論文　水平斜め接合部の力学性状

石川　裕次[*1]・木村　秀樹[*1]・太田　博章[*2]・川合　拓[*3]

要旨：近年，平面的に不整形な高層ＲＣ造建物の構造設計が進められている。ここでは，チューブ架構における隅角部の接合部に見られる水平斜め接合部に関する力学性状の検討を行った。特に，水平斜め接合部に関する接合部せん断強度の検討を行うために４体の試験体を用いて接合部実験を実施した。実験変数は接合部せん断応力度，コンクリート強度，機械式定着の３つである。接合部せん断応力度は梁主筋本数および梁主筋強度（SD490，SD590）を変えて設定した。ここでは，実験で得られた異なる破壊モード（梁曲げ降伏先行型と接合部せん断破壊型）の実験データについて検討した結果を示す。

キーワード：鉄筋コンクリート，接合部，斜め接合部，チューブ架構，高強度鉄筋

1. はじめに

近年，多角形平面を有するチューブ架構形式の高層ＲＣ造建物の検討が進められている。この場合，多角形平面の出隅部には左右の梁が水平面上で斜めに取付く水平斜め接合部が形成される（**図－１**参照）。そこで，適正な設計法を導くためには，実験データに基づいた水平斜め接合部のせん断強度に関する検討を行う必要がある。ここでは，解析的研究[1)]に基づき実施した構造実験から得られた水平斜め接合部の力学性状に関する知見を示す。

2. 実験概要

2.1 実験変数，試験体

図－１に水平斜め接合部の概略図を示す。

（１）実験変数

SJOO：梁曲げ降伏先行型（設計標準）

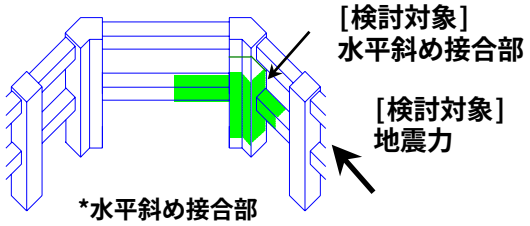
SJO1：接合部せん断破壊型（梁主筋 SD590 使用）

SJOH：高強度コンクリートを使用した梁曲げ降伏先行型（配筋は SJO1 と同様）

SJOM：左右梁主筋を機械式定着した段差梁を含む水平斜め接合部（曲げ降伏先行型）

（２）試験体

表－１に試験体諸元を，**図－２**に試験体図を



：多角形平面架構の出隅部の柱・梁接合部

図－１　水平斜め接合部の概略図

表－１　試験体諸元

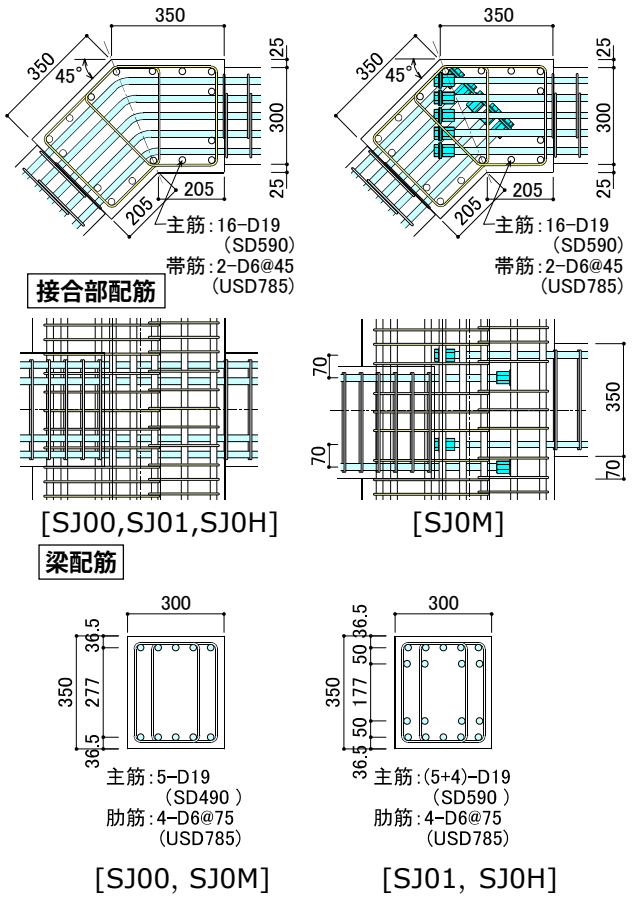
試験体 key-word	SJOM 機械式	SJOO 設計標準	SJO1 せん断型	SJOH 高強度
梁主筋	機械式定着	水平斜め通し梁主筋定着		
コンクリート圧縮強度：f'c (Ec×10^4) [N/mm^2]	55.7 (4.22)			88.6 (4.62)
梁断面：B×D [mm]	300×350			
梁主筋（種別）[Pt]	4－D19（SD490）*1 [1.59%]		5＋4－D19*2 （SD590）[3.09%]	
せん断補強筋 （種別）[pw]	4－D6@75（SD785）[0.57%]*3 fyh=961，Es=1.90×10^5 単位[N/mm^2]			
接合部せん断補強筋 （種別）[pjw]	2-D6@70（SD785）[0.29%]*3			
柱断面：B×D [mm]	試験体図参照			
柱主筋（種別）[Pg]	16－D19(SD590)[2.36%]*2 fy=640，Es=2.00×10^5 単位[N/mm^2]			
柱せん断補強筋 （種別）[pw]	4－D6@45（SD785）[0.41%]*3			
通し梁主筋定着余裕度*4	---	1.16	1.16	1.58
接合部せん断余裕度*5	1.58	1.58	0.86	1.20

*1　fy=518，Es=1.99×10^5[N/mm^2]，　*2，*3　材料特性は共通

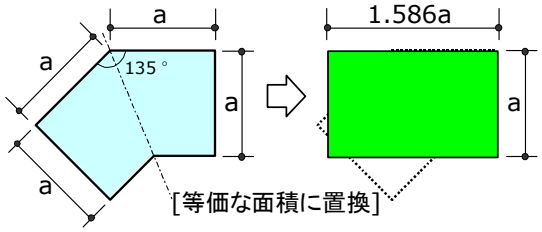
*4，*5　六角形断面を矩形断面に置換して算定（但し，φ=1.0）[2)]

・通し梁主筋定着強度[2)]　$\frac{d_b}{D}=\frac{1.25\times 6.0}{1+\gamma}\left(1+\frac{\sigma_o}{\sigma_B}\right)\frac{\sigma_B^{0.667}}{\sigma_{yu}}$

*1　㈱竹中工務店　技術研究所構造部門　主任研究員　工博　(正会員)
*2　㈱竹中工務店　東京本店設計部構造　課長　工修　(正会員)
*3　㈱竹中工務店　東京本店設計部構造　課長代理　工修　(正会員)

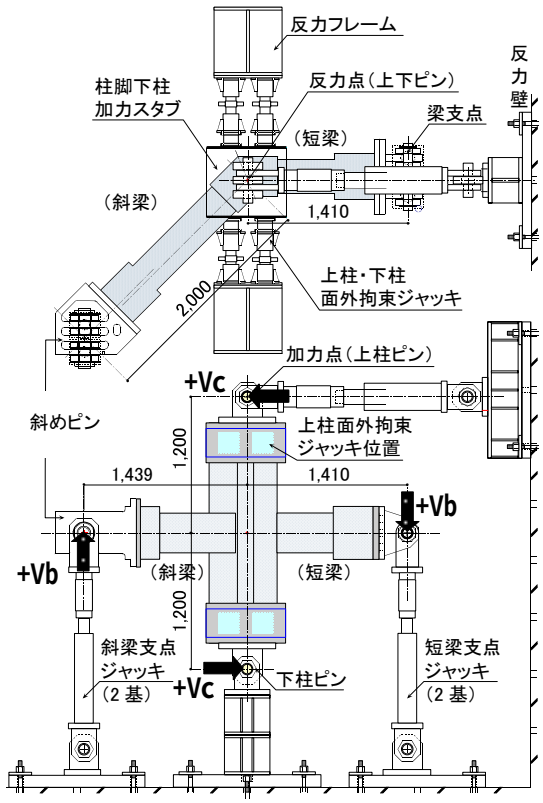


図－２　試験体図



図－３　接合部断面の置換

示す。試験体は約 1/2 のスケールの４体である。柱断面は，２つの矩形断面（□350）柱の一方を 45° 回転させ接合した六角形断面である。梁部材は左右の柱面に直交して接合しており，SJOM を除き梁主筋は接合部内で水平面上に 45° 折曲げられた通し梁主筋である。SJOM は左右の梁が梁せいの 1/5D（D：梁せい）の段差を有し，梁主筋を柱断面中央位置で機械式定着を行った（定着長さは 15d_b，d_b：梁主筋呼び名）。なお，梁スパン長さは斜梁を短梁の 1.41 倍として想定した。なお，接合部のせん断設計は多角形断面の接合部内の応力伝達が全断面で行われている知見[1)]から，**図－３**に示すように面積が等価な長方形断面に置換して設計を行った。



図－４　加力装置図

梁曲げ降伏先行型として設計した SJOO，SJOM は梁主筋を１段筋とし，SD490 を使用している。SJO1，SJOH の梁主筋には SD590 を使用し２段筋とし，接合部せん断力を割増した試験体である。なお，SJOH はコンクリート強度を，約 1.5 倍し接合部せん断強度を割増して梁曲げ降伏先行型として設計した試験体である。

(3)　加力方法

加力装置図を**図－４**に示す。実験前に実施した解析的研究[1)]に基づき，斜梁のピンを，短梁材軸方向と平行な方向のみ回転する回転ピンと設置した。加力は柱頭加力とし，斜梁，短梁（**図－４**参照）には，柱面が加力方向と直交しないために生じるねじりモーメントに抵抗し，面外変形を拘束するジャッキを左右 2 個づつ設置した。加力点（上柱ピン）には短梁材軸方向のせん断力を作用させた（軸力は 0）。ここでは,短梁材軸方向の柱せん断力および層間変形角を，層せん断力および層せん断力として表現する。加力は変位履歴とし層間変形角 R=1，2，3.3，5，(2)，7.5, 10, (5), 15, 20, (5), 30, 40, 50/1000[rad] を各 2 回繰返し，変位漸増載荷として行った。

3. 実験結果

3.1 荷重-変形関係，破壊状況，変形割合，heq

各試験体の層せん断力－層間変形角関係，包絡線における接合部せん断変形割合，等価粘性減衰定数（heq）関係を**図－６～８**に示す（図中には最終破壊状況の写真を併記した）。層間変形角は上柱加力点におけるせん断力方向の変形から算出した。接合部せん断変形は**図－５**に示すように４面のせん断変形角の平均値である。等価粘性減衰定数は２回目サイクルの値である。**図－９**に SJOO と SJO1 の最終破壊状況の例として示す。以下に，各試験体の破壊状況を示す。

（１） ＳＪＯＯ（設計標準）

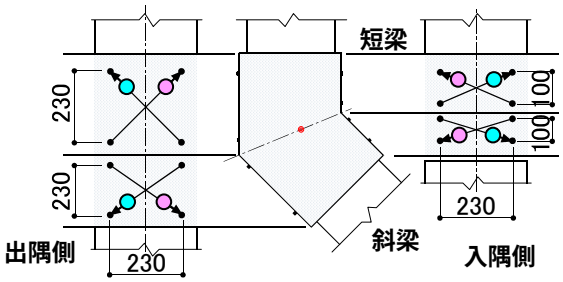
曲げ降伏先行型とした SJOO は,短梁および斜梁に降伏ヒンジが形成され層間変形角 R=50×10^{-3}[rad]まで耐力を維持した。

R=2.0×10^{-3}[rad]（以下，R2.0 と表示）に梁の曲げひび割れが危険断面位置に発生し,R3.3 時には,接合部せん断ひび割れが発生した。接合部せん断ひび割れは短梁から斜梁に掛けて，一つの接合部せん断ひび割れが発生するのではなく，各面にそれぞれ対角線方向に発生した。その後，R10 前後に短梁が降伏し, R15 時には斜梁も降伏に至った。この時点で接合部は各面を 4～5 分割する接合部せん断ひび割れが発生したが，著しいひび割れ幅の拡大は見られなかった。また，斜梁は曲げ降伏以後の大変形時（R50）に梁のねじりモーメントによるひび割れの発生が見られたが，復元力特性への影響は見られなかった。

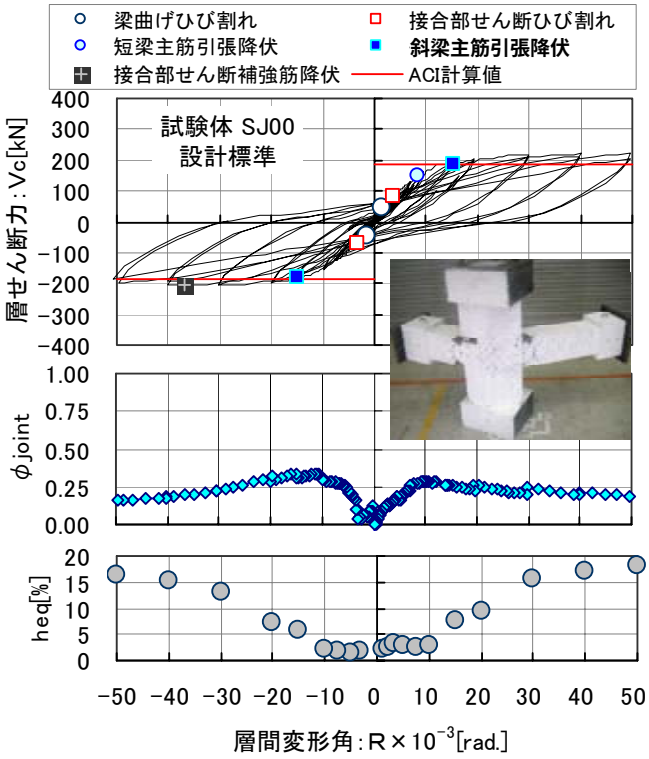
（２） ＳＪＯ１（接合部せん断破壊型）

SJO1 は，短梁は降伏後に斜梁の曲げ降伏前に最大耐力に達し，接合部せん断補強筋が降伏すると共に接合部せん断変形が急増し，接合部せん断破壊に至った。

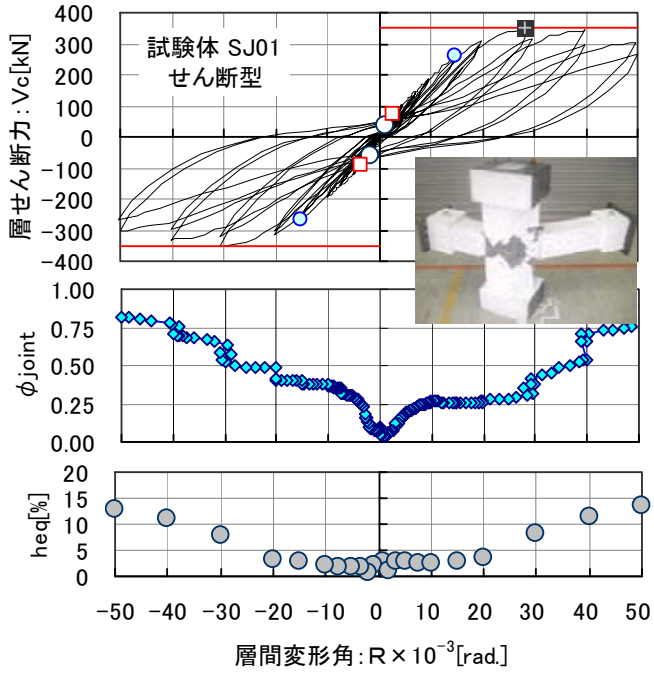
短梁が曲げ降伏に至った R15 までは, SJOO と同様な破壊状況であった。しかし，SJO1 は，R20 以後に短梁側の接合部せん断ひび割れ幅が急増し，接合部せん断変形の割合も増加した。特に，接合部の六角形断面出隅部での破壊が相対的に大きく，一部かぶりコンクリートの剥落が



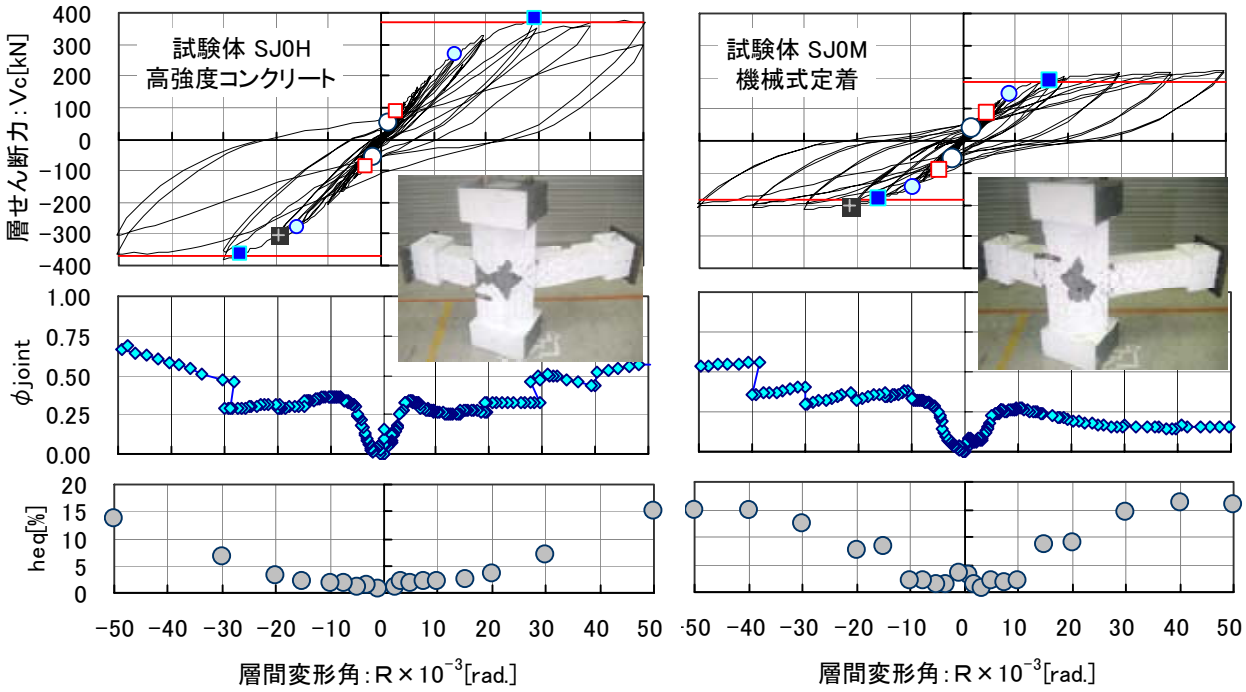
図－５　接合部せん断変形角の計測位置



図－６　SJ00 実験結果



図－７　SJ01 実験結果



図－８　SJOH，SJOM 実験結果

見られた。最終的には，接合部領域のコンクリートには膨張現象が見られ，R50 時には接合部領域のかぶりコンクリートの大部分が剥落した。

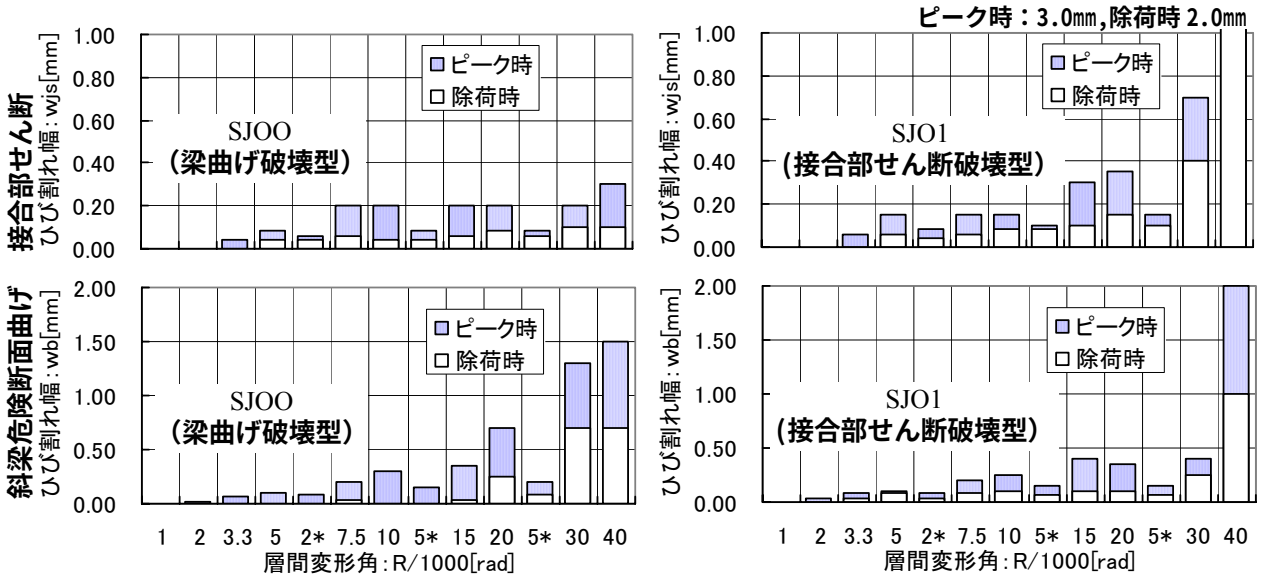
（３） ＳＪＯＨ（高強度コンクリート）

SJOH は，斜梁の降伏が R30 時であるが，それまでの破壊状況は SJOO とほぼ同様である。但し，SJOH は最大耐力に至った R30 以後に，短梁の圧壊現象および接合部せん断ひび割れ幅の拡大による接合部せん断変形割合の増加が見られる。その後，R50 のサイクルでは耐力が減少傾向になり，曲げ降伏後の接合部せん断破壊に至ったと考えられる（R30 の繰返し載荷での耐力低下も 0.92 倍まで低下した）。R50 時には SJO1 と同様に接合部コンクリートの膨張現象およびかぶりコンクリート剥落によって接合部内の柱主筋が露出した。なお，R40 のサイクルは省略した。

（４） ＳＪＯＭ（機械式定着）

SJOM は，SJOO と同様に梁曲げ降伏先行型に至り，R30 までは SJOO と同様な破壊状況を示した。しかし，SJOM は梁段差（D/5，D：梁せい）を有し，接合部の応力伝達状態に違いから正負サイクルの接合部損傷状況に違いが見られた。負サイクルでは両側の梁から作用する圧縮力の角度が鋭角になり，その方向に接合部せん断ひび割れが発生した。R-40 以降には，接合部せん断変形割合が増加し，耐力が徐々に低下し始めた。最終的に R50 では接合部の出隅部のかぶりコンクリートが損傷し，一部の機械式定着が露出した。但し，機械式定着周辺のコンクリートは部分的に粉砕されるような破壊はなく，定着状態は健全であった。

図－９　最終破壊状況（SJ00，SJ01）



図－１０　ひび割れ幅の推移（SJ00，SJ01）図中 5*，2*は小サイクル変形を表わす。

3.2 ひび割れ幅

接合部せん断破壊に至った SJO1 と梁曲げ降伏型に至った SJOO の斜梁曲げひび割れ(危険断面位置)，接合部せん断ひび割れ（各面での最大値）の観測結果を**図－１０**に示す(観測は 0.04mm までを判定するクラックスケールを使用)。

SJOO では，接合部せん断ひび割れは早期に発生するが，その後最大でピーク時 0.20mm，除荷時の残留ひび割れ 0.10mm 程度に留まった。一方，曲げひび割れは変形角の増加と共にピーク時のひび割れ幅が増加した。

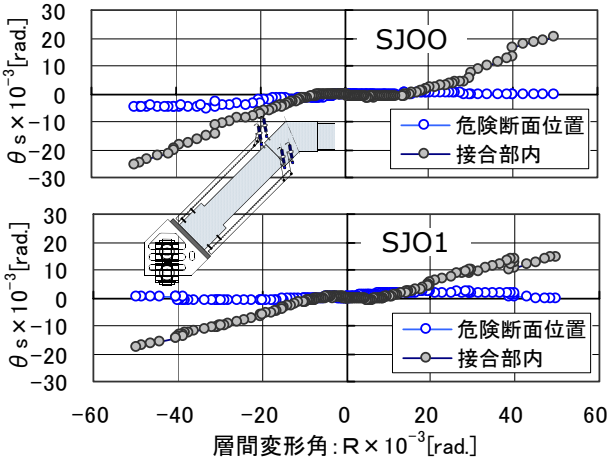
SJO1 では，層間変形の増加と共に接合部せん断ひび割れ幅が増加し，接合部せん断破壊の状況を反映している。一方，曲げひび割れは R30 までは著しい増加は見られなかった。しかし R40 時には接合部せん断破壊に伴い梁危険断面周辺の損傷が大きくなり，ひび割れ幅が急増した。

3.3 斜梁ねじり角・ねじりモーメント

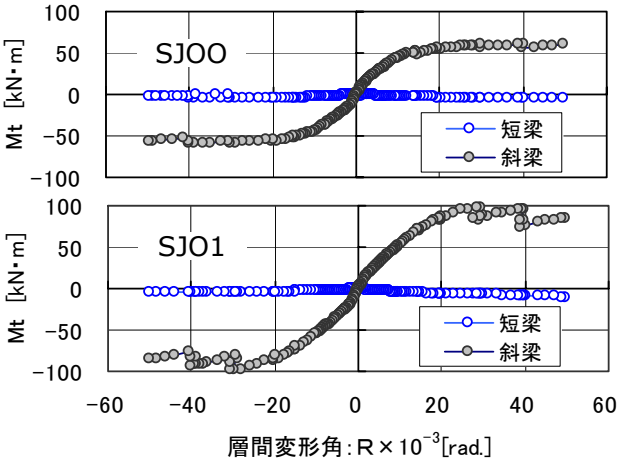
（１）斜梁ねじり角

斜梁ねじり角の測定は，斜梁ピン位置のスタブから斜梁断面中心位置から計測フレームを表裏に２本迫出し，危険断面近傍（斜梁内）と接合部コア位置で計測を行い，表と裏の変位差からねじり角を計測した。包絡線における計測結果を**図－１１**に示す。

斜梁のねじり角は，斜梁自体での変形よりも



図－１１　斜梁ねじり角：θs(SJ00，SJ01)



図－１２　斜梁ねじりモーメント：Mt(SJ00,SJ01)

接合部位置を基準としたねじり角が増加することから，危険断面近傍でのねじり角が梁曲げ降伏以後に増加し始める。また，接合部せん断破

壊に至った SJO1 は，相対的に小さくなっている。また，SJO1 のねじり角の増加は斜梁自体が完全には降伏していないもの，一部１段筋が降伏した影響と考えられる。

(２) 斜梁ねじりモーメント

斜梁のねじりモーメントは短梁，斜梁ピン位置の２本のジャッキから検出した荷重から算定した。包絡線における計測結果を**図－１２**に示す。

まず，短梁ではねじりモーメントは発生していない。斜梁のねじりモーメントは，層せん断力と同様な推移を示している。

３.４ 主筋歪み分布

図－１３に層間変形角＋R20 時における SJOO，SJO1，SJOM 試験体の（上端１段筋）主筋歪み分布図を示す（主筋降伏後は，降伏歪みで表示）。なお，梁主筋歪みの接合部中央位置の値は，隣接する短梁側および斜梁側の値の平均値である。

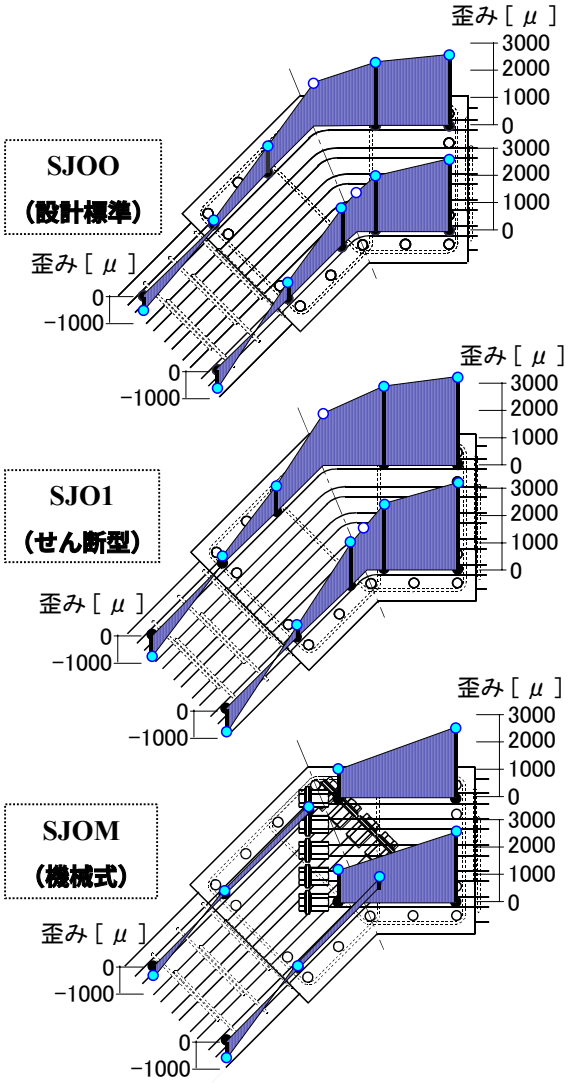
梁曲げ降伏型の SJOO および接合部せん断破壊型の SJO1 は，短梁危険断面位置で出隅側，入隅側共に降伏し，斜梁危険断面位置では著しい引張歪みへの移行は見られず，適正な定着がなされていると考えられる。

機械式定着を行った SJOM は，短梁危険断面位置で出隅側，入隅側共に降伏し機械式定着位置で，降伏強度約 1/2 の定着応力を負担している。また，斜梁側では危険断面位置では通し梁主筋定着された SJOO，SJO1 と同程度の応力を負担しているが，斜梁の機械式定着位置での応力は，危険断面位置と同程度の応力を負担している。

5. まとめ

本実験範囲では，六角形断面を有する水平斜め接合部について地震荷重を想定した接合部実験を実施し，以下の知見が得られた。

1) 水平斜め接合部のせん断破壊は，六角形の断面を等価な矩形断面に置換し，靭性保証型設計指針に示されている荷重載荷方向のせん断応力度に基づいたせん断設計を行うことにより，接合部せん断破壊を防止し，梁曲げ降伏先行型の接合部とすることが出来た。



白抜き丸：両側計測点の平均値，塗潰し丸：計測点
降伏歪み：（SJOO，SJOM） εy=2597μ
：（SJO1） εy=3200μ，μ=1.0×10^{-6}

図－１３　主筋歪み分布図

2) 接合部がせん断破壊する水平斜め接合部は，各面の接合部せん断変形角の平均値による変形割合の増加が破壊状況に対応する。

3) 機械式定着を行った場合に，適正な定着長さ（本実験では 15db）を確保できれば，梁曲げ降伏先行型の適正な構造性能を有する水平斜め接合部を設計することが可能である。

参考文献

1) 高山真一，横林直浩，柏崎隆志，野口博，木村秀樹，石川裕次；水平斜め梁・柱接合部の耐震性能に関する 3 次元 FEM 解析，日本建築学会大会（近畿），C-Ⅱ, pp1051-1054， 2005.9

2) 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(案)・同解説，1997.7