

論文 RC 造偏心柱梁接合部の耐震性能に関する実験的研究

黒澤 亮太郎*1・近藤 龍哉*2・佐藤 学*3・広沢 雅也*4

要旨：兵庫県南部地震により RC 系中高層建物を中心に柱梁接合部に被害が生じた。接合部の被害原因の一つとして梁と柱の偏心接合による捩り応力が指摘されている。そこでこの捩りせん断破壊性状に着目した準実大破壊実験を行った。その結果ひび割れ発生から破壊に至るまで捩り応力による影響が明確に表れ、最大強度実験値は偏心の影響により約 7% 低下した。また最大強度実験値は既提案の評価式による計算値との比で見ると既往の小型試験体のデータより小さく、寸法の増大による耐力の減少の傾向が見られた。

キーワード: 柱梁接合部, 偏心接合, 捩り応力, 強度低下, 剛性低下, 変形性能, 寸法効果

1. はじめに

兵庫県南部地震では現行耐震規定により設計, 施工された RC 及び SRC 造建物のうち中高層建物を中心に柱梁接合部に顕著な被害が生じた。柱梁接合部に被害を受けた多くの建物は改修が困難となり, ごく一部の例外を除き大部分が解体されたことから多くの注目を集めた。接合部の被害原因の 1 つとして梁が柱に偏心接合しているために生じる捩り応力の影響が挙げられている。しかし既往の RC 系建物は用途上使い易さ等から柱と梁が偏心接合をしているものが大多数を占めているのが現状である。そこで本研究では偏心接合した準実大柱梁接合部の捩りせん断実験を行い, 柱梁接合部せん断破壊に対する偏心の影響について検討し, また既往の接合部せん断実験結果と併せてスケールイフェクトの影響について比較検討をする。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体は中高層 RC 造建物の外周構面 1 階中柱位置を想定し, 主な変動因子を偏心距離として 3 体作成した。表 - 1 に試験体諸元一覧を, 図 - 1 に試験体梁断面図を, 図 - 2 に試験体配筋詳細図を示す。

01-E00 と 01-E085 では主に偏心の有無($e=85\text{mm}$)

表 - 1 試験体諸元

		E00	E085	E135
形状	H (mm)	2000		
	L (mm)	2600		
	e (mm)	0	85	135
	e_1	0	0.21	0.45
柱	$b_c \times D_c$ (mm)	400 × 500		500 × 300
	d_c (mm)	450		250
	n-	5-D19		5-D19
	(c_{pt} :%)	(0.72)		(0.96)
	n- -@	2-D10@100		2-D10@100
	(c_{pw} :%)	(0.36)		(0.28)
ρ (N/mm^2)	6.01	5.65	5.74	
梁	$b_d \times D_d$ (mm)	230 × 500		230 × 450
	d_b (mm)	420		370
	n-	6-D19		4-D19
	(b_{pt} :%)	(1.78)		(1.35)
	n- -@	2-D10@100		2-D10@100
(b_{pw} :%)	(1.24)		(0.62)	

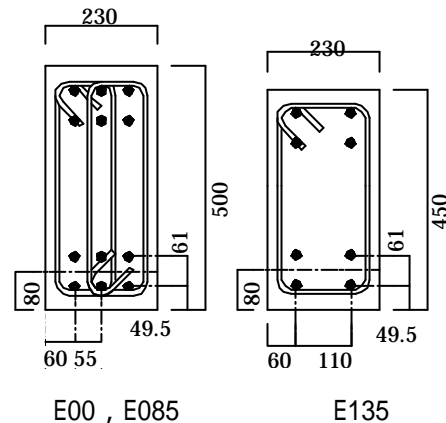


図 - 1 梁断面図

*1 工学院大学大学院 工学研究科建築学専攻 (正会員)

*2 工学院大学 建築学科講師 工修 (正会員)

*3 小田急建設(株) 技術開発部 修士(工学) (正会員)

*4 工学院大学 建築学科教授 工博 (正会員)

を変数とした。また、これに対し柱断面を長方形としかつ、梁断面、鉄筋量、偏心距離($e=135\text{mm}$)の異なる 01-E135 の計 3 体とした。文献 3 よりそれぞれ計算上の接合部せん断余裕度 S_j を 1.03, 1.03, 0.84 となるように梁主筋量を設定した(以下、試験体の「01-」は省略する)。スラブ及び直交梁の有無については計測の際に妨げとなるために取りつけていない。E085 及び E135 は柱側部と梁幅端部を面位置で揃えた(以下、側面を揃えた側を偏心面、逆側を非偏心面、梁が接合している直交面を柱側面と記す)。

2.2 実験方法

図 - 3 に加力装置図を示す。耐力壁に加力冶具を組み、試験体を吊り上げた状態に設置した。柱の反曲点に位置する上下端部はピン支持をし、両梁外側端部にアクチュエータによりせん断力を与え、また柱上ピン上部から油圧ジャッキにより、圧縮力をかけ一定に保持した。

図 - 4(a), (b)それぞれに E00 及び E085 の計測位置, E135 の計測位置を示す。なお 印はゲージホルダー固定位置であり計測データを固定方法を考慮して補正をしている。

図 - 5 に E085 E135 の加力サイクルを例示する。加力計画は荷重制御による加力を数回行い、変形制御により層間変形角 $R=1/200, 1/100, 1/50$ を各 3 回ずつ(E00 は $1/200$ は 2 回)正負交番繰り返し加力した後 $R=1/25$ を 1 回行った。軸力は E00 及び E085 が 1176KN , E135 が 882KN ($\sigma_0=5.88\text{N/mm}^2$) で一定加力の下に行った。

2.3 材料特性

表 - 2(a), (b)それぞれにコンクリート、鋼材の材料特性を示す。

3. 実験結果

3.1 全体挙動

図 - 6(a), (b), (c)それぞれに 3 体に最終加力後のひび割れ展開図、層せん断力(Q_c) - 層間変形角(R_c) 曲線、各サイクルにおける剛性低下率の推移((c)の横軸は図 - 4 に対応)を示す。 Q_c は梁荷重を層せん断力に換算し、 R_c は偏心面での両梁外側端部の鉛直方向変形量を加力点間距離で除したものを使用している。

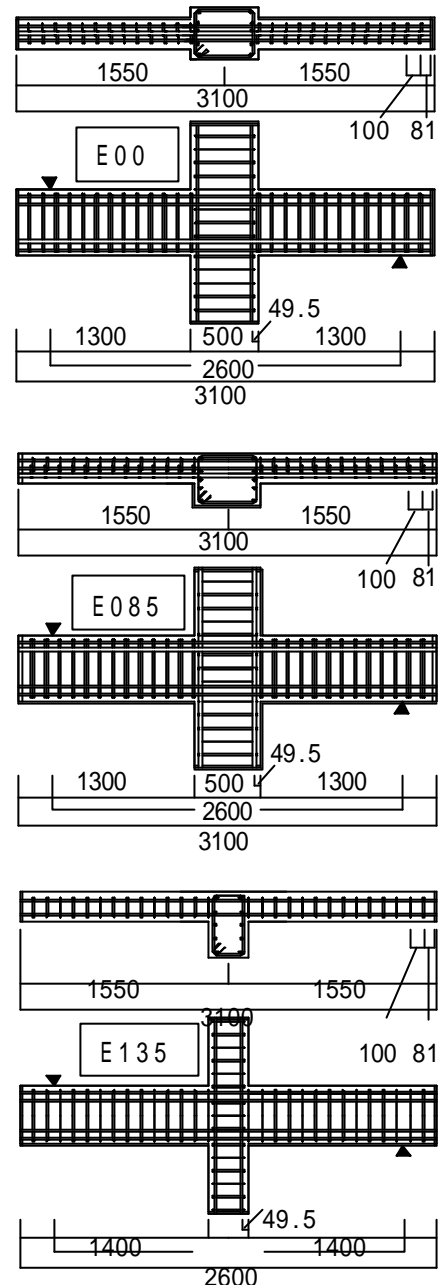


図 - 2 試験体配筋図

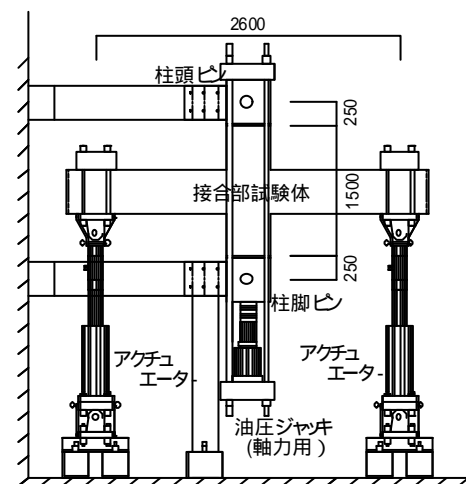
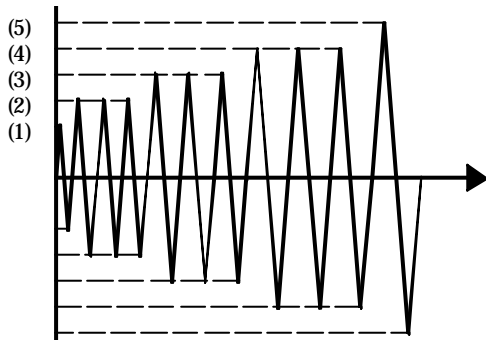


図 - 3 加力状況図

荷重制御の段階で3体共に梁 柱側面，パネル内にひび割れが生じる。R=1/200 サイクル終了時までひび割れ進展状況や強度，剛性の劣化の差は殆ど見られない。

R=1/100 ステージでも 3 体共に強度，剛性の劣化に大きな差が見られないが，破壊状況において 3 回目ピーク時における最大ひび割れ幅はパネル内で E00 が 0.30mm に対し E085 偏心面，非偏心面が 0.40，0.10mm であり，また E135 が 0.65，0.02mm である。ひび割れ量も E085 及び E135 の特に偏心面パネル内に集中し，E135 ではひび割れがパネル内から柱側面へ螺旋状に繋がりはじめ。

E135 では R=1/100，E085 では 1/50 から梁にひび割れが進展せず破壊がパネル内のみに集中し剥落に至る。1/50 ステージでは 3 体共に最大強度をむかえ，3 回の繰返しによる強度低下は E00 : E085 : E135=32% : 41% : 34%となる。



(1) : 127.4N 制御, (2) : R=1/200, (3) : 1/100, (4) : 1/50, (5) : 1/25

図 - 5 加力計画

表 - 2 材料特性

(a) コンクリート

	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	材齢(日)
E00	24.02	16654	220
E085	23.04	16872	224
E135	22.72	16878	228
平均	23.26	16768	

(b) 鋼材

鋼種 (呼び径)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び率 (%)
SD295A (D10)	357.95	474.59	20.12
SD345 (D19)	384.03	553.40	16.65

R=1/25 ステージのピーク時における耐力低下率は E00 : E085 : E135=0.90 : 0.74 : 0.85 となる。また E085 でも 1 回目のピーク時でひび割れが螺旋状に繋がる(接合部先行破壊 J 型: 柱及び梁は降伏していない)。

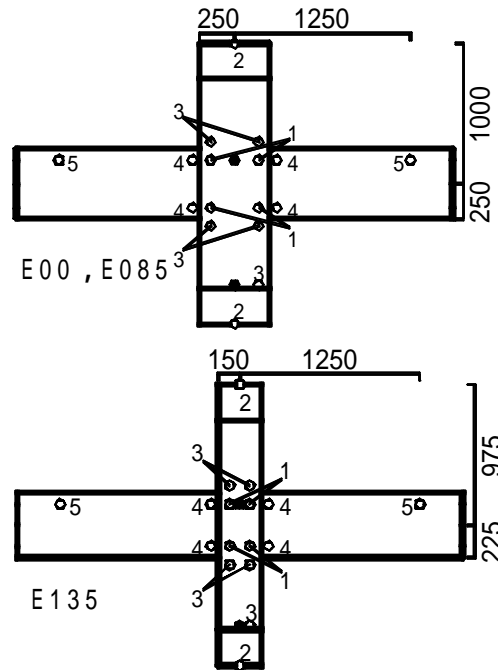


図 - 4 変位計測位置

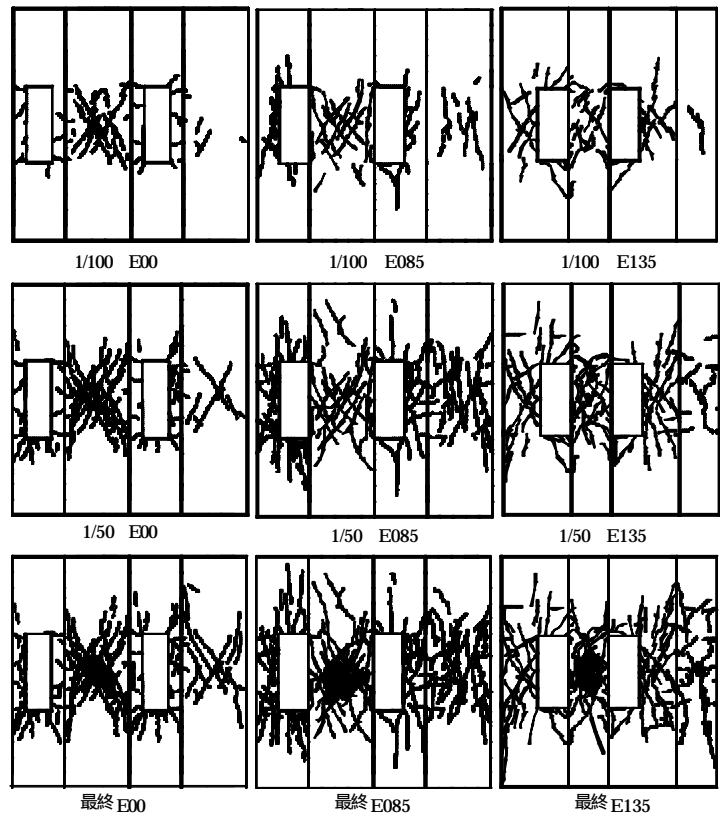


図 - 6(a) ひび割れ状況図

3.2 接合部挙動

図-7に3体の(a),(b)それぞれに接合部せん断応力度() - 接合部せん断変形角()関係, 接合部せん断応力度() - 捩り率()の関係を示す。は梁荷重を接合部せん断力に変換し柱断面で除したもの($s=Q_j/b_c \cdot D_c$)使用している。はパネル変形を3体共に一律して比較するために梁芯を軸とし, 偏心面パネル内変位計(図-4)の面外方向データによりパネル内のベクトル成分により算出した。また, この時による補正も考慮する。一方の定義は接合部に純捩り変形のみが生じたの変形を L (変位計間距離)で除したもので算出した。

E00のせん断変形角は最大で0.015radと殆どせん断変形を起こしておらず弾性剛性を保持しており強度低下も起こしていない。また捩り率も殆ど見られず、捩り変形を起こしていない。接合部変形が生じるとE085($e_1=0.21$)は3体の中で最も大きなせん断変形を生じており、最大変形時で比較するとE00の約5.1倍の変形を起こしている。

4. ひび割れ強度及び最大強度の検討

表-3に接合部パネルに生じたひび割れ及び最大強度について既往の計算値に対する実験値の比率を示

す。諸強度は全て梁荷重を層せん断力に換算した値を用いている。

4.1 ひび割れ強度

柱と梁が偏心接合していると通常生じるせん断応力度(s)に加えて捩りモーメント(M_t)による捩り応力度(t)が生じる。 t は中心からの距離に比例し、かつ、周辺で全て同一に生じると仮定すると

$$M_t = \frac{H - j_g}{H} Q_j e \quad (1)$$

$$\sigma_{\max} = t + s = \frac{Q_j}{b_c D_c} \left\{ 1.5 + \left(\frac{8e_1}{1 + (D_c/b_c)} \right) \right\} \quad (2)$$

となり σ_{\max} と σ_0 による主応力度が cF_t に達した時にひび割れが発生するとすれば(3)式が得られる。

$$cV_{jc} = \frac{\sqrt{\sigma_0^2 + cF_t + cF_t^2 b_c D_c}}{1.5 + \{8e_1/(1 + D_c/b_c)\}} \quad (3)$$

ここで(2), (3)式は文献1)を参考とする。

この提案式による計算結果によれば、軸方向応力度が0から5.88N/mm²へと増大することにより cV_{jc} は1.35倍となり、影響が大きい。また偏心率が0から0.45へと大きくなることにより、ひび割れ強度は約0.25倍となる。このように接合部せん断ひび割れ強度には、作用軸方向応力度や柱と梁の偏心量の影響が大きい。

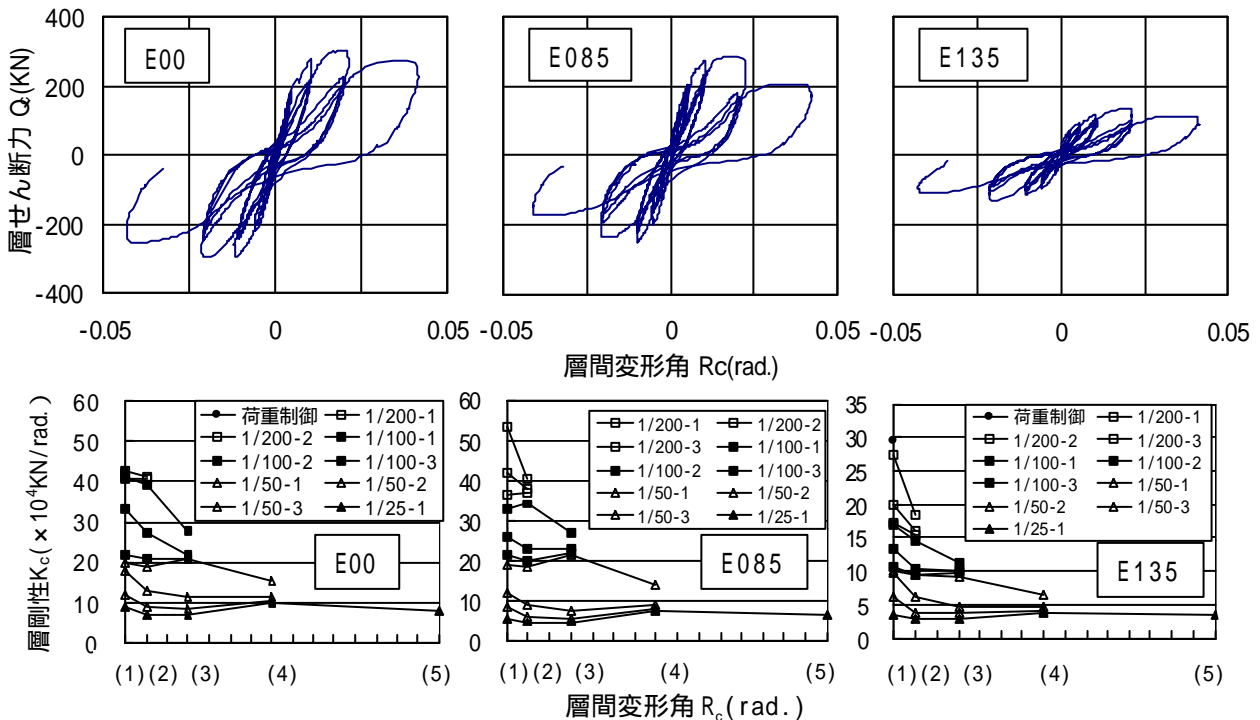


図-6(b) $Q_c - R_c$ 曲線 (c) $K_c - R_c$ 低下率関係

せん断ひび割れ強度時の接合部平均せん断応力度 $c_{jc} = Q_{jc} / (b \cdot D_c)$ は、偏心の増大に伴う捩りモーメントの影響により $e_1=0(E00)$, $e_1=0.21(E085)$, $e_1=0.45(E135)$ の各試験体で $1 : 0.83 : 0.79$ と低下した。

せん断ひび割れ強度の実験値は、接合部に作用する捩りモーメントによるせん断応力度を考慮した偏心側の主応力度をコンクリート引張強度と等置して得られる計算値と対応するので、提案式に対する実験値の比率はE00 , E085 , E135 では $0.72, 0.87, 1.34$ と比較的バラツキはあるものの 1.0 に近い値となった。

4.2 最大強度

表 - 3 に既往の提案式による計算値と実験値の比較を示す。各試験体の破壊モードは全て柱・梁の曲げ降伏以前の柱梁接合部のせん断破壊であるが、最大強度計算値は梁曲げ降伏時せん断力(4)式、接合部せん断耐力(5)式、捩りモーメントによる耐力低下率(6)式について算出した値により求め、これを柱層せん断力に換算している。

$$cQ_{bmu} = \frac{0.9 a_t \cdot y \cdot d_b (L_0 + D_c / 2)}{L_0} \quad (4)$$

$$V_{ju} = \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_j \quad (5)$$

$$V_{jt} = j_t \cdot V_{ju} \quad (6)$$

$$j_t = \left\{ 1 + \left(\frac{e_1 K_{ju}}{K_T} \right)^2 \right\}^{-0.5} \quad (6')$$

(4)式による cQ_{bmu} に対する実験値の比率は $0.97, 0.91, 0.64$ と全て下回っており、実験結果と対応している破壊形式となるものの E135 では梁の曲げ降伏よりかなり低い値となる。

(5)式による V_{ju} に対する実験値の比率は $0.99 \sim 1.06$ となりよく対応する値となっている。

(6)式のように捩りによる耐力低下を考えた値に対してかなり上回った実験結果となっている。

5. スケールイフェクトに関する検討

スケールイフェクトがおよぼす耐力低下の影響について検討比較する。表 - 3 の(5)及び(6)式による計算値に対する実験値の比率を用い、図 - 8 (a)に捩り

を考慮した耐力変動の関係、 $tV_{ju} / (cV_{ju} \cdot j_t) - D_c$ 関係を示す。ここで D_c : 柱せいとする。

手法として文献4)を再検討し、過去の実験でJ型試験体41体(A)を対象データとし、それに加え、本報告試験体3体の他に近年に行われた実大の本学試験体2体及び京都大学試験体5体の実験データ(B)の計51体をプロットしている。

なお、この図で偏心の無い試験体の計算値は $j_t = 1.0$ としてプロットしている。図 - 8(a)に示すように $tV_{ju} / cV_{ju} \cdot j_t$ の比は明らかに D_c の増大につれて減少する傾向を示している。そこで(7)式のようにスケールイフェクトを考慮した低下率 j_s を定

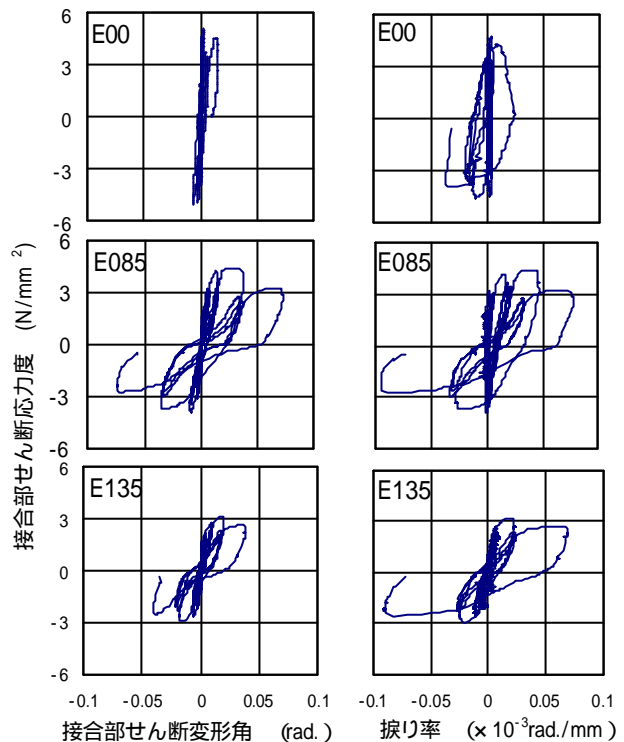


図 - 7(a) - 曲線 (b) - 曲線

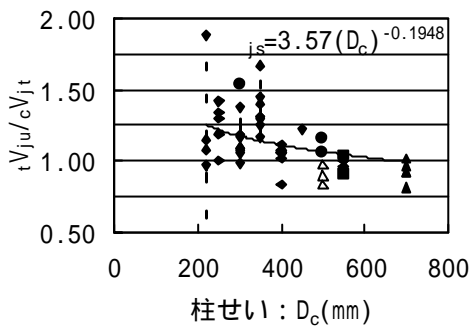
表 - 3 実験値と計算値の比較一覧

単位 :(KN)		E00	E085	E135
ひび割れ強度	実験値	128.05	106.27	75.72
	計算値	176.79	122.57	56.69
	[実/計]	[0.72]	[0.87]	[1.34]
最大強度	実験値	309.95	281.12	133.25
	破壊モード	J型	J型	J型
	cQ_{bmu}	309.48	309.48	207.16
	[実/計]	[0.97]	[0.91]	[0.64]
	V_{ju}	283.55	283.55	125.58
	[実/計]	[1.06]	[0.99]	[1.06]
	$j_t \cdot V_{ju}$		243.00	86.65
[実/計]		[1.15]	[1.54]	

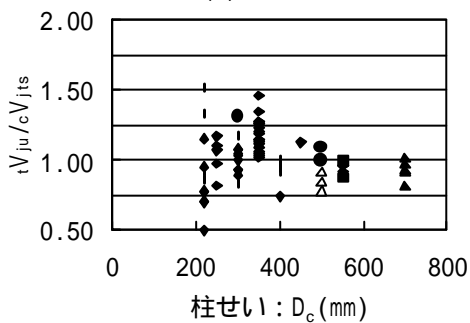
義し， j_s を D_c の指数関数と設定して回帰分析を行い，(8)式を得た。(7)及び(8)式により計算値 ${}_cV_{jts}$ を求めこの値に対する実験値の比と D_c との関係を図-8(b)に示した。図に見るように寸法による影響はかなり無くなったがバラツキは少なくない。

$${}_cV_{jts} = {}_cV_{ju} \cdot j_t \cdot j_s \quad (7)$$

$$j_{ts} = 3.22(D_c)^{-0.2861} \quad (8)$$



(a) 補正前



(b) 補正後

元データ 浦和データ 京大データ 本学データ 本実験データ

図-8 スケールイフェクトの検討

6. まとめ

実在の建物に多い梁が柱に偏心接合する柱梁接合部の準実大せん断破壊実験の結果から以下のことが明らかとなった。

- 1) 梁が柱に偏心接合する柱梁接合部には捩り応力が作用し捩り応力とせん断応力が累加され、螺旋状のひび割れが生じ接合部の偏心面に局部破壊が生じ、いわゆる捩りせん断破壊が生じる。一方、非偏心面では両者が相殺され接合部に対するせん断力の影響は顕著には見られない。
- 2) 偏心の無い接合部のせん断剛性は $R=1/100$ 程度まで顕著な剛性低下が無いことに対し、偏心接合部は $R=1/200$ と早期の段階で剛性低下が生じた。また偏心の有無($e_1=0.21$)による最大強度の

差は7%程に留まるが、同一変形下での繰り返し加力による耐力低下は著しく、大きな偏心は柱梁接合部の塑性変形能力にも多大な影響をおよぼす。

- 3) 偏心のある試験体の柱梁接合部せん断耐力は偏心量の増大により、低下した。しかし実験値は捩りの影響を考慮しない計算値に近い結果となったが、捩りを考慮した計算値に対しては15%から54%上回る結果となった。
- 4) 縮小試験体に実大試験体を加えて、接合部のせん断耐力の計算値に対する実験値と試験体寸法(D_c)との関係を検討した結果、 D_c の増大により比率が低下する傾向が見られる。回帰分析によって得た低下式を用いることによって補正することにより、バラツキをより小さくすることが出来る。
- 5) 準実大試験体のデータ数はあまり多くないが偏心接合による捩りモーメントの影響や、スケールイフェクトの影響は明らかに見られており、今後もデータを蓄積させて実設計に反映させる必要がある。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料，1987.9
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1997.7
- 3) 日本建築学会：阪神・淡路大震災と今後のRC造構造設計，1998.10
- 4) 黒澤 亮太郎ほか：RC造柱梁接合部の既往の実験データを用いた耐力及び変形の耐震性能に関する解析的研究，工学院大学研究報告第91号，2001.10
- 5) 石田 健吾ほか：鉄筋コンクリート十字型柱梁接合部の実大実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.3，2001
- 6) 黒澤 亮太郎ほか：梁が柱に偏心接合している柱及び柱梁接合部の耐震性能に関する実験的研究，工学院大学研究報告第90号，2000.4