

論文

[2116] 鉄筋コンクリート内部、外部接合部の性状の比較

正会員○藤井 栄 (京都大学工学部)

正会員 森田 司郎 (京都大学工学部)

1 まえがき

RC柱・梁接合部のせん断性能に影響を及ぼす要因は数多く存在するが、中でも設計の立場から最も重要な要因は、接合部せん断補強筋と柱軸力の効果、及び梁主筋の付着、定着の影響である。特に柱軸力の影響についてはこれを直接調査した実験は限られる。一方、外部接合部については、これまで内部接合部に準じて評価されることが多かった。しかし各影響因子の効果は必ずしも内部接合部の場合と定量的にも定性的にも同一とはいえないかもしれない。

本研究は上述の問題点に関する直接の資料を得ることを目的にしている。実験では梁主筋に高強度筋を用いて接合部せん断破壊を先行させる供試体を中心に作製し、内部、外部両接合部における柱軸力、接合部せん断補強筋の効果を比較検討したものである。

2 実験計画

2.1 供試体

供試体は、約1/3スケールで計8体あり、その内訳は平面内部接合部供試体4体(A1~A4)、外部接合部供試体4体(B1~B4)である。形状寸法を図-1に、供試体の特性一覧を表-1に示す。図-2に配筋詳細を示す。梁主筋は上、下端8-D10 (pt=1.68%)で共通であるが、A2、B2を除く6体は、接合部せん断破壊先行とするため梁主筋に高強度筋(SD100相当)を使用した。A2、B2は梁降伏先行を計画し、梁主筋にSD35の鉄筋を使用した。外部接合部供試体では梁主筋をU字型定着とし、その投影長さ $l_{dh}$ (図-2参照)は外側筋、内側筋それぞれ197、173mmである。

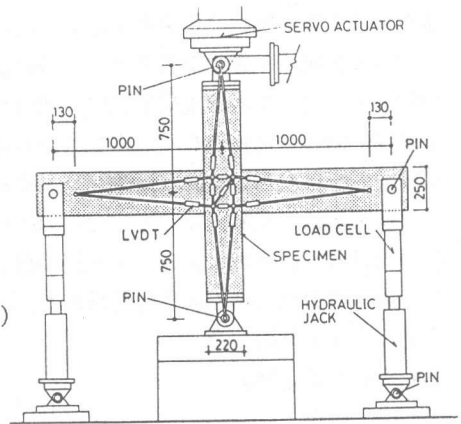


図-1 供試体形状と載荷装置

表-1 供試体の特性一覧表

供試体	梁 (160×250mm)		柱 (220×220mm)		接合部せん断補強筋		柱軸力 (tonf)	コンクリート圧縮強度 $f_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
	配筋 (pt)	$\bar{f}_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	配筋 (pg)	$\bar{f}_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	配筋 (pw)	$\bar{f}_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )		
内部接合部	A1	8-D10 (pt=1.68%)	16-D13 (pg=4.20%)	3950	2-φ6 3set (0.41%)	2970	15 (fc'/12)	410
	A2						45 (fc'/4)	
	A3							
	A4							
外部接合部	B1	8-D10 (pt=1.68%)	12-D13 (pg=3.15%)	3950	2-φ6 3set (0.41%)	2970	10 (fc'/15)	306
	B2						35 (fc'/4)	
	B3							
	B4							

\* 0.2% offset yield point

実験変数は、梁降伏の有無、柱軸力の大小（柱軸応力レベル  $\sigma_c=1/12\sim 1/10f_c'$  と  $\sigma_c=1/4f_c'$ ）、接合部せん断補強筋量（ $p_w=0.41\%$  と  $p_w=1.1\%$ ）である。柱はいずれも柱降伏先行とならないように設計した。使用鉄筋の降伏強度は表-1中に記す。コンクリートの配合は  $W:C:G:S=333:190:824:938 \text{ kg/m}^3$ 、骨材最大粒径 15 mm である。供試体は鉛直方向に打設した。試験時のコンクリート圧縮強度は表-1中に記す。

## 2.2 载荷方法と計測事項

図-1に示すように供試体は柱両端がピン支持されており、所定の軸力を

与えたのち梁端部に荷重を加える。（内部接合部の場合は両梁端に正負等量の荷重を加える。）柱軸力は実験中一定に保持された。载荷履歴は、梁危険断面における梁主筋のひずみを  $1000\mu$ 、 $2000\mu$ ……となる各荷重階で正負1回づつの繰り返し载荷を行って荷重を漸増させた。正負にはほぼ同程度の接合部損傷を生じさせながらせん断破壊させることを意図している。最大耐力以降（梁降伏先行供試体は梁降伏以降）は、梁端変位制御とした。

計測事項は、梁载荷端の全体変位のほか、図-1中に示す接合部パネル内の4隅および、梁、柱端に設置した各埋め込みボルト間の長さ変化を変位計で計測することで、柱、梁各個の伸び、たわみ、接合部のせん断変形を求めた。図-2中に示す位置にワイヤーストレインゲージを設置してひずみを計測した。

## 3 実験結果と検討

### 3.1 概要

表-2に各供試体の最大耐力、最大耐力時の変形の一覧を示す。いずれの供試体も最終的に接合部せん断破壊を生じた。図-3にA、Bシリーズ供試体の梁端荷重-梁端変位（ $P-\delta$ ）曲線を示す。A2供試体は、梁降伏時にすでに接合部せん断変形角  $\gamma$  は2%を越えており、十分に梁降伏が進展することなく接合部のせん断破壊が卓越した。B2供試体では梁降伏先行後、 $2\delta_y$ （ $\delta_y$ は降伏変位）時に最大耐力となり以後の繰り返しで接合部せん断劣化している。

### 3.2 接合部せん断耐力

内部接合部ではA1とA3を比較して柱軸力による差は見られない。またA3とA4を比較するとせん断補強筋量の増大による強度上昇率は2%であり、その効果は明瞭でない。梁未降伏の内部接合部の最大耐力は、せん断抵抗面積を柱せいに柱、梁平均幅を乗じたものを採用すると、いずれも約  $0.25f_c'$  程度である。一方、外部接合部ではB1とB3を比較すると柱軸力の増大により最大耐力は11%上昇しており、B3とB4を比較するとせん断補強筋の増大により約4%強度が上昇している。本実験範囲では柱軸力、せん断補強筋の効果は内部接合部よりも外部接合部に対して大きいといえる。

本実験では外部接合部のせん断耐力は内部接合部の78%（低軸力時）～89%（高軸力時）にな

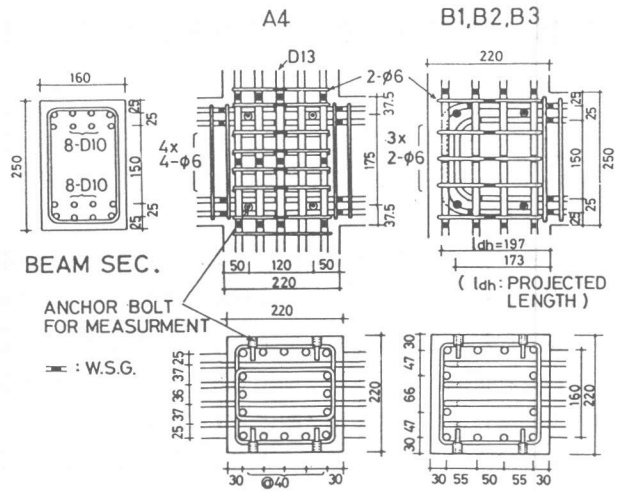


図-2 供試体配筋詳細 (in mm)

っている。しかし、柱せいのかわりに梁定着筋投影長さ  $l_{dh}$  を用いたせん断抵抗面積で評価すると、せん断強度は低軸力時には  $0.22 f_c'$ 、高軸力時には約  $0.25 f_c'$  となり内部接合部と大略等しい評価を与えることができる。

梁降伏先行型の接合部 A2、B2 では、降伏時の接合部せん断力は、対応する梁末降伏供試体 A1、B1 のせん断耐力の 92% および、87% であり、梁降伏時せん断入力はこの比率以下（せん断応力は約  $0.2 f_c'$  程度以下）にしな

いと繰り返してせん断破壊することを示している。

### 3.3

接合部  $\tau - \gamma$  曲線の特徴

接合部の  $\tau - \gamma$  曲線の包絡線を図-4に示す。角らの研究[1]でも指摘されているようにせん断変形角が約 0.5% あたりから大きく剛性が低下していく曲線形状である。この領域を越えると、繰り返し載荷や僅かのせ

表-2 実験結果一覧表

Specimen	Pc (1)	Pmax (2)	Rmax (3)	Qjmax (4)	$\tau_{jmax}$ (5)	$\tau_{jmax}^*$ (6)	$\tau_{jmax}/f_c'$ (7)	$\gamma_{max}$ (8)	Failure mode	
内部接合部	A1	+2.0 -2.0	+5.1 -4.7	2.99	42.0	100.5	—	0.246	2.79	接合部せん断破壊
	A2	+1.8 -2.0	+4.7 -4.4	4.56	38.7	92.6	—	0.226	4.78	
	A3	+2.4 -2.4	+5.1 -4.7	3.05	42.0	100.5	—	0.246	2.93	
	A4	+2.6 -2.4	+5.2 -4.8	3.06	42.9	102.5	—	0.251	2.92	
外部接合部	B1	+2.6 -2.2	+6.1 -5.8	2.83	25.1	60.1	68.5	0.196	1.46	接合部せん断破壊
	B2	+3.2 -2.4	+5.3 -5.3	3.00	21.8	52.2	59.5	0.171	0.47	
	B3	+4.4 -4.4	+6.8 -6.2	2.87	27.8	66.6	75.9	0.218	1.50	
	B4	+4.0 -4.0	+7.1 -6.3	3.26	29.3	70.0	79.7	0.229	1.55	

Note: (1)接合部斜めひびわれ発生時の梁端荷重 (tonf) (2)最大梁端荷重 (ton)

(3)最大荷重時の相関変形角 (% rad) (4)接合部最大せん断力 (ton)

(5)次式による最大接合部せん断応力 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$$\tau_{jmax} = Q_{jmax} / (Dc \times (Bc + Bb) / 2)$$

ここで、Dc、Bcは柱のせいと幅、Bbは梁幅

(6)次式による最大接合部せん断応力 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$$\tau_{jmax}^* = Q_{jmax} / (l_{dh} \times (Bc + Bb) / 2)$$

ここで、 $l_{dh}$ は折り曲げ定着の投影長さ (図-2参照)

(7)接合部せん断強度・コンクリート圧縮強度比

(8)最大荷重時の接合部せん断変形角 (% rad)

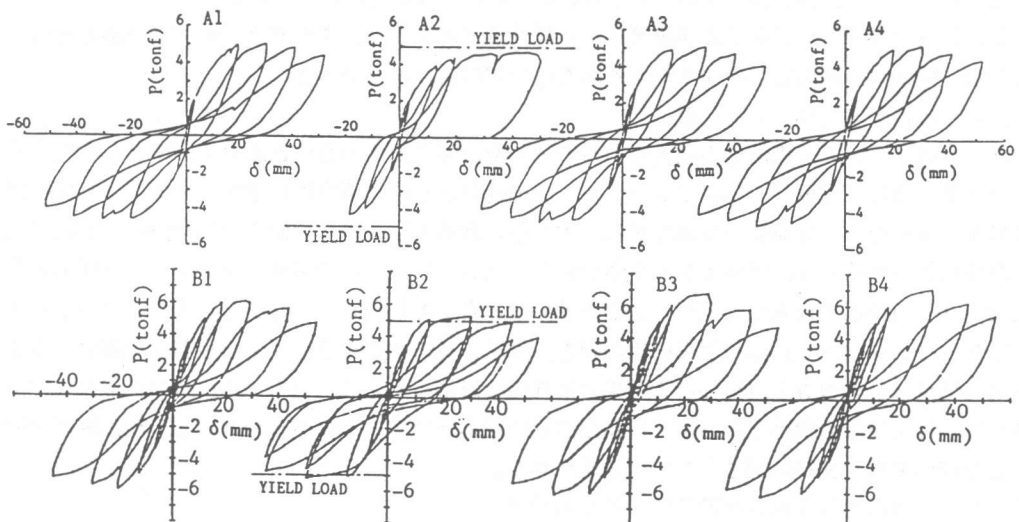


図-3 荷重-変形曲線

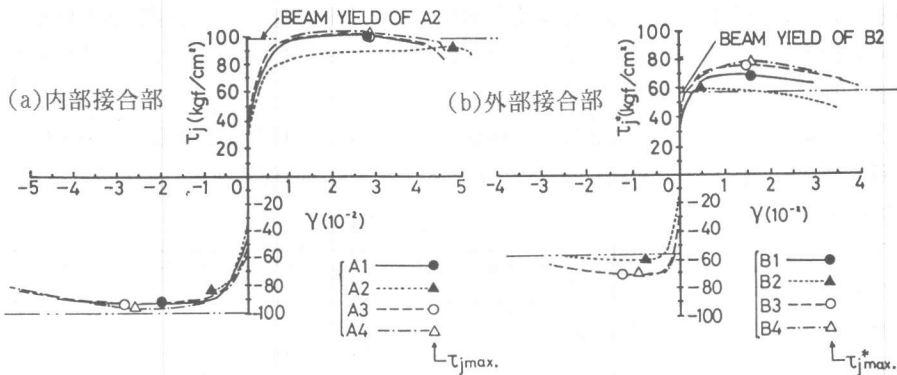


図-4 接合部せん断応力-せん断変形角曲線 ( $\tau_j - \gamma$ ,  $\tau_j^* - \gamma$  曲線) 包絡線

せん断力の増大で大きくせん断変形が進行してせん断破壊につながる。

梁未降伏供試体では、内部接合部は、最大耐力時の $\gamma$ は約2.8%であり外部接合部では約1.5%であった。この時の全体変形角が、いずれもほぼ3%であることから内部接合部では変形のほとんどが接合部の変形によるものであることがわかる。また外部接合部では全体変形に占める割合が

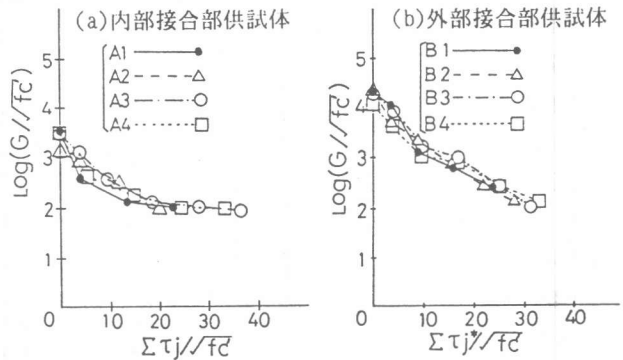


図-5 接合部せん断剛性の劣化

約半分で、残りの変形は接合部からの梁主筋の抜け出しに起因する成分が大きい。

著者等は既往の研究[2]で、外部接合部を対象に繰り返しせん断履歴による接合部のせん断剛性低下を単純にモデル化することを試みている。モデルは各ピーク時の点と原点を結ぶ割線せん断剛性 $G$ を累積せん断応力 $W (= \sum |\tau_j| / \sqrt{f_c})$ の関数として評価したものである。本実験における $W$ と $G$ の関係を図-5に示す。 $W$ の増大にともないせん断剛性が低下してゆくことがわかる。柱軸力の小さい方がせん断履歴による剛性低下が大きい。また内部、外部接合部を比較すると同一累積せん断応力に対するせん断剛性は内部接合部の方が小さい。

### 3.4 接合部まわりの応力状態

図-6はA1、B1供試体の最大耐力時の危険断面接合部まわりの鉄筋力実測値と、これをもとに計算した柱、梁危険断面のコンクリート圧縮合力とその作用位置を示す。図中には平面保持解析から求められる計算値も点線で併記してある。著者の既往の解析研究[3]で指摘したように、柱危険断面の鉄筋力は計算値よりも引張側にシフトしており、この結果、コンクリート圧縮力を増大させ作用位置が柱軸心に近づく。この効果はあたかも柱軸力が大きくなったかのような効果となり、コンクリート斜め圧縮束機構の幅を広げて、その傾きを急にする。外部接合部に関する本実験結果は、著者等の既往の解析結果と定性的に対応している。一方、内部接合部については解析的には未検討の段階であるが、柱軸力の効果が小さいという実験結果は上述の柱危険断面の応力分布の変化と密接に関連していると思われる。

### 3.5 接合部内せん断補強筋の出力とその役割

図-7に各シリーズの接合部中央に配されたせん断補強筋の歪出力推移の包絡線を示す。 $p_w =$

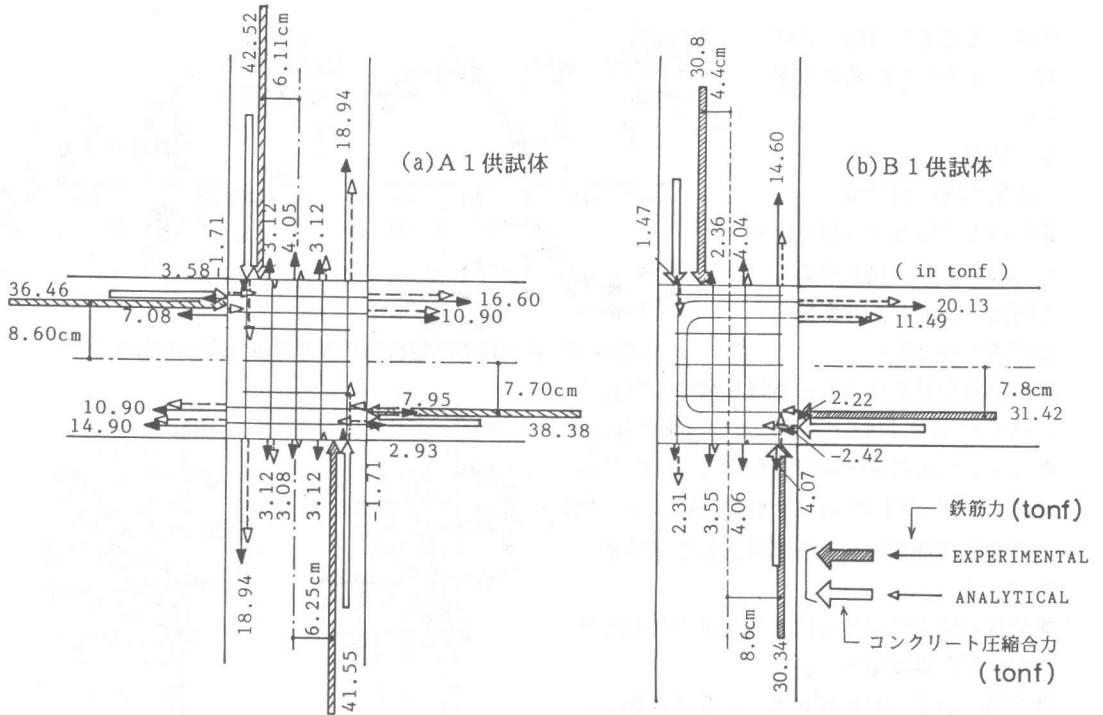


図-6 最大耐力時の接合部まわりの応力状態

0.41%の供試体では最大耐力時には降伏ひずみを越える。また、 $p_w=1.1\%$ の供試体でも、降伏ひずみもしくはその近傍の出力になっている。最大耐力に至るまでの経路は、同一荷重時に生じるひずみ値が軸力の大きい供試体ほど小さい。このことは接合部せん断破壊が防止された接合部では柱軸力の大きいほど補強筋の効果が減少することを示している。

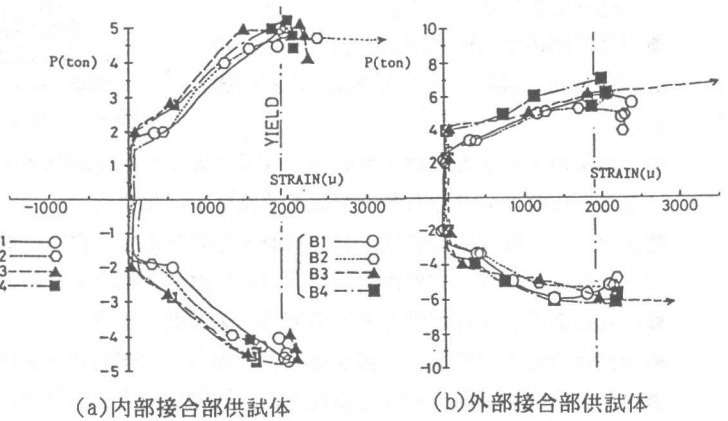


図-7 せん断補強筋ひずみ出力の包絡線

### 3.6 接合部内梁主筋の付着、定着性状

図-8は、梁未降伏の内部接合部供試体の梁上端二段筋の外側筋と内側筋の接合部内での平均付着応力の推移を示している。最大耐力時の付着応力は外側筋で $50\sim 60\text{kgf/cm}^2$ であり、付着劣化は顕著には生じていない。しかし、内側筋では圧縮側の引張転化が早期から生じ、最大耐力時に $20\text{kgf/cm}^2$ 程度の付着応力しか発揮せず、ピーク以降の低下も激しい。これは、内側筋が接合部のせん断ひびわれと交叉してあたかもせん断補強筋のような挙動を示すことによると思われる。

図-9は外部接合部の梁定着筋のひずみ分布の推移例を示す。折り曲げ開始点までの直線部(のみこみ部)での伝達力は梁二段筋の外側筋では全引張力の約 $1/3$ (柱低軸力供試体) $\sim 1/2$ (柱高軸力供試体)である。一方、二段筋の内側筋ではこの比率より小さく、特に低軸力供試体では

のみこみ部で全引張力の約10%を定着しているにすぎない。

#### 4 結論

本実験範囲内では、

- 柱軸力の増大 ( $1/12 f_c \sim 1/4 f_c$ ) は内部接合部のせん断耐力にほとんど影響を及ぼさなかった。

- 外部接合部のせん断強度は柱軸力の増大 ( $1/10 f_c' \text{ から } 1/4 f_c'$ ) により11%上昇した。

- 接合部せん断補強筋量の増大 ( $p_w=0.41\% \text{ から } 1.1\%$ ) による接合部せん断強度の上昇率は内部接合部で2%、外部接合部で4%と小さかった。

- 梁未降伏条件下での内部接合部のせん断強度は $0.25 f_c$ 程度である。

- 外部接合部のせん断強度は、梁定着筋投影長さを用いた抵抗面積を考えれば内部接合部と大略同じ評価ができる。

- 梁降伏時のせん断力が上記の約90%の場合は、繰り返し载荷により接合部せん断破壊に至る。

- 接合部の $\tau-\gamma$ 曲線は $\gamma=0.5\sim 1.0\%$ で大きく剛性が低下する形状であり、また $\gamma=0.5\%$ 程度になると以降の繰り返し载荷で大きく剛性が劣化する。

- 接合部せん断耐力時には、柱危険断面の鉄筋力は平面保持解析より引張側に大きくシフトする。コンクリート圧縮合力作用位置が柱軸心に近づき幅の広い斜め圧縮束が形成される。

- 柱軸力の大きいほどせん断補強筋の効果は低下する。

- 内部接合部では梁筋を二段配筋とした場合、内側筋は小さい付着力しか発揮しない。

- 外部接合部の梁折り曲げ定着筋では、柱軸力が大きいほど、折り曲げ開始点までの直線部で伝達される鉄筋力は大きい。

[付記] 本研究は、本学大学院生の後藤雅浩君、山田稔明君との協力のもとに遂行されたことを付記する。

#### [参考文献]

[1]角、浅草：RC柱・はり外部接合部の耐力と靱性、コンクリート構造物の靱性とその評価法に関するコロキウム、JCI-C12、昭和63年3月

[2]森田、藤井、野村：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年

[3]藤井、森田：外部柱・梁接合部のせん断抵抗機構、日本建築学会構造系論文報告集、第398号、1989年4月

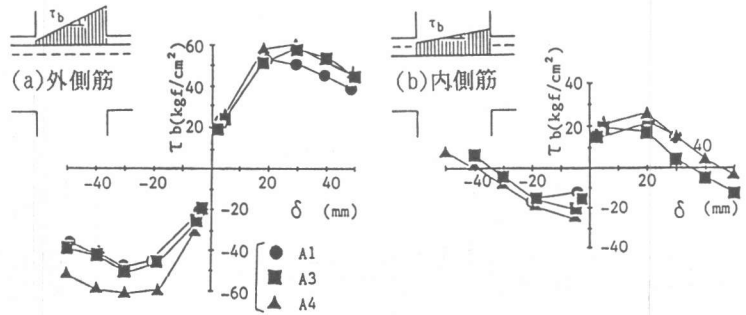


図-8 梁二段筋の接合部での平均付着応力の推移

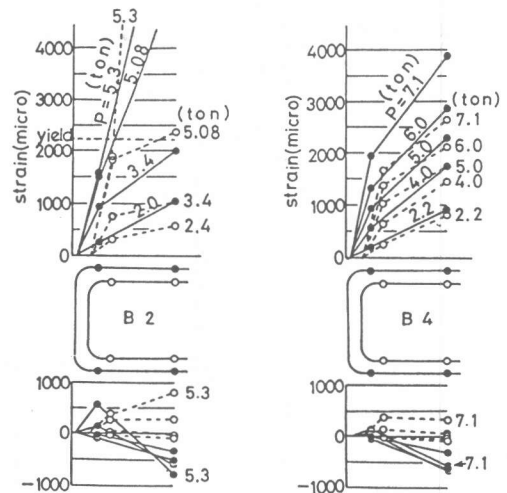


図-9 梁定着筋の接合部でのひずみ分布の推移