

[2033] 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

正会員 ○上村智彦 (芝浦工業大学工学部)

荒井雅子 (東京工業大学大学院)

1. 序

RC 構造物の地震時における内部接合部(十字型)の破壊機構については、過去に様々な仮定の基に提案されているが¹⁾、未だ、統一した知見が得られていない。この理由として、各々の破壊機構は、実験的現象としての詳細な応力伝達機構に関する考察がなされることなく提案されている点にある。

そこで、本研究では、執筆等が既に提案した破壊機構モデル²⁾と実験的現象との対応性の評価を、接合部の応力伝達機構の推移、及び接合部補強筋の歪の要因等について考察し、行うこととする。

2. 提案接合部破壊機構

図1は接合部のストラットの形成状態と、接合部に伝達される梁・柱からの力を一方向載荷時について示したもので、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($B_c C_c, c C_c$)、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($\Delta_B T_c, \Delta_c T_c$)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($\Delta_B T_s, \Delta_c T_s$)とに分けられる。

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と考える。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、各々の接合部において、一定の形状寸法の大きさである固有のストラットが、一定の圧縮合力となり破壊するものと仮定する。従って、破壊時には接合部域主筋の付着の良好な試験体は、主筋から力が付着力として、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。そこで、同じ形状寸法の試験体であっても、接合部域の付着性状が良好な場合は、破壊時ストラット合力になるのが遅れ、見かけ上の破壊耐力が大きくなると思われる。前述の機構は、梁曲げ降伏以後に接合部破壊する型(B・J型)の破壊機構についても、主たるストラット域外の機構が有効でなくなり、主たるストラットがストラット圧縮強度となり破壊すると説明できる。また、このことは、見かけ上のB・J型の耐力が接合部破壊型(J型)よりも高くなり得ることを意味する。

主たるストラットの寸法は、接合部が、せん断変形のみをするものとし、作用せん断応力度の大部分は、主たるストラットで負担されると考える。接合部を図2のように耐震壁における作用せん断力に対するブレース置換と同様に考えて、梁及び柱の応力中心間距離(j_b, j_c)で囲まれたパネルの対角線方向のストラットに置換する。

$$\text{ストラット断面積 } A_B = \frac{(j_b^2 + j_c^2)^{3/2}}{2 \cdot j_b \cdot j_c} \cdot \frac{G}{E_c} \cdot t_p = D_p \cdot t_p$$

G : コンクリートせん断弾性係数 D_p : ストラットのせい

E_c : コンクリートヤング係数 t_p : (梁幅+柱幅)/2

3. 提案破壊機構の成立条件

前述の提案破壊機構が成立するためには、以下の事が実験的現象として成立すればよい。

1) 提案破壊機構では、接合部域の主筋の付着劣化に伴い、圧縮ストラット合力が増加する応力伝達機構となり(成立条件1)、破壊時(最大耐力時)に

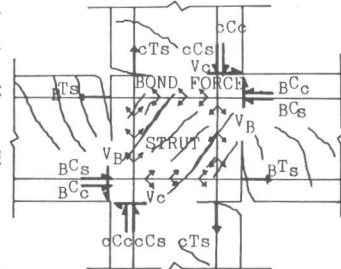


図1 応力伝達機構

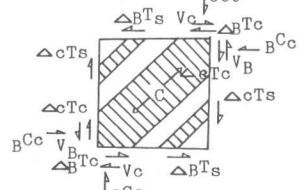


図2 ストラット算定法

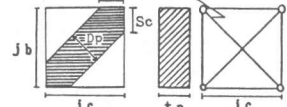


図2 ストラット算定法

は、主たるストラットの圧縮応力が、コンクリートの圧縮強度近傍となる必要がある。(成立条件2)又、この時、仮定したストラット方向と、ストラット圧縮合力の方向が一致しなければならない。(成立条件3)

2) 前述のことが成立すると共に、例えば、同一の形状寸法であっても接合部域の付着性状が異なる場合、見かけ上の耐力は異なるが、最大耐力時のストラットの圧縮合力は、同じでなければならない。(成立条件4)

3) 主たるストラット域外の付着力の流れが、補強筋応力と釣り合い状態にあること。(成立条件5)

以下に、上記成立条件検証のための実験の概要を示し、その検証結果を述べることにする。

4. 検証実験概要 (既発表: 文献3)の再録)

[1] 試験体概要 試験体は2体 (No. 1, No. 3 (図3)) で、その相違は通し鉄筋の接合部域の梁主筋加工にあり、寸法等は全て同一である。接合部域の梁主筋は、No. 1では加工しておらず、No. 3ではパラフィンを主筋リブ面より1~2mm程度厚く塗布してある。

使用鉄筋は、D-22 (SD35, $\sigma_y = 3633 \text{ kg/cm}^2$, $E_s = 1.94 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$) と、 ϕ -9 (SR24, $\sigma_y = 3300 \text{ kg/cm}^2$, $E_s = 1.98 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$) である。コンクリートは、普通コンクリートで、 $F_c = 197 \text{ kg/cm}^2$ である。

[2] 破壊状況 最終亀裂状況を図4に、諸現象発生時の荷重とその理論値を表1に示す。接合部初期ひび割れは、No. 1では接合部中央に短く対角線方向に発生したのに対し、No. 3では急激に対角線方向に発生した。最大耐力は、No. 1では梁主筋が梁付根部分より約7cm接合部内で降伏したことが確認され、接合部ストラットが圧潰して最大耐力(2サイクル)に至った。一方、No. 3では梁主筋が降伏することなく接合部ストラットが圧潰し始め、同時に梁付根部分の圧潰、剥落が柱面より15~20cm区間で顕著になり、最大耐力(4サイクル)に至った。最大耐力は、No. 1、 $P = 7.25 \text{ t}$ 、No. 3、 $P = 6.0 \text{ t}$ で、接合部域の付着性状の悪いNo. 3が低くなっていた。

[3] 荷重-層間変位 図5にNo. 1とNo. 3の荷重-層間変位曲線を示す。No. 1は、最大耐力に至るまでは安定したループを描き、以後、接合部の破壊に伴う接合部変形および接合部域梁主筋の付着喪失により逆S字型となる。一方、No. 3は最大耐力を経験する以前でも、梁主筋の抜け出しに起因する梁変形の影響を受け、逆S字型の様相を呈している。

5. 実験結果と提案破壊機構の比較
ここでは、各々の成立条件に関連する実験結果について、検討を行う。尚、以下の[1],[2]で示す梁及び柱主筋の接合部域平均付着応力度 (τ_{av}) は、歪分布 (測定位置: 図6) を応力度分布に変換し、梁と柱の付根位置の応力度を推定して、それらの値と接合部域の応力度分布から、回帰直線を求め、算出したものである。

[1] 接合部域梁主筋の付着性状

No. 1: 接合部域平均付着応力度 (τ_{av}) - 接合部端引張側歪み (ϵ_{st}) (図7) では、その包絡線は、既往の実験式 $\tau_{av} = \alpha \cdot \epsilon_{st}^{4)}$ ($\alpha = 27.3 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$) に一致する。 τ_{av} の最大値は、 $\tau_{av} \approx 40 \text{ kg/cm}^2$ で、既往実験から求めた平均付着応力度の最大値 $4.0 \sqrt{F_c}^{5)}$ $= 56 \text{ kg/cm}^2$ より小さく、又、荷重サイクルが進むにつれて、徐々に付着劣化している。尚、梁主筋の降伏が、図7には現れていない ($\epsilon_{st} < \epsilon_y$) が、これは、主筋が、接

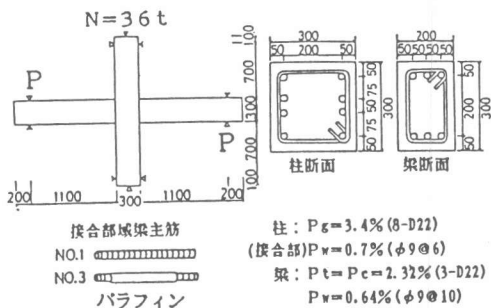


図3 試験体の形状、寸法

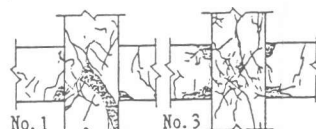


図4 最終亀裂状況

表1 諸現象発生荷重と理論値

①-実験値 ②-理論値	単位 (t)	No. 1		No. 3	
		①	②	①	②
梁曲げひび割れ	P	1.3	1.0	1.0	1.0
柱曲げひび割れ		3.0	3.3	3.0	3.3
接合部せん断ひび割れ *1		3.0		4.0	
梁せん断ひび割れ		3.5	3.3	3.5	3.3
梁曲げ降伏 *2		6.5	7.9	-	7.9
梁付根圧潰		7.25		5	
接合部せん断耐力 (最大耐力) *3		7.25 6.75	6.2	6.0 5.75	6.2

*1: 主応力説 *2: e 関数法

*3: $p \tau u = (0.78 - 0.016Fc) F_c + P_w \sigma_y / 2$

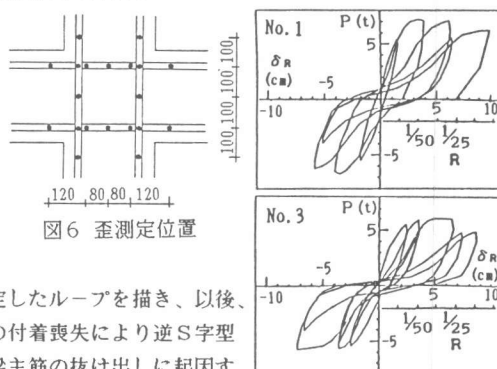


図5 荷重-層間変位

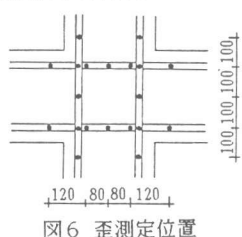


図6 歪測定位置

合部内で降伏し、柱面位置では、降伏していないことによるものである。

No.3: 図8より、梁主筋にパラフィンを塗布していることもあり、第1サイクルから、 τ_{av} は、小さいのであるが、繰返し数が増すにつれて、逆に、 τ_{av} は増加する傾向となる。 $\tau_{av}-\epsilon_{st}$ の初期載荷曲線が、 $\tau_{av}=\alpha \cdot \epsilon_{st}$ の半分程度の値を示している。

[2] 接合部域柱主筋の付着性状

No.1の柱主筋では、付着応力度(図9)の大きさは、同一荷重に対して、梁主筋のその1/3~1/2である。又、No.3の柱主筋では、付着応力度(図10)が、No.1より、同一荷重レベルに対して大きい値となっている。 $\tau_{av}-\epsilon_{st}$ 曲線で、 τ_{av} は、No.1で、 $\tau_{av}=\alpha(\epsilon_{st}+N/(A \cdot E_c))$ (N:柱軸力、A:柱断面積)の式に、第1サイクルでは一致するが、荷重サイクルが進むにつれて適合しなくなる。一方、No.3では、初期荷重段階で実験式より大きい値を示す。

従って、接合部域の梁主筋の付着性状の相違による柱主筋の付着性状への影響が生じることが分かる。両試験体とも、付着応力度の値そのものは小さく、付着劣化を生じている。

[3] 梁付根のコンクリート圧縮合力(bCc)

荷重(P)と梁付根コンクリート圧縮合力(bCc)との関係(片側梁付根について示し、 bCc は、前述の[1]で求めた梁付根位置の鉄筋応力を用いて、断面の力の釣合いから算出した。)を、図11(No.1)、図12(No.3)に示す。

No.1では、繰返し数が増すにつれて、接合部域の付着劣化の影響により、梁付根のコンクリート圧縮合力は、大きくなり、No.3でも同様であるが、最大荷重時には、実験値は、曲げ理論値の2倍程度の値となる。最大荷重時の圧縮合力の大きさは、No.1で、 $bCc \approx 50^t$ 、No.3で、 $bCc \approx 55^t$ で、両試験体は、同じ程度の圧縮合力の大きさである。(以上、成立条件1に関連)

[4] 柱付根のコンクリート圧縮合力(cCc)

荷重(P)と柱付根コンクリート圧縮合力(cCc)の関係(上部柱付根について示す。 cCc は、前述の[3]の場合と同様な方法にて求めた。)を図13(No.1)、図14(No.3)に示す。

両試験体の柱付根のコンクリート圧縮合力 cCc は、繰返しが進むにつれて、同一荷重レベルに対して、徐々に大きくなり、最大荷重時において、実験値は、梁の場合と同様、理論値の2.0倍程度の値となっている。最大荷重時の圧縮合力は、No.1で $cCc \approx 60^t$ 、No.3で $cCc \approx 58^t$ で、両試験体同じ程度の大きさとなっている。(以上、成立条件1に関連)

[5] 接合部圧縮ストラット合力(C)の成分

V_{ch} と V_{cv}

図15、16(No.1)と図17、18(No.3)に、接合部圧縮ストラット合力の構成要素である接合部の水平方

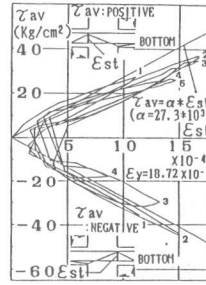


図7 No.1 下端筋の

$\tau_{av}-\epsilon_{st}$

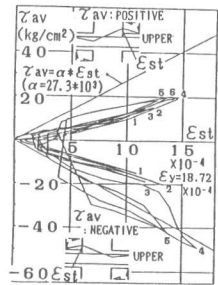


図8 No.3 上端筋の

$\tau_{av}-\epsilon_{st}$

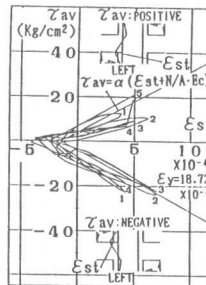


図9 No.1 左側柱主筋の

$\tau_{av}-\epsilon_{st}$

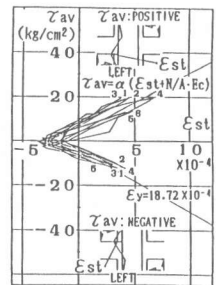


図10 No.3 左側柱主筋の

$\tau_{av}-\epsilon_{st}$

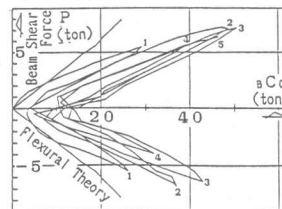


図11 No.1 左側梁付根

コンクリート圧縮合力

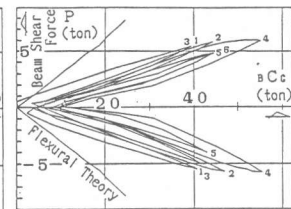


図12 No.3 左側梁付根

コンクリート圧縮合力

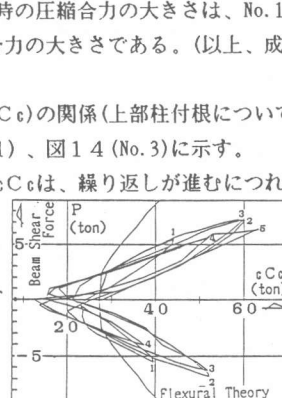


図13 No.1 上柱付根

コンクリート圧縮合力

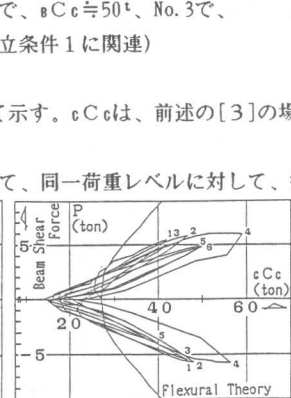


図14 No.3 上柱付根

コンクリート圧縮合力

向と垂直方向せん断力 V_{ch} と V_{cv} ($V_{ch} = \sigma C c + \Delta \sigma T c - V_c$, $V_{cv} = c C c + \Delta c T c - V_B$, 図1参照)を示す。

V_{ch} と V_{cv} の値は、通常用いられる水平方向、垂直方向の接合部公称せん断力に対応するもの(通常用いられる V_{ch} , V_{cv} は、 $V_{ch} = 2 M_B / j_b - V_c$, $V_{cv} = 2 M_c / j_c - V_B$, M_B, M_c : 梁及び柱付根のパネル面での曲げモーメント)で、理論的には、接合部域の主筋の付着性状が不良となると、接合部公称せん断力の値に近くなる傾向を持つ。

この場合、 V_{ch} では、No.3が、公称せん断力の値に、実験値は等しいが、No.1では、実験値は、小さい値となっている。一方、 V_{cv} に関しては、No.3で、柱主筋の付着劣化に伴い、4サイクルの最大荷重時に、接近した値となるが、No.1では、No.3ほどの近い値とはならない。尚、両試験体の V_{ch} と V_{cv} の最大荷重時の値は、最大荷重は異なるが、ほぼ同じ値である。(以上、成立条件4に関連)

[6] 接合部圧縮ストラット合力(C)とその方向(β)

ストラット合力(C) ($C = \sqrt{V_{ch}^2 + V_{cv}^2}$)の大きさ(図19 (No.1)、図20 (No.3))についてみると、最大荷重は異なるが、その時のストラット合力(No.1、 $C = 72^\circ$ 、No.3、 $C = 76^\circ$)は、ほぼ等しい。又、最大荷重時のストラット合力の実験値は、提案モデルから求めた破壊時のストラット合力 $C = F_c * D_p * (b_B + b_c) / 2 = 65.4^\circ$ (F_c : コンクリート強度、 D_p : ストラットせい、 b_B, b_c : 梁と柱の幅)と、10~16%の差で、提案モデルは、ほぼ満足できるものと思われる。(以上、成立条件2, 4に関連)

圧縮ストラットの方向(β) ($\beta = V_{cv} / V_{ch}$)は、提案モデルの仮定では、No.1、No.3、共に形状寸法が同一であるので、合力方向は、繰り返しが進むにつれて、 $\beta = 1.0$ ($= j_B / j_c$)に近づくはずである。No.1の場合(図21)は、 $\beta \approx 1.3$ 、No.3の場合(図22)は、 $\beta \approx 1.1$ である。(以上、成立条件3に関連)

[7] 接合部補強筋の挙動

ここでは、接合部補強筋の歪を生じさせる要因(機構)、及びその歪値と機構の関連について明確にし、提案している機構の妥当性を評価する。

[7.1] 接合部補強筋の歪を生じさせる主要因について

一方向載荷時の接合部の破壊状況を考えると、概略図24のような状況を呈する。(実際には接合部にはひび割れは多数発生し、ひび割れ方向も種々で、大変複雑な破壊をするのであるが、ここでは、マクロ的に補強筋の挙動を把握しようとするため、大変簡単な扱いとしている。)図の斜線部分のコンクリートブロックには、梁と柱の主筋から付着力、 $\sigma_t b$ 、 $c \tau b$ が作用する。 $\sigma_t b$ への抗力は、柱主筋のDowel Actionと補強筋に

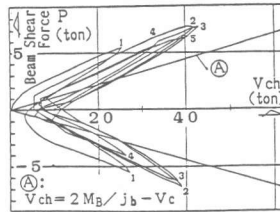


図15 No.1 P-Vch

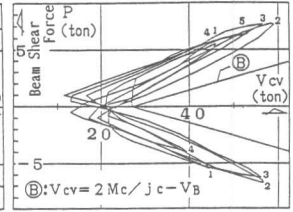


図16 No.1 P-Vcv

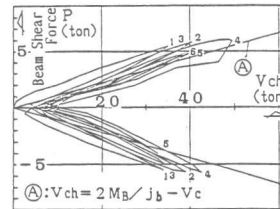


図17 No.3 P-Vch

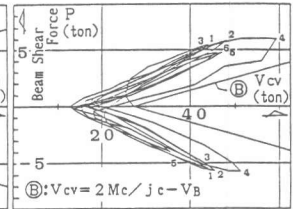


図18 No.3 P-Vcv

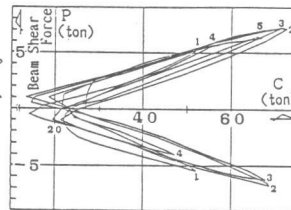


図19 No.1 ストラット合力

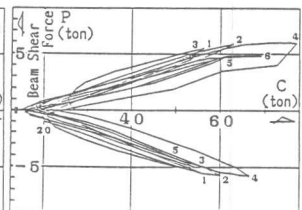


図20 No.3 ストラット合力

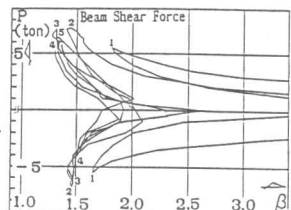


図21 No.1 ストラット合力方向

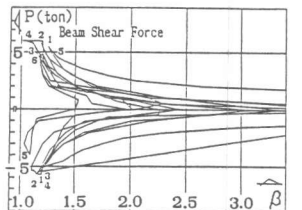


図22 No.3 ストラット合力方向

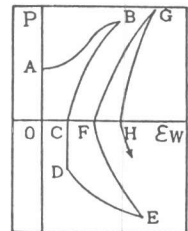


図23 典型的な P- ϵ_w 曲線

よって行なわれ、一方、 c と b への抗力は、梁主筋と補強筋のDowel Action等によって行なわれるものとする。

[7.2] 接合部補強筋の歪変化について

典型的な補強筋の歪の例を図23に示す。ここでは、この歪の増減について、[7.1]で述べた機構(要因)の仮定に基づき、接合部の破壊性状、応力の伝達機構との関連から説明する。

(1) 初期載荷正荷重時 (図24参照)

- ① A点 正荷重時の接合部せん断ひび割れ発生。補強筋が歪始める。
- ② A→B ϵ と ϵ_b が増加し斜線部分は水平方向に変位し、補強筋の歪が増加する。(Crack A)
- ③ B→C ϵ と ϵ_b が減少し、補強筋の歪は減少するが、ひび割れ(Crack A)は、閉じた状態には戻らず残留歪が生じる。

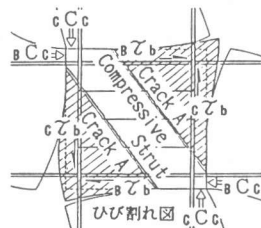


図24 初期載荷正荷重時

(2) 初期載荷負荷重時 (図25参照)

- ① C→D (1)で形成されたひび割れが閉じようとするため補強筋の歪は変化しない。
- ② D点 負荷重時の接合部せん断ひび割れ発生。(Crack B)
- ③ D→E ϵ と ϵ_b が増加し、補強筋の歪が増加する。
- ④ E→F ϵ と ϵ_b が減少し歪は減少。F点の残留歪は、正・負荷重時のひび割れ幅の残存に依存。

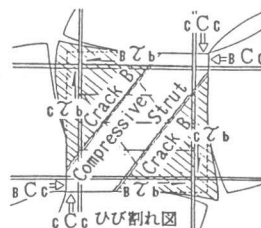


図25 初期載荷負荷重時

(3) 初期載荷以降 (図26参照)

- ① F→G ϵ と ϵ_b が増加し、補強筋の歪が増加。既に形成された斜めひび割れにより、斜線部分のブロックを介して ϵ と補強筋の抗力が釣り合いを形成する。
- ② G→H ϵ と ϵ_b が減少し歪は減少。H点は新しいひび割れの形成により、前サイクルまでの残留歪に、この段階での歪が加わる。

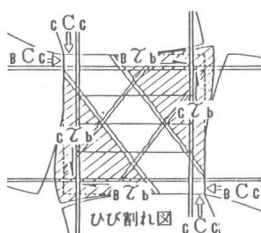


図26 初期載荷以降

以上の説明で、コンクリートのひび割れ幅の評価が問題として残る。

[7.3] 接合部補強筋の歪値の評価方法

以上の様に補強筋の歪の生じる要因を考えると、梁主筋の主たるストラット域外の付着力は、補強筋の歪の値と一次的な関係にある。そこで、以下のように梁主筋の付着力と補強筋の歪を関係づけて評価する。

- (1) 仮定 ストラット域外の水平方向付着力が、補強筋以外の柱主筋のDowel Actionによって抵抗される大きさは比較的小さいものとする。

- (2) ストラット域外の付着力と補強筋応力との釣り合い式 力の釣り合いを考えると、
付着力 = 補強筋引張合力

$$\text{付着力} = \tau \cdot a_v \cdot n \cdot \phi \cdot s$$

$$\text{補強筋引張合力} = m \cdot \epsilon_w \cdot E_w \cdot a_w$$

n : 上端、又は下端の梁主筋本数

ϕ : 梁主筋1本の周長

m : 接合部補強筋全本数

E_w : 補強筋のヤング係数

s : 主たるストラット域外付着力伝達域長さ, ϵ_w : 補強筋の歪, a_w : 補強筋1組の断面積

従って、補強筋の歪は、 $\epsilon_w = \tau \cdot a_v \cdot n \cdot \phi \cdot s / m \cdot E_w \cdot a_w$ となる。

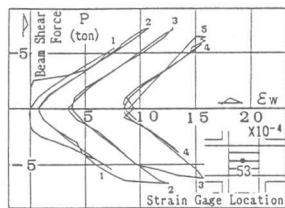


図27 P- ϵ_w (測定値)

No. 1-ゲージ53

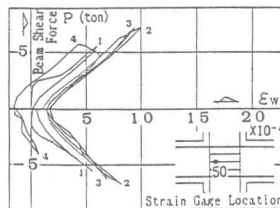


図28 P- ϵ_w (測定値)

No. 1-ゲージ50

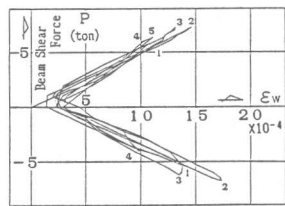


図29 P- ϵ_w (計算値) No. 1

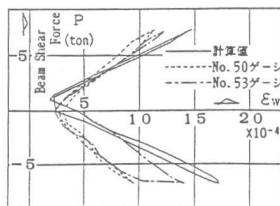


図30 測定値と計算値の比較

No. 1-2サイクル

[7.4]適用

(1)方法 図27と図28に、No.1、図32と図33に、No.3の各々2カ所の接合部補強筋の荷重-歪曲線の測定結果を示す。一方、図29と図34に測定された接合部平均付着応力度 τ_{av} (上端、下端の平均値)を上式に代入し求めたNo.1、No.3の補強筋の荷重-歪曲線(計算値)を示す。

各サイクルの計算値の歪は、各サイクルの残留歪であるコンクリートの残留ひび割れ幅以降の歪増分に対応し、歪増分は、ストラット域外の付着力が与えるものであることを意味する。そこで、実験値と計算値との比較を行うために、図30と図31にNo.1、図35から図37にNo.3を、各々、各サイクル後の残留歪を除いた荷重の増減に伴う測定歪と、計算された歪曲線を比較できる形で示した。

(2)結果 ストラット域外の付着力を用いて求めた各サイクルにおける補強筋の歪量の増減が、各サイクルの残留歪を無視した測定値の歪量の増減と、No.1、No.3共に、ほぼ等しい関係にある。このことから、ストラット域外の付着力が、補強筋によって抵抗されていると考えられ、マクロ的に前述の仮定は、成立していることになる。(以上、成立条件5に関連)

6. 結論

接合部破壊機構に関する本研究により、次の結論が得られた。

1) 繰り返し荷重下での接合部コンクリート強度の劣化(示した検証実験の繰り返しでは、劣化は小さいと思われる)とストラットの大きさ、及び接合部有効幅の取り扱いの問題はあるが、破壊がストラット機構に依存するとした提案破壊機構と実験結果との間には、かなりの対応性がみられ、マクロ的にみれば成立するのではないと思われる。

2) 接合部補強筋の歪値と、梁主筋の主たるストラット域外の付着力が、一次の関係にあることから、接合部補強筋の接合部終局強度に対する効果が、全補強効果とはならないことが説明できた。

[謝辞] 本研究をまとめるにあたり、木下康仁、谷口広行両君(当時、卒論生)の御協力を得ました。ここに、感謝致します。

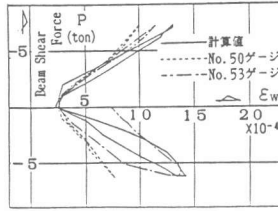


図31 測定値と計算値の比較
No.1-3サイクル

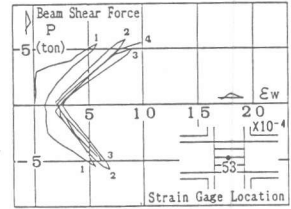


図32 P-Ew(測定値)
No.3-ゲージ53

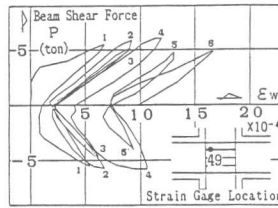


図33 P-Ew(測定値)
No.3-ゲージ49

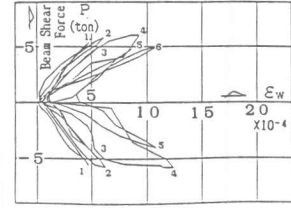


図34 P-Ew(計算値) No.3

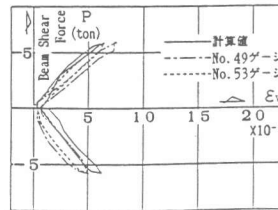


図35 測定値と計算値の比較
No.3-2サイクル

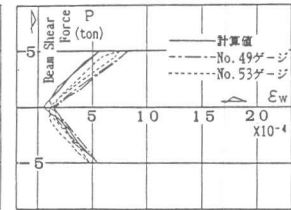


図36 測定値と計算値の比較
No.3-3サイクル

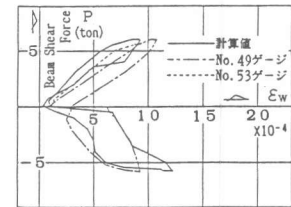


図37 測定値と計算値の比較
No.3-4サイクル

文献 1) 小倉、関根：鉄筋コンクリート柱・はり接合部に関する研究の動向
コンクリート工学 Vol.19, No.9 1981

2) 上村：鉄筋コンクリート梁・柱接合部の終局強度に関する研究
第8回コンクリート工学年次講演会論文集 pp.637-640 1986

3) 上村、浜田、他：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~その3)
建築学会大会 pp.1673-1674 1978, pp.1303-1306 1979

4) 森田、角：鉄筋コンクリート柱・はり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
建築学会大会 pp.1099-1100 1972

5) 日本建築学会：地震荷重と構造物の耐震性 p.178 1976