

論文

[2108] 高配筋梁を用いた柱梁部分架構の実験的研究

正会員 ○ 菊田 繁美 (戸田建設技術研究所)  
 千葉 脩 (戸田建設原子力部)  
 正会員 柳下 和男 (戸田建設技術研究開発室)  
 山内 茂一 (戸田建設技術研究所)

1. はじめに

高層RC造建築物では、太径の高強度鉄筋および高強度コンクリートを用いた設計が行われている。純ラーメン構造では、耐震要素である柱と梁が高配筋となり、柱梁接合部のせん断応力度レベルおよび主筋の付着応力度レベルがかなり高くなる傾向にある。したがって、接合部のせん断ひびわれの発生や主筋の付着劣化を防止することが難しく、これらの現象が発現した後の架構の挙動を把握することが重要になる。本報では、高層RC造建築物を想定して設計された高配筋梁を含む架構の耐震性能を評価するためにに行った柱梁部分架構の実験に関して報告する。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体一覧を表-1に、形状を図-1に示す。試験体は、外周フレームの中柱架構を対象とした縮尺1/2の柱梁部分架構模型である。TFT1試験体には、下層部を対象として高強度コンクリートを用いた。TFT2~5試験体は中間層が対象であり、TFT2試験体を基準にして、TFT3試験体は片側に直交梁とスラブを付けたもの、TFT4試験体は接合部のせん断補強筋の形状を変えたもの、TFT5試験体は接合部のせん断補強筋を減らしたものである。接合部のせん断補強筋として、TFT1~3試験体においては外周フープとタイフープ、TFT4試験体においては二重の外周フープ、TFT5試験体においては一重の

表-1 試験体一覧

試験体名	TFT1	TFT2	TFT3	TFT4	TFT5
Fc kgf/cm <sup>2</sup>	5 2 2	3 2 8	3 3 5	3 3 2	3 5 1
柱	b×D cm	47.5×47.5	42.5×42.5		
	主筋	8-D22+8-D19	16-D19		
	Pg %	2.39	2.54		
	帯筋	5-D8 @42.5	5-D8 @42.5	4-D8 @35.0	
	Pw %	1.23	1.37	1.33	
梁	b×D cm	35.0×42.5	30.0×37.5		
	一段筋	2-D22+2-D19	4-D19		
	二段筋	2-D22+2-D19	4-D19		
	Pt %	2.23	2.51		
	肋筋	4-D8 @35.0	4-D8 @35.0		
接合部	帯筋	5-D8 @42.5	5-D8 @42.5	2-D8 @35.0 ダブル	2-D8 @35.0
	Pw %	1.23	1.37	1.33	0.67
直交梁	b×D cm	—	30.0×37.5	—	—
	主筋	—	2-D19+2-D16	—	—
	Pt %	—	0.99	—	—
	肋筋	—	4-D6 @75.0	—	—
スラブ	t cm	—	8.0	—	—
	タテ	—	D6 @100	—	—
ヨコ	—	2-D8	D6 @100	—	2-D8
	—	—	—	—	—
単力	N tonf	140.0	77.0	77.0	77.0
	σ <sub>s</sub> /F <sub>c</sub>	0.119	0.130	0.127	0.128

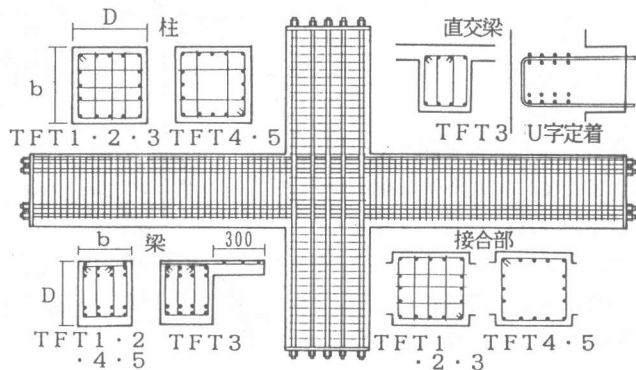


図-1 試験体形状

表-2 材料試験結果

コンクリート	圧縮強度 kgf/cm <sup>2</sup>	割線剛性 x10 <sup>5</sup> kgf/cm <sup>2</sup>	鉄筋	降伏強度 kgf/cm <sup>2</sup>	引張強度 kgf/cm <sup>2</sup>	ヤング係数 x10 <sup>6</sup> kgf/cm <sup>2</sup>
TFT1	522	3.37	D6	3890	5170	1.68
TFT2	328	2.73	D8	3660	4950	1.67
TFT3	335	2.71	D16	3540	5850	1.78
TFT4	332	2.72	D19	4700	6720	1.89
TFT5	351	2.73	D22	4570	6480	1.88

外周フープを用いた。各試験体とも梁主筋を二段配筋とし、引張鉄筋比 (Pt) は、TFT1 試験体では2.23%、TFT2~5 試験体では2.51%である。また、各試験体ともTFT3 試験体のスラブ筋に相当する分の鉄筋が上端筋に付加されている。梁の反曲点間距離は、各試験体とも275cmであり、柱の反曲点間距離はTFT1 試験体で145cm、TFT2~5 試験体で140cmである。

材料試験結果を表-2に示す。梁主筋と柱主筋は高強度鉄筋 (SD40) である。

### 2.2 加力方法

加力装置を図-2に、加力スケジュールを表-3に示す。試験体の柱脚をピン支持、梁の支点をピンローラー支持とし、柱に一定軸力を作用させた状態で柱頭に正負繰返し水平加力を行った。柱の軸応力度としてTFT1 試験体に62kgf/cm<sup>2</sup>、TFT2~5 試験体に43kgf/cm<sup>2</sup>の圧縮応力度を作用させた。

### 3. 実験結果

#### 3.1 実験経過

荷重-変形関係を図-3に、諸強度に関する実験値と計算値の比較を表-4に示す。各試験体とも1/25の変形角に至るまで靱性に富む挙動を示した。接合部のせん断ひびわれに関しては、TFT1、2、4、5試験

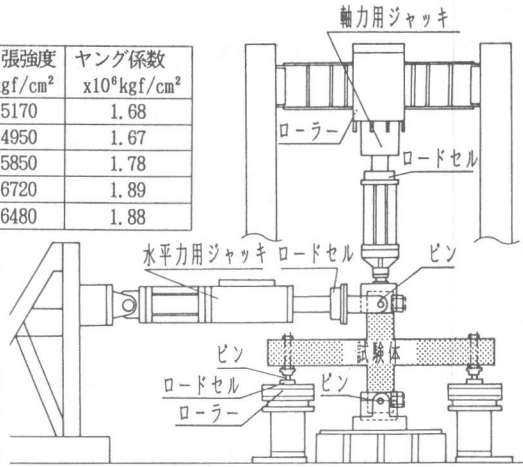


図-2 加力装置

表-3 加力スケジュール (サイクル数)

	1/1000	1/400	1/200	1/100	1/75	1/50	1/25
TFT1	1	1	3	3	3	3	1
TFT2	1	1	3	3	-	3	0.5
TFT3	1	1	3	3	-	3	1
TFT4	1	1	3	3	-	5*	0.5
TFT5	1	1	3	3	3	3	0.5

\* 低軸力の2サイクルを追加

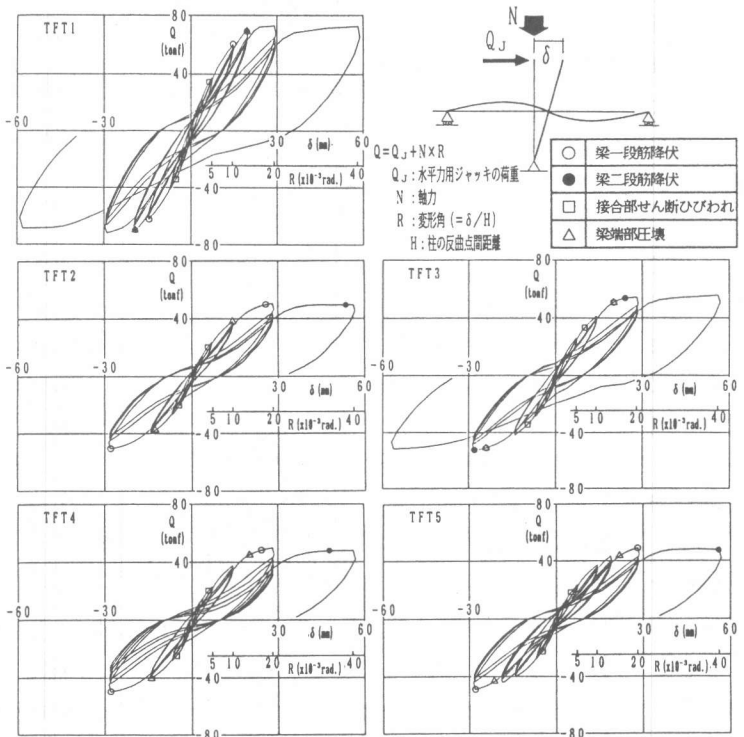


図-3 荷重-変形関係

表-4 実験値と計算値の比較

		TFT 1	TFT 2	TFT 3	TFT 4	TFT 5	
*1	接合部せん断ひびわれ応力度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	52.4 (57.8)	45.4 (43.5)	74.0 (43.8)	45.2 (43.7)	40.6 (44.6)	
*2	梁主筋降伏強度 (tonf)	上端	一段筋 32.1 (31.7)	二段筋 26.4 (22.2)	26.4 (22.4)	24.9 (22.2)	25.7 (22.4)
		下端	一段筋 31.1 (28.6)	二段筋 24.9 (20.5)	25.1 (21.8)	23.5 (20.5)	23.0 (20.6)
	梁圧壊強度 (tonf)	上端	36.1 (33.4)	19.1 (23.7)	25.5 (25.7)	22.4 (23.7)	21.1 (23.0)
		下端	35.1 (36.7)	19.7 (25.2)	25.5 (25.4)	21.9 (25.2)	21.2 (25.5)
*3	最大耐力 (tonf)	72.9 (66.5)	50.7 (48.0)	55.7 (50.2)	49.9 (48.0)	49.0 (48.4)	
*4	接合部最大せん断応力度/Fc (kgf/cm <sup>2</sup> )	0.21	0.34	0.37	0.33	0.31	

( )内は計算値

\*1, \*4  $\tau_p = \Sigma M_b / V_c - Q_c / (D_j * b_j)$   $M_b$ :柱面位置での梁曲げモーメント  
 $V_c = D_j * b_j * d_b * 7/8$   $D_j$ :柱せい  $b_j$ :柱幅と梁幅の平均値  
 $Q_c$ :柱せん断力  $d_b$ :梁有効せい

\*1 計算値  $c \tau_p = \sqrt{\sigma_0^2 + \sigma_0 * F_1}$   $F_1 = 1.6 \sqrt{F_c}$   $\sigma_0$ :軸応力度  
 \*2 梁せん断力 計算値は断面分割法による (TFT3はスラブ全幅有効)  
 \*3 柱せん断力 計算値は梁の曲げ耐力時(圧縮縁コンクリートの応力度が $F_c$ の時)

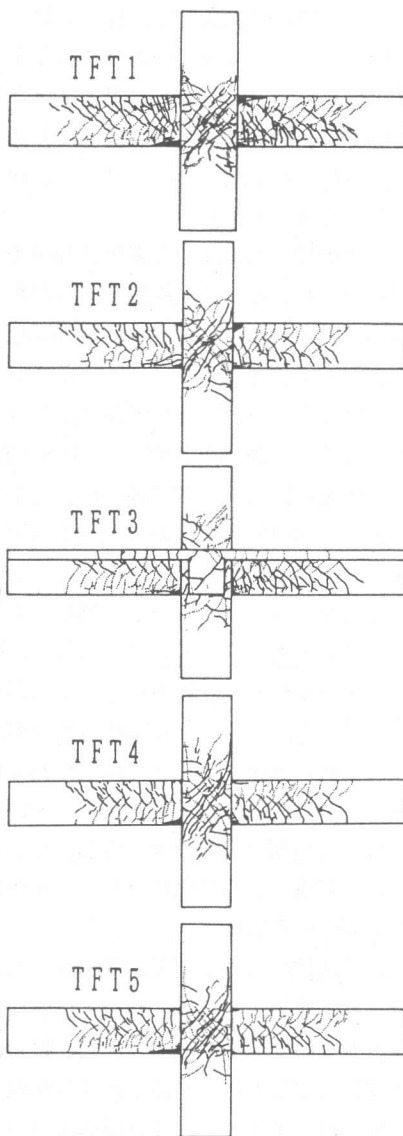


図-4 ひびわれ状況 (1/25rad.)

体においてせん断応力度の実験値が計算値にほぼ一致して発生したが、TFT 3 試験体においては、直交梁とスラブのない面に計算値の約 1.7 倍のせん断応力度で発生し、ほぼ同時に直交梁側面に 45° 方向のせん断ひびわれが発生した。直交梁先端面には 1/50 の変形角においてせん断ひびわれが発生した。梁の破壊性状に関しては、TFT 1 試験体において 1/100 の変形角で一段筋の降伏、1/75 の変形角で二段筋の降伏とコンクリートの圧壊が見られ、1/25 の変形角で最大耐力を示した。TFT 2、4、5 試験体においては 3 体ともほぼ同じ挙動を示しており、1/100 ~ 1/75 の変形角でコンクリートが圧壊した後 1/50 の変形角近傍で一段筋が降伏し、1/50 の変形角で最大耐力を示した。二段筋は 1/30 ~ 1/25 の変形角で降伏したが、圧縮域コンクリートが剝離した後であったためこの時の耐力は最大耐力を若干下回っていた。TFT 3 試験体においては、1/70 ~ 1/60 の変形角で一段筋の降伏とコンクリートの圧壊が見られ、約 1/50 の変形角で二段筋が降伏し、1/25 の変形角で最大耐力を示した。各試験体とも梁主筋の降伏強度の実験値は断面分割法による計算値を 1 ~ 2 割上回ったが、梁の圧壊強度に関しては、TFT 1、3 試験体の実験値と計算値がほぼ一致し、TFT 2、4、5 試験体では実験値が計算値を 1 ~ 2 割下回った。最大耐力に関しては、各試験体とも実験値は計算値を 1 ~ 2 割上回った。接合部の最大せん断応力度をコンクリートの圧縮強度で除した値は、TFT 1 試験体で 0.21、TFT 2 ~ TFT 5 試験体では 0.31 ~ 0.37 であった。

1/25 の変形角におけるひびわれ状況を図-4 に示す。TFT 1、2、4、5 試験体の接合部に発生した 45° 方向のせん断ひびわれは、柱の圧縮域にまで伸びており、接合部中央においてコンクリートのはらみ出しと圧壊がみられた。TFT 3 試験体の直交梁とスラブの付いた面において

は、接合部のせん断ひびわれが下部柱の圧縮域にまで伸びたが、スラブの拘束により上部柱には進展しなかった。一方、直交梁とスラブのない面においては、他の試験体と同様に接合部せん断ひびわれが柱の圧縮域にまで伸びたが、接合部の圧壊はみられなかった。

各試験体とも1/50の変形角における梁引張域端部のひびわれ幅は3mm程度であったが、梁圧縮域端部の梁一段筋のひずみ度は引張に転じていないこと、および履歴ループに極端なスリップ現象が見られないことから、梁主筋の抜け出しは大きくないと考えられる。1/50の変形角での3回目の繰返し加力における等価粘性減衰定数は各試験体とも0.10~0.11であった。1/25の変形角における圧壊状況はTFT3試験体のスラブの付いた梁上端を除いて、各試験体とも梁端部のかぶりコンクリートが剥離していた。

### 3.2 直交梁とスラブおよび接合部せん断補強筋の効果

TFT2~5試験体の荷重-変形関係の包絡線を図-5に示す。TFT3試験体は直交梁とスラブの効果により他の試験体に比べて剛性が高くなり、最大耐力が約1.1倍になった。TFT2, 4, 5試験体においては、接合部せん断補強筋の形状および量を変化させたが、荷重-変形関係にほとんど差がなかった。

### 3.3 部材の変形成分

各試験体について1/50の変形角における接合部、梁、柱の変形成分の割合を図-6に示す。ただし、TFT3試験体については直交梁とスラブの無い側で測定された変形成分である。各試験体とも梁の変形成分が60~80%、接合部と柱の変形成分が10~20%であり、繰返しが1回目から3回目になると接合部の変形成分が増大し、柱および梁の変形成分が減少する傾向にあった。この傾向は、TFT2~5試験体で1/100の変形角の繰返しにおいても僅かに見られた。柱、梁、接合部の各々の荷重-変形関係を比較しても、接合部は柱と梁に比べて繰返しによる剛性低下が大きかった。

### 3.4 接合部補強筋のひずみ度

TFT2, 3, 4試験体について、各サイクルのピーク時における接合部補強筋のひずみ度と変形角の関係を図-7に示す。1/25の変形角において、TFT2試験体の加力方向と直交方向およびTFT3試験体の加力方向の補強筋が降伏したが、TFT3試験体の直交方向の補強筋は、直交梁とスラブの拘束効果により降伏しなかった。1/25の変形角において直交梁主筋の引張ひずみ度は柱断面中央位置で上端下端筋とも約1000 $\mu$ 、U字定着の鉛直部で約800 $\mu$ であった。TFT2, 3試験体の加力方向および直交方向とも外周フープ筋よりもタイフープ筋のひずみ度が大きくなる傾向を示すことから、接合部の横補強筋の引張力によって形成されるトラス機構〔1〕において梁主筋幅内の横補強筋の方が梁主筋幅外の横補強筋に比べて有効に抵抗すると考えられ

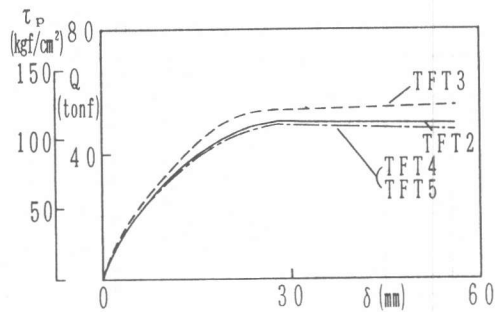


図-5 荷重-変形関係の包絡線

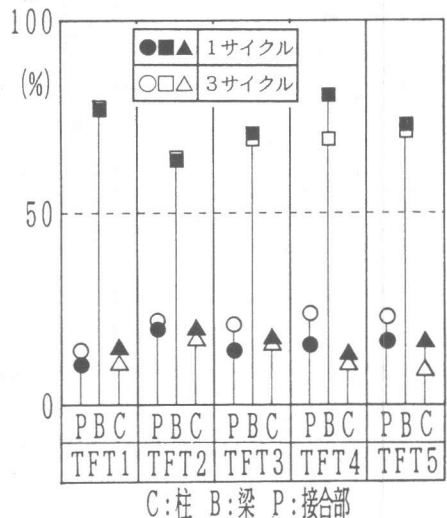


図-6 各部材の変形成分 (1/50rad.)

る。一方、外周フープのみのTFT4試験体の補強筋は両方向とも1/25の変形角に至っても降伏していないが、接合部のせん断耐力はTFT2試験体と同程度であった。これは、文献〔2〕に示されたように補強筋のせん断力負担分が減少してもコンクリートの負担分が逆に増加することによるものであると考えられる。また、直交方向のタイフープ筋の降伏は、接合部の対角方向に形成される主ストラット機構〔1〕における圧縮応力により中央部コンクリートが面外にはらみ出したために生じたものと考えられる。

### 3.5 梁主筋と柱主筋のひずみ度

TFT3試験体の梁主筋のひずみ度分布を図-8に示す。下端筋の圧縮域端部において二段筋が早期に引張ひずみになるが、上端筋の圧縮域端部においては変形角の増大にともない圧縮ひずみは若干減少する程度で引張には転じなかった。圧縮域の下端二段筋と同様の性状が他の試験体の圧縮域の上端二段筋と下端二段筋で見られた。また、各試験体とも梁圧縮域における梁主筋の最大圧縮ひずみは、接合部に最も近い測定位置ではなく柱面から約12cm離れた測定位置で発生した。この現象は、接合部に生じるせん断斜張力により圧縮域の梁主筋に引張力が作用し、その圧縮力を低減させることによるものであり、繰返し加力による付着劣化のために助長されるものと考えられる。この影響で梁端部コンクリートの圧壊の発生が早まったものと考えられる。

TFT2, 3試験体の柱主筋のひずみ度分布を図-9に示す。1/50の変形角における柱主筋引張域端部のひずみ度は、作用曲げモーメントの大きいTFT3試験体よりも小さいTFT2試験体の方が約1.4倍と大きくなった。また、TFT2試験体の下柱圧縮域端部のひずみ度は1/50の変形角で引張に転じた。各試験体とも梁圧縮域と同様に、柱主筋の最大圧縮ひずみは接合部から離れた測定位置で発生した。この性状は、接合部全域に分散し

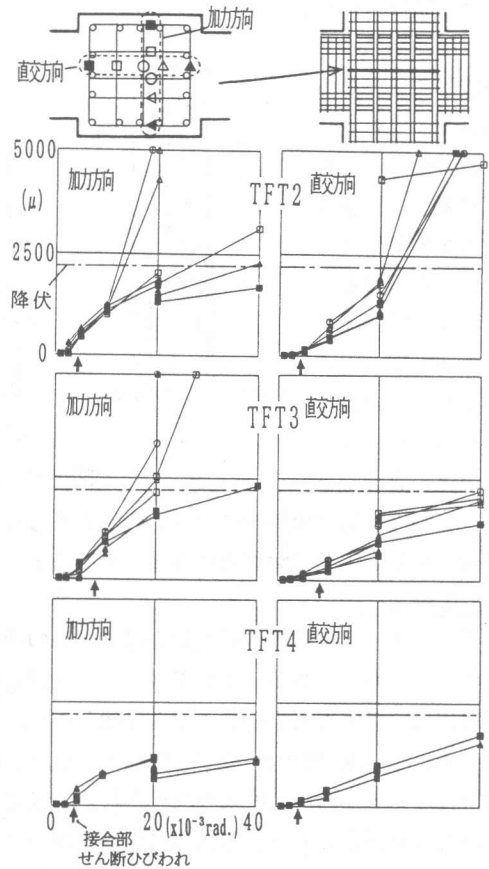


図-7 接合部せん断補強筋のひずみ度

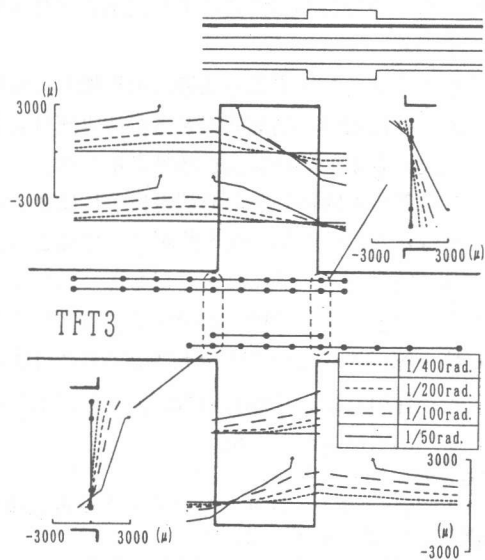


図-8 梁主筋のひずみ度分布

たせん断ひびわれが柱圧縮域にまで進展したことから、接合部に生じるせん断斜張力の影響で柱主筋に付加引張力が作用したものと考えられる。TFT3試験体の柱主筋付加引張力がTFT2試験体に比べて小さかったのは、直交梁と

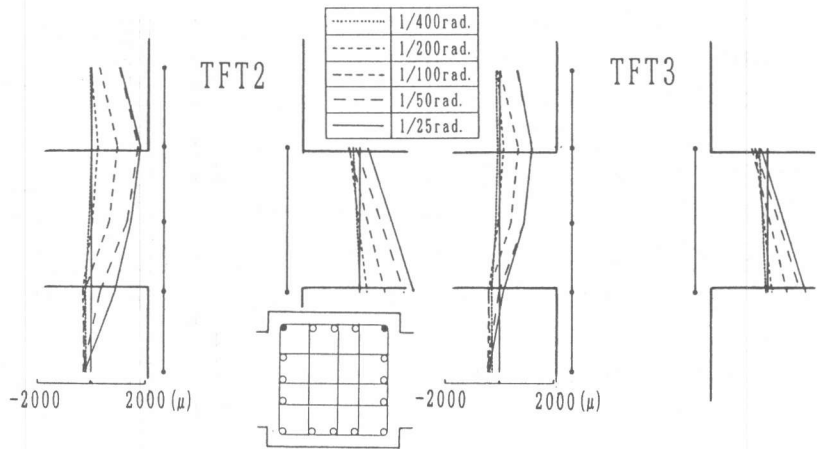


図-9 柱主筋のひずみ度分布

スラブの接合部拘束効果によるものと考えられる。この現象は断面分割法による柱断面のひずみ度分布がTFT3試験体の柱脚部に近いことから推定できる。

### 3.6 破壊モード

TFT1, 3試験体の最大耐力は梁主筋の曲げ引張降伏と梁端部コンクリートの圧壊により決定されたと考えられる。TFT2, 4, 5試験体は、1/50の変形角で最大耐力となり、1/25の変形角において梁引張主筋の全てが降伏したが、それ以前に圧縮域のかぶりコンクリートが剥離したために梁の曲げ耐力が低下していた。また、接合部の荷重-変形関係においても1/50の変形角以降に最大せん断応力度よりも小さな応力度で頭打ちになりせん断変形の増加する傾向が見られた。この原因としては、接合部のかぶりコンクリートが剥離したこと、および梁圧縮域のかぶりコンクリートの剥離により梁断面の圧縮域が梁主筋内に移動して接合部の有効体積が減少することなどが考えられる。したがって、TFT2, 4, 5試験体の最大耐力は梁端部コンクリートの圧壊、および接合部の耐力により決定されたものと考えられる。

### 4. まとめ

高配筋梁を含む柱梁部分架構の水平加力実験を行い以下の結果が得られた。

- (1) 本実験に用いた高配筋梁を含む柱梁部分架構は、1/25の変形角に至るまで耐力低下がほとんど見られず、靱性に富む挙動を示した。
- (2) 接合部せん断補強筋の形状を格子状にすると外周フープのみの場合より鉄筋の抵抗力は大きくなるが、接合部のせん断耐力にはほとんど影響しなかった。また、接合部せん断補強筋を1.33%から0.66%に減らしても接合部のせん断耐力にはほとんど影響しなかった。
- (3) 直交梁とスラブは接合部のせん断耐力を上昇させ、接合部の面外へのはらみ出しを拘束した。
- (4) 接合部近傍において柱および梁主筋には曲げモーメントで生じる引張力以外に付加的な引張力が作用した。この引張力は接合部に生じるせん断斜張力の影響と考えられ、梁端部の圧壊を早める傾向があった。

### 参考文献

- [1] 北山、青山：鉄筋コンクリート造骨組接合部の耐震性、第7回日本地震工学シンポジウム講演集、1986、pp1687-1692
- [2] 後藤、城、柴田：RC+字型柱はり接合部のせん断抵抗性状に対するせん断補強筋の効果について、コンクリート工学年次論文報告集、1989、pp543-548