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

正会員〇林 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捩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 しての研究は、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–捩り相関関係を含 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(tpe={柱幅+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捩りモーメン 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度レベル、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}/Fc(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 R C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		スラフ厚X幅 tXw,床筋	梁主筋比 p₊	<u>τρου</u> Fc		
NO. 34		0			1 50 (%)	0.247		
NO. 35		7.5(cm)		無	1.30(%)	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ダブル タテ、ヨコ共		1.30(%)	0.307		
	階高×スパン		H×L=200.× 350. (cm×cm)					
	\$	曲圧 す。		80. $(kg/cm^2) (\sigma_0 = N/[b_c XD_c])$				
-11-	梁	断可	۲ ۲	bъ×Dъ =	=30.× 50.(cm×cm)		
共		肋筋比p	¥.	端部:1.18	(%),中央:0.86(%)			
`ж		断可	6	$b_{c} \times D_{c} = 50. \times 50. (cm \times cm)$				
乪	柱	主筋出		$p_{e}=1.70$ (%), $p_{t}=0.54$ (%)				
	帯筋比			p _w =0.71(%)				
	接合	部補強筋	比	$p_w = 0.71$ (%)				

注) て pbu=Qpbu/(tpo·jc). tpo=(柱幅+梁幅)/2-e, Qpbu=ΣMbbu/jb-Qcbu, Qcbu=c2Qbbu×L/H, c2Qbbu=Mbbu/2b, Mbbu=0.9・Qc・σ y・db [11], jc,jb:柱, 梁の応力中心間距離, Fc: コンクリー ト設計基準強度, N:軸力, pc: 鉄筋比, pc: 引張 鉄筋比, 2b: 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}/ Fc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

図1 試験体断面詳細

表2

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(Fc) 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(Rr)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捩 れを生じないよう支持した。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捩れ角(Rro)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については捩り の影響を調べるため、 接合部と柱の捩れ変 形、梁支持点での捩り 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。

表4(a)実験結果一覧(梁)

衣4(a) 夭妍秸禾一見(米) 単位:Q[ton], R[x10 ⁻³ rad.]													
1.1	加	左はり							右 は り				
īЛ, ¥ Д	カ	主筋降伏時			最大荷重時		主筋降伏時		最大荷重時				
休	方	実験値		実	実験値		実	実験値		実	実験値		実
	向	Quir	Roiy	計1	Qumax	Romax	計2	Quiy	Roix	計1	Qumax	Romax	計2
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
110.00	-	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
10.01	-	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 28	+	25.0	4.58	1.02	27.7	15.3	1.20	29.5	6.74	1.11	31.5	16.1	1.20
10.00	-	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)	(計算値)計1:c1Qbiy =c1Mbiy/Qb, c1Mbiy:e関数法(主筋隆伏時)[12].												
計2・10. ・確実学会認由は新力敗賃ま(11)にトミノ来()) 会図、													

種	類	σ, (kg/cm²)	σu (kg/cm²)	E (t/cm²)			
D	25	4370	6320	1891			
D	22	4350	6130	1953			
D	19	4510	6330	1984			
D	16	4113	5740	1800			
D :	10	3460	5030	1890			
D	6	3180	4390	1580			
注) σ _x :隆伏点 σ _n :引張強さ							

鉄筋の力学的性質

表3 :	コン	ク	リー	トの	力学的性	質
------	----	---	----	----	------	---

	_			
位	置	σв (kg/cm²)	E* (t/cm²)	σt (kg/cm²)
はり	PCa部	362	257.9	26.4
接合語	部及び ラブ	402	269.9	32.7
ŧ	ŧ	336	235.5	31.9
注) o I #	フョ:圧約 E*:½の 目骨材間	諸強度, c	・:割裂弦 バ 係数 20mm	镀

衣4(D) 美殃結果一覧(接合部)γ[x10 ⁻³ rad.]									
4-8	加		接		合	部	•		
武	カ	せん闇	ivu	則れ時	別れ時 最大		て荷重時		
験は	方	実	験値	実	実	実			
L 144	向	Qper	γροτ	計3	Qpmax	γ pmax	計4		
NO 24	+	133.3	0.15	1.13	161.2	1.1	0.89		
110.34		111.0	0.42	0.94	156.1	3.8	0.87		
	+	104.6	0.31	1.17	164.1	2.2	1.11		
NO. 35		(121.6)	(0.34)	1.03)			1 05		
	-	95.2 (116.7)	0.63	1.07	155.5	2.3	1.05		
in ac	+	112.3	0.16	0.95	183.8	2.7	0.94		
NO. 30	-	87.0	0.09	0.74	170.3	5.7	0.88		
NO 27	+	118.6	0.39	1.01	178.3	1.8	0.95		
10.37	-	110.4	0.35	0.93	170.8	2.9	0.91		
	+	116.5	1.39	1.31	181.2	3.5	1.19		
NO 38		(116.5)	(1.39)	(0. 99)					
100.00	-	104.6	1.41	1.17	170.2	5.6	1.12		
		(118.6)	(1.63)	(1.01)					



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 $R_r=30\times10^{-3}$ 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_r) - 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 繰り返し載荷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



図2 ひび割れ状況 (R_T=30×10⁻³rad.)



図3 Q。-Rr関係包絡線の比較

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_e-R_r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 るせん断応力度と捩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、増加し始める点が早い傾向にある。また、R_r=30×10⁻³ 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 無い NO.35の方が捩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,柱端の圧壊域にも捩 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捩りモーメントの影響 3.3.1 部材各部の捩りモーメント量の評価

偏芯接合部における捩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(Mь/jь)による捩りモーメント(Мтон) と梁のせん断力から生じる捩りモーメント(Мтон) と梁のせん断力から生じる捩りモーメント(Мтон)が作用す ると考えられる(図5参照)。この捩りモーメントは、 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、柱の捩り剛性(Ктос),梁の 捩り剛性(Ктор),接合部の水平方向および鉛直方向の捩り 剛性(Кторч, Кторн)にそれぞれの長さを考慮したКтос/hc, Ктор/1ь, Кторч/(hp/2), Кторн/(1p/2)に よって与えられる。

図6に梁のせん断力(Qb)と梁加力点位置 で測定した捩りモーメント (Мтоь) との関係 を示す。梁が負担する捩りモーメントは、 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、他と比較して梁の捩り剛性が 早期に低下すること、打継ぎ部の目開きが 初期に発生し、接合部からの捩り力が伝わ 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 捩りモーメントは無いものと仮定し、捩り モーメントを弾性の捩り剛性に応じて柱と接合 部が分担するとした場合 (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 (Mrob)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 に比べ捩り剛性が大きくなり、より多くの捩り 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捩り モーメントとせん断力との相関を示す。図中に













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。純捩り時の ひび割れ強度計算値($_{MTOPCT}$)は、Nádai のSand-heap analogy[13] による捩りのせん断応力度 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($_{QPCT}$) 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($_{QPCT}$)は偏芯の無い試験体に比べ低く、捩りの影響が見られる (表4,図7)。捩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、捩り力 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、($_{MTOPCT}/c_{MTOPCT}$)²+($_{QPCT}/c_{QPCT}$)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捩りモーメントとせん断力との相関を示す。純捩れ時の捩り耐力 計算値 ($_{e}M_{TOPu}$)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 ($_{e}Q_{pu}$)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。N035, N038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、捩りモーメント 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} / $_{e}M_{TOPu}$)²+ ($Q_{pmax}/_{e}Q_{pu}$)²=1の相関曲線式上にほぼブロットされる。また、tpo 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 捩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)と捩りによるせん断変形角(үтор)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。捩りモーメントは、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] による捩り剛性の低 下率を用い、捩りモーメントをす 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捩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捩りモーメントの影 響は、柱および接合部に弾性の捩り剛性に基づいて捩りモーメントを配分し、単材の捩り耐力, 捩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】

- 11
- 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 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、 2) No. 12, pp. 27-31, 1975. 12
- 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便概集、pp.855-856、 3) 1971.11
- 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 4) (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 徳広育夫・三谷魚・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、
- 5)
- 日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、pp.131-132、1985.10 城攻・小澤照彦・柴田拓二・草苅敏夫:十字型RC柱架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 6)
- 7) - 寺岡勝・狩野芳-
- 版文・小葉照》・朱田福二・草刈版人:「芋塗れら日未設日間のディアールと低級住れていての頃は、「」「れ、日本建築」 大会学術講演梗概集、構造系、pp.1809-1812、1983.9 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 寺岡勝・狩野芳一・日中清・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 寺岡勝・狩野芳-8)
- 特価部・特許方一・田平倩・林和道:周囲度コンクリードを用いたれていたれてお生 はり後日間の5度となり止れ、コンクリ ト工学年次論文報告集、Vol.12-2、pp.633-638 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を概集、構造Ⅱ、pp.347-348、1986.8 9)
- 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 Torsionssteiffigkeit von Stahlbetonrechteckquerschnitten. Beton und Stahlbetonbau 65, S. 226-228, H. 9, 1970

-512-