

論文

[2084] 梁芯が柱芯に偏芯接合した内部柱・梁接合部に関する実験研究

正会員○林 和也 (フジタ技術研究所)
 正会員 狩野芳一 (明治大学建築学科)
 正会員 寺岡 勝 (フジタ技術研究所)
 正会員 Mollick, A. (フジタ技術研究所)

1 はじめに

建物の側ラーメンでは、梁芯が柱芯に対して偏芯して取り付く場合がよくある。このような建物が地震力を受ける時、柱・梁接合部は、せん断力の他に偏芯による振りモーメントを受けることになる。1968年の十勝沖地震では、壁梁に対して柱を外側に大きく偏芯させて取り付けた建物において、多分にその影響を受け崩壊に至ったとする指摘もある[1],[2]。このような構造に関する研究は、森田による有効断面を用いた剛性の検討[3],梅村らのせん断-振り相関関係を含む詳細な研究[4],徳広らの調査報告[5]がある。また、一般的な建物については、城らの研究[6]がある。

一方、近年、RC造建物の高層化が進み接合部の応力状態がより厳しくなり、接合部に対して優れた力学的性能が要求され、筆者らもこれに対応するために研究を行ってきた[7],[8]。高層RC造における偏芯接合部を扱った研究は、筆者ら[7],長嶋ら[9],関根ら[10]の研究があるが、十分な検討は行われておらず、現状では偏芯量を考慮した有効厚さ ($t_{pe} = \{ \text{柱幅} + \text{梁幅} \} / 2 - e$, e : 偏芯量) によって接合部のせん断耐力を評価するのが一般的である。しかし、この方法は簡便ではあるが合理性に欠け、力学に基づく評価法の確立が求められている。このような背景から、本研究では、RC造高層共同住宅における梁芯と柱芯とが偏芯接合する接合部に関して、耐震設計に必要な資料を得ることを目的とし、主として、接合部の力学的挙動に与える振りモーメントの影響について検討する。

2 実験概要

2.1 試験体および使用材料

試験体は、実物に対し約 0.6倍の縮尺寸法を有する十字形部分架構の5体で、その諸元を表1に、断面の詳細を図1に示す。主な実験因子は、①偏芯量、②接合部のせん断応力レベル、③スラブの有無、の3つである。

試験体 NO.34は、本実験の基本試験体で偏芯およびスラブが無く、梁曲げ降伏型となるように設計した。 τ_{pbu}/F_c (記号は表1参照) は、0.247である。NO.35は、NO.34 に対し梁芯と柱芯とを7.5cm 偏芯させた試験体である。偏芯量は、通常の高層RC造の部材断面を検討し最も偏芯した場

表1 試験体諸元

試験体	偏芯量 e	スラブ厚×幅 t×w, 床筋	梁主筋比 p _t	τ_{pbu}/F_c
NO.34	0	無	1.50 (%)	0.247
NO.35	7.5 (cm)		0.304	
NO.36	0		1.84 (%)	0.298
NO.37	0	9×30 (cm×cm)	1.50 (%)	0.264
NO.38	7.5 (cm)	D6@100 ^ス 共 ^ス		0.307
共通	階高×スパン		H×L=200.×350. (cm×cm)	
	軸圧 σ_0		80. (kg/cm ²) ($\sigma_0 = N/[b_c \times D_c]$)	
	梁	断面	$b_b \times D_b = 30. \times 50. (cm \times cm)$	
		筋筋比 p _w	端部: 1.18 (%), 中央: 0.86 (%)	
	柱	断面	$b_c \times D_c = 50. \times 50. (cm \times cm)$	
主筋比		p _g =1.70 (%), p _t =0.54 (%)		
帯筋比		p _w =0.71 (%)		
接合部補強筋比		p _w =0.71 (%)		

注) $\tau_{pbu} = Q_{pbu} / (t_{pe} \cdot j_c)$, $t_{pe} = (\text{柱幅} + \text{梁幅}) / 2 - e$,
 $Q_{pbu} = 2M_{bbu} / j_b - Q_{cbu}$, $Q_{cbu} = c_2 Q_{bbu} \times L / H$,
 $c_2 Q_{bbu} = M_{bbu} / l_b$, $M_{bbu} = 0.9 \cdot Q_c \cdot \sigma_y \cdot d_b$ [11],
 j_c, j_b : 柱, 梁の応力中心間距離, F_c : コンクリート設計基準強度, N : 軸力, p_g : 鉄筋比, p_t : 引張鉄筋比, l_b : 梁加力点から柱主筋位置までの距離

合に対応したもので、壁柱のような極端な偏芯量にはなっていない。NO.36は、 τ_{pbu}/F_c をNO.35とほぼ同じになるようにNO.34に対し梁主筋量を増した試験体である。また、NO.37、NO.38は、実際の建物を考慮し、NO.34、NO.35に対しそれぞれスラブを付加した試験体である。なお、本実験は、梁のスラブ下端までを部分PCaとしている。

表2、表3に鉄筋およびコンクリートの力学的性質を示す。

主筋にはSD390、横補強筋にはSD295相当の鉄筋を用いた。コンクリートは、設計基準強度(F_c)を350 kg/cm²とした。部分PCa梁はコンクリートを梁成方向に打設し、接合部端にシアコッタを設け、スラブ打継ぎ面に6mm程度の目荒らしを行った。部分PCa梁以外は平打ちし、柱と接合部を打継いだ。養生は、室内放置とした。

2.2 加力および測定方法

加力は、試験体を平置きし、柱に一定の軸力を与え、両梁端に静的な逆対称の正負交番繰り返し載荷を行った。繰り返し載荷の制御は、層間変形角(R_T)によって行った。偏芯を有する試験体NO.35、NO.38では、柱支持点、梁の加力点位置での振れを生じないように支持した。均等なフレーム内では、柱、梁とも階高、スパンの中央において振れ角(R_{T0})がほぼ零となることを考慮したものである。これまでの偏芯接合部の研究では、この点に注意していないものが多いように思われる。

測定は、梁荷重の他、層間、梁、柱、接合部各部の変形について行い、破壊状況も観察した。更に、NO.35、NO.38については振りの影響を調べるため、接合部と柱の振れ変形、梁支持点での振り荷重を測定し、部材各部の裏面のひび割れ状況も観察した。

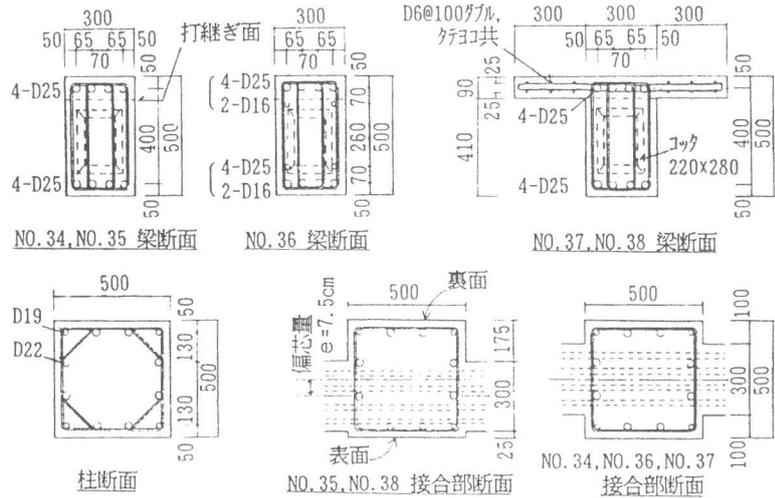


図1 試験体断面詳細

表2 鉄筋の力学的性質

種類	σ_y (kg/cm ²)	σ_u (kg/cm ²)	E (t/cm ²)
D25	4370	6320	1891
D22	4350	6130	1953
D19	4510	6330	1984
D16	4113	5740	1800
D10	3460	5030	1890
D6	3180	4390	1580

注) σ_y :降伏点 σ_u :引張強さ
E:ヤング係数

表3 コンクリートの力学的性質

位置	σ_B (kg/cm ²)	E* (t/cm ²)	σ_t (kg/cm ²)
はり PCa部	362	257.9	26.4
接合部及びスラブ	402	269.9	32.7
柱	336	235.5	31.9

注) σ_B :圧縮強度, σ_t :割裂強度
E*: $1/4\sigma_B$ 時のヤング係数
粗骨材最大寸法:20mm

表4 (a) 実験結果一覧 (梁)

単位: Q[ton], R[$\times 10^{-3}$ rad.]

試験体	加力方向	左 は り						右 は り					
		主筋降伏時			最大荷重時			主筋降伏時			最大荷重時		
		実験値		実計1	実験値		実計2	実験値		実計1	実験値		実計2
		Q_{bly}	R_{bly}		Q_{bmx}	R_{bmx}		Q_{bly}	R_{bly}		Q_{bmx}	R_{bmx}	
NO.34	+	23.6	7.69	1.01	25.8	18.0	1.11	25.4	9.25	1.08	26.9	18.9	1.16
	-	24.3	7.37	1.04	25.4	16.7	1.10	23.5	7.00	1.00	25.7	16.9	1.11
NO.35	+	24.7	7.55	1.05	26.2	18.7	1.13	25.2	7.36	1.07	27.4	19.7	1.18
	-	24.0	6.44	1.03	25.6	19.2	1.11	24.0	7.00	1.02	25.3	17.9	1.09
NO.36	+	27.1	8.08	1.04	29.4	15.7	1.10	27.5	7.98	1.06	30.6	15.9	1.14
	-	21.5	5.46	0.83	27.8	13.6	1.04	22.9	7.00	0.88	27.8	13.9	1.04
NO.37	+	24.9	6.04	1.02	28.0	16.4	1.21	27.4	7.23	1.03	30.3	15.9	1.15
	-	26.0	6.60	0.98	29.0	14.6	1.10	24.7	6.37	1.01	26.8	15.8	1.16
NO.38	+	25.0	4.58	1.02	27.7	15.3	1.20	29.5	6.74	1.11	31.5	16.1	1.20
	-	26.8	3.98	1.01	29.4	13.1	1.11	22.3	3.15	0.91	26.3	12.8	1.14

(計算値) 計1: $c_1 Q_{bly} = c_1 M_{bly} / Q_b$, $c_1 M_{bly}$: e関数法(主筋降伏時)[12],
計2: $c_2 Q_{bbu}$: 建築学会梁曲げ耐力略算式[11]による<表1注>参照>

表4 (b) 実験結果一覧 (接合部) Q [ton] γ [$\times 10^{-3}$ rad.]

試験体	加力方向	接合部					
		せん断ひび割れ時			最大荷重時		
		実験値	実計3	実験値	実計4		
	Q_{pcr}	γ_{pcr}	Q_{pmax}	γ_{pmax}			
NO. 34	+	133.3	0.15	1.13	161.2	1.1	0.89
	-	111.0	0.42	0.94	156.1	3.8	0.87
NO. 35	+	104.6 (121.6)	0.31 (0.34)	1.17 (1.03)	164.1	2.2	1.11
	-	95.2 (116.7)	0.63 (1.61)	1.07 (0.99)	155.5	2.3	1.05
NO. 36	+	112.3	0.16	0.95	183.8	2.7	0.94
	-	87.0	0.09	0.74	170.3	5.7	0.88
NO. 37	+	118.6	0.39	1.01	178.3	1.8	0.95
	-	110.4	0.35	0.93	170.8	2.9	0.91
NO. 38	+	116.5 (116.5)	1.39 (1.39)	1.31 (0.99)	181.2	3.5	1.19
	-	104.6 (118.6)	1.41 (1.63)	1.17 (1.01)	170.2	5.6	1.12

(実験値) $Q_p = \Sigma M_b / j_b - Q_c$, $M_b = Q_b \times Q_b$, $j_b = 7/8 \times d_b$,
 ()内: 接合部裏面せん断ひび割れ発生時
 (計算値) 計3: $c_3 Q_{pcr} = (\sqrt{F_c^2 + F_c \cdot \sigma_o}) \times t_p \cdot j_c$
 $F_c = 1.6 \cdot \sqrt{\sigma_B}$, $t_p = B_c$, $j_c = 7/8 \times d_c$,
 計4: $c_4 Q_{pcr} = (1.015 p_c^{0.32} c_p^{0.19} (0.115 \times \sigma_n + 20) \cdot (d_b + d_c) / \sqrt{j_b^2 + j_c^2} + p_w \cdot w \cdot \sigma_y / 4) \cdot t_{pe} \cdot j_c$
 (S&FSモード) [7], $t_{pe} = (B_c + B_b) / 2 - e$

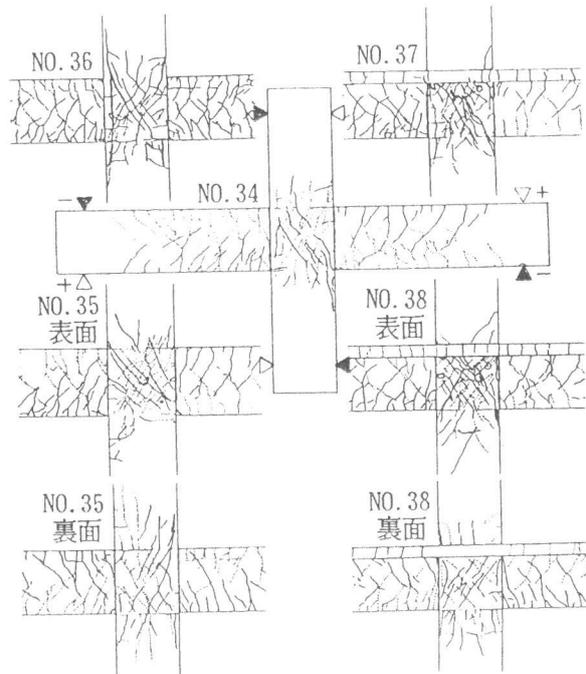


図2 ひび割れ状況 ($R_T = 30 \times 10^{-3}$ rad.)

3 実験結果とその検討

3.1 実験結果の概要

表4 (a), (b) に主な実験結果を示す。表中には、強度に関して実験値と計算値との比較も併せて示す。図2に各試験体の $R_T = 30 \times 10^{-3}$ rad. 時のひび割れ状況を示し、図3および図4に、柱せん断力 (Q_c) - 層間変形角 (R_T) 関係、接合部せん断力 (Q_p) - せん断変形角 (γ_p) 関係の包絡線を偏芯の有無によって比較して示す。

3.2 破壊状況及び荷重変形関係

試験体の破壊モードは、全て梁曲げ降伏後の繰返し荷重による接合部せん断破壊 (FS型) であった。

表4中に示すように、梁主筋初降伏強度は、e関数法[12]による計算値に対し、0.83~1.11の範囲に、最大強度は、建築学会梁曲げ耐力略算式[11]による計算値に対し1.04~1.21の範囲にあり、偏芯の有無による差は見られない。本実験程度の偏芯量が降伏、最大強度に与える影響は微小であったと考えられる。

$Q_c - R_T$ 関係について偏芯の有無の影響を見ると、最大荷重時までの差はほとんど無いものの、その後の耐力低下は偏芯を有する試験体の方が若干大きい。偏芯を有する試験体の場合、 Q_p によるせん断応力度と振りモーメントによるせん断応力度が同じ向きとなる表面側で測定した接合部せん断変形は、偏芯の無い試験体に比べ、増加し始める点が高い傾向にある。また、 $R_T = 30 \times 10^{-3}$ rad.以降の接合部の損傷は裏面より表面の方が大きく、スラブを有するNO.38に比べ、スラブの

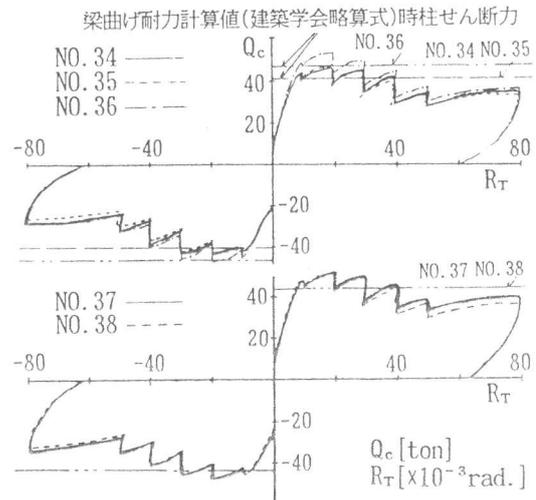


図3 $Q_c - R_T$ 関係包絡線の比較

無い NO. 35の方が振りの影響が大きく現れた。更に、柱端のひび割れの角度、スラブのひび割れ角度にも表面と裏面の差が見られ、スラブのひび割れ幅、柱端の圧壊域にも振りの影響による変化が見られた。

3.3 接合部の力学的挙動に与える振りモーメントの影響

3.3.1 部材各部の振りモーメント量の評価

偏芯接合部における振りモーメントを評価するためのモデルを図5に示す。柱芯と梁芯とが偏芯することにより（偏芯量 e ）、接合部周りには、梁の曲げモーメントを分解した引張・圧縮力 (M_b/j_b) による振りモーメント (M_{TOH}) と梁のせん断力から生じる振りモーメント (M_{TOV}) が作用すると考えられる（図5参照）。この振りモーメントは、柱、梁、接合部のそれぞれによって分担され、この分担率は、架構が弾性状態であれば、柱の振り剛性 (K_{TOC})、梁の振り剛性 (K_{TOB})、接合部の水平方向および鉛直方向の振り剛性 (K_{TOBV} , K_{TOBH}) にそれぞれの長さを考慮した K_{TOC}/h_c , K_{TOB}/l_b , $K_{TOBV}/(h_p/2)$, $K_{TOBH}/(l_p/2)$ に よって与えられる。

図6に梁のせん断力 (Q_b) と梁加力点位置で測定した振りモーメント (M_{TOB}) との関係を示す。梁が負担する振りモーメントは、最大荷重時以降に増加し、それまではほとんど無い。これは、梁端の曲げひび割れの発生により、他と比較して梁の振り剛性が早期に低下すること、打継ぎ部の目開きが初期に発生し、接合部からの振り力が伝わりにくくなるためと考えられる。この結果から、本論では、最大荷重時まで梁の負担振りモーメントは無いものと仮定し、振りモーメントを弾性の振り剛性に応じて柱と接合部が負担するとした場合（ケースA）、接合部がすべて負担するとした場合（ケースB）について検討する。また、同図より最大荷重以降の (M_{TOB}) の増加は NO. 35に比べ NO. 38の方が大きく、スラブを有する梁の方が、スラブの無い梁に比べ振り剛性が大きくなり、より多くの振りモーメントを負担できることが確認された。

3.3.2 接合部のせん断ひび割れ強度

図7に接合部のせん断ひび割れ発生時の振りモーメントとせん断力との相関を示す。図中に

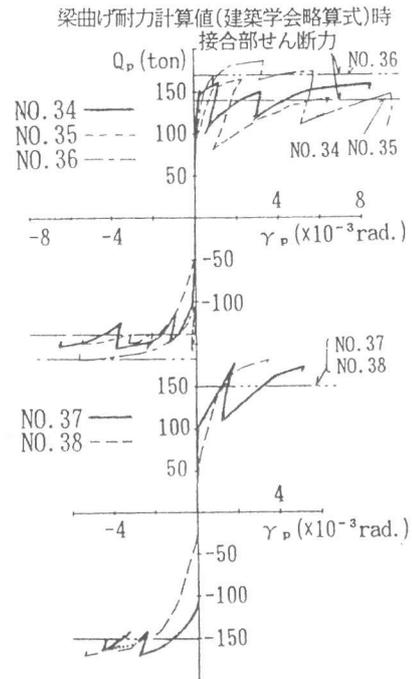


図4 $Q_p - \gamma_p$ 関係包絡線の比較 (γ_p : 表面での測定値)

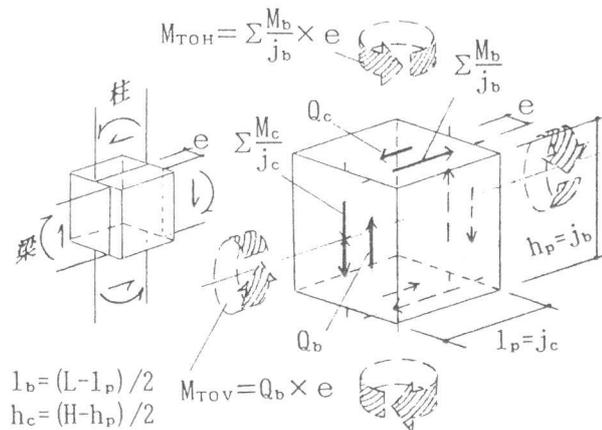


図5 振りモーメントを評価するためのモデル

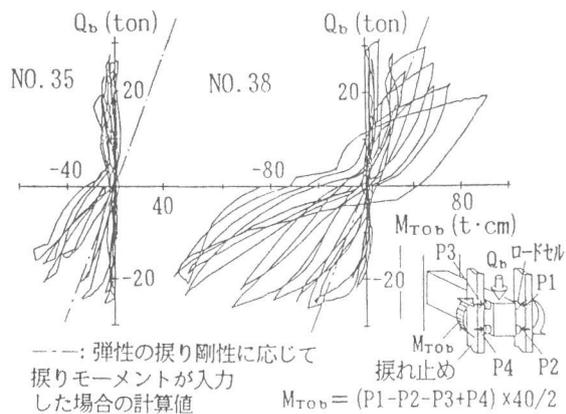


図6 $Q_b - M_{TOB}$ 関係履歴曲線

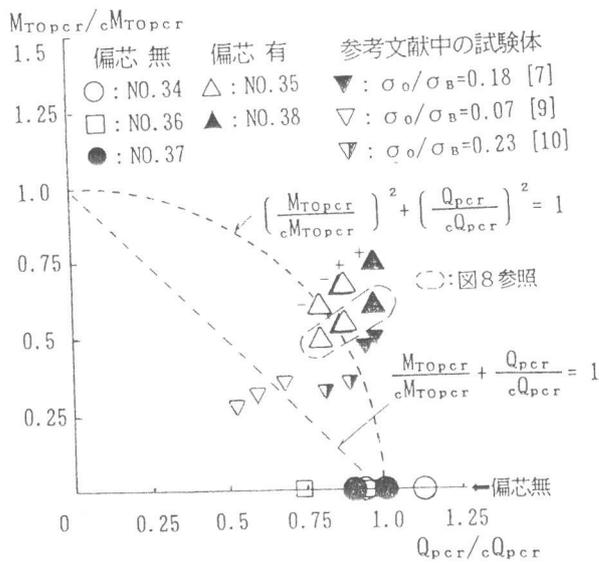


図7 接合部せん断ひび割れ発生時の
振りモーメントとせん断力

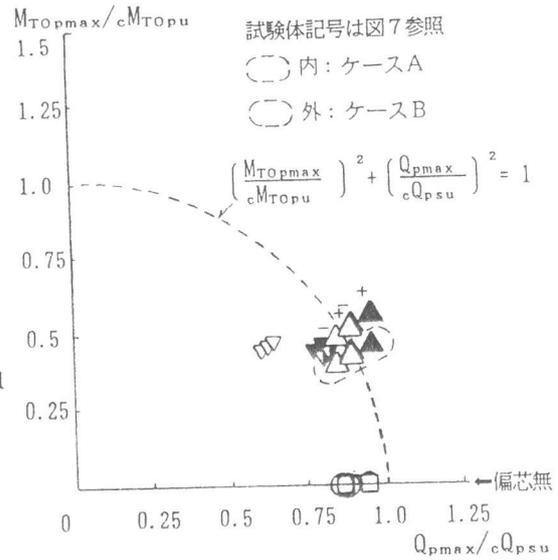


図8 最大荷重時の接合部の
振りモーメントとせん断力

は参考のため、文献[7], [9], [10]中の偏芯を有する試験体の実験結果も併せて示す。純振り時のひび割れ強度計算値(cM_{TOPcr})は、NádaiのSand-heap analogy[13]による振りのせん断応力度がコンクリートの引張強度(F_t)に達した時の値とし、純せん断時のひび割れ強度計算値(cQ_{PCR})は、全幅有効とした平均せん断応力度が F_t に達した時の値とする。No.35, No.38の接合部せん断ひび割れ発生時のせん断力実験値(Q_{PCR})は偏芯の無い試験体に比べ低く、振りの影響が見られる(表4, 図7)。振りモーメントとせん断力の相関におけるケースA, ケースBとの差は、僅かであった。したがって、本試験体のような部材断面の接合部のせん断ひび割れの計算には、振り力がすべて接合部に入力するとして求めるのが接合部にとっては安全側の評価であると考えられる。本実験結果は、 $(M_{TOPcr}/cM_{TOPcr})^2 + (Q_{PCR}/cQ_{PCR})^2 = 1$ の相関曲線式上にほぼプロットされる。しかし、既往の実験結果を併せた値は、Cowan[14]の指摘するように軸力の影響を受け、大きくばらついている。

3.3.3 接合部の最大せん断強度

図8に最大荷重時の接合部の振りモーメントとせん断力との相関を示す。純振れ時の振り耐力計算値(cM_{TOPu})は、軸力の影響を無視してCowan式[15]を用い、接合部のせん断耐力計算値(cQ_{PSU})には、柱幅と梁幅の平均を接合部幅とし筆者らの提案する式(S&FSモード時)[8]を用いて計算する。No35, No38の最大荷重時のせん断力(Q_{Pmax})は、偏芯の無い試験体とほとんど差が無い。本試験体の場合、破壊モードがFS型であり、また、偏芯量が小さいため、振りモーメントが Q_{Pmax} に及ぼす影響が小さかったと考えられる。実験値は、ケースA, ケースB共に $(M_{TOPmax}/cM_{TOPu})^2 + (Q_{Pmax}/cQ_{PSU})^2 = 1$ の相関曲線式上にほぼプロットされる。また、 t_{pe} によって最大荷重時の接合部せん断応力度を評価すると、計算値に対し偏芯の無い試験体が0.87~0.95、偏芯を有する試験体では1.05~1.19で、偏芯を有する試験体の計算値は低めの値となり、適切に評価はしていないものの安全側であった(表4参照)。

3.3.4 振りによる接合部のせん断挙動

図9に接合部のせん断力(Q_p)と振りによるせん断変形角(γ_{TOP})の関係を示す。図中には、ケースAおよびケースBの計算値を併せて示す。振りモーメントは、上記のひび割れ、最大強度

の場合と同様に、ほとんどが接合部で負担され、ケースA、ケースBの計算値の差は小さい。また、実験値とも良い対応を示している。更に、ひび割れ後の挙動はRahlwes[16]による振り剛性の低下率を用い、振りモーメントをすべて接合部が負担しているとして計算した結果と良く一致している。

実際の建物では、隣接するフレームやスラブによる影響を受け、

接合部の挙動は更に複雑であると考えられる。これらについての検討は、今後の課題としたい。

4 まとめ

以上の検討結果を要約すると以下のようになる。①RC造高層建物のように柱幅と梁幅の差が小さく偏芯量が小さい場合、梁降伏型の設計であれば偏芯による振りモーメントの耐力への影響は小さい。②接合部の耐力を評価する際、偏芯を考慮した有効厚さを用いることは、合理性に欠けるが、安全側であった。③最大荷重時までの接合部の力学的挙動に与える振りモーメントの影響は、柱および接合部に弾性の振り剛性に基づいて振りモーメントを配分し、単材の振り耐力、振り剛性に関する既往の諸式を用いることによりほぼ予測できた。

謝辞 実験およびデータ整理に対し御協力頂いた、明治大学卒論生 相川延彦君、田内建次君に感謝致します。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：1968年十勝沖地震災害調査報告、pp.41, pp.69-95, 1968.12
- 2) 柴田拓二：大地震による建築物の被害とその教訓、資料 十勝沖地震（その2 北海道）、コンクリート工学、Vol.13、No.12、pp.27-31、1975.12
- 3) 森田司郎：柱とはりが偏芯している場合の接合部耐力についての実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.855-856、1971.11
- 4) 梅村魁・浜田大蔵・上村智彦ほか：壁梁が柱に偏芯して付く場合の鉄筋コンクリート構造物の接合部に関する実験的研究（その1）～（その11）、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造系、構造II、pp.1517-1522、1980.9、pp.1445-1448、1981.9、pp.1659-1662、1982.10、pp.1801-1804、1983.9、pp.1885-1886、1984.9、pp.289-290、1985.10
- 5) 徳広育夫・三谷勲・馬龍祥一：1985年沖永良部地震による鉄筋コンクリート造学校建築（与論高校）の被害調査報告、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、pp.131-132、1985.10
- 6) 城攻・小澤昭彦・柴田拓二・草薙敏夫：十字型RC柱梁接合部のディテールと破壊性状との関係 I、II、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造系、pp.1809-1812、1983.9
- 7) 寺岡勝・狩野芳一・林和也ほか：鉄筋コンクリート造十字形柱・はり接合部の力学性状に関する研究（その1）～（その7）、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、pp.115-120、1986.8、pp.615-618、1987.10、pp.415-418、1988.10
- 8) 寺岡勝・狩野芳一・田中清・林和也：高強度コンクリートを用いたRC内柱・はり接合部の強度と変形性状、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.12-2、pp.633-638
- 9) 長嶋俊雄・菅野俊介・木村秀樹・吉岡研三・別所佐登志・稲田泰夫・吉崎征二：高層RC造建物の柱-梁接合部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.347-348、1986.8
- 10) 関根正孝・山口恒雄・江戸宏彰・金沢正明・金山敬：チューブ構造による41階建の耐震設計、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、pp.779-780、1989.10
- 11) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1988
- 12) 梅村魁：鉄筋コンクリート梁の塑性変形及び終局強度、日本建築学会論文報告集、第42号、昭和26年2月
- 13) Nádai, A. : Theory of Flow of Fracture of Solids, McGraw-Hill, Vol.1, pp.494-499, 1950
- 14) Cowan, H.J. and Armstrong, S. : Experiments on Strength of Reinforced and Prestressed Concrete Encased Steel Joists in Combined Bending and Torsion, Magazine of Concrete Research, Vol.7, No.19, Mar.1955
- 15) Cowan, H.J. : An Elastic Theory for the Torsional Strength of Rectangular Reinforced Concrete Beams, Magazine of Concrete Research, Vol.2, No.4, July 1950
- 16) Rahlwes, K. : Zur Torsionssteifigkeit von Stahlbetonrechteckquerschnitten. Beton und Stahlbetonbau 65, S.226-228, H.9, 1970

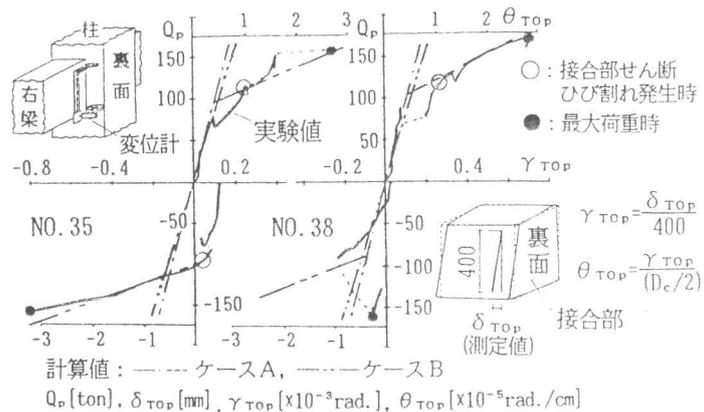


図9 $Q_p - \gamma_{TOP}$ の関係（最大荷重時まで）