

# 鉄筋コンクリート立体内柱・梁接合部の破壊性状と 梁主筋定着性能との関係

## (その1) 実験概要と接合部強度

正会員 ○岸田慎司\*1  
同 北山和宏\*2

柱・梁接合部, 水平二方向加力, 層せん断力  
定着鋼板, 直交梁, 二軸せん断強度

### 1. はじめに

梁主筋の定着性能を変数として, 鉄筋コンクリート立体柱・梁接合部に一定軸力および二方向正負交番水平力を加える実験を行い, 定着鋼板の効果, 直交梁の有無, 梁主筋定着性能が立体内柱・梁接合部の破壊性状に与える影響について検討した。

### 2. 実験概要

**2.1 試験体** 表-1に試験体一覧とコンクリート強度を, 図-1に試験体形状を示す。試験体は, 縮尺およそ1/2としたスラブ無し  
の立体内柱・梁接合部部分架構2体である。両試験体とも梁曲げ降伏前に接合部がせん断破壊するように設計した。試験体形状(柱断面350mm×350mm, 梁断面250mm×380mm)及び配筋は共通である。実験因子は, 梁主筋危険断面位置に定着鋼板(SM490:引張り強度 $\sigma_t=583\text{MPa}$ )をロックナットで両側から締め付けて設置する補強ディテールの有無である。補強無しが試験体TD-1, 補強有りが試験体TD-2である。この定着鋼板は, 梁危険断面コンクリートの圧壊を防止するために設置した。鉄筋の降伏強度はD10が404MPa, D22が517MPa, D25が538MPaであった。また, 本研究の比較試験体として用いる昨年度実施した平面試験体PB-1<sup>1)</sup>(接合部破壊)の試験体諸元も表-1に併記する。

**2.2 実験方法** 柱頭・柱脚をピン支持, 梁端をピン・ローラー支持とした試験体の柱頭に圧縮一定軸力及び二方向水平力を図-2に示すような8の字型履歴を基本1サイクル(0→A→B→...→E→F→0)とした加力パスに従った。軸力は荷重制御, 水平力は層間変形角(R)により制御し, 1/400, 1/200rad.を1サイクル, 1/100, 1/50rad.を2サイクル, 1/33rad.を1サイクル, 1/25rad.を2サイクル行った後, 0→A方向で押し切りとした。これ以降, 東西方向を主方向, 南北方向を直交方向と便宜上呼ぶこととする。

### 3. 実験結果

**3.1 実験概要** 両試験体とも柱及び梁に発生したひび割れに差はなく, 危険断面圧縮域における被りコンクリートの損傷が目立った。接合部せん断補強筋は両試験体ともR=1/50rad.で1本目が降伏し, 1/25rad.までに全て降伏した。一方, 柱及び梁主筋は, 両試験体とも1/25rad.付近で数本降伏したが, 最大耐力後であり, 柱・梁部材の曲げ降伏は生じなかったと判断した。また, R=1/50rad.以降, 層間変形に占める接合部せん断変形の割合が卓越した。

定着鋼板を設けた試験体TD-2は, 梁付け根近傍の圧縮側梁主筋が引張りに転化することなく圧縮力を負担した。また目視で, 定着鋼板の有無による梁付け根コンクリートの損傷に顕著な差は認められなかったことから, 両試験体とも梁付け根コンクリートの圧壊は生じなかったと判断できる。

表-1 試験体諸元

試験体名	TD-1	TD-2	PB-1 <sup>1)</sup>
軸力(kN) [軸力比]	883 圧縮一定 [0.31]		
梁	主筋	上端: 4-D25 下端: 4-D25	
	補強筋	4-D10@60 / Pw=1.89%	
柱	主筋	16-D22	
	補強筋	4-D10@60 / Pw=1.36%	
接合部	補強筋 2-D10@90 (3sets) / Pw=0.45%		
定着鋼板	なし	あり	あり
架構	立体	立体	平面
コンクリート圧縮強度( $\sigma_c$ )	23.0 (MPa)	23.4 (MPa)	21.0 (MPa)
コンクリート引張り強度( $\sigma_t$ )	2.38 (MPa)	2.51 (MPa)	2.10 (MPa)

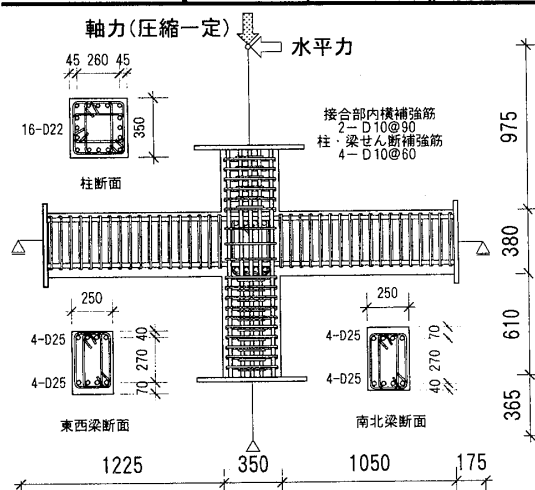


図-1 試験体の形状・配筋

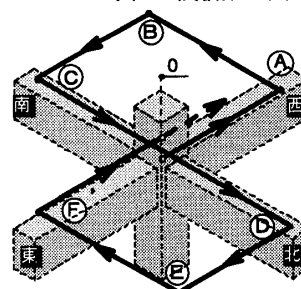


図-2 加力履歴 (サイクル数)

サイクル番号	層間変形角 (radian)
①	R=1/400
②	R=1/200
③・④	R=1/100
⑤・⑥	R=1/50
⑦	R=1/33
⑧・⑨	R=1/25
⑩	R=1/20

以上の検討より, 両試験体とも接合部で破壊したと判断した。  
**3.2 層せん断力-層間変形角関係** 図-3に両試験体の主方向及び直交方向の層せん断力-層間変形角関係を示す。層せん断力は, 測定した両梁のせん断力を用いて力の釣り合いから求めた。

両試験体とも方向別に最大耐力時変形角に多少のばらつきは生じたが, 概ね層間変形角1/50rad.で層せん断力はほぼ頭打

ちとなった。それ以後、定着鋼板を設置した試験体 TD-2 は耐力を維持したが、定着鋼板を設けなかった試験体 TD-1 は若干耐力低下が見られた。試験体 TD-2 の最大層せん断力は、主方向で試験体 TD-1 の 9% 高くなり、直交方向で 6% 高くなった。すなわち、定着性能の違いが最大耐力に影響を与えた。

直交梁の有無が最大耐力及び耐力後の挙動に与える影響を把握するため、接合部が破壊した平面試験体 PB-1 はループ、立体試験体 TD-2 (主方向) はスケルトンカーブで図 4 に層せん断力-層間変形角関係を示す。その結果、直交梁の有無により最大耐力で 30% 立体試験体の方が大きくなり(ただし、コンクリート圧縮強度の相違は未考慮)、大変形時における耐力低下は平面試験体の方が顕著となった。すなわち、最大耐力及び耐力後の挙動に直交梁の有無が影響を与えたことが認められた。

4. 接合部せん断強度

4.1 既往のせん断強度式との比較

表 2 には、実験結果といくつかの設計指針によるせん断強度算定値を記した。なお、接合部せん断応力度 $[\tau_{exp}]$ は、終局強度型設計指針<sup>2)</sup>による考え方に基づいて、梁端に生じる曲げモーメントを $(7/8) \cdot d$  ( $d$ : 梁の有効せい)と仮定する梁の応力中心間距離で除す算出法(以下、①法)によった。また、接合部のせん断抵抗面積も文献<sup>2)</sup>に従った。二軸せん断応力度(加力状態 B 及び E)は、主方向及び直交方向で求めた接合部せん断応力度の合成力(ベクトル和)として評価した。

定着鋼板を設置していない試験体 TD-1 の最大一軸せん断強度は 0.42~0.44  $\sigma_B$  となり、文献<sup>2), 3)</sup>の提案式を用いた計算値に対する実験値の比は 1.29~1.47 となり、現行の基準は立体架構の一軸せん断耐力を過小評価する結果となった。

4.2 立体架構の二軸せん断耐力 図 5 は定着鋼板を設置した立体試験体 TD-2 の①法より算出したせん断応力度をコンクリート圧縮強度で基準化し、二軸相関図で表したものである。

試験体 TD-2 の基準化二軸せん断強度は、平面試験体 PB-1 の基準化一軸せん断強度で与えられる円形及び正方形相関曲線より外側に位置した。

5. まとめ

(1) 一方向加力時の最大耐力は、梁危険断面位置に定着鋼板を設置すると主方向で 9% 増大し、直交方向で 6% 増大した。さらに加力

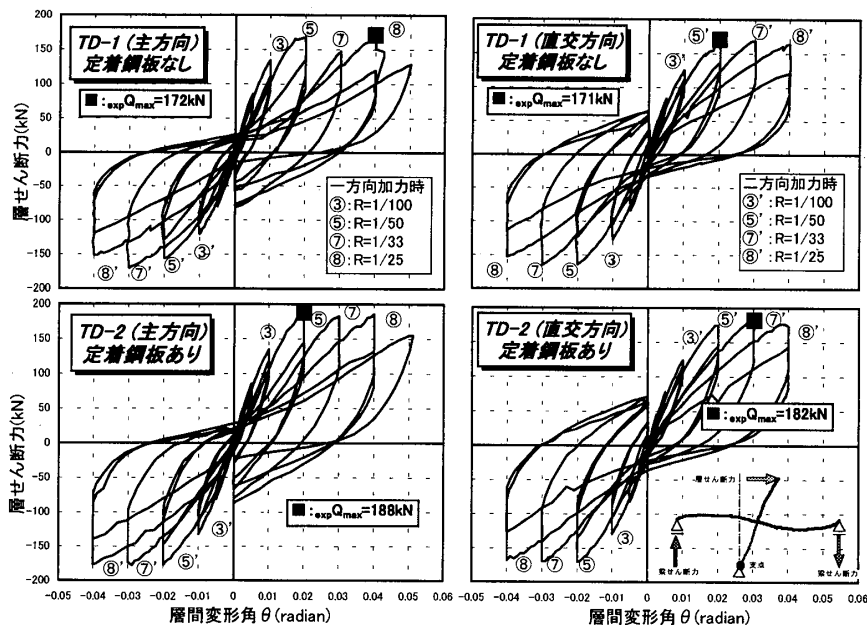


図-3 層せん断力-層間変形角関係 (立体試験体)

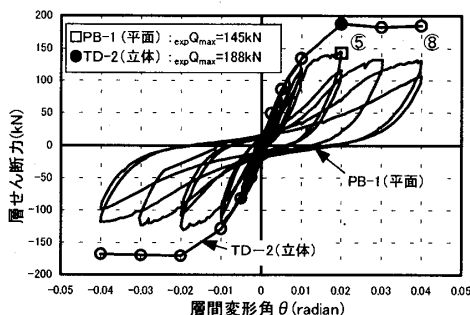


図-4 層せん断力-層間変形角関係 (架構比較)

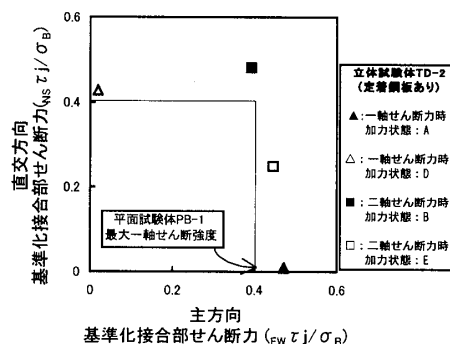


図-5 基準化接合部せん断強度二軸相関

表-2 接合部せん断応力度 (実験値/計算値) ( $\tau$ : MPa)

試験体	加力状態	せん断耐力実験値		せん断強度計算値					
		$exp \tau_j$	$exp \tau_j / \sigma_B$	cal 指数式	exp/cal	cal 脆性式	exp/cal	cal 脆性式(解)	exp/cal
TD-1 立体	A	10.09	0.44	6.88	1.47	7.15	1.41	7.44	1.36
	D	-9.62	-0.42	-6.88	1.40	-7.15	1.35	-7.44	1.29
	B	12.00	0.52	6.88	1.74	7.15	1.68	7.44	1.61
	E	-11.22	-0.49	-6.88	1.63	-7.15	1.57	-7.44	1.51
TD-2 立体	A	10.55	0.45	7.03	1.50	7.25	1.46	7.55	1.40
	D	-9.99	-0.43	-7.03	1.42	-7.25	1.38	-7.55	1.32
	B	14.58	0.62	7.03	2.07	7.25	2.01	7.55	1.93
	E	-11.96	-0.51	-7.03	1.70	-7.25	1.65	-7.55	1.58
PB-1 平面	正	8.50	0.40	6.30	1.35	5.71	1.49	6.98	1.22
	負	-7.47	-0.36	-6.30	1.19	-5.71	1.31	-6.98	1.07

[ $\tau$  指数式]: 終局強度型耐震設計指針<sup>2)</sup> [ $\tau$  脆性式]: 脆性保証型耐震設計指針<sup>3)</sup>  
 $\tau$  指数式 =  $\kappa \cdot \sigma_B$   $\tau$  脆性式 =  $\kappa \cdot \phi \cdot F_j$   $\phi$ : 1.0 (両側直交梁付き)  
 $\kappa$ : 0.30 (十字型 内柱接合部)  $\kappa$ : 3 (十字型接合部): 0.85 (上記以外)  
 [ $\tau$  脆性式(解)]: 脆性保証型耐震設計指針<sup>3)</sup>  $F_j$ :  $0.8 \cdot \sigma_B^{0.7}$   
 $\tau$  脆性式(解) =  $0.15 \cdot \sigma_B^{0.715}$   $\sigma_B$ : コンクリート圧縮強度 (MPa)

を受ける直交梁が付くことにより 30% 増大した。  
 (2) 立体架構における二軸せん断力下の接合部せん断耐力は、矩形相関曲線の外側に位置した。すなわち、各構面の応力に対して各々個別に設計することで、任意方向のせん断力に対して接合部を安全に設計することが出来る。【参考文献はその 2 にまとめて記す】

\*1 東京都立大学大学院工学研究科助 手・博士 (工学)  
 \*2 東京都立大学大学院工学研究科助 教授・工博

\*1 Research Associate, Tokyo Metropolitan University, Dr. Eng.  
 \*2 Associate Professor, Graduate School of Engineering, Tokyo Metropolitan University, Dr. Eng.