

論文 引張軸力を受ける RC 外部柱梁接合部に関する実験的研究

濱田 真^{*1}・石橋久義^{*2}・堀江 啓^{*3}

要旨：本研究では、RC外部柱梁接合部に関して、柱に引張軸力が作用している場合の接合部の挙動を把握するため、2体のト字形架構について静的載荷実験を行った。1体は梁曲げ降伏先行型の試験体で、もう1体は接合部に入力されるせん断力が梁曲げ降伏先行型の2倍となるように設計した試験体である。実験結果より、引張軸力下でも曲げ降伏先行型の試験体は設計通りの挙動を示したが、接合部へ入力されるせん断力を2倍にした試験体は、柱の主筋降伏が先行し、梁の曲げ破壊と接合部のせん断破壊が混在するような破壊モードを示した。

キーワード：外部柱梁接合部, 引張軸力, 接合部せん断耐力

1. はじめに

終局強度指針¹⁾や靱性保証指針²⁾における柱梁接合部の設計では、接合部せん断耐力に影響を及ぼす要因としてコンクリート強度が最も支配的であることから、接合部への入力せん断力を接合部コンクリート平均せん断応力度によって制限する方法を採用している。接合部のせん断耐力に影響を及ぼす要因としては、コンクリート強度の他に、接合部のせん断補強筋量や梁主筋比、柱主筋比などがあるが、その影響はコンクリート強度に比べて小さいことが指摘^{3), 4)}されている。また、柱軸力が圧縮軸力の場合には、接合部のせん断耐力に及ぼす軸力の影響は小さいことも指摘されている。

一方、外部接合部(ト字形)については、これまで内部接合部(十字形)に準じて評価されることが多かったが、各影響因子の効果が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知れない。角ら⁵⁾によると、圧縮軸力下では梁曲げ破壊となったト字形接合部が、一定または変動の引張軸力下ではせん断破壊に転

じた実験例があり、引張軸力を受ける接合部のせん断設計には注意を要するとの報告がある。

そこで本実験的研究では、引張軸力下にある接合部の基礎資料を得るため、梁から接合部に入力されるせん断力のレベルを2段階設定し、静的載荷実験により接合部の挙動(変形, 耐力)を把握することを目的とした。

2. 実験計画

2.1 試験体

表-1に試験体の一覧を、図-1に試験体形状および配筋を示す。試験体は外部柱を想定したト字形接合部架構の2体である。J-9は、最下階の柱脚および最上階の柱頭を除き、梁の曲げ降伏が先行する全体降伏型として設計されたRC造41階建て実建物の6階部分の外部接合部を約1/2に縮尺した部分架構であり、梁の曲げ降伏先行型である。これに対してJ-10は、接合部に入力されるせん断力(梁曲げ耐力)が、J-9に比べて2倍となるように梁主筋量を増やした試験体である。梁主筋は、J-9が上下とも4-D19(SD490)、J-10が上下

* 1 (株)熊谷組 技術研究所 建築構造グループ 工修 (正会員)

* 2 (株)熊谷組 技術研究所 建築構造グループ副部長 工修

* 3 理化学研究所 地震防災フロンティア研究センター (正会員)

とも6-D19(USD685)で、梁断面は両試験体ともB×D=230×450とした。また梁主筋は接合部にU字型に定着させ、その水平投影長さは0.75D(D:柱せい)とした。柱は両試験体とも主筋が16-D19(SD490)、芯筋が4-D19(SD390)で、断面はB×D=450×450とした。柱および梁のせん断補強筋にはD6(USD785)の溶接閉鎖型鉄筋を使用した。コンクリートの設計基準強度は、柱が60MPa、梁が45MPaとした。

2.2 加力方法

図-2に加力装置図を示す。試験体の柱を床に対して水平に、梁を垂直にセットした。柱軸力は柱両端の柱主筋を溶接させた定着プレートにアクチュエーター(ACT1とACT2)で引張ることにより導入した。作用させた引張軸力は $0.5\Sigma(ag \cdot \sigma_y)=1344\text{kN}$ で、試験中は一定(荷重制御)ではなく、マニュアルの変位制御により実施に保った。水平力は柱支点位置をピン・ローラー支持した状態でACT3により梁端に繰り返し荷重を作用させた。加力履歴は層間変形角(R)で制御し、 $R=1/400, 1/200, 1/100, 1/50, 1/33, 1/25, 1/20\text{rad}$ と漸増させた。尚、水平力による変形のためACT1とACT2には軸偏芯が生じるが本実験でこの影響は無視した。また、水平力により上柱と下柱とでは軸力差が生じるが、上柱あるいは下柱に生じている軸力の一方は必ず初期導入軸力となるので、本実験ではこの軸力を接合部に生じている軸力とした。

2.3 測定方法

試験体梁端部の変位、接合部のせん断変形角などは、柱支点位置でピン・ローラー支持した計測用フレームを用いて測定した。また主要な柱主筋、梁主筋、せん断補強筋についてのひずみを計測した。表-2に使用した材料の試験結果を示す。梁主筋のUSD685とせん断補強筋のUSD785では明確な降伏点が得られなかったため、0.2%オフセット法で降伏強度を定めた。

表-1 試験体一覧

		J-9	J-10	備考	
柱	コンクリート強度(MPa)	60		縮尺:S=1/2.22	
	断面 B×D(mm)	450×450			
	主筋	配筋	16-D19		SD490
		芯筋	4-D19		SD390
		等価断面積	52.288		
	a t (cm ²)	2.58			
	P g (%)	0.517			
梁	コンクリート強度(MPa)	45			
	断面 B×D(mm)	250×430			
	主筋	配筋	4-D19	6-D19	上下端筋共通 J-9: 1段配筋 J-10: 2段配筋
		種類	SD490	USD685	
		a t (cm ²)	11.48	17.22	
	P t (%)	1.177	1.829		
横補強筋	配筋	4-D6@55		溶接閉鎖型 USD785	
	P w (%)	0.640			
接合部	コンクリート強度(MPa)	60			
	せん断補強筋	配筋	4-D6@55		溶接閉鎖型 USD785
	P w (%)	0.517			

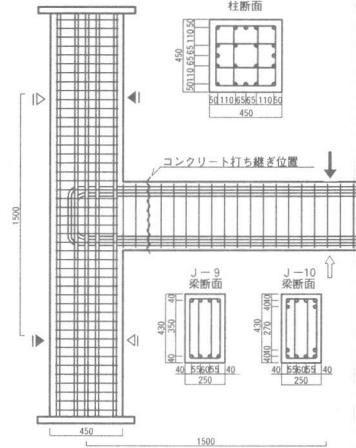


図-1 試験体形状および配筋

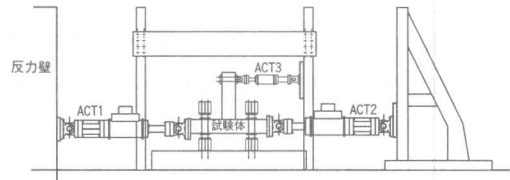


図-2 加力装置

表-2 材料試験結果

鉄筋の材料試験結果				
	種類	降伏強度 MPa	降伏歪 ×10 ⁻⁵	
柱主筋	D19	SD490	527	2560
柱主筋	D19	SD390	443	2150
梁主筋	D19	SD490	527	2560
梁主筋	D19	USD685	745	3620
せん断補強筋	D6	USD785	950	4610
コンクリートの材料試験結果				
	圧縮強度 MPa	割裂強度 MPa	弾性係数 GPa	
柱コンクリート	57.4	3.80	32.9	
梁コンクリート	34.3	3.30	27.7	

3. 実験結果

3.1 破壊経過

図-3に層せん断力(Q)ー層間変形角(R)関係を、図-4にR=1/50radのサイクル終了時のひび割れ発生状況を示す。両試験体とも引張軸力を導入した際、柱に輪切り状の引張ひび割れが約15cm間隔で発生した。J-9は正負両方向とも梁曲げひび割れ、接合部せん断ひび割れの順でひび割れが発生し、R=1/130rad(Q=161kN)前後で梁主筋が降伏した。その後、梁の曲げ終局耐力を越え、R=1/33radのループで柱主筋が引張降伏し、最大耐力に至った。J-10は正負両方向とも、梁曲げひび割れ、接合部せん断ひび割れが発生した後、R=1/130rad(Q=200kN)前後で柱主筋が引張降伏、R=1/95rad(Q=270kN)近傍で梁主筋が降伏した。その後、梁の曲げ終局耐力を越え、接合部内せん断補強筋が降伏し、正方向ではR=1/20radまで耐力が上昇し、負方向ではR=1/33radで最大耐力を示し、それ以降は耐力低下を示したが、この原因は不明である。履歴形状としては、J-9は紡錘形の安定したループを描いているが、R=1/50radのループからQ=0付近でややスリップの傾向がみられ、J-10はR=1/33radのループからスリップが顕著となっている。接合部に発生したひび割れを比較すると、接合部に入力されたせん断力が大きいJ-10の方がJ-9に比べてひび割れが多く発生しており、最終破壊状況もJ-10試験体は接合部がかなりの損傷を受けていた。

3.2 接合部のせん断変形角

図-5に接合部せん断応力度(τ_p)ーせん断変形角(γ)関係を示す。接合部せん断応力度は終局強度指針1)にならい下式により求めた。

$$\tau_p = (Mb - Qc \cdot jb) / (bj \cdot Dj \cdot jb) \quad (1)$$

ここで、Mb：梁端部(柱フェイス)位置における曲げモーメント、Qc：柱せん断力、jb：梁応力中心間距離、bj：接合部有効幅(=(柱幅+梁幅)/2)、Dj：梁主筋の水平投影長さである。また、 γ の測定は図-5内に示したように接合部に

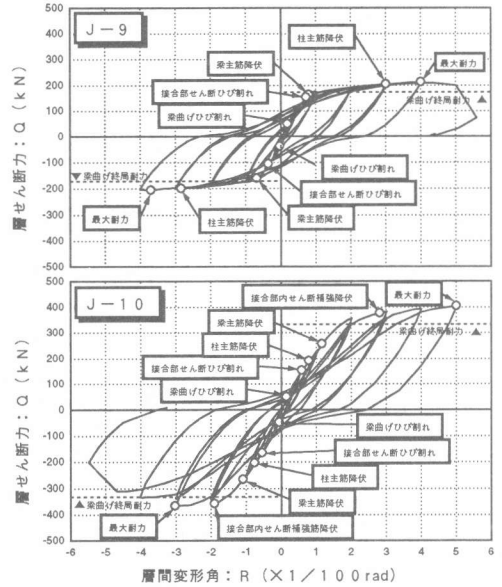


図-3 Q-R関係

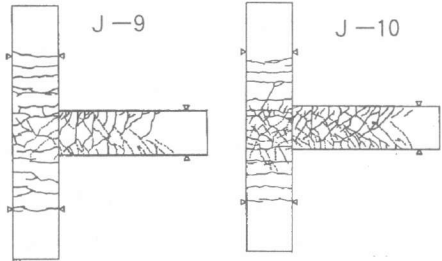


図-4 ひび割れ発生状況

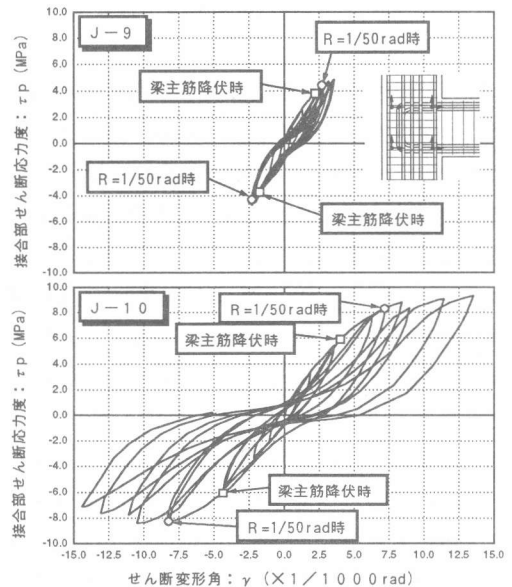


図-5 τ_p - γ 関係

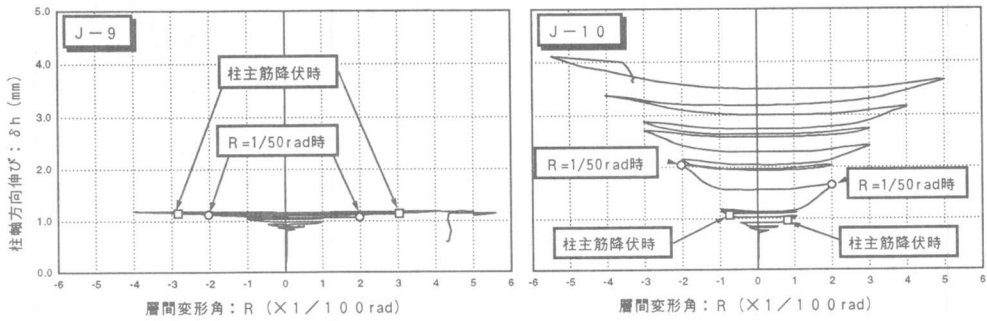


図-6 $\delta h - R$ 関係

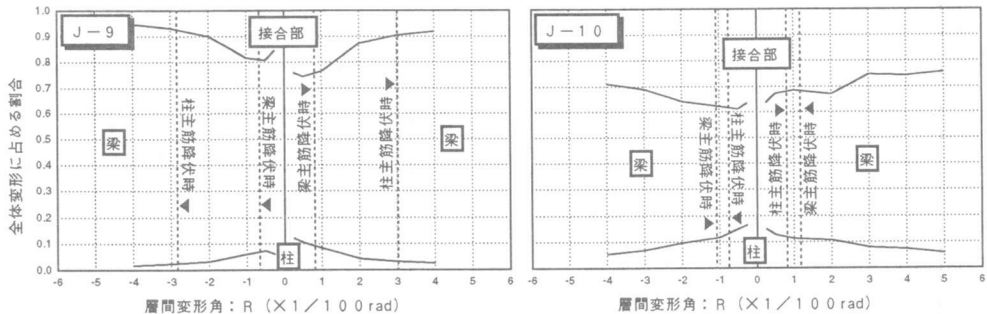


図-7 変形成分の推移

配した4本のボルトの位置と計測用フレームとの水平・鉛直方向の相対変位から求めた。両試験体とも $\tau p = 4.0 \text{MPa}$ ($Q = 200 \text{kN}$) 程度では $\gamma = 2.5/1000 \text{rad}$ であり、J-10は接合部に入力されるせん断力が大きくなるにつれて γ も徐々に大きくなり、最大で $\gamma = 14/1000 \text{rad}$ まで達していた。

3.3 柱軸変形

図-6に柱軸方向伸び(δh)—層間変形角(R)の関係を示す。ここで示した δh は柱の両支点間の相対変位である。引張軸力を導入した時点で、両試験体とも約0.75mm程度の軸伸びが生じていた。変位振幅が大きくなるにつれて、J-9はほとんど δh は進んでいないが、J-10は徐々に δh が伸展し、最大で約4.0mmまで伸びていた。また柱の1段(最外)主筋が降伏した点を図示したが、J-10では降伏後に δh が伸展しているが、J-9では柱主筋が降伏しても δh が伸展していない。これはJ-9では接合部のせん断変形角が $\gamma = 2.5/1000 \text{rad}$ 程度で頭打ちとなっているのに対し、J-10では接合部へ入力されるせん断力の増大に伴いせん断変形角(γ)が大きくなっているためだと考えられ

る。

3.4 変形成分

図-7に層間変形に対する柱、梁および接合部の変形割合の推移を示す。J-9の変形成分をみると、 $R = +1/100 \text{rad}$ では柱8%、梁68%、接合部24%であり、梁降伏先行型にしては接合部の割合が大きくなっていた。これは引張軸力により接合部にもひび割れが生じ、接合部の剛性が低下したためだと考えられる。J-10では、同じく $R = +1/100 \text{rad}$ で柱11%、梁57%、接合部32%であった。柱の変形割合をみると、両試験体とも柱主筋降伏後においても、層間変形角が大きくなるにつれて小さくなっている。これは引張軸力により柱部材の変形が引き戻されているためだと考えられる。

3.5 鉄筋のひずみ分布

図-8に柱主筋の梁せい中央位置(接合部内)でのひずみ分布を、図-9に梁主筋のU字形定着部のひずみ分布を、図-10に柱および接合部内せん断補強筋のひずみ分布を示す。

柱筋のひずみ分布をみると、両試験体とも軸力を導入した時点で 1000μ 程度ひずみ、加力中も常

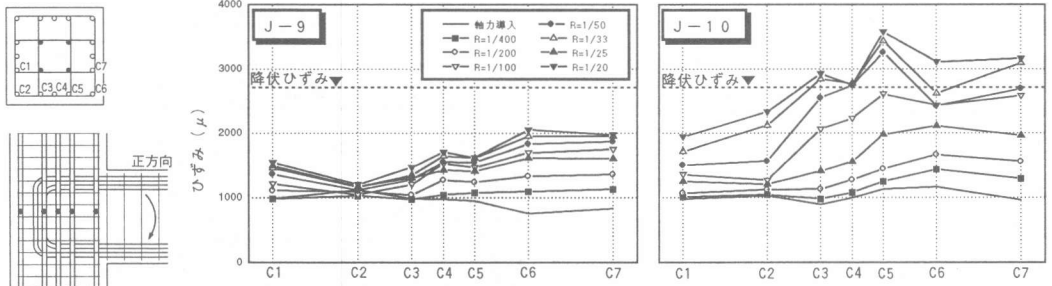


図-8 柱主筋のひずみ分布

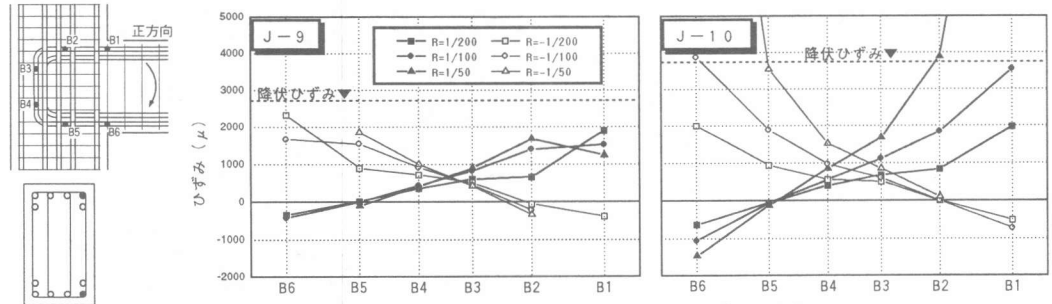


図-9 梁主筋のひずみ分布

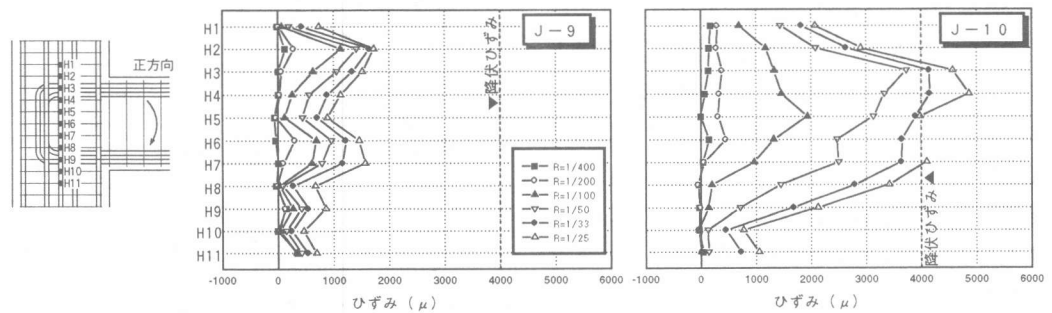


図-10 セン断補強筋のひずみ分布

に引張ひずみとなっていた。J-9では実験終了時まで降伏ひずみに達していなかったが、J-10では引張側の主筋(C7)から柱せい中央位置の主筋(C3)までが降伏ひずみに達していた。梁主筋のひずみ測定は、側筋と中筋について行ったが、図-9示したのは側筋のものである。両試験体とも中筋の方が先に降伏ひずみに達していたが、側筋と中筋とも梁の危険断面位置(B1, B6)におけるひずみが一番大きく、U字定着部(B3, B4)のひずみが一番小さくなっていた。したがって梁はU字定着部において接合部に十分に定着されていたと考えられる。せん断補強筋についてみると、J-9では降伏していなが、入力せん断力が大き

いJ-10では $R=1/33$ radで降伏していた。以上の実験結果より試験体の最終破壊モードは、J-9が梁の曲げ降伏破壊、J-10が柱主筋降伏後の梁の曲げ降伏と接合部のせん断破壊が混在したものと判定した。

4. 接合部耐力の検討

表-3に諸耐力の計算値と実験値の示す。また、図-11に計算による梁曲げ耐力、柱曲げ耐力、接合部せん断耐力と実験値の関係を、縦軸に柱軸力(N_c)、横軸に層せん断力(Q_c)をとって示す。まず、J-9についてみると、 $R=1/50$ rad時の層せん断力実験値(eQ_{50})は、梁曲げ終局耐力計算

値(cQb)の約1.1倍程度となっていた。柱1段筋降伏耐力計算値(cQmy)と接合部せん断耐力計算値(c τ p)に対してはまだ余裕があるようにみえるが、実験では柱1段筋は降伏していた。次にJ-10については、J-9と同様にR=1/50rad時の層せん断耐力実験値(eQ50)は、梁曲げ終局耐力計算値(cQb)の約1.1倍となっていた。また柱1段筋の降伏耐力もJ-9とほぼ同じ比率(eQmy/cQmy=0.58)で実験値の方が計算値よりも小さくなっていた。J-10の接合部せん断耐力を比較すると、実験値は計算値(c τ p)をR=1/50radの時の上回り、実験値最大耐力時の接合部せん断応力度(e τ max)は計算値の1.15倍まで達していた。

5. まとめ

本実験結果から、引張軸力下における外部柱梁接合部について以下のことが分かった。

- ①実建物を模擬した試験体(J-9)では、引張軸力を与えても設計通りの梁曲げ降伏破壊となった。
- ②接合部へ入力されるせん断力を2倍にした試験体(J-10)は、柱主筋の降伏が先行し、梁の曲げ破壊と接合部破壊が混在した破壊モードとなり、明確な接合部のせん断耐力を確認することはできなかった。
- ③両試験体ともR=1/50rad時の実験値耐力は、梁曲げ終局耐力計算値とほぼ一致した。

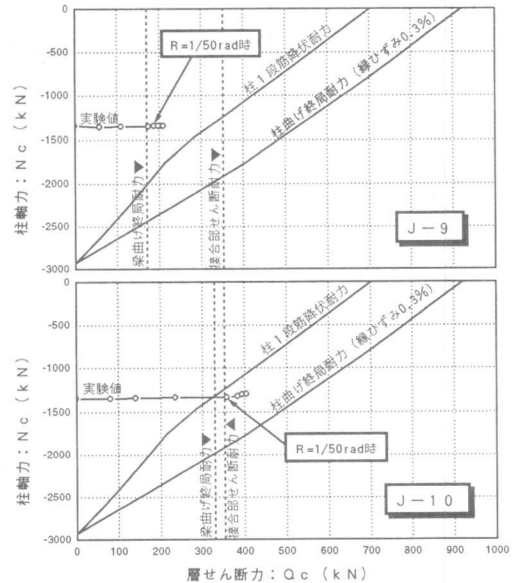
[参考文献]

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1990
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説, 1997
- 3) 寺岡勝, 狩野芳一, 小林勝巳：鉄筋コンクリート造内部柱・梁接合部のせん断強度に関する調査および検討—普通コンクリートを用い, 直交梁のない場合—, 構造工学論文集, Vol. 37B, pp365-378, 1991. 3
- 4) 草刈敏夫：既往の実験データを用いたRC造ト字型柱梁接合部のせん断強度に関する検討, 日

表—3 実験結果と計算値

	記号	J-9		J-10	
		正	負	正	負
柱1段筋降伏時耐力	eQmy	204	200	190	204
R=1/50rad時耐力	eQ50	189	189	359	361
同接合部せん断応力度	e τ 50	4.35	4.34	8.25	8.32
実験値最大耐力	eQmax	211	205	405	367
同接合部せん断応力度	e τ max	4.85	4.72	9.32	8.44
梁曲げ終局耐力*1	cQb	171	171	333	333
柱1段筋降伏耐力*1	cQmy	345	345	345	345
柱曲げ終局耐力*1	cQmu	572	572	572	572
接合部せん断耐力*2	c τ p	8.08	8.08	8.08	8.08
eQ50/cQb		1.11	1.11	1.08	1.08
eQmy/cQmy		0.59	0.58	0.55	0.59
eQ50/cQmy		0.55	0.55	1.04	1.05
e τ 50/c τ p		0.54	0.54	1.02	1.03

・左側の添え記号 e：実験値 c：計算値
Qは層せん断力換算値
e τ は接合部せん断応力度で(1)式により換算
*1：断面解析
*2：靱性指針 ($\tau_{ju}=0.7 \times 0.85 \times 0.8 \times \sigma_B^{0.7}$)
単位 Q：(kN) τ ：(MPa)



図—11 実験値と計算値の関係

本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, pp667-668, 1991. 9

- 5) 角徹三, 浅草肇, 青木正美：鉄筋コンクリート柱・はり外部接合部を含む靱性評価, 日本建築学会構造系論文報告集, No. 401, 1989. 7