

論文 水平二方向加力を受ける RC 内柱・梁接合部の破壊性状

細野具貴*1・北山和宏*2・田島祐之*3・岸田慎司*4

要旨：梁主筋の定着性能を変数として、鉄筋コンクリート造立体内柱・梁接合部に軸力及び二方向水平力を加える実験を行い、定着鋼板の効果について検討した。また、過去の平面試験体の実験結果と比較し、立体接合部の破壊性状と直交梁の影響について検討した。定着鋼板は、接合部パネルの拘束に寄与する反面、接合部内梁主筋付着性状を劣化させた。直交梁が部分架構の最大耐力及び靱性能に与える影響は大きいことが確認できた。二方向加力時の接合部せん断強度は、平面接合部の強度によって与えられた矩形相関曲線の外側に位置した。

キーワード：柱・梁接合部、層せん断力、定着鋼板、直交梁、二軸せん断強度

1. はじめに

研究資料の乏しい、立体柱・梁接合部のせん断耐力を定量的に把握するために実施した、梁主筋定着性能を変数とする鉄筋コンクリート造立体内柱・梁接合部の実験結果について報告する。

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 としたスラブなしの立体内柱・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、図-2 に示した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。補強なしが試験体 TD-1、補強ありが試験体 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。表-2 に使用鉄筋の材料特性を示す。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-1¹⁾ (試験体 TD-2 の直交梁なし試験体で使用鉄筋は立体試験体と同様の

表-1 試験体一覧

試験体名	TD-1	TD-2	PB-1 ¹⁾
軸力(kN) 〔軸力比〕	883 〔0.31〕	圧縮一定 〔0.31〕	
梁	主筋	上端 : 4-D25 下端 : 4-D25	
	補強筋	4-D10@60 / $P_w=1.89\%$	
柱	主筋	16-D22	
	補強筋	4-D10@60 / $P_w=1.36\%$	
接合部	補強筋	2-D10@90 (3sets) / $P_w=0.45\%$	
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(σ_c)	23.0 (MPa)	23.4 (MPa)	21.0 (MPa)
コンクリート引張り強度(σ_t)	2.38 (MPa)	2.51 (MPa)	2.10 (MPa)

表-2 鉄筋の材料特性

径	降伏点 σ_y (MPa)	引張強度 σ_t (MPa)	破断伸び ε_u (%)	ヤング係数 E_s ^{*1} (GPa)
D10	404	629	14.0	175
D22	517	674	17.8	196
D25	538	685	18.0	191

*1 E_s : 引張り試験による見かけの値

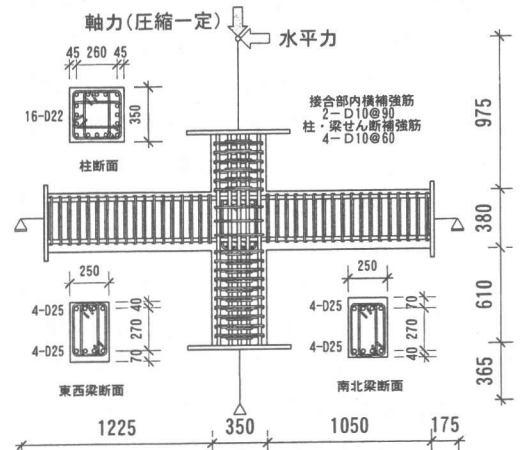


図-1 試験体概要 (TD-1)

*1 西松建設(株) 修士 (工学) (正会員)

*2 東京都立大学大学院助教授 工学研究科 建築学専攻・工博 (正会員)

*3 鴻池組 修士 (工学) (正会員)

*4 東京都立大学大学院助手 工学研究科 建築学専攻・博士 (工学) (正会員)

試験体諸元も表-1 に併記する。

2.2 実験方法

加力は、試験体を鉛直に支持し、柱頭柱脚ピン支持、梁端をピン・ローラー支持とし、試験体の柱頭に圧縮一定軸力及び2方向水平力を図-3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い、与えた。軸力は荷重制御、水平力は層間変形角により制御し、 $R=1/400$, $1/200\text{rad.}$ を1サイクル、 $R=1/100$, $1/50\text{rad.}$ を2サイクル、 $1/33\text{rad.}$ を1サイクル、 $R=1/25\text{rad.}$ を2サイクル行った後、0→A方向で押し切りとした。また、これ以降EW方向を主方向、NS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 実験経過概要

実験終了時($R=1/20\text{rad.}$)のひび割れ状況を図-4に示す。両試験体とも柱及び梁に発生したひび割れにあまり差はなく、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 $R=1/50\text{rad.}$ で1本目が降伏し、 $R=1/25\text{rad.}$ までに全て降伏した。一方、柱主筋及び梁主筋は、両試験体とも $R=1/25\text{rad.}$ 付近で数本降伏したが、これは最大耐力後の現象であり、以上より柱・梁部材の曲げ降伏は生じなかったと判断した。

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。

3.2 変形成分

図-5に主方向A(西)加力ピーク時における層間変位構成要素の推移を示す。接合部変形の層間変位に占める割合は、直接測定した柱・梁たわみを層間変位成分に換算し、その値を層間変位から差し引くことにより求めた。両試験体とも加力初期では梁の変形割合が全体で最も大きい、層せん断力が頭打ちになる $R=1/50\text{rad.}$ には梁の変形成分は減少の傾向を示し、 $R=1/50\text{rad.}$ 繰返しでは、

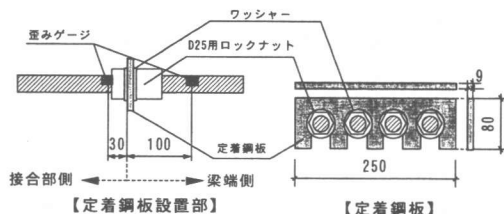
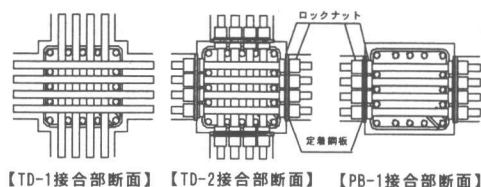
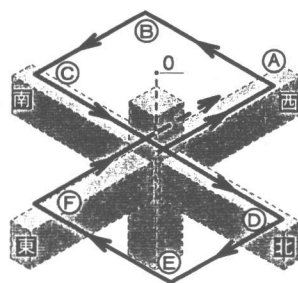


図-2 接合部詳細と補強ディテール



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	$R=1/20$

図-3 加力履歴(サイクル数)

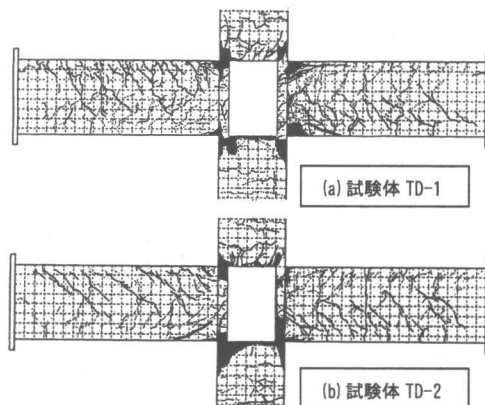


図-4 実験終了時ひび割れ図(主方向梁北面)

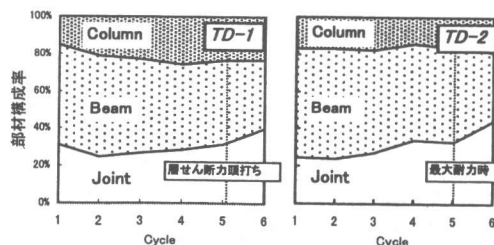


図-5 層間変位構成要素

接合部の変形成分が梁の変形成分を上回った。

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。

3.3 層せん断力-層間変形角関係

図-6 に両試験体の主方向及び直交方向の層せん断力-層間変形角関係をそれぞれ示す。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、おおむね層間変形角 $R=1/50\text{rad}$ 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 のおよそ 10% 高くなり、直交方向でおよそ 5% 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。

架構の違い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、接合部破壊が先行した平面試験体 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-7 に層せん断力-層間変形角関係を示す。その結果、架構の違いにより最大耐力でおよそ 30% 以上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. 定着鋼板の効果

定着性能の違いにより最大耐力に最大で 10% の差が生じたことから、定着鋼板による効果について検討した。

4.1 梁主筋歪み分布 (直交方向)

加力方向に対し直交方向の梁主筋歪み分布の一

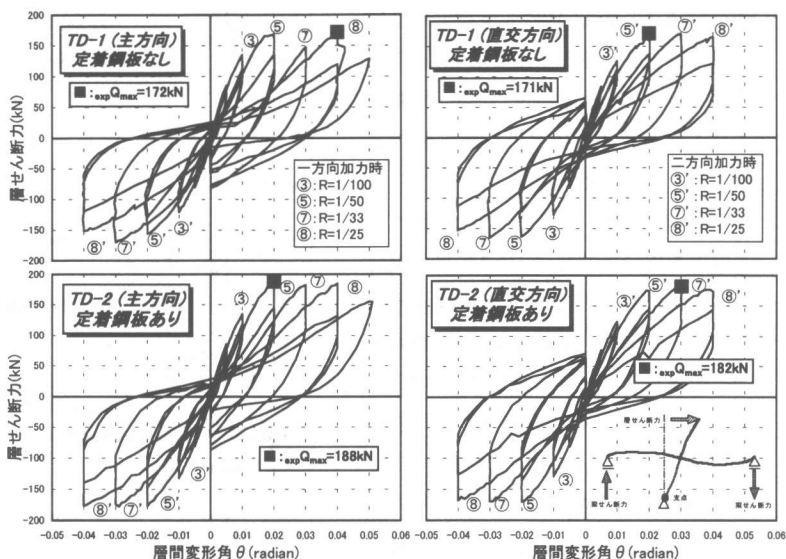


図-6 層せん断力-層間変形角関係 (立体試験体)

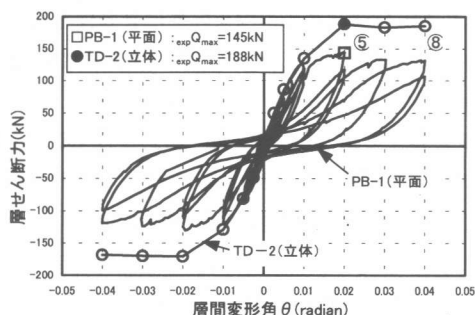


図-7 層せん断力-層間変位関係 (架構比較)

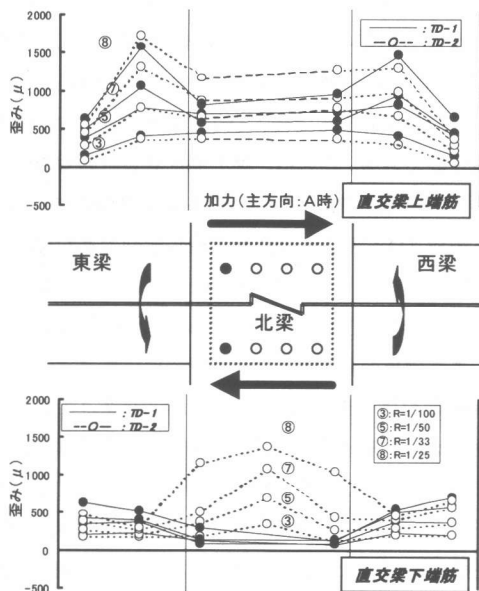


図-8 直交方向梁主筋歪み分布

例を図-8 に示す。加力を受けていない方向の梁主筋に歪みが生じるのは、接合部内コンクリートが面外方向へ膨張しようとする反力を接合部内梁主筋で負担するためである。

定着鋼板のない試験体 TD-1 に比べ定着鋼板を用いた試験体 TD-2 の方が接合部内梁主筋に生じている歪みは大きく変わった。これは、加力方向に対し面外方向へ膨張しようとする接合部パネルを、直交梁のみならず定着鋼板がこれを抑制するよう機能したためである。また、繰返し载荷により接合部内歪みの差は増大傾向を示したことから、接合部パネルコンクリート損傷に伴い、定着鋼板による接合部パネルの拘束効果は有効性を増していることが分かる。このことは、試験体 TD-1 では最大耐力後に耐力低下が起きたのに対し、試験体 TD-2 はその耐力を維持したことと符合する。すなわち、定着鋼板が接合部パネルコンクリートの拘束に寄与し、架構の耐力及び靱性能に影響を与えたと考えられる。

4.2 梁主筋歪み分布 (加力方向)

加力方向の梁主筋歪み分布を図-9 (a) に示す。両試験体とも接合部内梁主筋引張側歪みが同程度であるにもかかわらず、定着鋼板を設置した試験体 TD-2 は試験体 TD-1 に比べ、接合部内圧縮側歪みが引張に転化することにより歪み勾配が低下し、付着劣化している。これは、梁主筋定着長さの相違が影響していると考えられる。図-9 (b) に概略図を示す。試験体 TD-1 のような通常の通し配筋であれば、梁主筋引張力の増大に伴い定着長さが梁ヒンジ領域まで拡張し、付着力を確保することができる。しかし定着鋼板を設置すると、定着鋼板が梁ヒンジ域の負担分を接合部内コンクリートに圧縮力として伝達するよう機能するため、定着長さが試験体 TD-1 に比べ短くなる。そのため、接合部からの引張力が同一とすれば、定着鋼板を設けた場合の接合部内梁主筋歪みは増大せざるを得ず、この結果、接合部内梁主筋の付着性能を低下させる要因になった。

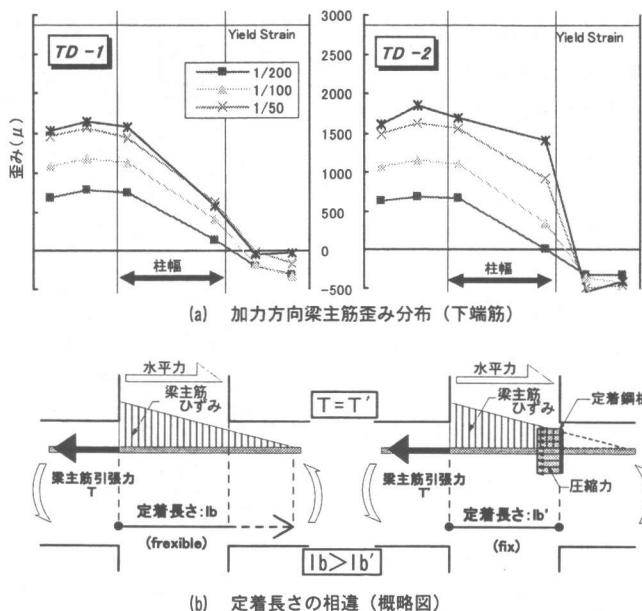


図-9 加力方向梁主筋の挙動

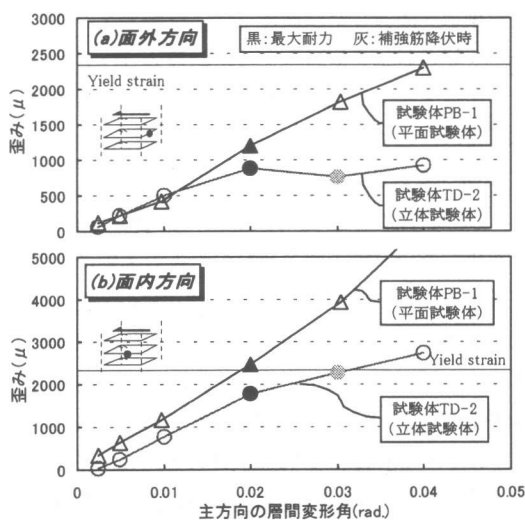


図-10 接合部横補強筋歪みの推移

5. 直交梁の効果

3.3 で述べたように、定着鋼板を用いた平面試験体 PB-1 と立体試験体 TD-2 の最大耐力を比較すると、架構の違いにより 30% 以上立体試験体の方が大きくなった。これは直交梁による影響である。

5.1 接合部横補強筋の挙動

一方向加力時の接合部横補強筋歪みの推移を面外及び面内での測定位置ごとに図-10 に示す。面外

方向歪みは最大耐力時変形角 $R=1/50\text{rad}$ から平面試験体に比べ立体試験体の方が小さくなり、直交梁による面外方向への接合部コアコンクリート膨張の拘束効果が認められる。また、面内方向歪みも加力初期から 3 割程度立体試験体の方が小さいことから、接合部パネルの変形及びせん断損傷（ひび割れの拡大）によるパネル膨張を直交梁が拘束していることが認められる。また、繰返し変形の増大に伴い面内・面外方向とも平面試験体に対する立体試験体の歪み割合は小さくなる傾向を示し、これらの効果は持続していることが伺える。これより、大変形時に耐力低下が認められた平面試験体に対し、立体試験体では直交梁による拘束効果が持続したため、耐力低下を生じなかったと考えられる。

5.2 拘束力の定量化

接合部パネルの直交梁による拘束力を定量的に把握するため、加力方向に直交する梁主筋に生じる引張力の合力の推移を図-11 に示す。また、比較のため加力方向の梁主筋引張力の合力も合わせて示す。各梁主筋の引張力は、加力に対し引張側となる梁危険断面から 3cm 接合部内で計測した歪み（図-2 参照）を Ramberg-Osgood モデルで応力変換し、鉄筋の断面積を乗ずることにより算出した。

その結果、直交梁による接合部パネル膨張に対する拘束力は、大変形時にも持続していることが分かる。また、加力方向の梁主筋の引張力とほぼ比例関係にあり、その割合はおよそ 1/3 程度となった。

6. 接合部せん断強度

両試験体とも接合部破壊により架構の耐力に達したことから、接合部せん断強度について検討した。

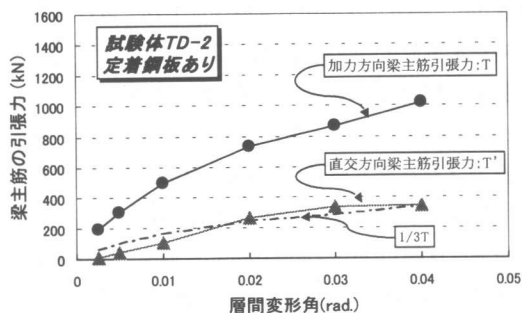


図-11 梁主筋引張力の合力の推移

6.1 既往のせん断強度式との比較

表-3 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併記した。なお、接合部せん断応力度 $[\exp \tau_j]$ は、終局強度型設計指針²⁾による考え方に基いて、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²⁾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 $0.42 \sim 0.44 \sigma_B$ となり、文献^{2), 3)}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。

6.2 立体架構の二軸せん断耐力

図-12 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

表-3 接合部せん断応力度（実験値／計算値）（ τ : MPa）

試験体	加力状態	せん断耐力実験値		せん断強度計算値					
		$\exp \tau_j$	$\exp \tau_j / \sigma_B$	$\exp \tau_j$ 指針式	$\exp / \text{cal}$	$\exp / \text{cal}$ 指針式	$\exp / \text{cal}$ 指針式(解)	$\exp / \text{cal}$	$\exp / \text{cal}$
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

$[\tau]$ 指針式: 終局強度型耐震設計指針式²⁾

$\text{cal } \tau$ 指針式 $= K \cdot \sigma_B$

K : 0.30 (十字型 内柱接合部)

$[\tau]$ 指針式: 靱性保証型耐震設計指針式³⁾

$\text{cal } \tau$ 指針式 $= K \cdot \phi \cdot F_j$

K : 1 (十字型接合部)

F_j : $0.8 \cdot \sigma_B^{0.7}$

ϕ : 1.0 (両側直交梁付き)

: 0.85 (上記以外)

$[\tau]$ 指針式(解): 靱性保証型耐震設計指針式³⁾

$\text{cal } \tau$ 指針式(解) $= 0.8 \cdot \sigma_B^{0.715}$

※ σ_B : コンクリート圧縮強度(MPa)

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。

6.3 梁主筋の引張力から求めたせん断力

既往の研究⁴⁾では、梁断面の応力中心間距離が通し配筋された梁主筋の付着劣化に伴って変化することを考慮し、接合部入力せん断力が梁の曲げモーメントに比例しないことを指摘している。この場合の接合部入力せん断力は、加力方向梁主筋に生じる引張力から算定できると考えられている。図-13に、梁主筋の引張力から算出した接合部入力せん断力（以下、②法）と層間変形角の関係を示す。入力せん断力は、コンクリート圧縮強度で基準化した。また比較のため、①法（6.1節参照）により求めた一方向加力時の基準化接合部せん断力を重ねて記す。

両立体試験体の①法により算出した接合部せん断力は、最大耐力後低下したのに対し、②法による接合部せん断力は最大耐力後も漸増し続けた。また、②法により算出した全試験体の接合部せん断力の推移を比較すると、平面試験体 PB-1 が $R=1/25\text{rad}$ 以降で急増したことを除けば、全般的によく一致した。すなわち、定着性能や架構の違いが、梁主筋の引張力より求めた接合部せん断力には影響を与えない、という結果となった。ただし、ここで用いた梁主筋引張力にはパネル膨脹を拘束するために生じる応力も含まれると思われ、さらに検討を要する。

7. 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約 10% 増大し、加力を受ける直交梁が付くことにより約 30% 増大した。
- (2) 定着性能の相違による最大耐力の上昇は、定着鋼板が面外方向に膨張しようとする接合部パネルの拘束に寄与したためであるが、一方で定着鋼板は、接合部内梁主筋付着性能を劣化させる要因になった。
- (3) 架構の違いにより最大耐力に差が生じたのは、直交梁が接合部パネルの膨脹及び損傷を抑制しているためであることが確認できた。また、直交梁の接合部パネル膨脹に対する拘束力は、加力方向に生じる梁主筋の引張力と比例関係にあり、約

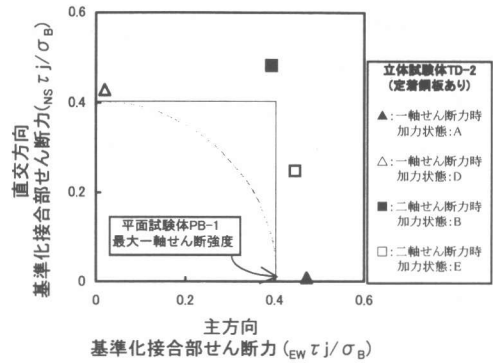


図-12 基準化接合部せん断強度二軸相関

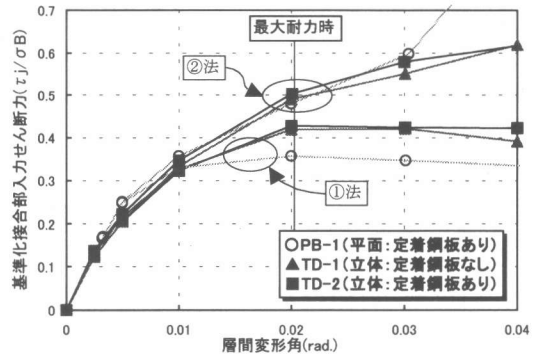


図-13 基準化接合部せん断力ー層間変形角関係

1/3 程度であった。

- (4) 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。

謝辞

本研究は、文部省科学研究費（基盤研究C，研究代表者：北山和宏）によって実施した。また、東京鉄鋼（株）より鉄筋の提供を受けた。記して御礼申し上げる。

参考文献

- 1) 田島，北山，奥田，岸田：RC 内柱・梁接合部の破壊と柱・梁通し筋の付着性状との関係，コンクリート工学年次論文集，Vol.22，pp.697-702，2000。
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，1990。
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針（案）・同解説，1997。
- 4) 楠原，塩原：接合部破壊が先行する RC 柱はり接合部せん断耐力と接合部破壊の因果関係，コンクリート工学年次論文集，Vol.17，pp.1005-1010，1997。