽微な梁曲げ破壊型となり、接合部せん断強度の規定との関連等、矛盾点を指摘し、又、接合部域付着設計式が各国で異なるのは、単位架構の実験から得られた骨組全体の復元力特性から間接的に評価されているために、付着すべりによる変形が分離されておらず、直接、付着性能を評価して得られたものでないところに原因がある。

以上のように、接合部補強筋、通し鉄筋の検討は、不十分な現状である。

8. 2 今後の研究課題

梁・柱接合部の形状には、種々な型（ト型、立体接合部等）があるが、本論文では、基本的な平面内部梁・柱接合部を研究対象とした。

ここでは、本研究で取り扱った内部梁・柱接合部終局強度に関連する今後更に検討を要する研究課題を示す。

接合部終局強度

以下には、本論文で示した接合部終局強度時抵抗機構や接合部終局強度の推定法で更に検討の必要な箇所を示す。

(1) 接合部域主筋の付着性状

接合部破壊と接合部域主筋の付着性状とは、主たるストラット機構のストラット圧縮応力を介して、密接な関係がある。従って、付着性状を把握することは、接合部抵抗機構、接合部終局強度等の評価に当たって、重要なことである。

① 接合部域梁主筋の付着応力度分布

圧縮域である主たるストラット域（柱軸力の影響を含む）と引張域であるストラット域外の付着応力度分布の把握は、主たるストラット圧縮合力に関連し重要で、特に、梁曲げ降伏後に接合部破壊する型の付着劣化過程での付着応力度分布の理解が大切である。このことが明確になれば、梁曲げ降伏後の接合部破壊型の抵抗機構が鮮明になると思われる。

② 接合部域柱主筋の付着応力度分布

一般的に、接合部破壊時の柱主筋の応力度は、弾性域に停まっているので、余り注目されないが、梁主筋の場合と同様、柱主筋付着性状も主たるストラット圧縮合力に関連し、接合部破壊程度による付着性状劣化が考えられ、重要な事項である。

③ 接合部補強筋の接合部域の付着性状に与える影響

本論では、接合部補強筋量（配筋方法）により、接合部域の付着性状は影響されると考えた。この量的な点の明確化が必要である。

(2) 接合部のひび割れたコンクリートの圧縮有効強度

本論では、接合部の主たるストラットの圧縮応力度が、RCの梁や平板より得られた圧縮有効強度と同様の傾向を示すことを述べた。

接合部のひび割れたコンクリートについても、圧縮特性を明確にする研究が必要と思

われる。

(3) 梁及び柱接合部端コンクリート圧縮ストレス・ブロックの形状

接合部端断面の圧縮鉄筋は引張側へ移行するので、このことによる圧縮ストレス・ブロックの形状への影響の検討が必要である。B章でも指摘したように、接合部域の梁と柱主筋の付着性状が劣化すると、梁と柱の接合部端の圧縮側コンクリートは、大きな圧縮応力度となり、梁と柱は危険側となる。

(4) 柱せい(D_c)と梁せい(D_b)の比の影響

本論では、理論的に D_c/D_b が大きくなると接合部耐力が上昇することを示した。一方で、梁曲げ耐力と柱曲げ耐力の関係からのみでは、接合部破壊は妨げないことを示した。

既往の研究では、このことの検討がなされていない。

接合部補強筋量（フープ筋と柱中間筋）

本論で、接合部補強筋の各サイクルの荷重零の時の残留歪以降の歪増分を生じさせる応力と、ストラット域外の付着力は釣合を形成する。一方、接合部補強筋の荷重が零の時の残留歪の大ききの評価は困難であるが、歪の原因は、ひび割れた接合部コンクリートの拘束効果（柱中間筋については、柱軸力保持との関連）に起因するものと思われる。この残留歪の定量化が明確となれば、接合部補強筋量の合理的設計が可能になると思われる。

尚、梁主筋の接合部内での付着性状が良好な場合には、接合部補強筋の引張力によってトラス機構が形成され、せん断引張破壊が生じるのではと思われる。この点の検討が必要である。

接合部通し鉄筋の付着劣化制限

梁・柱接合部の耐震性能評価には、①接合部のせん断性能、②主筋の接合部域での付着性能、③それらが、梁・柱接合部の架構の復元力特性（耐力、変形能力、履歴吸収エネルギー）に及ぼす影響等が明確となる必要がある。

梁・柱接合部架構での梁の変形性能、柱の変形性能の発揮は、接合部のせん断性能に依存する。

従って、本来、接合部終局強度設計式も、変形性能、履歴吸収エネルギー性能、等の関係で設定すべきである。同様のことが、この付着劣化制限についても言えることである。

付着劣化制限のためには、単位架構の実験から得られた骨組全体の復元力特性から間接的に評価するのではなく、付着滑りによる変形を分離し、直接、付着性能を評価すべきである。その後、架構との関係で、付着劣化制限を決定すべきである。

尚、接合部の性状が、構造物全体にどのような影響を与えるかについての解析的研究が少なく、今後、必要と思われる。

接合部変形

接合部変形性状を把握することは、接合部耐力と同様骨組の耐震性能評価上、大変重要なことである。

通常、接合部変形はせん断変形するものとして取り扱っているが、斜めひび割れ等の非対称性を考えると、必ずしも、的確であるとは思われない。従って、接合部周辺応力との関連で接合部変形の把握が重要である。

接合部変形性能が理解できれば、接合部の架構全体の挙動に与える影響が検討でき、又、前述の接合部周辺応力と接合部変形の関係が理解できれば、接合部終局強度時の抵抗機構がより明らかとなる。

1890-1891

2

1

1

1 目的

梁・柱接合部の耐震性能評価には、①接合部のせん断性能、②主筋の接合部域での付着、定着性能、③それらが、梁・柱接合部の架構の復元力特性(耐力、変形能力、履歴吸収エネルギー)に及ぼす影響、などが明確となる必要がある。

そこで、本文で、接合部終局強度と破壊モード分類が明確となったので、復元力特性(変形性状)の予測が重要な問題として残る。

梁・柱接合部架構での梁変形は、接合部のせん断応力度が高いと、接合部がせん断破壊をして梁固有の変形性能を発揮しない。又、接合部のせん断応力度が低い接合部がせん断破壊をしないで、梁もせん断破壊を起こさない場合には、接合部からの梁主筋の抜け出し及び接合部端の曲げ圧壊の進展などによる梁耐力の低下により、梁の変形性能が決まる。何れの場合に於いても、梁の変形性能は、接合部の強度が影響する。

特に、同じ破壊モードの梁曲げ降伏後に接合部破壊する型でも、接合部終局強度は、一義的には決定せず、分散が激しいので、梁及び層間変形性能も異なってくると思われる。従って、本来、接合部終局強度設計式も、変形性能、履歴吸収エネルギー性能、などとの関係で設定すべきものである。

前述のように考えると、変形を解析的(マクロモデル等により)に求めることが必要となってくるのであるが、種々な理由から、現状では把握が困難である。次にその理由の一例を示す。

- (1) 梁変形を求める場合、接合部からの鉄筋の抜け出し量を求めるときに接合部コンクリートの変形を無視するが、接合部の斜めせん断ひび割れが梁主筋を横切ることが多く、梁主筋歪の積分値からこのひび割れ幅の総和を差し引くべきであろうが、ひび割れ幅を定量化するのは困難である。
- (2) 梁主筋の接合部域付着性状と接合部せん断入力(接合部破壊程度)との関係が不明確である。この相関性があることは、本文2章「2.3.1」、「2.3.2」の実験例で示した。

(3) 接合部変形が無視できない梁曲げ降伏後に接合部破壊する型では、接合部は斜めひび割れ発生以降、斜めひび割れの非対称な発生、接合部の体積膨張などを考えると、純せん断変形であるとは考えられない。即ち、接合部抵抗機構の変化による接合部変形状態の把握の方法が困難である。

現在、復元力特性に関する研究としては、寺岡、狩野、林、他¹⁾の自ら行った実験資料を統計分析により整理し、種々の影響因子を考慮し、復元力特性の決定を試みている。この手法は、現状では有効な方法とは思われるが、抵抗機構等に立脚しておらず、母集団が多くなると評価式が異なることになると思われる。

又、森田、藤井²⁾は、外部接合部のせん断応力度(τ)-(η)の関係を接合部せん断剛性の劣化をルール化して把握しようとしている。しかしながら、本文2章の「2.3.2」の実験で示したように、接合部終局耐力を定義しないこと等、物理的意味の不明な点がある。

以上のような結果を踏まえ、ここでは、梁・柱接合部の設計の判断資料を得ることを目的に、既往の実験資料を用いて、梁・柱接合部の破壊モード別の層間変位曲線のスケルトンカーブを概観する。

そこで、既往の提案せん断抵抗機構から考えて、内部接合部せん断耐力に影響すると思われる以下に示す主たる因子と、接合部の耐力(破壊モード)及び変形性状との関連について検討する。

① 接合部へのせん断入力量 ② 接合部域の梁主筋の付着性状 ③ 最大耐力以前の繰り返し数(最大耐力以降の繰り返しも影響すると思われるが、比較方法が難しく省略)

④ 柱軸力 ⑤ 接合部補強筋量 ⑥ コンクリート強度 ⑦ 接合部の形状寸法 ⑧ 上記因子間の比較検討に際して、最大耐力時の耐力と変形曲線からの抽出点の採り方

2 影響因子等の取扱い方法

1) せん断入力量と形状寸法及びコンクリート強度(F_c)の取扱い(因子: ①, ⑤, ⑦)

(1) 接合部へのせん断入力量

比較は梁理論曲げ降伏時の接合部せん断入力量 $t\tau_{py}/F_c$ または、実験に於ける最大耐力時の接合部せん断入力量 $t\tau_{pu}/F_c$ で行う。

$$\left\{ \frac{\tau_{pu}}{\tau_{pv}} \right\} = \frac{(1-u-v)}{u \cdot v \cdot H \cdot t_p} \cdot \left\{ \frac{P_{max}}{b \cdot P_y} \right\}$$

$$\left[\begin{array}{ll} u : j_c/L \quad (j_c = (7/8) d_c) & v : j_b/H \quad (j_b = (7/8) d_b) \\ t_p : \text{パネル有効幅} & P_{max} : \text{最大耐力時の梁せん断力} \\ b \cdot P_y : \text{梁理論曲げ耐力時の梁せん断力 (梁面位置が降伏)} \\ L : \text{スパン} \quad H : \text{階高} \quad d_c : \text{柱の有効成} \quad d_b : \text{梁の有効成} \end{array} \right.$$

(2)形状寸法 パネル有効幅の取扱いが問題で、梁幅(b_b)と柱幅(b_c)の平均値とする。

2)接合部域の梁主筋の付着指標 (因子: ②, ⑥)

次式の付着応力度 τ_{bs} をコンクリート強度 F_c で除した値 τ_{bs}/F_c で評価。接合部内の付着性状を表す指標として、接合部内梁通し筋が接合部内引張側で引張降伏、圧縮側で圧縮降伏したと仮定した時の接合部内に生じる平均付着応力度 τ_{bs} を考える。

$$\tau_{bs} = \frac{\widetilde{d}_b}{2 D_c} \cdot \widetilde{\sigma}_y, \quad (\widetilde{\sigma}_y : \text{梁主筋降伏応力度} \quad \widetilde{d}_b : \text{鉄筋の直径} \quad D_c : \text{柱成})$$

多種鉄筋の場合は平均して求める。

$$\tau_{bs} = \frac{n \sigma_y \widetilde{d}_b^2 + m \widetilde{\sigma}_y^2 \widetilde{d}_b^2}{2 D_c (n \widetilde{d}_b + m \widetilde{d}_b')} \quad \left[\begin{array}{l} m, n : \text{異種鉄筋の本数} \\ \widetilde{d}_b, \widetilde{d}_b' : \text{異種鉄筋の直径} \\ \widetilde{\sigma}_y, \widetilde{\sigma}_y' : \text{異種鉄筋の降伏応力度} \end{array} \right.$$

本来、接合部域の主筋の付着性状は、上述の τ_{bs}/F_c の値のみではなく、接合部せん断入力即ち、接合部の破壊状況によっても影響を受けると思われる。

3)最大耐力以前の繰返し数 (因子: ③, ⑥)

最大耐力となる以前の繰返し数の影響によって、接合部斜めひび割れに伴うコンクリートの劣化が生じる。この繰返し数の表現として、最大耐力経験前までの各正サイクルの最大荷重時の接合部せん断応力度の累積 $\sum_i \tau_p/F_c$ または、 $\sum_i \tau_p/\sigma_{pu}$ で評価。

($i \tau_p$: i サイクルの最大荷重時の接合部せん断応力度、 i サイクル<最大荷重サイクル)

4) 接合部補強筋量 (因子: ⑤)

補強筋が多いと、機構が接合部コンクリートの剛性劣化による場合は、接合部変形が抑制されると思われる。ここでは、補強筋比 P_u によって評価する。

$$a_u \text{ 使用の場合: } P_u = \frac{a_u}{b_o x} \quad \text{又は、} \Sigma a_u \text{ 使用の場合: } P_u = \frac{\Sigma a_u}{b_o j_b}$$

a_u : 一組のフープ筋の断面積 Σa_u : 梁応力中心間距離区間のフープ筋の全断面積
 x : フープ筋の間隔 b_o : 柱幅

5) 最大耐力時等、耐力と変形曲線からの採り方 (因子: ⑥)

最大耐力時等の荷重と変形の採用時点の曲線が、図1の曲線上のA点(降伏以前の点、以下A TYPEと呼ぶ)、B点(降伏していると判断できる点、B TYPE)、C点(降伏欄部分で変形進行している状態、C TYPE)のどの時点の状態であるかで、評価が異なってくる。

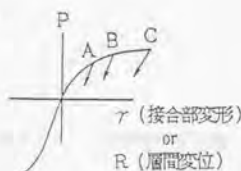


図1 抽出点の採り方

6) 柱軸力 (因子: ④)

柱軸力の評価は、本文での検討や、文献3からは、本研究で使用している既往試験体の軸応力度の範囲(0.1 F_o ~ 0.3 F_o)では、接合部の最大耐力には影響ないと判断できる。

3 対象とする試験体

ここで対象とする試験体の文献リストと試験体の形状・寸法を表1と表2に示す。使用試験体は、過去に我国で実験され、論文中に必要データが明示されたもの(総数54体)で、①形状は直交梁を持たない十字型、②主筋は、接合部域で通し配筋されたもの、③接合部は、フープ筋で補強されたもの、④コンクリートは、原則として普通コンクリート(4体は軽量コンクリート)を使用したもの、⑤梁、柱の断面寸法は原則として15cm×15cm以上のものとした。(但し、梁幅が10cmのもの1体、12cmのもの2体が含まれている。)

注) 表1、表2の表中の表現の意味

〈表1文献リスト〉

学会大会：日本建築学会大会学術講演梗概集

学会関東支部：日本建築学会関東支部研究報告集

〈表2形状寸法の表中の記号〉

・柱

b_c ：柱幅 (cm)

D_c ：柱成 (cm)

d_c ：柱の有効成 (cm)

a_t ：柱引張主筋の断面積 (cm^2)

(注) 2種以上の鉄筋からなる場合は、種類別断面積を示し、又中間筋の有無を示す。

σ_y ：柱主筋の降伏応力度 (kg/cm^2)

・梁

b_b ：梁幅 (cm)

D_b ：梁成 (cm)

d_b ：梁の有効成 (cm)

(注) 多段の場合、有効成を配慮して、重心位置で考える。

a_t ：梁引張主筋の断面積 (cm^2)

(注) 2種以上の鉄筋からなる場合は、種類別断面積を示す。

σ_y ：梁主筋の降伏応力度 (kg/cm^2)

・接合部 (HOPP)

a_u ：一組のフープ筋の断面積 (cm^2)

Σa_u ：全フープ筋の断面積 (cm^2)

(注) 梁応力中心間距離区間のフープ筋の断面積

σ_y ：フープ筋の降伏応力度 (kg/cm^2)

• 柱軸力

N : 柱軸力 (t)

σ_N : 軸応力度 (kg/cm^2)

• 破壊形式

J : 接合部せん断破壊

B J : 梁曲げ降伏後に接合部せん断破壊

B : 梁曲げ破壊

表1 文献リスト

証書番号	要旨	執筆者	発表機関・日時
1 ~ 2	水平力を受ける積層コンクリート梁・柱接合部に係る研究 (9編)	大田 真正	学会大会 昭和48年10月 P. 1297-1298
3 ~ 4	太極式D51を用いた梁・柱接合部の実験的研究 (その1) 実験方法と主な実験結果	石橋 一彦 上村 智彦	学会発表 昭和50年 P. 141-144
5 ~ 6	太極式D51を用いた梁・柱接合部の実験的研究 (その5) 実験方法と主な実験結果	上村 智彦 石橋 一彦	学会発表 昭和51年 P. 217-220
7 ~ 8	RC柱・梁接合部荷重状態に関する実験的研究 (その1) 実験装置・荷重力特性・破壊状況について	多田 利正 奥田 秀一 竹本 清	学会発表 昭和51年 P. 225-228
9	積層コンクリート梁・柱接合部における荷重の伝達に関する研究	大田 真正	学会大会 昭和51年10月 P. 1455-1456
10	積層コンクリート梁・柱接合部の応力伝達と耐力に関する実験的研究	中村 武 若林 廣 奥田 秀一	学会大会 昭和52年10月 P. 1781-1782
11	RC柱・梁接合部荷重状態に関する実験的研究 (その4) 8体の柱・梁接合部試体と単体梁試体について	多田 利正 奥田 大蔵	学会発表 昭和52年 P. 233-236
12	積層コンクリート梁・柱接合部の梁・柱接合部に関する実験的研究 (その1) 実験方法と主な実験結果	上村 智彦 奥田 大蔵 林 正司	学会大会 昭和53年9月 P. 1673-1674
13, 52-53	十字型RC柱・梁接合部のディテールと震害性状との関係	小沢 昭彦 城 双 藤田 敏夫 奥田 郁二	学会大会 昭和58年9月 P. 1809-1812
14, 54	二方向地震入力を受ける積層コンクリート梁・柱接合部の震害性状に関する研究	大田 真正	学会発表 昭和59年 P. 197-200
15-20	積層コンクリート梁・柱接合部の実験的研究	小林 裕 正倉 正 小谷 俊介 奥田 郁二	コンクリート工学会論文発表会論文集 昭和59年 P. 653-656
21-23	地震時耐力を受ける積層コンクリート柱・梁接合部に関する実験的研究	野口 清 中嶋 清 林 和也 野野 芳一	学会大会 昭和60年10月 P. 291-292
24-35	積層コンクリート梁・十字型柱・梁接合部の力学性状に関する研究 (その2) (その3)	中嶋 清 奥田 郁二 小林 裕 奥田 郁二	学会大会 昭和61年8月 P. 117-120
36-38	RC柱・梁接合部内の応力伝達性状と耐力の震害に与える累積損傷の影響 その1, その2, その3	奥田 郁二 金谷 重司 奥田 郁二 小林 裕	学会大会 昭和62年10月 P. 621-626
39-46	積層コンクリート梁・柱・はり接合部の力学性状に関する研究 (その6) (その7)	奥田 郁二 奥田 郁二 奥田 郁二 奥田 郁二	学会大会 昭和63年10月 P. 415-419
47-48	積層コンクリート梁・柱・はり接合部の震害性状に関する実験的研究 (その1)	上村 智彦 奥田 郁二	学会大会 昭和63年10月 P. 419-420
49-51	積層コンクリート梁・柱・はり接合部の震害性状に関する実験的研究 (その1) (その2)	小林 裕 奥田 郁二 奥田 郁二	学会大会 昭和63年10月 P. 427-430

表2 試験体形状・寸法(1)

試験体 番号	試験体名	柱			皿			床合部 (1000)			柱 効 力		2297 ¹⁾ 強度 [kg/cm ²]	試験 形式	備考
		b _p ×b _n (cm)	d _p (cm)	a _p (cm)	c/a _p (kg/cm ²)	b _p ×b _n (cm)	d _p (cm)	a _p (cm)	σ _{cp} (kg/cm ²)	σ _{cp} (kg/cm ²)	σ _{cp} (kg/cm ²)	N (t)			
1	2-2	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	柱中筋あり
2	2-4	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	
3	2-6	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	
4	2-8	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	柱中筋あり
5	2-10	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	
6	2-12	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	
7	2-14	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	柱中筋あり
8	2-16	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	
9	2-18	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	
10	2-20	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	柱中筋あり
11	2-22	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	
12	2-24	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	
13	2-26	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	柱中筋あり
14	2-28	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	
15	2-30	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	
16	2-32	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	柱中筋あり
17	2-34	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	
18	2-36	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	
19	2-38	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	柱中筋あり
20	2-40	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	
21	2-42	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	
22	2-44	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	柱中筋あり
23	2-46	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	
24	2-48	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	
25	2-50	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	柱中筋あり
26	2-52	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	
27	2-54	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	
28	2-56	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	柱中筋あり
29	2-58	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	
30	2-60	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	
31	2-62	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	柱中筋あり
32	2-64	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	
33	2-66	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	
34	2-68	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	柱中筋あり
35	2-70	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	
36	2-72	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	
37	2-74	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	柱中筋あり
38	2-76	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	
39	2-78	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	
40	2-80	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	柱中筋あり
41	2-82	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	
42	2-84	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	
43	2-86	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	柱中筋あり
44	2-88	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	
45	2-90	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	
46	2-92	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	柱中筋あり
47	2-94	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	
48	2-96	30×30	17.0	8.05	30×30	15×30	27.0	—	—	—	10.0	40.0	130	J	

表 2 試験体形状・寸法 (2)

試験体 番号	試験体名	柱			梁			接合部 (100%)			注 力		コンクリート 強度 f_{ck} (kg/cm^2)	試験 形式	備考
		$b_c \times d_c$ (cm)	d_c (cm)	A_c (cm^2)	σ_{cc} (kg/cm^2)	$b_b \times d_b$ (cm)	d_b (cm)	A_b (cm^2)	σ_{cb} (kg/cm^2)	$\Sigma \sigma_{cb}$ (cm^2)	σ_{cb} (kg/cm^2)	ρ_v (%)			
47	J1	25 X 25	21.0	7.06	3480	18 X 25	21.0	8.81	3518	—	3.02	3291	275	J	
48	J1							8.74	3518				207	J	
49	J2-1	28 X 28	27.0	7.62	3148	28 X 28	25.5	—	3718	—	4.28	3718	290	J	
50	J2-2							—	3718				242	J	
51	J2-3							—	3718				242	J	
52	J2-4	38 X 38	27.0	11.94	3798	28 X 25	25.5	—	3718	—	—	—	212	J	
53	J2-5							—	3718				242	J	
54	J2-6	15 X 15	13.0	2.54	3648	12 X 20	18.0	3.81	3648	—	—	—	295	J	注中記載あり

4 影響因子に関する検討結果

ここで検討した影響因子等の処理結果は、本節の終わりに示す。

1) 付着性状と最大耐力及び破壊モードとの関連

接合部域の梁主筋の付着性状は、付着指標 τ_{bs}/F_c と接合部へのせん断入力量に影響されると思われる。接合部域の梁主筋の付着性状について検討するため、図2と図3に、縦軸は同じ τ_{bs}/F_c を、横軸に $t\tau_{py}/F_c$ と、 $a\tau_{pu}/F_c$ をとり示した。

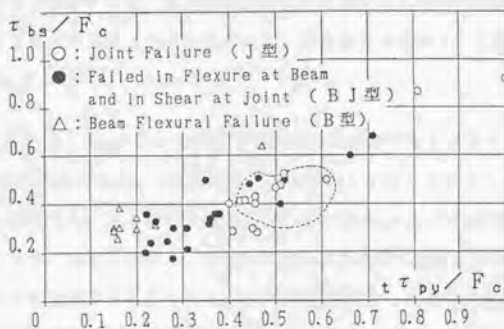


図2 付着指標—梁理論曲げ耐力時接合部せん断入力

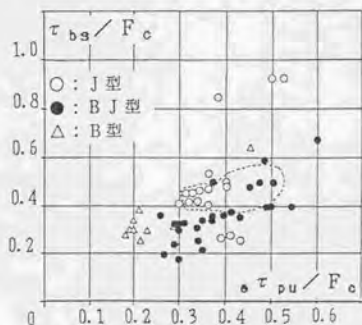


図3 付着指標—最大耐力時接合部せん断入力

(1)試験体の傾向として、図2に見られるように、梁理論曲げ耐力 ($t\tau_{py}/F_c$) が増加すると、 τ_{bs}/F_c も増し、付着性状が比例的に悪くなる。又、梁理論曲げ耐力と τ_{bs}/F_c が増加するにつれて、破壊モードが、梁曲げ降伏型（以下、B型と呼ぶ）→梁曲げ降伏後に接合部破壊型（BJ型）→接合部破壊型（J型）と変化する傾向がある。尚、 $t\tau_{py}/F_c$ が増加するに従って破壊モードが変化することは、本文での一つの結論である。

(2)破壊時の $\sigma\tau_{pu}/F_c$ と $t\tau_{py}/F_c$ の比較を行ってみると、B型、BJ型は $t\tau_{py}/F_c < 0.40$ の時、破壊時の $\sigma\tau_{pu}/F_c$ の値が、 $t\tau_{py}/F_c$ 以上である場合が多くある。このことについては、接合部破壊程度が軽微なため付着性状が良く、歪硬化を起こしたことによるものと思われることを、既に本文3章の3.1節で同様の結果を得て示した。

(3) τ_{bs}/F_c と $t\tau_{py}/F_c$ の値が同じ程度の試験体でもBJ型がJ型より $\sigma\tau_{pu}/F_c$ が大きい場合がある。（両図の○の部分）このことについては、 $t\tau_{py}/F_c$ の値が同じ場合でも、BJ型とJ型があり、BJ型の $\sigma\tau_{pu}/F_c$ の値が、J型より大きくなることを、本文3章の3.2節で同様の結果を得ている。これは、本文6章の提案機構からも理解できるように τ_{bs}/F_c が同じであったとしても、現実的な接合部域の付着性状の差によるものと思われる。

2) 繰返し数と最大耐力及び破壊モードとの関連

(1) 図4で、 $\Sigma \tau_p / \sigma \tau_{pu}$ 縦軸の値は、およそ最大荷重までの繰返し数(3.0で4サイクル, 2.0で3サイクル, 5.0で7サイクル)に対応する。既往の試験体は、BJ型(13, 15, 16, 17)とB型を除き $\Sigma \tau_p / \sigma \tau_{pu} \leq 3.0$ で、接合部斜めひび割れ発生程度の荷重を3~4回位受けて、最大荷重を経験するに到っている。

(2) $\Sigma \tau_p / F_c - \sigma \tau_{pu} / F_c$ の図5で、破壊モードに剛性劣化、繰返しによる影響があるとすれば、任意の $\sigma \tau_{pu} / F_c$ の値に対し、 $\Sigma \tau_p / F_c$ の大きい値の部分に接合部破壊モードが分布するはずである。しかしながら、この図には、繰返し数による破壊モードの特徴はない。

(3) R_{pmax} は最大耐力時の層間部材角、 R_p は最大耐力時の接合部変形による層間部材角である。 $0.35 \leq \sigma \tau_{pu} / F_c \leq 0.40$ の範囲の試験体に対して、図6を作成してみると、 $\Sigma \tau_p / \sigma \tau_{pu}$ の値、即ち繰返し数に関係なくJ型は R_p / R_{pmax} がBJ型より大きい。

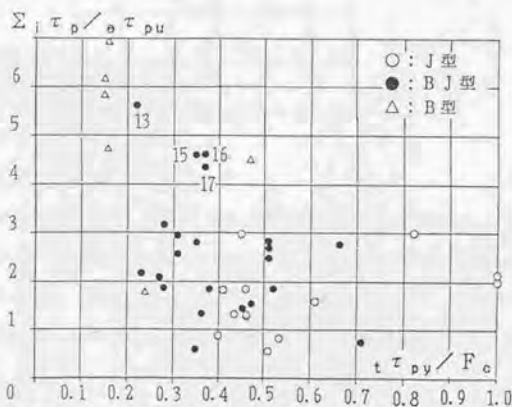


図4 繰返し数-梁理論曲げ耐力時接合部せん断入力

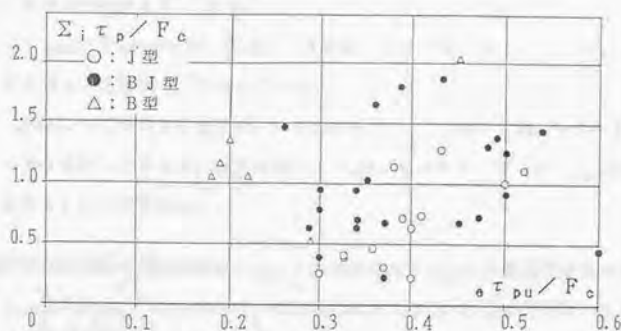


図5 繰返し数-最大耐力時接合部せん断入力

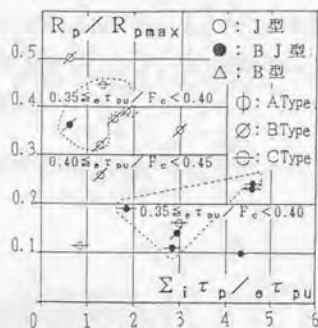


図6 接合部変形割合-繰返し数

3) 最大耐力時の接合部変形

最大耐力時の接合部変形 γ_{max} に対する影響因子としては、① γ_{max} の採取（荷重）時点、② 接合部へのせん断入力レベルに対応する τ_{py} / F_c （付着指標値は、 τ_{py} / F_c に比例的関係がある）、又は、 $\sigma \tau_{pu} / F_c$ 、③ 接合部補強筋比 P_u 、④ 繰返し数 $\Sigma_i \tau_p / F_c$ 、 $\Sigma_i \tau_p / \sigma \tau_{pu}$ が考えられる。そこで、以下には各因子の γ_{max} に対する影響を検討する。

(1) 繰返しの影響について

$\gamma_{max} - \tau_{py} / F_c$ の図7で、 $\Sigma_i \tau_p / F_c$ の値が、0.8以上と0.8未満の場合に分け、繰返しの影響をみると、繰返しによる特徴はないように思われる。

(2) 接合部補強筋比 P_w の影響

$\gamma_{max} - P_w$ の関係を、図 8 に、接合部へのせん断入力 ($\sigma\tau_{pu}/F_c$) と γ_{max} の採り方による区別をして示してある。

$\sigma\tau_{pu}/F_c$ の大きさ別及び、全体的にみて、 P_w と共に γ_{max} がどのように増減するかを検討してみると、分散が激しく P_w が大きいからと言って γ_{max} が小さく抑えられるという特徴はない。

(3) 最大耐力時の接合部変形 γ_{max} と接合部変形 γ_{max} の採取荷重時点の影響

$\gamma_{max} - \sigma\tau_{pu}/F_c$ の図 9 で、変形採取時点 A 点、B 点、C 点で採取した場合が分散して分布しており、充分降伏し、降伏棚部分となる点、C 点の場合が必ずしも γ_{max} が大きくなるとは限らない。

$\gamma_{max} - t\tau_{py}/F_c$ の図 7 で、 $t\tau_{py}/F_c$ が増加するに従って、 γ_{max} は増加する。一方、 $\sigma\tau_{pu}/F_c$ は、 $\sigma\tau_{pu}/F_c = 0.4$ 前後で γ_{max} が上下に分散し、 γ_{max} の上部は $t\tau_{py}/F_c$ が大きい。

以上より接合部せん断入力量で限界が生ずるが、梁主筋量が多いほど接合部変形は進行する。

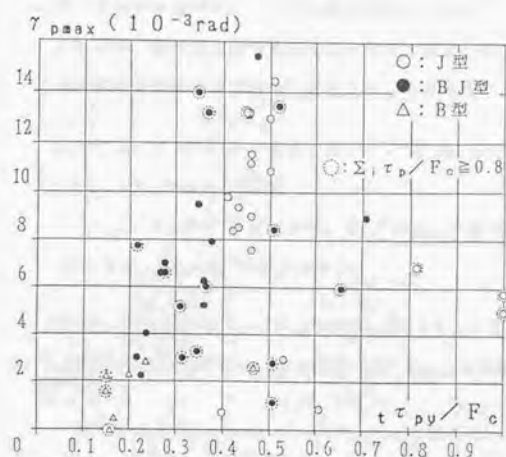


図7 接合部変形—梁理論曲げ耐力時接合部せん断入力

- \bigcirc : $0.3 \leq t\tau_{pu}/F_c < 0.4$
 \triangle : $0.4 \leq t\tau_{pu}/F_c < 0.5$
 \square : $0.5 \leq t\tau_{pu}/F_c < 0.6$
 ∇ : $0.6 \leq t\tau_{pu}/F_c$

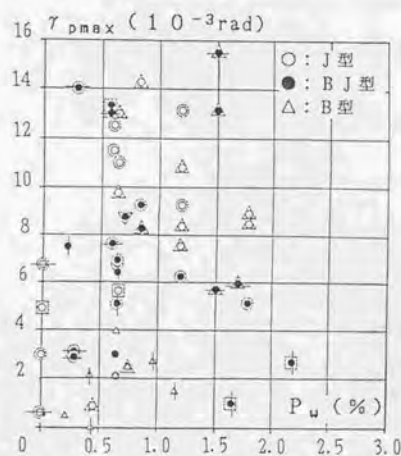


図8 接合部変形—接合部補強筋比

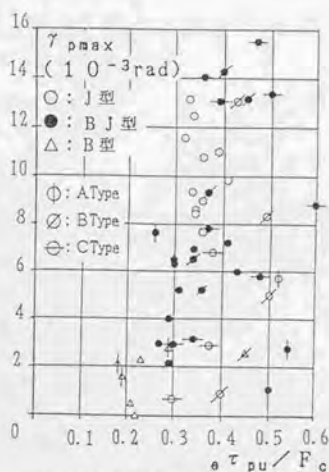


図9 接合部変形—最大耐力時接合部せん断入力

4) 最大耐力時の層間変位に占める接合部変形の割合

ここでは、最大耐力時での接合部へのせん断入力量によって、最大耐力時の層間変位に占める接合部変形の割合が、どのような影響を受けるかを検討するものである。

(1) $t\tau_{py}/F_c$ が 0.5 の値までは、 R_p/R_{pmax} が徐々に増加する。 $(R_p/R_{pmax} - t\tau_{py}/F_c)$ の図 10 参照)

$t\tau_{py}/F_c$ が 0.5 以上では、 R_p/R_{pmax} の値は減少傾向となる。又、J 型は B J 型より R_p/R_{pmax} の値が大きい。

(2) $R_p/R_{pmax} - e\tau_{pu}/F_c$ の図 11 で、 $e\tau_{pu}/F_c$ が 0.4 の値までは、 R_p/R_{pmax} は徐々に増加するが、それ以降 R_p/R_{pmax} は増加しない。

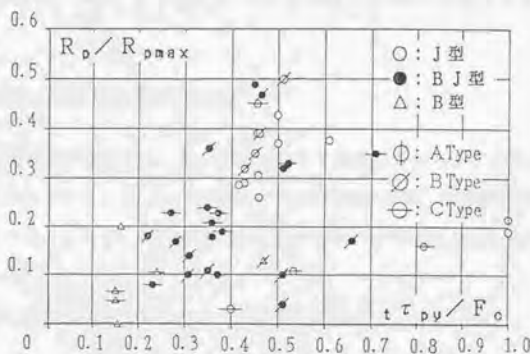


図10 接合部変形割合 - 梁理論曲げ耐力時接合部せん断入力

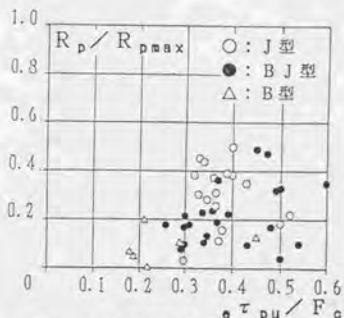


図11 接合部変形割合 - 最大耐力時接合部せん断入力

5) 最大耐力時の2倍の層間変位時の耐力低下

最大耐力時以降の耐力低下の割合をみるために、変形曲線上、最初に最大耐力時の2倍の層間変位となった場合の荷重 (P_{2max}) と最大荷重 (P_{max}) の比をとり、その耐力低下を検討した。その特徴としては、

- (1) P_{2max}/P_{max} の値は、B J型、J型の順に小さく、耐力低下が明確となる。(図12参照)

- (2) B J型では、図12に見られるように、2割程度の耐力低下しか示さない。

尚、最大耐力時の2倍の接合部変形時の耐力低下について検討しようとしたが、本文2章で示した実験結果や、使用試験体の接合部変形曲線を観察してみると、接合部変形の測定結果は、J型、B J型では、特に最大耐力以降は不正確であると思われるので省略する。

6) 最大耐力時の層間変位の大きさ

- (1) 図13の試験体は、最大荷重点として降伏棚となったB点又は、それ以降のC点を採用している。 $R_{pmax} > 3.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ の試験体は、降伏棚部分で変形の進行したC点の場合であり、降伏現象開始点は、 $2.0 \times 10^{-2} \text{rad} \leq R_{pmax} \leq 2.5 \times 10^{-2} \text{rad}$ 程度である。

- (2) J型の方がB J型より R_{pmax} が若干小さい。

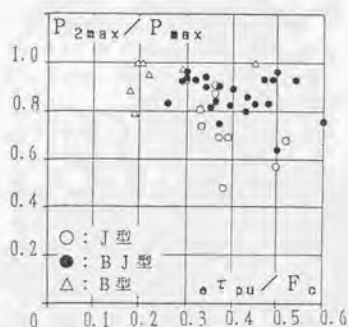


図12 耐力低下率—
最大耐力時接合部せん断入力

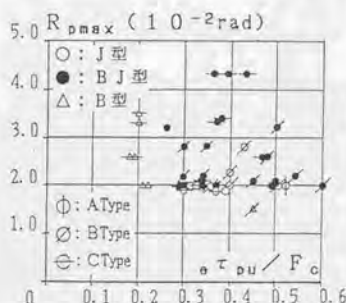


図13 層間部材角—
最大耐力時接合部せん断入力

影響因子等の処理結果

次頁以降に示す表中の記号の意味は以下の通りである。尚、表中の記号で、以下に示されていない記号については、既に「2 影響因子等の取り扱い方法」で示している。

${}_bM_u$: 梁理論曲げ終局強度

L_b : 梁接合部端から梁他端までの距離

R_p : 最大耐力時の接合部変形による層間部材角(10^{-2}rad)

$$R_p = (1 - u - v) \gamma_{pmax}$$

γ_{pmax} : 最大耐力時の接合部変形(10^{-3}rad)

R_{pmax} : 最大耐力時の層間部材角(10^{-2}rad)

R_p / R_{pmax} : 最大耐力時の層間変位に占める接合部変形の割合

P_{2max} : 最大耐力時の層間変位の2倍の層間変形時の耐力(t)

P_{2max} / P_{max} : 最大耐力時の2倍の層間変形となった場合の耐力劣化度

$R_{2pmax}, \gamma_{2pmax}$: 最大耐力時の2倍の層間部材角とその時の接合部変形角
(10^{-2}rad), (10^{-3}rad)

試料番号	試料体名	T ₁₀₀				T ₂₀₀				T ₃₀₀			
		σ_s (kg/cm ²)	δ_s (cm)	ρ_s (cm)	T_{100} (kg/cm ²)	T_{200} (kg/cm ²)	T_{300} (kg/cm ²)	σ_s (kg/cm ²)	δ_s (cm)	ρ_s (cm)	T_{100} (kg/cm ²)	T_{200} (kg/cm ²)	T_{300} (kg/cm ²)
1	2-2	2938	1.20	20	127.7	0.974	0.148	17.5	2.70	18.3	89.5	0.59	1.3
2	2-1	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3
3	No.1	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3
4	No.2	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3
5	No.3	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3
6	No.4	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3
7	No.5	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3
8	No.6	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3
9	No.7	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3
10	No.8	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3
11	No.9	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3
12	No.10	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3
13	No.11	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3
14	No.12	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3
15	No.13	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3
16	No.14	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3
17	No.15	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3
18	No.16	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3
19	No.17	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3
20	No.18	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3
21	No.19	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3
22	No.20	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3
23	No.21	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3
24	No.22	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3
25	No.23	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3
26	No.24	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3
27	No.25	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3
28	No.26	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3
29	No.27	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3
30	No.28	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3
31	No.29	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3
32	No.30	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3
33	No.31	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3
34	No.32	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3
35	No.33	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3
36	No.34	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3
37	No.35	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3
38	No.36	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3
39	No.37	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3
40	No.38	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3
41	No.39	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3
42	No.40	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3
43	No.41	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3
44	No.42	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3
45	No.43	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3
46	No.44	4081	1.20	20	155.7	0.950	0.148	52.0	2.70	18.3	175.2	0.45	1.3

試験体 番号	試験体色	T _{max} (18°rad)	(1-u-u)	R ₀ (10°rad)	R _{max} (18°rad)	R ₀ /R _{max}	P _{max} (1)	P _{max} /P _{max}	A, B, C の区別			
									R _{max}	R _{max}	T _{max}	T _{max}
1	P-2	5.0	0.777	0.380	2.04	0.19	2.70	1.53	B	B	B	なし
2	P-4	5.7		0.440	2.081	0.22	2.79	1.89	B	B	B	なし
3	No.1	2.6		0.282	1.52	0.17	32.8	32.8	B	A	B (75%)	B (75%)
4	No.2	5.0	0.777	0.451	2.617	0.17	37.3	31.0	B	C	B (75%)	C (75%)
5	No.3	13.1		1.0202	2.089	0.49	51.5	49.0	B	C	B	C (75%)
6	No.4	15.4		1.1908	2.571	0.47	51.5	47.7	B	C	C (75%)	C (75%)
7	E	12.3		0.922	2.14	0.43	50.8	50.8	B	A	A	A
8	Jp-B	16.8	0.7693	0.874	3.32	0.26	8.82	8.82	C	C	C	なし
9	Jp-B	16.8		0.840	2.308	0.36	9.02	9.44	C	C	C	なし
10	Jp-B	16.8		0.874	2.308	0.38	9.02	9.44	C	C	C	なし
11	K	7.3	0.7693	0.75	1.978	0.38	5.0	8.8	B	B	C	なし
12	No.1	0.0	0.7693	0.69	2.0	0.35	7.25	8.8	C	A	C	B
13	Jp-B	7.6	0.761	0.59	3.229	0.18	3.0	3.0	C	なし	A	なし
14	Jp-B	0.7	0.7353	0.957	1.977	0.53	3.3	3.957	C	C	C (75%)	C
15	J1	14.0		1.0564		0.24	6.49	5.44	C	C	C (75%)	C
16	J2	13.0		0.9928	4.34	0.23	6.53	5.4	C	B	C	C
17	J3	0.0		0.4506		0.19	7.19	9.2	C	B	C	C
18	J4	3.2		0.238	2.107	0.11	8.15	5.553	C	C	C	C
19	J5	3.8		0.2781	2.2	0.13	6.15	5.834	B	C	C	C
20	J6	0		最小	2.0	0	4.36	4.14	C	C	A (特性)	A (特性)
21	C11	0.3		0.537	1.95	0.27	5.0	4.05	C	C	B	C
22	C12	1.1	0.7697	0.037	2.06	0.04	5.11	4.09	B	C	A	C
23	C13	2.8		0.213		0.10	5.5	5.1	B	C	A	C
24	No.1	9.33		0.648		0.32	11.0	8.15	B	C	なし	なし
25	No.2	6.47		0.581		0.29	11.29	—	—	—	—	—
26	No.3	8.25		0.573		0.29	11.53	—	—	—	—	—
27	No.4	9.50		0.519		0.26	12.93	11.2	B	C	なし	なし
28	No.5	9.2		0.512		0.21	12.98	12.70	C	C	なし	なし
29	No.6	8.22	0.6802	0.522	2.0	0.26	13.96	12.60	C	C	なし	なし
30	No.7	8.22		0.356		0.16	13.96	12.60	C	C	なし	なし
31	No.8	5.22		0.768		0.39	9.67	—	C	C	なし	なし
32	No.9	11.46		0.699		0.45	9.77	7.89	C	C	なし	なし
33	No.10	13.1		0.659		0.43	10.65	—	—	—	—	—
34	No.11	12.48		0.658		0.37	11.25	10.19	C	C	A	A
35	No.12	10.31		0.742		0.37	11.25	10.19	C	C	A	A
36	H1	1.6		0.121	2.55	0.05	9.06	3.05	C	C	A	A
37	H1	2.2	0.761	0.167	2.57	0.07	3.75	3.31	C	C	A	A
38	H1	2.2		0.167	3.27	0.05	3.89	—	C	C	A	A
39	H1	4.07		0.275	—	—	—	—	—	—	—	—
40	No.22	0.0		0.473	—	—	—	—	—	—	—	—
41	No.23	2.20	0.678	0.15	1.98	0.08	11.20	10.4	C	B	B	B
42	No.24	2.33	0.678	0.156	—	—	11.74	—	—	—	—	—

試料体 番号	試料体名	T_{max} (10 ⁻³ rad)	(1-u-u)	R_0 (10 ⁻³ rad)	R_{max} (10 ⁻³ rad)	R_0/R_{max}	P_{max} (t)	P_{max} (t)	P_{max}/P_{max}	A, B, Cの区別			
										R_{max}	R_{max}	T_{max}	T_{max}
43	No.26	0.45		0.443	1.95	0.23	13.66	12.8	0.94	C	B	B	B
44	No.28	0.23	0.687	0.675	—	—	16.76	—	—	—	—	—	—
45	No.29	2.98		0.205	—	—	13.61	—	—	—	—	—	—
46	No.30	11.83		0.753	1.92	0.39	19.35	13.4	0.59	B	B	なし	なし
47	No.31	4.2		1.12	2.2	0.50	5.15	4.6	0.89	B	B	B (77%)	B
48	No.32	8.5	0.777	0.777	2.0	0.38	4.6	4.18	0.98	B	B	B (77%)	B
49	No.33	8.5		0.356	2.0	0.14	3.7	3.2	0.87	B	B	A	A
50	No.34	5.2	0.760	0.356	2.0	0.14	3.7	3.2	0.87	B	B	A	A
51	No.35	13.8		0.39	—	—	0.22	0.59	0.68	C	C	—	—
52	No.36	0.52		0.40	2.0	0.20	3.53	3.13	1.0	C	C	—	—
53	No.37	—	0.701	—	3.5	—	3.08	3.08	1.0	C	C	—	—
54	No.38	2.92	0.7553	0.215	1.67	0.115	3.14	2.10	0.69	C	C	C	C

試験体 番号	試験体名	$T_{500} \cdot T_{50}$	$\sum_{i=1}^{10} T_{500} \cdot T_{50}$										$\sum_{i=1}^{10} (T_{500} \cdot T_{50})$	$\sum_{i=1}^{10} (T_{500} \cdot T_{50})$
			i=1	i=2	i=3	i=4	i=5	i=6	i=7	i=8	i=9	i=10		
1	P-2	0.58	0.10	0.35	0.40								1.82	2.3
2	P-4	0.52	0.21	0.42	0.49								1.12	2.15
3	No.1	0.45	0.25	0.32	0.34	0.34							2.03	4.51
4	No.2	0.48	0.23	0.38	0.42	0.37							1.32	2.75
5	No.3	0.45	0.35	0.33									0.60	1.51
6	No.4	0.47	0.37	0.36									0.73	1.55
7	0	0.29	0.28	0.25									0.53	1.93
8	E	0.54	0.47	0.45									0.92	1.94
9	No.3	0.38	0.13	0.32	0.32								1.14	3.8
10	P-1	0.40	0.3	0.19									0.44	1.84
11	K	0.40	0.40	0.32									0.69	1.84
12	No.1	0.69	0.45										0.45	0.75
13	J50-01	0.28	0.21	0.25	0.24	0.25							1.48	5.02
14	J5-5	0.30	0.26										0.29	0.87
15	J1	0.30	0.18	0.18	0.27	0.27	0.25	0.30	0.18				1.05	4.59
16	J2	0.30	0.20	0.28	0.29	0.29	0.38	0.33	0.18				1.79	4.59
17	J3	0.43	0.19	0.19	0.31	0.31	0.41	0.35	0.12				1.88	4.37
18	J4	0.34	0.19	0.19	0.30	0.27							0.95	2.79
19	J5	0.30	0.16	0.16	0.23	0.23							0.78	2.50
20	J0	0.22	0.12	0.12	0.17	0.17	0.21	0.18	0.08				1.05	4.77
21	C11	0.40	0.30	0.26	0.44	0.29							1.30	2.82
22	C12	0.54	0.20	0.25	0.44	0.27							1.20	2.59
23	C13	0.54	0.25	0.38	0.46	0.44							1.45	2.68
24	No.1	0.33	0.17	0.28									0.43	1.30
25	No.2	0.34												
26	No.3	0.34												
27	No.4	0.36	0.19	0.28									0.47	1.31
28	No.5	0.36												
29	No.7	0.36											0.41	1.37
30	No.8	0.31	0.15	0.26										
31	No.8	0.31												
32	No.10	0.22												
33	No.10	0.22												
34	No.11	0.34	0.15	0.29									0.44	1.33
35	No.12	0.36												
36	H1	0.19	0.11	0.17	0.17	0.18	0.18	0.18	0.17				1.17	6.16
37	H1	0.18	0.10	0.14	0.17	0.18	0.17	0.17	0.14				1.05	5.83
38	H1	0.20	0.14	0.19	0.18	0.18	0.19	0.16	0.19	0.16			1.38	6.9
39	No.21	0.29												
40	No.22	0.34	0.14	0.21	0.30								0.65	1.81
41	No.23	0.20	0.15	0.23	0.28								0.63	2.17

試料 番号	試料名	$\tau_{0.01}/\sigma_0$	$\tau/\sigma_0/F_0$								$\sum_{i=1}^{n-1} (\tau/\sigma_0/F_0)$	$\sum_{i=1}^{n-1} \tau/\sigma_0/F_0$
			i=1	i=2	i=3	i=4	i=5	i=6	i=7	i=8		
42	No.24	0.23										
43	No.26	0.34	0.17	0.22	0.31						0.7	2.06
44	No.28	0.41	0.17	0.24	0.35						0.76	1.85
45	No.29	0.27										
46	No.30	0.39	0.15	0.22	0.35						0.72	1.85
47	J1	0.38	0.23								0.23	0.59
48	J31	0.27	0.23								0.23	0.59
49	WJ-1	0.38	0.12	0.22	0.30	0.39					0.95	3.17
50	WJ-3	0.35	0.14	0.25	0.31	0.33					1.03	2.94
51	WJ-6	0.43	0.16	0.28	0.41	0.43					1.28	2.98
52	J50-B2	0.21										
53	J50-B4	0.20										
54	J50-6	0.37	0.31								0.31	0.84

5 結論

以下に、本文で得られた結果と重複する部分もあるが、ここでは、一応前述の検討より得られた最大耐力時の耐力と変形に関する特徴を列挙する。

耐力関係

- (1) 梁主筋量（正確には、 $t\tau_{py}/F_c$ の値）によって、破壊モードが分類でき、多くなると接合部域の主筋の付着性状は悪くなりJ型の破壊モードとなる。
- (2) B型、BJ型では、梁理論曲げ降伏耐力以上で最大耐力となる場合が多いが、J型は曲げ降伏以下の荷重で最大耐力に至る。
- (3) 理論梁曲げ降伏時の接合部せん断入力量（ $t\tau_{py}/F_c$ ）が同程度の場合に、J型とBJ型の破壊モードが存在し、最大耐力時の接合部せん断入力量（ $e\tau_{pu}/F_c$ ）がBJ型の方がJ型より大きくなる。
- (4) B型を除く大部分の試験体は、最大耐力以前の繰返しで、接合部斜めひび割れ発生程度の荷重を3～4回程度経験している。接合部耐力は繰返しによる剛性劣化を伴う耐力低下の影響を受けていない。このことは、本文2章の「2.3.3」の実験結果と同じである。
- (5) 最大耐力時の層間変位の2倍の時の耐力低下は、BJ型、J型の順に大きくなり、BJ型で2割程度の耐力低下を示す。

変形関係

- (1) $t\tau_{py}/F_c$ が、0.5の値までは、その値の増加に伴い、 R_p/R_{pmax} は増加する傾向にある。 $e\tau_{pu}/F_c$ は0.4の値までは、 R_p/R_{pmax} は徐々に増加するが、それ以降は増加しない。
- (2) $t\tau_{py}/F_c$ が増加するに従って、最大耐力時の接合部変形角 γ_{pmax} は増加する。一方、 $e\tau_{pu}/F_c$ は、 $e\tau_{pu}/F_c=0.4$ 程度で、 γ_{pmax} が大きい部分、小さい部分に分散し、 γ_{pmax} の値が大きい部分は、 $t\tau_{py}/F_c$ が大きい場合に対応する。
- (3) 最大耐力時の接合部変形角 γ_{pmax} は、 P_u の増加に伴って、 γ_{pmax} が小さく抑制されない。
- (4) B型、BJ型、J型の試験体の層間変位曲線において、降伏現象開始点の層間変位角（ R_{pmax} ）は、 $2.0 \times 10^{-2} \text{rad} \leq R_{pmax} \leq 2.5 \times 10^{-2} \text{rad}$ 程度である。

以上の結論を簡単にまとめると、図14となる。即ち、本文6章、7章の結果を用いて、 $t\tau_{py}/F_c$ の値から破壊モードの分類をした後、各破壊モード別の荷重-層間部材角曲線のスケルトン・カーブが推測可能となる。

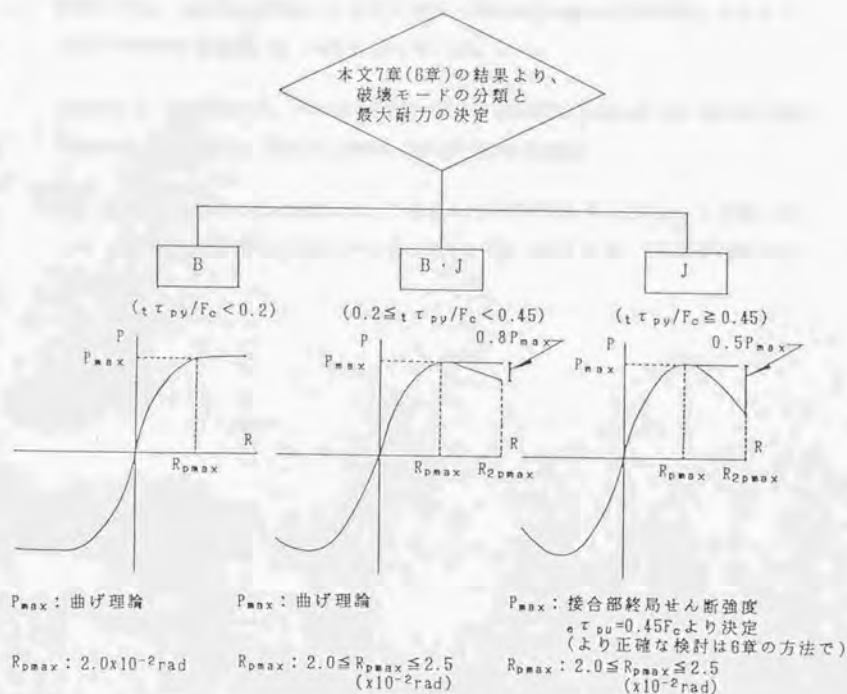


図14 荷重-層間部材角(R)関係の推測

引用文献

1)寺岡勝、狩野芳一、林和也他：鉄筋コンクリート造十字形柱・はり接合部の力学性状に関する研究（その1～その3）、（その4～その5）、（その6～その7）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1986,pp.115～120,1987,pp.615～618,1988,pp.415～418,

2)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9-2、1987.7,pp.175～180.

3)James O. Jirsa et al. :STUDY OF REINFORCED CONCRETE BEAM-COLUMN JOINTS UNDER UNIAXIAL AND BIAXIAL LOADING,RMFSEL REPORT No88-2,1988

尚、「付録」で使用した試験体について掲載された引用文献名（文献数：17編）は、「3 対象とする試験体」の表1の文献リストに示してあるので、ここでは割愛することにする。

THE HISTORY OF THE CITY OF BOSTON

FROM THE FIRST SETTLEMENT
TO THE PRESENT TIME

BY
JOHN HUTCHINGS

IN TWO VOLUMES.
THE FIRST VOLUME.

BOSTON:
PUBLISHED BY
JOHN HUTCHINGS, AT THE
PRINTING OFFICE OF
JOHN HUTCHINGS, NO. 10, NASSAU ST.

1796.

THE SECOND VOLUME.

BOSTON:
PUBLISHED BY
JOHN HUTCHINGS, AT THE
PRINTING OFFICE OF
JOHN HUTCHINGS, NO. 10, NASSAU ST.

1796.

発表論文

本論文に関連した発表論文

- 1) 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，日本建築学会大会学術講演梗概集，1975.10, PP1155～1156
- 2) 浜田大蔵、上村智彦、林正司：鉄筋コンクリート構造物の梁・柱接合部に関する実験的研究（その1、実験方法と主な実験結果），日本建築学会大会学術講演梗概集，1978.9, PP1673～1674
- 3) 浜田大蔵、上村智彦、吉田文之：鉄筋コンクリート構造物の梁・柱接合部に関する実験的研究（その2、接合部の破壊性状について），日本建築学会大会学術講演梗概集，1979.9, PP1303～1304
- 4) 浜田大蔵、上村智彦、吉田文之：鉄筋コンクリート構造物の梁・柱接合部に関する実験的研究（その3、梁の変形状について），日本建築学会大会学術講演梗概集，1979.9, PP1305～1306
- 5) 上村智彦、高田正則：鉄筋コンクリート構造物の梁・柱接合部の剪断強度について，日本建築学会大会学術講演梗概集，1979.9, PP1307～1308
- 6) 吉田文之、上村智彦：鉄筋コンクリート構造物のはり・柱接合部における各部材の耐力関係について，日本建築学会大会学術講演梗概集，1982.10, PP1647～1648
- 7) 上村智彦：鉄筋コンクリート構造物の内部梁・柱接合部のせん断終局強度に関する研究（その1），日本建築学会大会学術講演梗概集，1985.10, PP295～296
- 8) 上村智彦：鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の終局強度に関する研究，コンクリート工学年次講演会論文集8, 1986.6, PP637～640
- 9) 宇佐美喜久、長塚典和、上村智彦：鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の終局強度に関する研究（その2、既往の提案式による終局強度の検討），日本建築学会大会学術講演梗概集，1986.8, PP121～122

- 10)長塚典和、宇佐美喜久、上村智彦：鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の終局強度に関する研究（その3、接合部破壊機構の検討），日本建築学会大会学術講演梗概集，1986.8, PP123～124
- 11)上村智彦、長塚典和、宇佐美喜久：鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の終局強度に関する研究（その4、破壊機構の提案），日本建築学会大会学術講演梗概集，1986.8, PP125～126
- 12)上村智彦、荒井雅子：鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の破壊機構に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集9-2, 1987.6, PP193～198
- 13)野口博、濱田聡、上村智彦：RC柱・はり接合部の復元力特性とはり通し筋の付着性状に関する考察，日本建築学会関東支部研究報告集，1987.7, PP.97～100
- 14)荒井雅子、長塚典和、上村智彦、梅村魁：鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の破壊機構に関する研究（その1、提案破壊機構と実験概要），日本建築学会大会学術講演梗概集，1987.10, PP633～634
- 15)荒井雅子、長塚典和、上村智彦、梅村魁：鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の破壊機構に関する研究（その2、実験結果と提案破壊機構の比較），日本建築学会大会学術講演梗概集，1987.10, PP635～636
- 16)荒井雅子、長塚典和、上村智彦、梅村魁：鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の破壊機構に関する研究（その3、接合部補強筋の挙動），日本建築学会大会学術講演梗概集，1987.10, PP637～638
- 17)野口博、濱田聡、上村智彦：RC柱・梁接合部の復元力特性に関する考察，日本建築学会大会学術講演梗概集，1987.10, PP629～630
- 18)上村智彦、長塚典和：鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の破壊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10-3, 1988, PP519～524
- 19)上村智彦、長塚典和：鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の破壊性状に関する実験的研究（その1、実験概要），日本建築学会大会学術講演梗概集，1988.10, PP419～420

- 20) 長塚典和、上村智彦：鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の破壊性状に関する実験的研究（その2、実験結果の検討）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1988.10, PP421～422
- 21) 上村智彦、柏崎隆志：鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の終局強度に対する柱中間筋の影響（その1、耐力と変形状に関する検討）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1989.10, PP435～436
- 22) 柏崎隆志、上村智彦：鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の終局強度に対する柱中間筋の影響（その2、接合部域のフープ筋と柱中間筋の挙動）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1989.10, PP437～438
- 23) 石川裕次、上村智彦：鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部のせん断耐力に関する実験研究、コンクリート工学年次論文報告集12-2, 1990, PP669～674
- 24) 石川裕次、上村智彦：鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部のせん断耐力に関する実験研究（その1、実験概要（柱中間筋と繰り返し数の影響））、日本建築学会大会学術講演梗概集、1990.10, PP375～376
- 25) 上村智彦、石川裕次：鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部のせん断耐力に関する実験研究（その2、実験結果の検討）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1990.10, PP377～378
- 26) 上村智彦、柏崎隆志：鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部のせん断耐力の検討、コンクリート工学年次論文報告集12-2, 1990, PP675～680
- 27) 柏崎隆志、上村智彦、野口博：鉄筋コンクリート内部柱・梁接合部のせん断耐力と変形状、日本建築学会大会学術講演梗概集、1990.10, PP373～374
- 28) 竹崎真一、永井覚、上村智彦：鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部のせん断耐力に関する実験研究（その1、実験概要（梁曲げ降伏後に接合部破壊する場合））、日本建築学会大会学術講演梗概集、1991.9, PP603～604
- 29) 永井覚、竹崎真一、上村智彦：鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部のせん断耐力に関

する実験研究(その2、実験結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1991.9, PP805~806

30) 上村智彦: R C 内部梁・柱接合部のせん断終局強度と破壊形式分類に関する検討, コンクリート工学年次論文報告集14-2, 1992.6, PP363~368

31) 石久保猛、西尾博人、千葉隆史、山西功一、上村智彦: 鉄筋コンクリート造内部梁・柱接合部のせん断終局強度に関する研究(その1、ストラット圧縮応力度の検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1992.8, PP233~234

32) 西尾博人、石久保猛、千葉隆史、山西功一、上村智彦: 鉄筋コンクリート造内部梁・柱接合部のせん断終局強度に関する研究(その2、接合部終局せん断強度の値に関する一考察), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1992.8, PP235~236

33) 上村智彦、石久保猛、西尾博人、千葉隆史、山西功一: 鉄筋コンクリート造内部梁・柱接合部のせん断終局強度に関する研究(その3、破壊モード分類法と接合部終局せん断強度の簡便な推定法), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1992.8, PP237~238

34) 千葉隆史、石久保猛、西尾博人、山西功一、上村智彦: 鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部のせん断耐力に関する実験研究(その3、接合部補強筋と柱中間筋の歪に関する検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1992.8, PP267~268

その他の発表論文

- 1) 梅村魁、浜田大蔵、上村智彦、高田正則：壁梁が柱に偏心して付く場合の鉄筋コンクリート構造物の接合部に関する実験的研究（その1、実験方法），日本建築学会大会学術講演梗概集，1980.9, PP1517～1518
- 2) 梅村魁、浜田大蔵、高田正則、上村智彦：壁梁が柱に偏心して付く場合の鉄筋コンクリート構造物の接合部に関する実験的研究（その2、実験結果），日本建築学会大会学術講演梗概集，1980.9, PP1519～1520
- 3) 梅村魁、浜田大蔵、上村智彦、高田正則：壁梁が柱に偏心して付く場合の鉄筋コンクリート構造物の接合部に関する実験的研究（その3、破壊状況と変形性状及び鉄筋の歪について），日本建築学会関東支部研究報告集，1981.7, PP.161～164
- 4) 浜田大蔵、梅村魁、上村智彦、高田正則：壁梁が柱に偏心して付く場合の鉄筋コンクリート構造物の接合部に関する実験的研究（その4、偏心していなければ壁梁が曲げ破壊する型の試験体—実験概要—），日本建築学会大会学術講演梗概集，1981.9, PP1445～1448
- 5) 梅村魁、浜田大蔵、上村智彦、高田正則：壁梁が柱に偏心して付く場合の鉄筋コンクリート構造物の接合部に関する実験的研究（その5、偏心していなければ壁梁が曲げ破壊する型の試験体—耐力と変形性状について—），日本建築学会大会学術講演梗概集，1981.9, PP1447～1448
- 6) 梅村魁、浜田大蔵、上村智彦：壁梁が柱に偏心して付く場合の鉄筋コンクリート構造物の接合部に関する実験的研究（その6、柱と接合部のフープ筋量の影響—実験概要—），日本建築学会大会学術講演梗概集，1982.10, PP1659～1660
- 7) 梅村魁、浜田大蔵、松田修、上村智彦：壁梁が柱に偏心して付く場合の鉄筋コンクリート構造物の接合部に関する実験的研究（その7、柱と接合部フープ筋量の影響—変形性状について—），日本建築学会大会学術講演梗概集，1982.10, PP1661～1662
- 8) 梅村魁、浜田大蔵、上村智彦、松田修：壁梁が柱に偏心して付く場合の鉄筋コンクリート構造物の接合部に関する実験的研究（偏心した場合の最大耐力に関する検討），日

本建築学会関東支部研究報告集, 1983.7, PP.133~136

9) 梅村 魁、浜田大蔵、松田 修、上村智彦：壁梁が柱に偏心して付く場合の鉄筋コンクリート構造物の接合部に関する実験的研究（その 8、実験変数の影響と既往の研究による最大耐力の検討），日本建築学会大会学術講演梗概集, 1983.9, PP1801~1802

10) 梅村 魁、浜田大蔵、上村智彦、松田 修：壁梁が柱に偏心して付く場合の鉄筋コンクリート構造物の接合部に関する実験的研究（その 9、最大耐力に関する振り力の考慮による考察），日本建築学会大会学術講演梗概集, 1983.9, PP1803~1804

11) 梅村 魁、浜田大蔵、上村智彦、松田 修：壁梁が柱に偏心して付く場合の鉄筋コンクリート構造物の接合部に関する実験的研究（その 10、最大耐力について），日本建築学会大会学術講演梗概集, 1984.10, PP1885~1886

12) 梅村 魁、浜田大蔵、上村智彦、松田 修：壁梁が柱に偏心して付く場合の鉄筋コンクリート構造物の接合部に関する実験的研究（その 11、スラブの影響），日本建築学会大会学術講演梗概集, 1985.10, PP289~290

