

論文 鉄筋コンクリート造内部梁・柱接合部の最大耐力後の破壊性状

栃尾 誠*1・武田 信治*1・上村 智彦*2・林 静雄*3

要旨：梁曲げ降伏後に接合部破壊する型と接合部破壊先行型の接合部破壊性状を考察したものである。従来の接合部破壊とする試験体では、最大耐力時に、接合部ストラット応力度は最大となり、コンクリート有効圧縮強度となる。最大耐力以降、接合部せん断力が増加できるのは、接合部端の圧縮域の増大に伴うストラット幅の増加により、ストラット応力度が減少するからである。また、このことが、耐力劣化を急激なものとしないう要因である。

キーワード：接合部せん断力、接合部耐力、圧縮域、有効圧縮強度、ストラット応力度

1. 目的

接合部破壊形式の決定は、破壊定義が明確でないので、研究者個々の判断に委ねられているのが現状である。一般に、接合部破壊型(J型と呼ぶ)、梁曲げ降伏後に接合部破壊する型(B・J型と呼ぶ)と判断する場合、最大耐力後の耐力劣化が、通常の部材のせん断破壊と異なり、極端な耐力劣化を示さないなど、曲げ降伏後及び最大耐力後の破壊性状について不明な点が多い。また、更に、この点に関連して、最近の研究¹⁾では、接合部破壊と呼ばれる場合において、最大耐力後も、接合部せん断力が増加していることから、層せん断力の低下は、梁主筋の接合部域での付着劣化による応力中心間距離の減少に原因があるという指摘もある。

そこで、本研究では、梁曲げ降伏型(B型と呼ぶ)とB・J型の梁曲げ降伏後、J型の最大耐力後の各々の接合部破壊性状を検討し、接合部耐力の決定要因について考察する。

2. 検討対象試験体

2.1 検討試験体の形状・寸法

対象試験体は、既に報告した正負交番繰返し载荷を行った6体^{2),3)}(J1, No.1, No.2, No.3, No.5, No.6)で、表-1から表-3に試験体の形状・寸法等を示す。

J1は、J型の接合部せん断応力度 $\tau_{py}/\nu\sigma_B=0.74$ (τ_{py} :理論梁曲げ降伏時接合部せん断応力度, $\nu\sigma_B$:コンクリート有効圧縮強度, $\nu=0.8-\sigma_B/235$, 接合部せん断力の求め方: $V_j=2M_b/j_b-V_c$, M_b' :梁接合部端パネル面梁モーメント, V_c :柱せん断力, j_b :梁有効せいの7/8倍, 接合部パネ

表-1 試験体形状・寸法

形状・加力方法 軸力: N=294[kN] (J1はN=265[kN]) 	梁			柱
	J1	No.1~3	No.5,6	全試験体共通
正負交番繰返し 梁端加力 階高>スパン 1400×2000	3-D19 $P_f=2.28$ $b_b \times D_b$ 180×250	3-D16 $P_f=1.58$ $b_b \times D_b$ 180×250	2-D16 $P_f=1.05$ $b_b \times D_b$ 180×250	8-D16 $P_f=2.55$ $b_b \times D_c$ 250×250

表-2 接合部補強筋量

試験体名	J1	No.1	No.2,5	No.3,6
補強筋	3-Φ9	1-D6	2-D6	4-D6
補強筋比	$P_w=0.90\%$	$P_w=0.15\%$	$P_w=0.30\%$	$P_w=0.60\%$

$P_w=na_w/(b_c \cdot j_b)$ n:補強筋組数
 a_w :補強筋一組の断面積
 j_b :梁の上下主筋重心間距離

表-3 材料の性質

鉄筋	降伏強度 σ_y [MPa]	コンクリート	圧縮強度 σ_B [MPa]
D19	345.1	J1	27.0
D16	387.4	No.1~No.3	28.5
D16(J1)	361.5	No.5, No.6	28.5
Φ9	321.8		
D6	421.7		

*1 芝浦工業大学大学院 工学研究科建設工学専攻 (正会員)

*2 芝浦工業大学助教授 工学部建築学科 工博 (正会員)

*3 東京工業大学教授 建築物理研究センター 工博 (正会員)

ル:梁及び柱の応力中心間距離で囲まれた部分で、有効幅は梁幅と柱幅の平均値)に、No.1~No.3は、B・J型のせん断応力度 $\tau_{py}/\nu\sigma_B=0.6$ に、No.5, No.6 は、B型のせん断応力度 $\tau_{py}/\nu\sigma_B=0.4$ となるように各々設計されたものである。

2. 2 従来の方法による破壊形式の決定

J1, No.1~No.3 は、接合部破壊状況が激しく、接合部変形が進行し、最大耐力後耐力低下している。J1 は、梁主筋が降伏していないことからJ型と、No.1~No.3 は、降伏していることからB・J型と各々判断した。No.5 とNo.6 については、接合部変形が小さいこと、梁曲げ降伏以降最大変形時まで劣化が生じないことから、B型と判断した。図-1 と図-2 に接合部破壊状況と層間変形角曲線の包絡線を示す。

3. 検討方法

J型、B・J型、B型の最大耐力以降及び曲げ耐力維持下の接合部周辺応力の様相について考察する。具体的には、測定された主筋歪より求めた応力等を用いて、○接合部水平・鉛直せん断力 (V_{SH}, V_{SV})、○梁及び柱接合部端コンクリート圧縮合力 (${}_bC_c, {}_cC_c$)、○梁及び柱接合部端の引張側鉄筋からコンクリート圧縮合力位置までの距離 (\bar{j}_b, \bar{j}_c)、○接合部ストラット応力度 (σ_s) を各々算定し、接合部応力伝達機構などの変化について検討する。主筋歪の応力への変換に、塑性化した場合は、Ramberg-Osgood モデルを用いた。以下に各々の値の算定方法(式(1)~式(11))を示す。尚、記号の意味については、図-3 参照。

(1) $V_{SH}, {}_bC_c, \bar{j}_b$ の算定方法

$$V_{SH} = 2{}_bT_s - V_c \quad (1)$$

$${}_bC_c = {}_bT_s - {}_bC_s \quad (2)$$

$$\bar{j}_b = \{ {}_bM - (D_b - 2{}_bd_c) {}_bC_s \} / {}_bC_c \quad (3)$$

${}_bT_s, {}_bC_s$: 接合部端梁主筋引張力と圧縮力, V_c : 柱せん断力, ${}_bM$: 梁接合部端曲げモーメント, $D_b, {}_bd_c$: 梁成と梁主筋芯から縁までの距離

(2) $V_{SV}, {}_cC_c, \bar{j}_c$ の算定方法

$$V_{SV} = 2{}_cT_s + N - V_b \quad (4)$$

$${}_cC_c = {}_cT_s - {}_cC_s + N \quad (5)$$

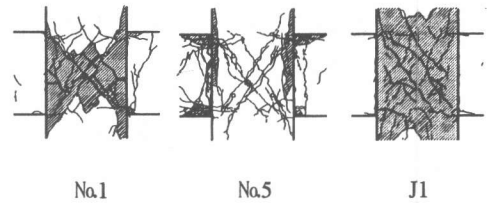


図-1 接合部破壊状況

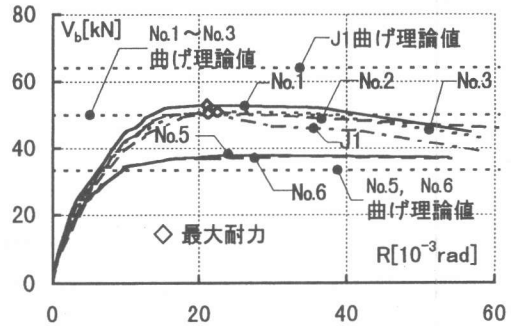
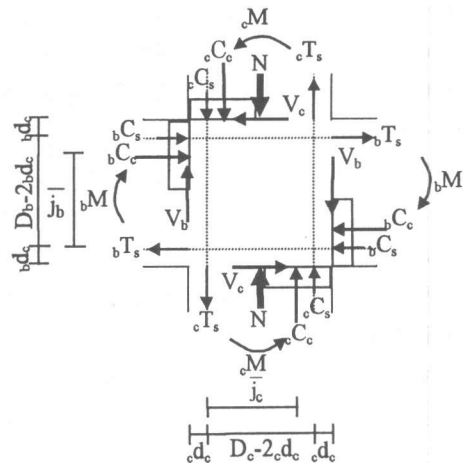
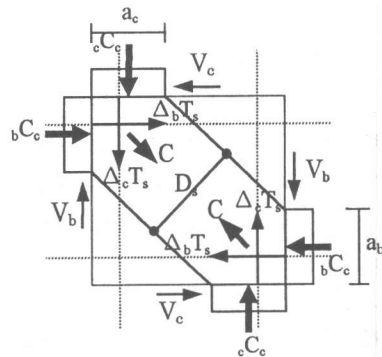


図-2 梁せん断力-層間変位角曲線



(a) 接合部周辺応力



(b) ストラット機構

図-3 接合部周辺応力とストラット機構

$$\bar{j}_c = \{ {}_cM - (D_c - 2{}_c d_c) C_s + (D_c - 2{}_c d_c) N / 2 \} / {}_c C_c \quad (6)$$

${}_c T_s, {}_c C_s$: 接合部端柱主筋引張力と圧縮力, N : 柱軸力, V_b : 梁せん断力, ${}_c M$: 柱接合部端曲げモーメント, $D_c, {}_c d_c$: 柱成と柱主筋芯から縁までの距離

(3) σ_s の算定方法

接合部端のコンクリート圧縮応力度を矩形応力ブロックと仮定し, 接合部ストラット応力度を次の手順で求める。

① 梁及び柱接合部端コンクリート圧縮域 (a_b, a_c) とストラット幅 (D_s)

$$\left. \begin{aligned} a_b &= 2\{(D_b - {}_b d_b) - \bar{j}_b\} \\ a_c &= 2\{(D_c - {}_c d_c) - \bar{j}_c\} \end{aligned} \right\} (7)$$

$$D_s = \sqrt{a_b^2 + a_c^2} \quad (8)$$

但し, 同位置のコンクリート圧縮応力度が $0.85\sigma_B$ 以上のときは, 次式を用いる。

$$\left. \begin{aligned} a_b &= {}_b C_c / (0.85\sigma_B \cdot b_b) \\ a_c &= {}_c C_c / (0.85\sigma_B \cdot b_c) \end{aligned} \right\} (9)$$

b_b, b_c : 梁及び柱幅

② ストラット合圧縮力 (C) とストラット応力度 (σ_s)

$$C = \sqrt{C_H^2 + C_V^2} \quad (10)$$

$$C_H = {}_b C_c + \Delta_b T_s - V_c$$

$$C_V = {}_c C_c + \Delta_c T_s - V_b$$

$\Delta_b T_s, \Delta_c T_s$: ストラット域の主筋付着力(この値は, 両側危険断面での鉄筋力の差から, 接合部域平均付着力を求め, それに接合部域とその時の接合部端圧縮域 (a_b, a_c) の比をかけて求めた)

$$\sigma_s = C / (D_s \cdot t_p) \quad (11)$$

$$t_p = (b_b + b_c) / 2$$

4. 検討結果

4.1 接合部のせん断力と周辺の応力状態

ここでは, 接合部せん断力関係図以外は, 接合部補強筋量のみ異なり, 同じような性状を示した B・J 型の Na1~Na3 については, Na1 を, また, B 型の Na5, Na6 については, Na5 を用いる。

(1) 接合部水平せん断力 (V_{SH})

図-4 に, V_{SH} と V_b の関係を包絡線荷重につい

て示す。また, 図中の太破線は, 次の従来の算定式である。

$$V_{SH} = 2{}_b M / j_b - V_c \quad (12)$$

J 型の J1, B・J 型の Na1~Na3, B 型の Na5, Na6 は, 共に, 最大耐力または, 曲げ耐力まで従来の式に一致する。最大耐力以降, J1 は, 梁主筋引張力が減少し, V_{SH} は小さくなる。Na1~Na3 は, 主筋が降伏し, 梁主筋引張力は一定であるが, 柱せん断力の減少により, V_{SH} は若干増加する。Na5, Na6 は, 曲げ耐力維持下で, 梁主筋引張力, 柱せん断力が一定であるため, V_{SH} の増減はない。

(2) 接合部鉛直せん断力 (V_{SV})

図-5 に, V_{SV} と V_b の関係を包絡線荷重について示す。また, 図中の太破線は, 次の従来の算定

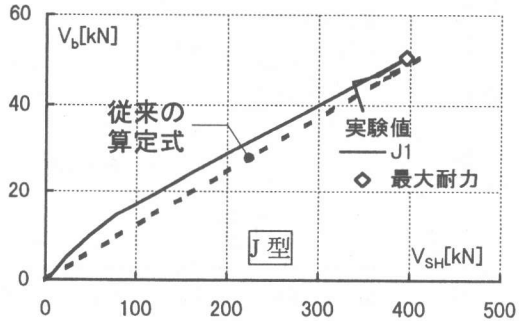
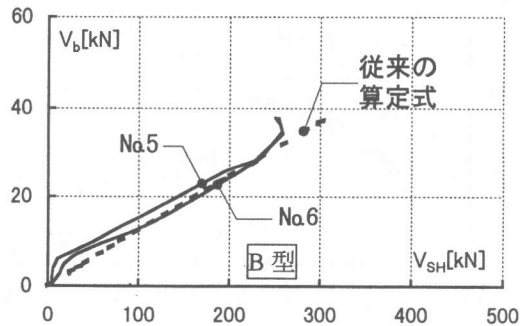
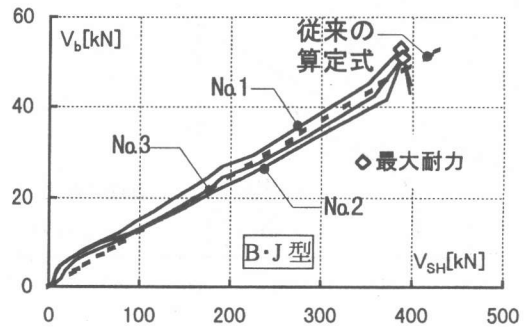


図-4 梁せん断力-接合部水平せん断力

式である。

$$V_{sv} = 2c_c M / j_c - V_b \quad (13)$$

j_c : 柱応力中心間距離

全試験体とも、軸力の影響の大きい初期を除き、従来の接合部せん断力算定式と同じ割合で増加する。B・J型で最大耐力以降、引張側柱主筋力が増加し、 V_{sv} は増加するのに対し、B型では曲げ耐力維持下で引張側柱主筋力が一定のため、増減はない。また、J型は、最大耐力以降、引張側柱主筋力が減少し、 V_{sv} は減少する。

(3) 梁接合部端コンクリート圧縮合力(c_c)

図-6に、 c_c と V_b の関係を包絡線荷重について示す。

各試験体共に、圧縮側接合部端梁主筋力が接合

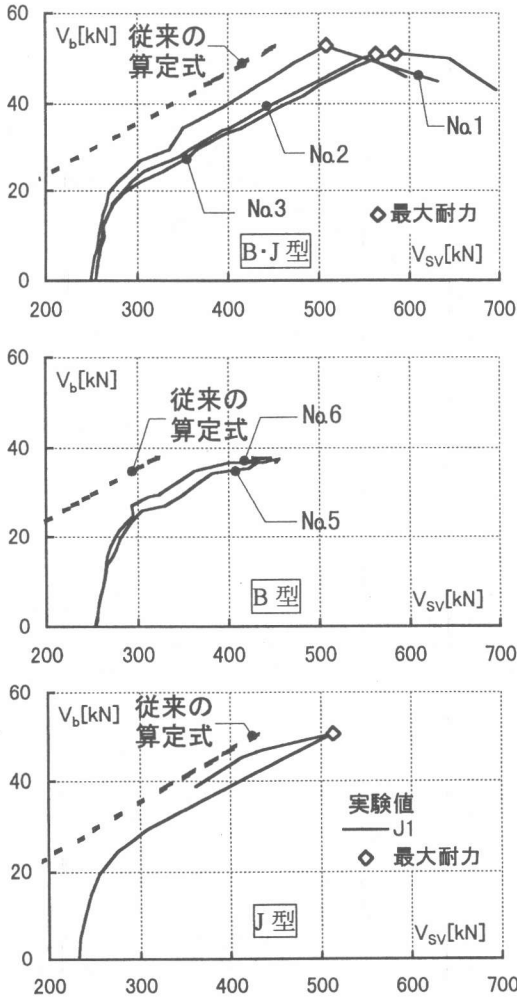


図-5 梁せん断力-接合部鉛直せん断力

部域付着劣化のために引張側に移行し、最大変形時まで、 c_c は増加する。

J1, Na1では、最大耐力時にそれぞれの限界値(注1参照) $c_c = 330.5$ [kN], 349.1 [kN]に近い値となり、最大耐力以降も増加する。Na5では限界値に達しない。

(4) 柱接合部端コンクリート圧縮合力(c_c)

図-7に、 c_c と V_b の関係を示す。いずれの試験体も、曲げ理論値と一致しなくなる点は、接合部ひび割れ時である。

J1は、最大耐力以降、引張側鉄筋力が減少し、 c_c は小さくなるが、Na1は、引張側鉄筋力が引張側に大きくなることと、接合部域の付着劣化により、圧縮側鉄筋力が引張に移行することから、 c_c は最大耐力以降も増加する。一方、Na5は、引張側と圧縮側の鉄筋力の引張側への移行度合いが小さいため、曲げ耐力維持下での増減はない。

(5) 梁接合部端コンクリート圧縮合力位置

図-8に、圧縮縁からコンクリート圧縮合力位置までの距離($D_b - d_c - j_b$)と V_b の関係を示す。

J1, Na1では、 c_c の合力位置は、梁中心方向に

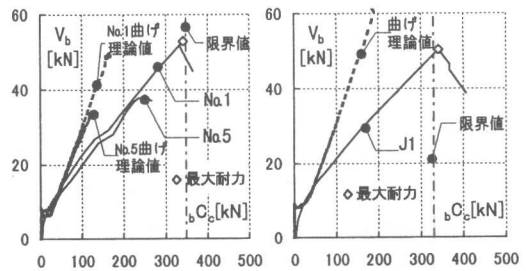


図-6 梁せん断力-梁接合部端コンクリート圧縮合力

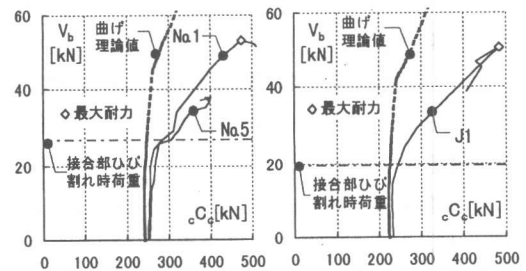


図-7 梁せん断力-柱接合部端コンクリート圧縮合力

移動し、最大変形時には、圧縮鉄筋位置近傍となる。一方、No.5 では、前述のような特徴は認められない。

(6) 柱接合部端コンクリート圧縮合力位置

図-9 に、圧縮縁からコンクリート圧縮合力位置までの距離と V_b の関係を示す。

J1, No.1 では、最大耐力時に、合力位置は、圧縮側鉄筋位置に移行する。一方、No.5 では、曲げ耐力維持下で、合力位置は移動しない。

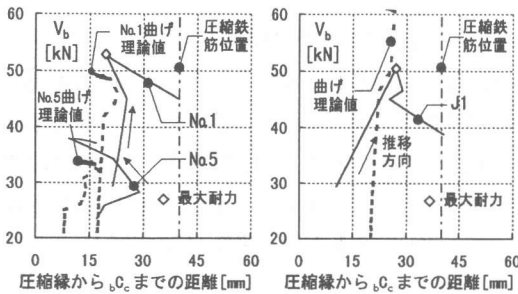


図-8 梁せん断力-梁接合部端コンクリート圧縮合力位置

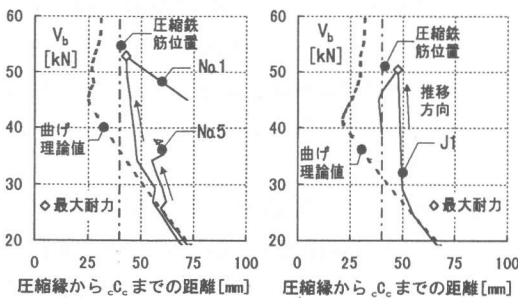


図-9 梁せん断力-柱接合部端コンクリート圧縮合力位置

4.2 接合部ストラット応力度

図-10 にストラット応力度 (σ_s) の低減係数 $\lambda = \sigma_s / \sigma_B$ が、正荷重各サイクルの最大荷重時にどのように変化するかを示したものである。尚、No.1 ~ No.3, No.5, No.6 については、接合部対角線方向の歪測定より対角線方向の引張歪が得られているので、2軸応力状態の平板の実験で得られている強度低減係数の評価式⁴⁾(式(14))を本実験の接合部コンクリートに適用したものを示す。

$$\lambda_N = 1 / \{0.27 + 0.96(\varepsilon_{11} / \varepsilon_0)^{0.167}\} \quad (14)$$

(ε_{11} : 圧縮力と直交方向の平均引張歪度, ε_0 : シリンダー圧縮強度時軸歪度)

1) J型, B・J型の J1, No.1~No.3 では、ストラット応力度が、最大耐力以降、低下するのに対し、B型のNo.5, No.6 では、そのような傾向はなく、ほぼ一定である。

2) J型, B・J型の J1, No.1~No.3 は、最大耐力時の低減係数 λ は、0.69~0.76 と近い値を示す。また、B・J型のNo.1~No.3 では、最大荷重近傍にて、低減係数 λ が接合部対角線方向測定歪より求めた λ_N と交わる。このことは、最大荷重近傍でストラットが圧潰したことを予想させる。

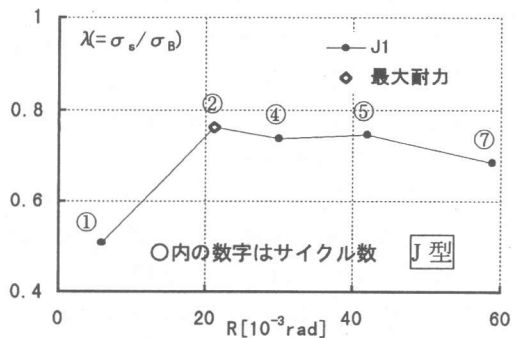
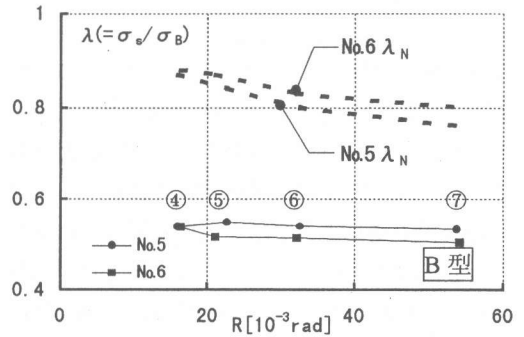
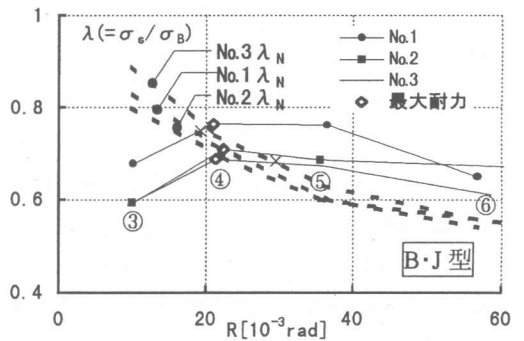


図-10 ストラット応力度低減係数-層間変位角

5. 結び

B・J型, B型, J型の梁曲げ降伏後及び最大耐力後の接合部破壊性状と接合部耐力の決定要因について次のような知見が得られた。

- 1) 接合部せん断力 (V_{SH} , V_{SV}), コンクリート圧縮合力 (${}_bC_c$, ${}_cC_c$) は, J型では, ${}_bC_c$ を除き, 最大耐力以降減少するが, B・J型では, 最大耐力以降増加する。また, B型では, 曲げ耐力維持下で ${}_bC_c$ が増加するのを除き, その他は, 一定の値である。
- 2) 接合部端の圧縮域の値は, J型, B・J型では, B型と異なり, J型の柱接合部端を除き, 最大耐力以降増加し, 圧縮域が広がることを示す。
- 3) J型, B・J型は最大耐力時に接合部ストラット応力度は最大となり, 接合部破壊をストラットの圧潰と考える評価に対応する。
- 4) B・J型の場合に, 最大耐力以降, 接合部せん断力が増加できるのは, 接合部せん断力に関連する接合部ストラット合力は増加するが, 接合部端の圧縮域の増大に伴うストラット幅の増加により, ストラット応力度が減少するからである。また, このことが, 耐力劣化が急激でないことに対応することが確認できた。

注 1) 図-11(c)は, 梁接合部端の曲げ応力状態を圧縮側鉄筋の引張への移行を考慮したもので, 図-11(a)と図-11(b)のように応力状態を分解できる。図-11(a)は梁接合部端の曲げモーメント (${}_bM$) が引張鉄筋力 (${}_bT_s$) と, ${}_bT_s$ に等しいコンクリート圧縮力の一部 (${}_bC_c'$) により抵抗される状態を示したものである。図-11(b)は接合部域付着劣化により圧縮鉄筋力 (${}_bC_s$) が引張に移行したことによる, ${}_bC_s$ とコンクリート圧縮力の一部 (${}_bC_c''$) との釣り合い状況である。

ここで, 図-11(a)の ${}_bT_s$ と図-11(b)の ${}_bC_s$ の関係を以下のように仮定する。

$${}_bC_s = \alpha \cdot {}_bT_s \quad (15)$$

(但し, α は, 接合部域梁主筋の付着性状を表わし ($\alpha \leq 1$), $\alpha = 1$ は付着がない状態)

曲げ耐力維持下では, 接合部域梁主筋の付着劣化が進むと, 圧縮側鉄筋力の引張への移行が大き

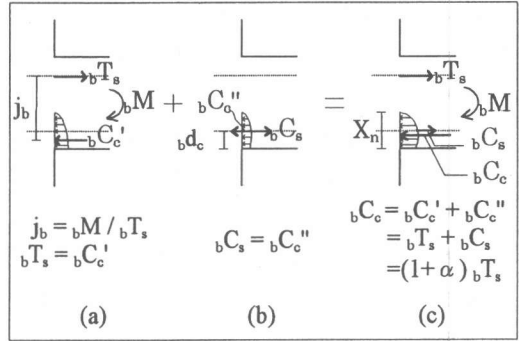


図-11 梁接合部端曲げ応力状態

くなり, 図-11(c)の圧縮域 X_n は, コンクリート圧縮域を矩形ブロックと仮定すれば, $2{}_bd_c$ (${}_bd_c$: 主筋位置から最外縁までの距離) に近づくと考えられる。したがって, 曲げ耐力維持下での圧縮域のコンクリートの負担できる圧縮力は限界値 $\overline{{}_bC_c} = \beta \sigma_B \cdot 2{}_bd_c \cdot b_b$ (b_b : 梁幅) に近づくととなる。

参考文献

- 1) 楠原文雄, 塩原 等: 接合部破壊が先行するRC柱はり接合部の接合部せん断力と接合部破壊の因果関係, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.1005-1010, 1997.6
- 2) 武田信治, 吉野正弘, 上村智彦: 鉄筋コンクリート造内部梁・柱接合部の力学的挙動への補強筋の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.411-414, 1997.9
- 3) 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, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, pp.419-422, 1988.10
- 4) 森田司郎(代表者): 鉄筋コンクリート構造のFEM解析の向上に必要な基礎実験と解析モデルの開発, 昭和63年度文部省科学研究費補助金(総合研究A)研究成果報告書, pp.218-240, 1989

謝辞

本研究は, 東京工業大学建築物理研究センターとの共同研究によるものである。