論文　直交梁が偏心して付帯した RC 造外柱の構造性能に関する実験的研究

杉山　智昭[*1]・松崎　育弘[*2]・中野　克彦[*3]

要旨：過去の地震では，直交梁が偏心接合する外柱において柱頭部から柱梁接合部に連続したせん断破壊が報告されている。本研究は，この様な直交部材が偏心して接合する RC 造柱のせん断挙動を明確にした設計手法の構築を目的としている。本論文では，主としてピロティ階を対象に，直交梁と構面内の梁(面内梁)が接合する外柱の実験を実施し，直交梁と面内梁の接合位置によって，梁が接合する区間における柱の負担せん断力が変化し，上記のせん断破壊が誘発されることを示した。さらに，このせん断破壊に対しては，面内梁主筋の定着部近傍および柱頭位置にせん断補強筋を配置することが効果的であることを示した。

キーワード：鉄筋コンクリート，柱，柱梁接合部，直交梁，偏心，せん断

1. はじめに

柱・梁で構成される架構型の鉄筋コンクリート(ＲＣ)造建物において，外柱に直交する部材は，建築計画上建物の外側または内側に偏心させて接合する場合がある。その接合区間には，直交部材が接合しない『出隅』の部位が，中柱の場合よりも大きい見付面積で存在する。

一般的な構造設計では，柱部材と柱梁接合部は明確に区別し，各々について構造検討がされる。そのため，柱梁接合部のせん断設計は，コンクリートのみがせん断力を負担するものとして，部材一般部よりもせん断補強筋量が少なくされる場合が多い[1), 2)]。そして，柱梁接合部に接合する，柱部材，直交する梁・壁等の影響は，柱梁接合部のせん断設計で一部考慮がされているものの，その存在を無視した評価がなされることが多い。さらに，たれ壁・腰壁が接合した場合や，壁梁(ウォールガーダー)が接合した場合，また，集合住宅等で多く見られる構面内の梁と直交梁が段差して接合する場合(段差梁)では，部材一般部に直交部材が付帯することになり，部材と柱梁接合部との区分は，十分に明確化されていない。

一方，過去の地震では，直交梁が偏心接合したピロティ外柱において，柱頭部から柱梁接合部へ連続するひび割れが大きく口開いたせん断破壊も報告されている[3)]。

本研究は，この様な直交部材が偏心して付帯する RC 造外柱のせん断抵抗を明確にした設計手法の構築を目指している。これまでに，直交部材が偏心して接合する柱部材の面外加力実験を実施し，直交部材接合区間のせん断補強筋量が部材一般部よりも少ない場合，接合区間の『出隅』部分に柱部材と同様なせん断破壊が生じることを示している。さらに，直交部材の形状および接合位置によって，柱部材のクリアスパンが変化(短柱化)する事を指摘し，構造検討の必要性を示している[4), 5)]。

本論文は，主にピロティ階を対象に，直交梁と同時に構面内の梁が接合する外柱の構造性能の把握し，そのせん断補強手法について検討することを目的とする。

2. 実験概要

2.1 試験体

図－１に試験体形状・配筋図，**表－１**に試験体一覧を示す。試験体は，主としてピロティ階の外柱を想定し，直交梁と同時に構面内の梁(加力方向に接合)が接合する設定である。試験区間の上下は剛強なスタブを設け，上部スタブは上層階の連層耐震壁を想定した。また，面内梁は，上部をスタブと剛接させ，曲げ抵抗の一部として，引張縁における主筋の引張力，または，圧縮縁におけるコンクリート圧縮力が柱に作用する状態を想定した。試験体の形状は，実大の約 1/3～1/2 程度の大きさで，各部寸法・配筋は，既報[4)]と概ね同様の設定とした。

共通要因は，柱断面($B_C \times D_C$=300×300mm)，柱主筋(12-D13)，面内梁断面($B_{Bi} \times D_{Bi}$=200×300mm)，面内梁せん断補強筋，直交梁配筋およびコンクリート設計基準強度(Fc=27N/mm^2)とした。梁接合区間のせん断補強筋比 p_{jw} は，指針の下限値の 0.30%[1)]を基準とした。

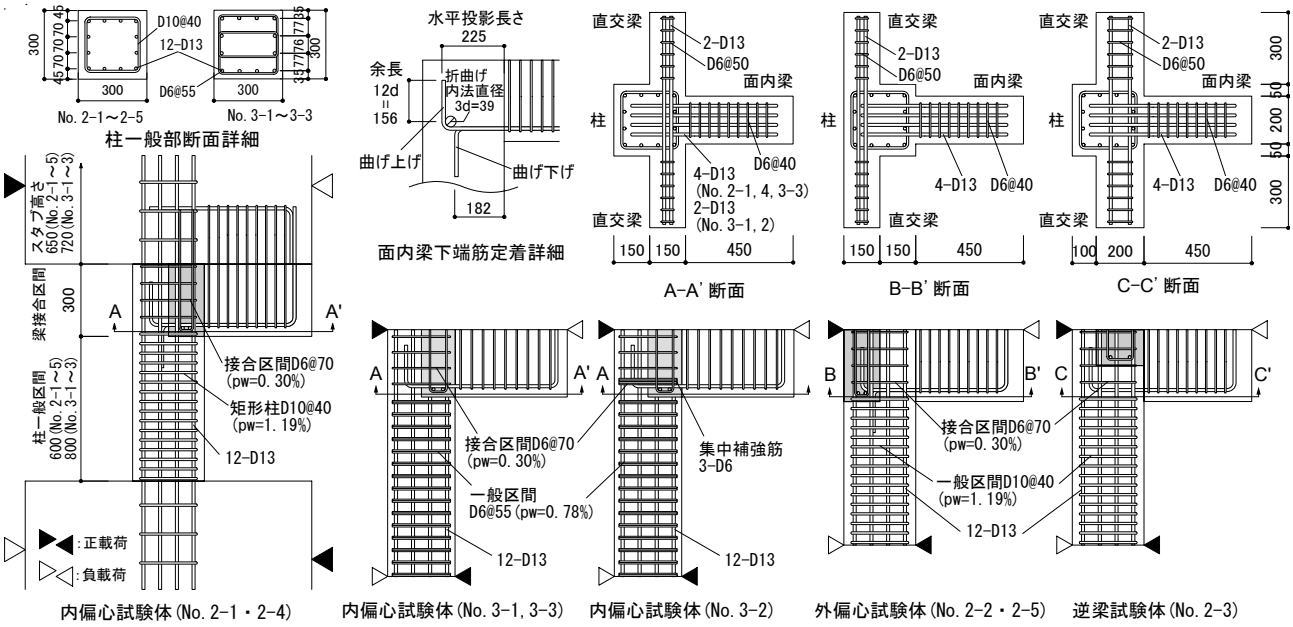
変動要因は，直交梁の接合位置，直交梁の接合条件(形状)，柱一般区間長さ(一般部せん断補強筋量)，面内梁主筋の定着方法，面内梁の主筋量，および，梁接合区間せん断補強筋量の 6 要因とした。直交梁の接合位置は建物の内側(内偏心)と外側(外偏心)の２水準，直交梁の形状は一般的な梁と逆梁の２水準($B_{Bo} \times D_{Bo}$=150×300mm，200

*1 大成建設（株）　技術センター　博(工)　(正会員)
*2 東京理科大学　名誉教授　工博　(正会員)
*3 千葉工業大学　工学部建築都市環境学科　教授　博(工)　(正会員)

表－１　試験体一覧

No.	柱					直交梁				面内梁			
	断面 $B_C \times D_C$	試験区間長さ h	主筋	せん断補強筋 柱一般部 (p_w)	せん断補強筋 梁接合区間 (p_{jw})	断面 $B_{Bo} \times D_{Bo}$	主筋	せん断補強筋	偏心位置	断面 $B_{Bi} \times D_{Bi}$	主筋	せん断補強筋	下端筋定着方法
2-1	300×300	900 h_0=600	12-D13 SD345	□-D10@40 SD295A (1.19%)	□-D6@70 SD295A (0.30%)	150×300	2-D13 SD345	U-D6@50 SD295A	内側	200×300	4-D13 SD345	U-D6@50 SD295A	曲げ上げ
2-2									外側				
2-3						200×150 (逆梁)			内側				
2-4						150×300			外側				曲げ下げ
2-5													
3-1		1100 h_0=800		目-D6@55 SD295A (0.78%)	□-D6@70+3-□D6 SD295A (0.50%)	150×300			内側		2-D13 SD345		曲げ上げ
3-2													
3-3					□-D6@70 SD295A (0.30%)						4-D13 SD345		

※コンクリート強度　No.2-1，2-3，2-4：28.7[N/mm^2]，No. 2-2，2-5：27.8[N/mm^2]，No. 3-1～3-3：28.2[N/mm^2]
鉄筋降伏点強度　No.2-1～No.2-5　柱主筋・梁主筋：380，柱せん断補強筋(D10)：364[N/mm^2]
柱せん断補強筋(D6)：317，梁せん断補強筋(D6)：344[N/mm^2]
No.3-1～No.3-5　柱主筋・梁主筋：366，柱・梁せん断補強筋(D6)：327[N/mm^2]



図－１　試験体形状・配筋図

×150mm)，また，柱一般区間長さ(柱脚から面内梁下端までの長さ)h_0 は，せん断補強筋比 p_w を変動させるため 600mm と 800mm の 2 水準とし，そのせん断補強筋比は，柱一般区間をクリアスパンとした場合のせん断余裕度が 1.0 以上となる様にそれぞれ 1.19%と 0.78%とした。また，面内梁主筋の定着方法は，曲げ上げ，曲げ下げの２水準，面内梁の主筋量は，4-D13 と 2-D13 の 2 水準とした。なお，梁接合区間のせん断補強筋は，No.3-2 試験体のみ面内梁の主筋定着部近傍に集中補強筋(3-D6)を付加させ，そのせん断補強効果を確認することとした。上記の要因を組み合わせて，総数 8 体の試験体を計画した。

面内梁主筋の定着は，折り曲げ内法直径を $3d$ (=39mm, d：鉄筋径)，余長を $12d$（=156mm）とし，曲げ上げ定着の場合，水平投影長さを $3/4 \cdot D_C$（=225mm)，曲げ下げ定着の場合，主筋の折り曲げ起点までの距離を $1/2 \cdot D_C$ (水平投影長さ：182mm)とした。また，直交梁の主筋は，通し配筋として柱に定着した。

2.2 加力方法および計測方法

載荷は，建研式加力装置を用いて上下スタブの平行を保った一定軸力（530kN，軸力比 η=0.2）の正負交番繰り返し漸増載荷とした。加力は，上下スタブに取り付けた治具より測定した相対変位 δ により制御し，層間変形角 R＝1/800～1/20 を目標変形角とした。なお，層間変形角 R は，δ/900mm として算出している。

3. 実験結果

3.1 破壊状況

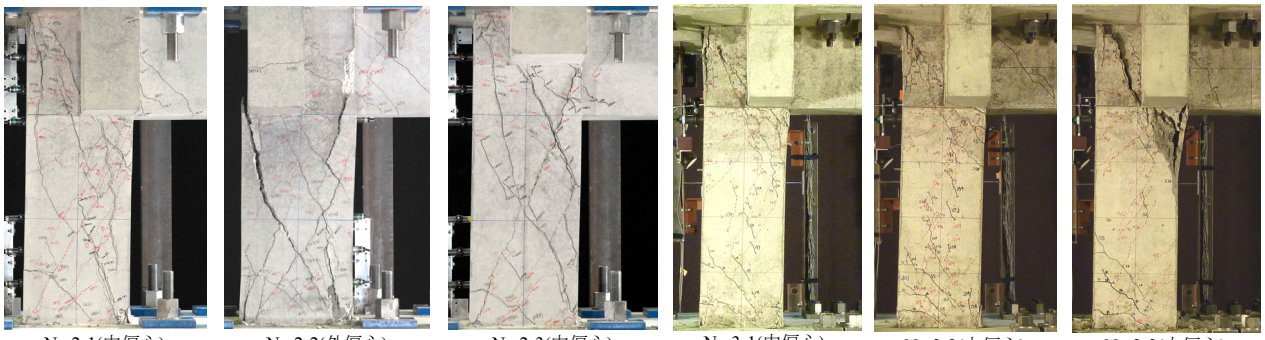
図－２に試験体破壊状況図，**表－２**に計算値・実験値一覧を示す。

内偏心試験体（No.2-1，2-3，2-4，3-1～3-2）：正載荷時は，せん断ひび割れが直交梁下端付近から上部スタブに向かって斜めに発生しており，梁接合区間の損傷は，せん断補強筋が降伏する程著しい性状であった。特に，逆梁の No.2-3 および柱一般区間の長い No.3-1～3-3 では，

表－２　耐力計算値・実験結果一覧

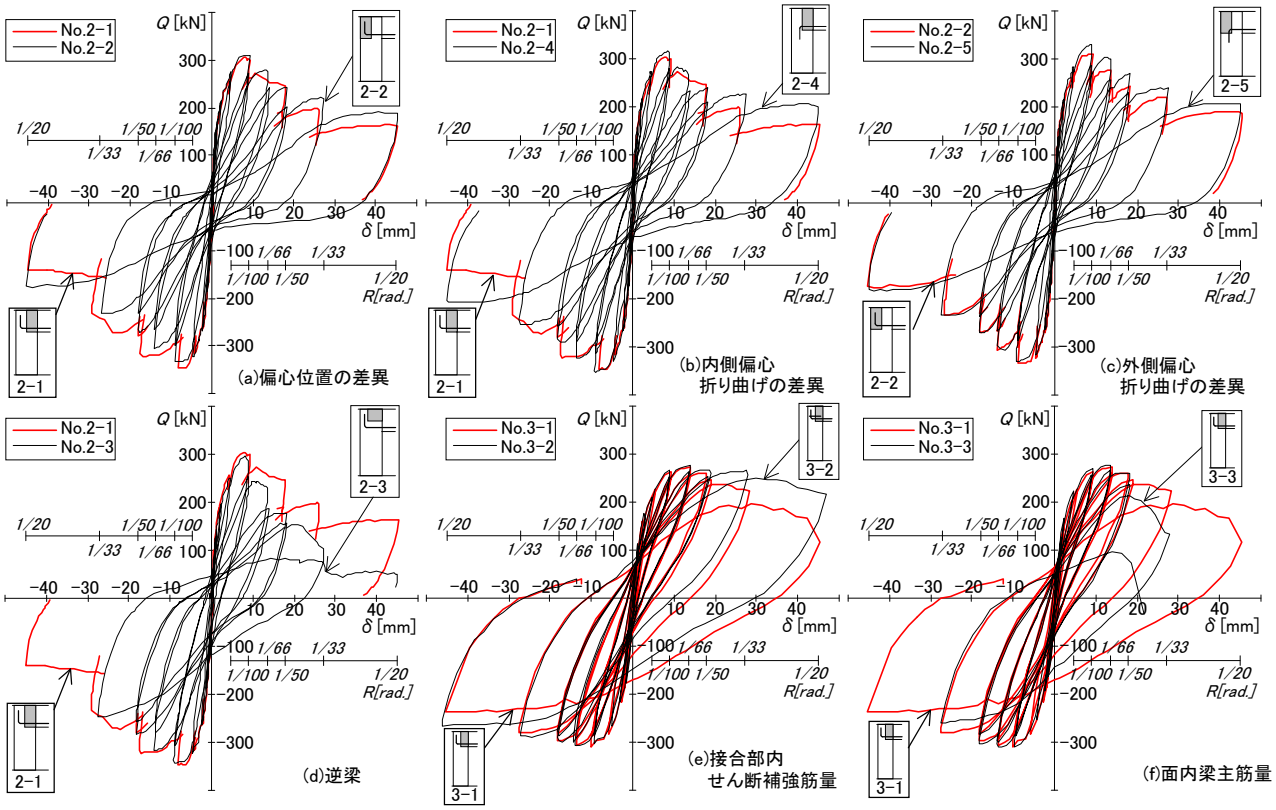
No.	試験区間全長 h [mm]	柱内法長さ h_0 [mm]	柱一般部 p_w [%]	耐力計算値 曲げ耐力 ${}_cQ_{my}$※1 [kN](${}_cQ_{su}$/${}_cQ_{my}$) ${}_cQ_{my1}$ $h'=h$ 900/1100 mm	${}_cQ_{my2}$ $h'=h_0+D_C/3$ 700 /900mm	${}_cQ_{my3}$ $h'=h_0$ h=600/800mm	部材一般部せん断耐力※2 ${}_cQ_{su}$[kN] h'=900/1100mm	実験結果 最大耐力※3 正載荷 Q[kN]	正載荷 δ[mm]	負載荷 Q[kN]	負載荷 δ[mm]	破壊モード※4
2-1	900	600	1.19	239(1.87)	308(1.45)	359(1.24)	446	304.8	8.30	-347.6	-7.87	F-CS
2-2				238(1.84)	306(1.43)	358(1.22)	438	310.2	9.20	-334.0	-7.82	F-(S)
2-3				239(1.87)	308(1.45)	359(1.24)	446	296.2	8.25	-343.3	-8.93	F-CS
2-4				239(1.87)	308(1.45)	359(1.24)	446	316.0	8.44	-353.1	-8.90	F-(S)
2-5				238(1.84)	306(1.43)	358(1.22)	438	329.6	8.60	-329.9	-9.20	F-(S)
3-1	1100	800	0.78	197(1.89)	241(1.54)	271(1.37)	372	271.9	13.78	-309.7	-9.90	F-CS
3-2				197(1.89)	241(1.54)	271(1.37)	372	278.3	13.82	-306.7	-12.91	F-CS
3-3				197(1.89)	241(1.54)	271(1.37)	372	278.0	13.53	-310.6	-13.75	F-CS

※１　RC 規準曲げ略算式，　※２　終局強度型耐震設計指針 A 法，　※３　P-δ効果考慮
※４　F-CS：柱曲げ降伏後梁接合区間せん断破壊　F-(S)：曲げ破壊(曲げ降伏後柱材部せん断破壊)



No.2-1(内偏心) R=＋1/50rad.　No.2-2(外偏心) R=＋1/50rad.　No.2-3(内偏心) R=＋1/67rad.　No.3-1(内偏心) R=＋1/33rad.　No.3-2(内偏心) R=＋1/33rad.　No.3-3(内偏心) R=＋1/33rad.

図－２　試験体破壊状況図



図－３　せん断力 Q－相対変位 δ 関係

直交梁下端付近の部材一般部から梁接合区間に連続するひび割れが大きくなり，地震被害報告と同様なせん断破壊が観察されている。一方，負載荷時では，せん断ひび割れは，柱脚から面内梁下端を結ぶ対角線状に発生し，柱一般区間をクリアスパンとする特性が見られた。なお，柱一般区間の短い No.2-1,2-3,2-4 は，そのせん断ひび割れが顕著であり，部材一般部の損傷が大きい性状であった。外偏心試験体(No.2-2,2-5)：正載荷では，梁接合区間に曲

げせん断ひび割れが生じており，梁接合区間の損傷が認められる。しかし，負載荷では，せん断ひび割れが柱一般区間に対角線状で発生し，その区間をクリアスパンとする特性が支配的な傾向であった。

すべての試験体において，R=1/150～1/100rad.において，柱脚と梁(面内梁)下端付近の主筋が引張降伏して曲げ降伏に至った。最終的な破壊モードは，No.2-1 正載荷，No.2-3，No.3-1～No.3-3 が柱部材曲げ降伏後の梁接合区間せん断破壊であり，その他が柱部材端部のコンクリート圧壊を伴う柱曲げ破壊であった。なお，最終的には，柱一般区間の短い 2-1～2-5 試験体では，柱一般部の損傷が著しく，柱部材のせん断破壊も認められた。

3.2 変形性状

図－３にせん断力 Q－相対水平変位 δ 関係を示す。なお，せん断力 Q は軸力による付加モーメントを考慮した値である。全試験体ともに，1/100rad.～1/66rad.にかけて柱主筋の引張降伏により最大耐力に至り，その後緩やかに保持せん断力が低下している。

偏心位置：**図(a)**に示す様に，内偏心の No.2-1 と外偏心の No.2-2 は，同様な履歴特性を示した。しかし，梁接合区間のせん断破壊が生じた内偏心の No.2-1 は，R=1/50rad.以降の耐力低下が大きい性状であった。

梁主筋定着方法：**図(b)**に示す様に，面内梁主筋を曲げ上げ定着した No.2-1 に対して，曲げ下げ定着した No.2-4 は同様な履歴性状を示している。しかし，No.2-4 では，梁接合区間におけるせん断ひび割れの口開きが抑制されており，R=1/50rad.以降の耐力低下が緩やかな性状である。また，**図(c)**に見られる様に，外偏心試験体では，梁接合区間の損傷が小さいため，曲げ上げ(No.2-2)・曲げ下げ(No.2-5)で変形性状に大きな差異は認められない。

逆梁：**図(d)**の様に，逆梁の No.2-3 は，1/100rad.以降の正載荷において，梁接合区間の損傷が顕著となり，急激な耐力低下を生じ，軸力を保持できない性状に至った。

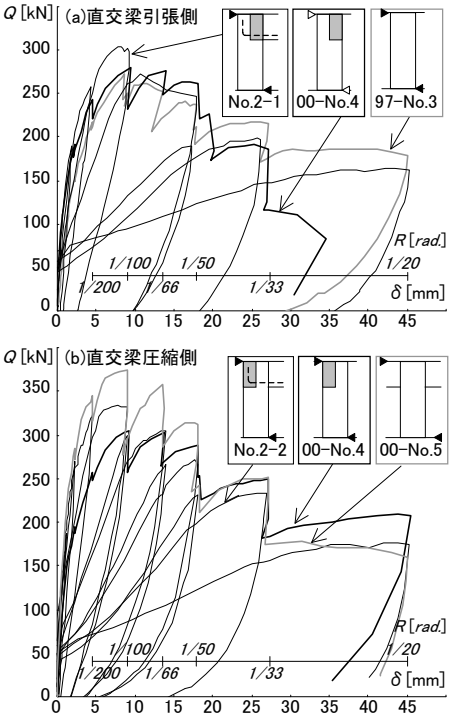
接合部せん断補強筋量：**図(e)**に示す様に，梁接合区間に集中補強筋を配筋した No.3-2 は，No.3-1 よりも耐力低下が緩やかであり，せん断補強効果が認められる。

面内梁主筋量：**図(f)**の様に，面内梁主筋量の多い No.3-3(4-D13)は，1/50rad.程度より梁接合区間のせん断破壊により急激に耐力低下に至っており，主筋量の少ない No.3-1(2-D13)よりも変形能の小さい特性であった。

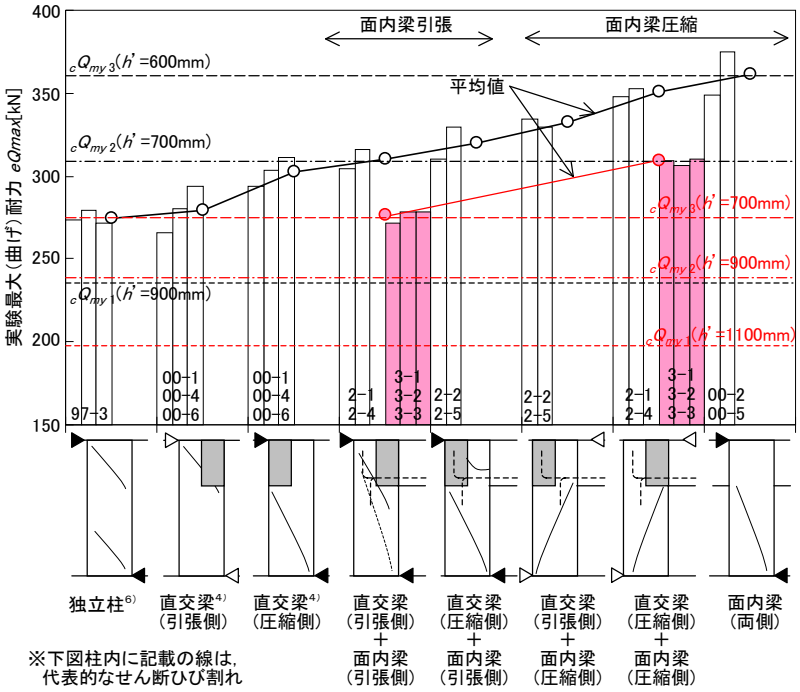
3.3 直交梁・面内梁の影響

図－４に梁接合状況を変動要因としたせん断力 Q－相対変位 δ 関係包絡線を示す。図中には，本実験と材料強度および配筋が同様である，既往実験の矩形柱(柱せん断補強筋比 p_w=1.19%) [6]，および，直交梁のみが接合し梁接合区間のせん断補強筋比が小さい試験体(梁接合区間 0.2%・柱一般部 1.19%)[4] も示している。なお，既往実験[4] では，直交梁は柱脚側に接合させたが，比較のため柱頭側に接合するものとして記載した。

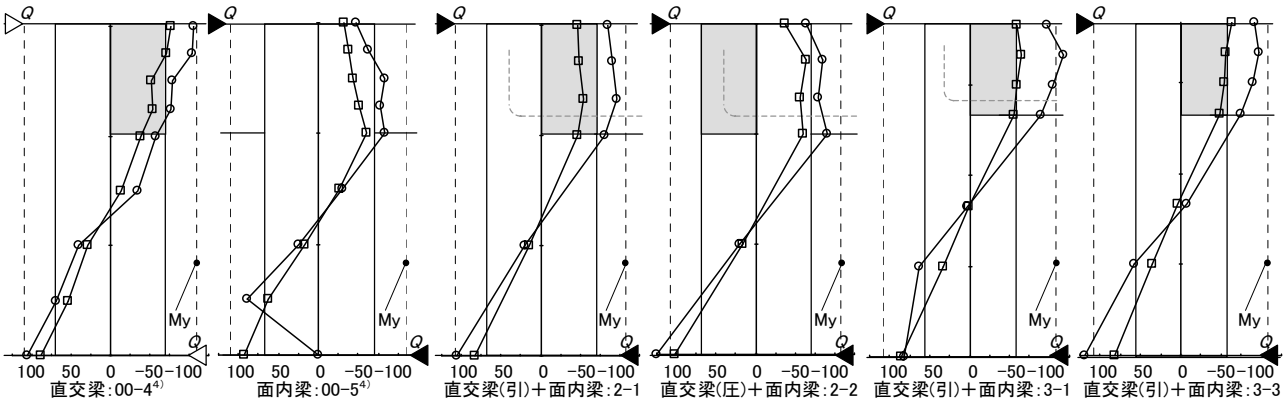
図－４(a)は，直交梁が柱引張主筋側（以降，引張側）に接合する場合を示した。最大耐力は，梁が接合しない矩形柱 97-No.3[6] に対し，直交梁のみ接合した 00-No.4[4] は殆ど変化せず，面内梁がさらに接合した No.2-1 では上昇している。最大耐力以降，同様に耐力低下しているが，



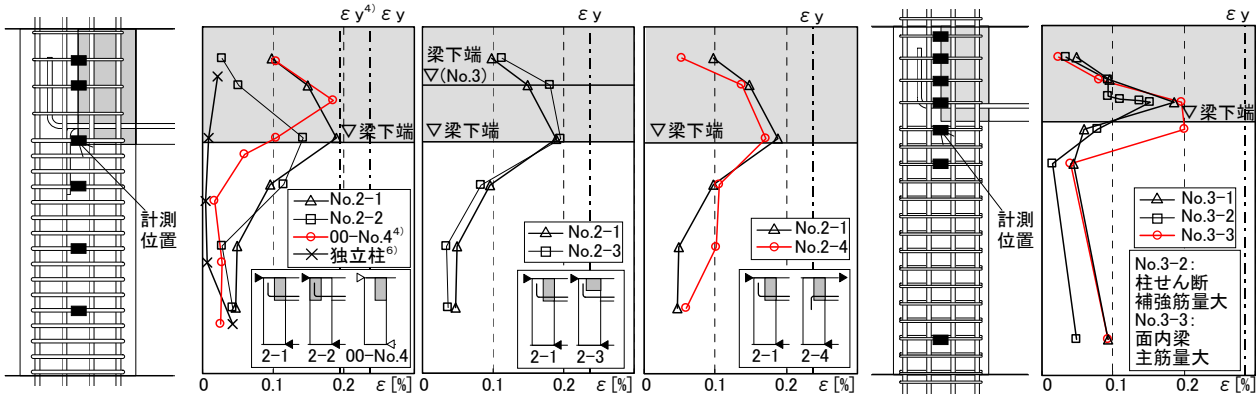
図－４　せん断力－相対変位関係包絡線



図－５　梁付帯状況と実験最大耐力(曲げ耐力)および曲げ耐力計算値



図－６　柱モーメント分布(単位：kN･m，R=1/400 および 1/150rad.)



(a)配筋図(No.2-1)　(b)梁接合位置　(c)逆梁　(d)面内梁定着　(e)配筋図(No.3-1)　(f)補強筋量

図－７　せん断補強筋歪み分布(R =1/150rad. 時)

00-No.4 は 1/33rad.付近で梁接合区間のせん断破壊により急激に低下している。よって，面内梁が引張（以降，引張側）となる No.2-1 は，面内梁主筋の引張力により接合区間の柱負担せん断力が変化していると推測される。

図－４(b)は，直交梁が柱圧縮主筋側(以降，圧縮側)に存在する場合について示している。最大耐力は，両側に面内梁が接合(00-No.5[4])，直交梁と面内梁が接合(No.2-2)，直交梁のみ接合(00-No4[4])の順に大きく，同様の順番で耐力低下が大きい性状であった。この様な接合状態では，梁接合区間の損傷が小さく，部材一般部の特性が全体挙動に対して支配的になるといえる。

4. 考察および検討

4.1 クリアスパンと部材曲げ耐力

図－５に梁接合状況と最大耐力(曲げ耐力)の関係を示す。図には，材料強度がほぼ同等である既往の実験の結果[4), 6)]も併せて示し，最大耐力は，直交梁および面内梁の接合状況別に，正・負載荷を区別して示した。

最大耐力は，1)直交梁が圧縮側，2)面内梁が引張側(面内梁主筋が引張抵抗)，3)面内梁が圧縮側(面内梁コンクリートが圧縮抵抗)，4)面内梁が両側に接合，の順に次第に大きくなっている。直交梁偏心の影響は，直交梁のみが柱の圧縮主筋側に接合する場合に耐力上昇が大きく，柱の引張主筋側に存在する場合の影響は小さい。この影響は，面内梁が同時に接合する場合も同様な傾向である。

図中の横線は，クリアスパン h'を変化させた曲げ耐力計算値($_cQ_{my}$)を示している。面内梁が圧縮側，または，両側に接合する場合の実験値は，見かけの危険断面位置を仮定した計算値 $_cQ_{my2}$($h'= h_0+D_C/3$, h_0:柱一般区間長さ，D_C：柱せい)[7)]，または，$_cQ_{my3}$($h'= h_0$)と対応する値である。面内梁が引張側に接合する場合，耐力は $_cQ_{my2}$ を用いた計算値に近い値であり，見かけ上のクリアスパンも $h'= h_0+D_C/3$ に近い長さと推測される。

図－６は，柱モーメントの高さ方向分布であり，柱モーメントは，主筋歪み度から各断面の歪み度分布を仮定し，鉄筋とコンクリートの材料特性を考慮して算出した。

直交梁が引張側に接合する No.00-4 の梁接合区間は，全域でモーメント勾配が一般部と同様であり，この区間の柱負担せん断力は一般部と同程度といえる。さらに面内梁が接合(No.2-1)，また，直交梁が外側(圧縮側)に偏心(No.2-2)することで，一般部と同様なせん断力を負担する区間が短くなり，梁接合区間全体でモーメント勾配が緩やかになっている。面内梁主筋に引張力が生じる(面内梁が引張側)No.2-1，2-2，3-1，3-3 の分布は，梁接合区間の勾配変化(折れ曲がり)が緩やかであるものの，両側に面内梁が接合する(面内梁に圧縮力が生じる) No.00-5 とほぼ同様な性状である。また，面内梁主筋量が多い No.3-3 は，少ない No.3-1 よりも勾配変化が大きい性状である。

これら柱モーメント分布の変化は，面内梁コンクリートの圧縮力，面内梁主筋の引張力，および，直交梁のせん断力(モーメント) 負担により，柱に逆せん断力を与えることで生じたと考えられる[5), 7)]。したがって，梁接合区間の柱負担せん断力は，直交梁および面内梁の接合位置，すなわち，柱に与える逆せん断力の大小により変化し，これにより柱のクリアスパンも変化するといえる。

4.2 せん断補強筋ひずみ挙動

図－７にせん断補強筋の歪み度分布を示す。

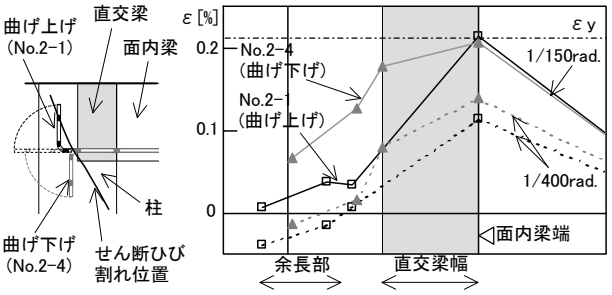
図(b)は梁接合位置を変動要因とした図である。歪み度の大きい区間は，00-No.4，No.2-1，No.2-2 と耐力低下の急激なほど，梁接合区間の上側 (奥側)に広がり，面内梁が接合する No2-1，No.2-2 は，梁下端近傍の歪み度が最も大きい傾向である。これは，前節で示した，梁接合区間内で柱負担せん断力が一般部と同様である区間と対応し，この区間のせん断抵抗が限界に達して，柱頭から接合部へ連続するせん断破壊が生じたと推測される。

図(c)に示す様に，逆梁である No.2-3 は，上記 00-No.4 と同様に，梁接合区間上側の歪み度が大きく，直交部材が無くせん断補強筋が少ない場合，直交梁下端近傍でせん断破壊を誘発し易いといえる。また，面内梁主筋定着方法に関しては，曲げ上げ(No.2-1)，曲げ下げ(No.2-4)で大きな差異は見られない(**図(d)**)。さらに，**図(f)**の様に，面内梁の主筋定着部近傍にせん断補強筋を集中配筋した No.3-2 は， No.3-1,No.3-2 よりも歪み度が小さく抑えられ，良好な補強効果が得られている。

面内梁主筋量の多い No.3-3 は，少ない No.3-1 よりも面内梁主筋の定着部近傍および柱頭位置の歪み度が，大きくなる傾向である。しがたって，面内梁主筋の引張力が増大するにつれて，その近傍のせん断補強筋の負担もさらに増加し，これによりせん断破壊が誘発されたと推測される。また，柱一般部のせん断補強筋量が多い No.2-1～2-5 では，No.3-1～3-3 よりも梁接合区間のせん断ひび割れの口開きが抑えられていることからも，柱頭位置にせん断補強筋を配することは効果的と考えられる。

図－８は，面内梁主筋の定着部の歪み分布であり，折り曲げ部を直線状にして記載している。曲げ下げ定着(No.2-4)の歪みは，曲げ上げ定着(No.2-1)に比べて柱の中央部分で大きな歪みが生じている。この位置は，接合区間へ連続するせん断ひび割れが発生しており，面内梁主筋がこのひび割れに抵抗していると考えられる。これからも面内梁主筋定着部近傍のせん断補強筋は，一般部と接合区間に連続するせん断破壊の防止に有効といえる。

以上より，せん断設計では，梁接合区間内で柱の負担せん断力が一般部と同様となる区間を明確化し，その区間をせん断補強することが重要といえる。特に，柱の負担せん断力が大きく変化する面内梁の主筋定着部，および，柱頭にせん断補強筋を配することは効果的といえる。



図－８　面内梁主筋歪み分布(黒色:No. 2-1 灰色:No. 2-4)

5. まとめ

主としてピロティ階の外柱を想定した直交梁と同時に構面内の梁が接合する柱部材の構造性能について，以下の結論を得た。

1）直交梁および面内梁の接合位置により，梁が負担するせん断力(柱に与える逆せん断力)が変化する。これにより，梁接合区間内の柱負担せん断力が変化し，柱の見かけのクリアスパンも変化する。

2）部材一般部から接合部に連続するせん断破壊は，直交梁が建物内側に偏心し，面内梁に引張力が生じる方向にせん断力を受ける場合に生じ易い。

3）せん断設計では，梁接合区間内で柱負担せん断力が一般部と同様となる区間を明確化し，その区間，および，柱負担せん断力が大きく変化する位置に対し，せん断補強を行うことが重要である。

4）上記の補強は，面内梁の主筋定着部近傍および柱頭にせん断補強筋を配することが効果的である。

参考文献

1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説，pp.268～270，1999
2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，pp.154，2010
3) 例えば，日本建築学会：阪神・淡路大震災と今後の RC 構造設計－特徴的被害の原因と設計への提案－, pp.25, 1998.10
4) 宇野功一,松崎育弘,中野克彦,杉山智昭：腰壁・垂れ壁付き RC 柱が面外方向に荷重を受けた場合の構造性能に関する実験研究，コンクリート工学年次論文集 Vol.22,No.3，pp.557～560，2000.9
5) 宇野功一,杉山智昭,中野克彦,松崎育弘:直交部材を付帯する RC 柱の構造性能に関する研究,日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2pp.511～512，2001.9
6) 片岡隆広，松崎育弘,中野克彦,荒木伸宏：シート状連続繊維によりせん断補強された RC 柱の靭性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次学術講演集，No.2pp.213~218，1997
7) 杉山智昭,松崎育弘,中野克彦：非構造壁を内蔵する鉄筋コンクリート造架構の構造性能に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 551 号 pp.111～pp.118，2002