

報告

[2118] 高密度配筋部材接合部の交番載荷実験

山内俊幸\*1・古谷時春\*2

1. はじめに

部材断面の最大寸法に対して制約を受けることから、図-2に示すように主鉄筋を高密度に配置した柱と梁を耐震上安全に接合する必要が生じた。柱・梁接合部に関する研究については、これまでに数多く実施されているが、引張鉄筋比 $P_t$ が2%を越えるような部材を対象とした例は無い。そのため、実施に先立ち確認実験を行なったので、その結果を報告する。

柱・梁を耐震設計のうえから安全に接合するためには、接合部に隣接する部材の降伏後も正負交番繰返し荷重によって、接合部のせん断破壊や部材の主鉄筋定着部の過度の劣化を起こさせないことが必要となってくる。この実験では、接合部を構成する柱・梁の主鉄筋が高密度に配置されていることから、おのずと部材それぞれの曲げ耐力は大きくなっており、接合部の応力レベルはかなり高くなっている。このような条件のもとでも上述の接合部に求められる性能が確保される形状の実現を試みた。

2. 実験概要

2.1 供試体形状および諸元

供試体は、柱・梁の主鉄筋配置を基本的に同様とし、接合部の形態を3種類(No.1, No.2, No.3と呼ぶ)考えた。供試体側面形状(共通の寸法を表示)は、図-2に示すように柱を想定した部材を水平に、横梁を同じく鉛直としたT型である。柱・梁はともに主鉄筋を3段に配置してある。No.1は、図-4に示すように3段配置した梁主鉄筋の内側2段は、つなげてループ状に定着し、外側1段は曲げ内半径 $r=5\phi$  ( $\phi$ は鉄筋径を表わす)の直角フックで余長を25mmとして外側に定着した。No.2は、No.1と同一の鉄筋配置とし、図-3に示す形状の直交スタブを追加した。スタブには4隅にD10の軸方向筋を配置し、閉合形の帯鉄筋D10を1組75mm間隔で配置してある。No.3は、載荷装置の都合から供試体の幅をやや狭め(図-2を参照)、図-3に示すように梁より柱とスタブの3方向に、45°のハンチを設けた。鉛直ハンチには、ハンチに沿う鉄筋としてD13を11本、水平ハンチには同じくD10を7本ずつ配置した。スタブには4隅にD13の軸方向筋を配置し、閉

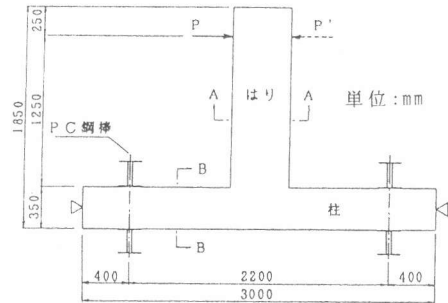
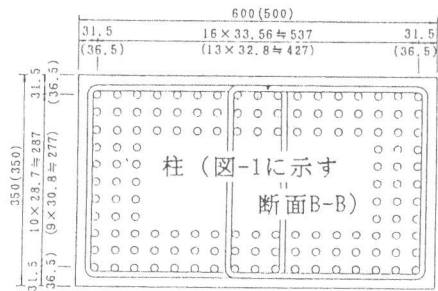
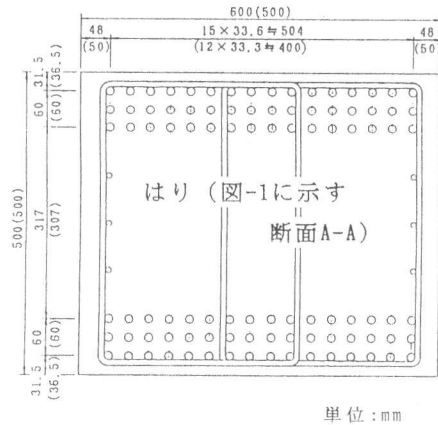


図-1 供試体側面形状と載荷状況



( )内数値はNo.3供試体を表す

図-2 断面形状および配筋

\*1 東日本旅客鉄道(株)東京工事事務所工事管理室 (正会員)

\*2 東日本旅客鉄道(株)東京工事事務所工事管理室 (正会員)

合形の帯鉄筋D10 を1組75mm間隔で配置した。また、梁主鉄筋の定着部は全て、曲げ内半径  $r=5\phi$  の直角フックで余長を  $15\phi=195\text{mm}$  に変更し、内側2段を接合部内に、残り1段を外側に向けた。

接合部のせん断補強筋は、部材の主鉄筋が高密度に配置され交錯しているため、配筋を容易にするため、柱主鉄筋を取り囲む閉合形とはせず、図-4でわかるように柱主鉄筋を巻く「」字形とし、柱部材と同じ量を配置した。この鉄筋は柱前面から長さ約  $30\phi$  を梁部材に延ばし定着した。

供試体の諸元は表-1に示す。なお、使用した鉄筋はすべてSD345であり、主鉄筋(D13)の機械的性質を表-2に示す。

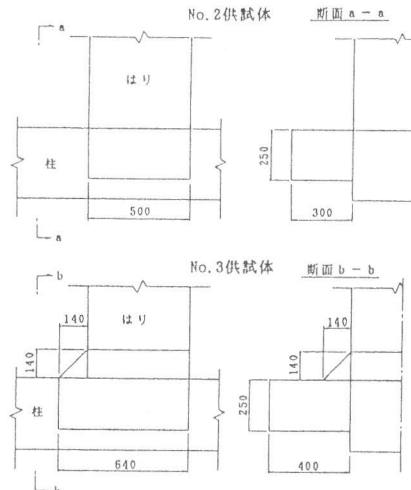
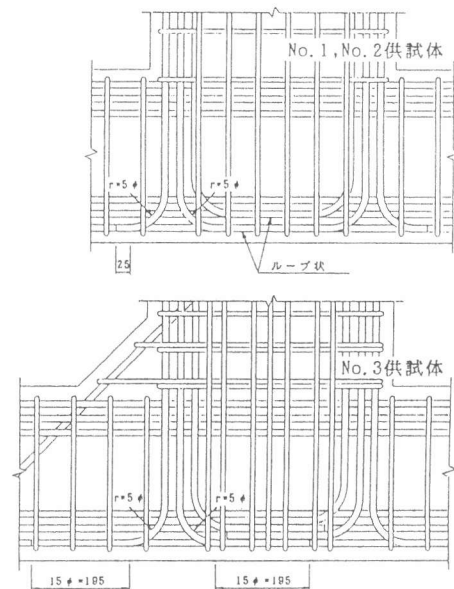


図-3 No. 2, No. 3の接合部形状



注) 梁主鉄筋は便宜上柱主鉄筋の手前に表示

図-4 接合部詳細

表-1 供試体の諸元

	引張鉄筋の量		帯鉄筋の量		側鉄筋 径と本数 (片側)	接合部 横補強筋 径と本数	コンクリート 強度 $f_c$ ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )	梁の断面耐力(計算値) 曲げ降伏耐力 $M_{yc}$ 曲げ耐力 $M_{uc}$
	径と本数	引張鉄筋比 $P_t$ (%)	径と配置	帯鉄筋比 $P_s$ (%)				
No. 1	梁	D13×48	2.31	D10 $\phi$ 7 $\phi$ #100c. t. c	0.48	D10×3	293	$M_{yc} = 79.5$
	柱	D13×51	3.72	D10 $\phi$ 7 $\phi$ #75c. t. c	0.63	D13×15		6カ所
No. 2	梁	D13×48	2.31	D10 $\phi$ 7 $\phi$ #100c. t. c	0.48	D10×3	274	$M_{yc} = 79.4$
	柱	D13×51	3.72	D10 $\phi$ 7 $\phi$ #75c. t. c	0.63	D13×15		6カ所
No. 3	梁	D13×39	2.28	D10 $\phi$ 7 $\phi$ #75c. t. c	0.76	D10×4	508	$M_{yc} = 74.4$
	柱	D13×42	3.76	D10 $\phi$ 7 $\phi$ #75c. t. c	0.76	D13×12		7カ所

表-2 主鉄筋D13  
の機械的性質

	降伏 ひずみ ( $\mu$ )	降伏 強度 ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )
No. 1	2110	3425
No. 2		
No. 3	2150	3895

## 2.2 荷重方法

図-1に荷重装置の概念図を示した。荷重は水平方向のみであり、最大応力を生じる主鉄筋が降伏する時の荷重(降伏荷重)までは荷重制御により行い、降伏時の荷重載荷点の水平変位量から接合部における柱部材の回転変位成分を除いた変位(図-7B参照)を便宜的に  $1\delta_y$  として、降伏以降は  $\delta_y$  の整数倍の変位を片振幅として、変位制御により交番荷重を行った。各変位段階における繰返し回数は3回を原則とした。なお、柱部材には荷重機構により導入される軸力以外には作用させていない。

## 3. 結果および考察

### 3.1 破壊状況と耐力

ひびわれの状況を図-5に、実験結果を表-3に示す。

No. 1は、梁の外縁主鉄筋の定着端部に発生したひびわれが、接合部の斜めせん断ひびわれへと

進展し、さらに、主鉄筋の定着部のコンクリートが剥落することによって、計算で求めた[1] 曲げ耐力となるまえに破壊に至った。

No.2は、計算で求めた梁の柱前面での降伏荷重 $P_{yc}=63.5\text{tf}$ と最大荷重（曲げ耐力に相当） $P_{uc}=67.1\text{tf}$ に対して、試験値は $P_y=68.0\text{tf}$ （正負の平均）、 $P_u=78.8\text{tf}$ （同）となり耐力はほぼ計算値と一致する。これは面外方向スタブを設けたため、接合部のせん断耐力と梁主鉄筋定着部の剛性が増したことによると考えられる。しかし、 $2\delta y$ 付近から梁主鉄筋定着部にひびわれが発生しそれ以降は耐荷力は著しく低下していった。 $4\delta y$ 時には定着部かぶりコンクリートの剥落が始まり、明らかに定着部が破壊して耐力を失った。

No.3は、梁主鉄筋定着部のコンクリートすなわち接合部は健全なまま、梁のハンチ始点部分が曲げ破壊することによって耐力を失った。梁端部の曲げ耐力に相当する荷重は、ハンチ筋を無視して求めた梁のハンチ始点での $P_{uc}=71.5\text{tf}$ に比べて、 $P_u=79.9\text{tf}$ （正負の平均）であり、若干大きな値となった。これは、ハンチに沿って配置した鉄筋の影響によると考えられる。また、梁主鉄筋の定着を考えると、破壊断面がハンチ無しの場合には柱前面であったものが、この場合ハンチ始点に移動したため、結果的に破壊断面からの主鉄筋の定着長が増えたためと考えられる。ここで、面内方向ハンチ筋を角度補正（0.707倍）して引張り鉄筋に加えて計算した場合には、正方向

（ハンチ側圧縮） $P_u=71.5\text{tf}$ 、負方向 $P_u=84.2\text{tf}$  となって実験値に近づく。

また、接合部の最大荷重時せん断応力度は、いずれの供試体も鉄筋コンクリート構造物の終局強度型耐震設計指針（案）に示されるせん断応力度を大きく越えているが、No

.3ではハンチによって柱と直交スタブの一部が接合部有効断面積として増えるため、せん断破壊をまぬがれたと考えられる。

No.1を無補強、No.2を直交スタブによる補強、No.3を直交スタブと小さいハンチによる補強と、補強のグレードをそれぞれ高めた供試体を作成し実験した結果、接合部の耐震性能がそれぞれ高まる結果となった。

### 3.2 じん性率

実験によって得られた荷重と載荷点水平変位との関係を図-6に示す。

接合部のじん性率[2] は、載荷点の変位量のとり方を図-7Aのように考えて、梁主鉄筋の降伏時の載荷点変位量 $\delta y_0$ と、その降伏時の耐力を下まわらない最大変位量 $\delta u_0$ との比

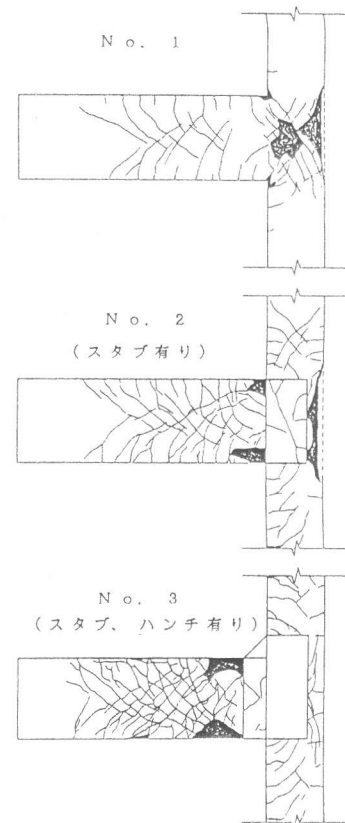


図-5 ひびわれ図

表-3 実験結果

	梁の曲げ降伏荷重 $P_y(\text{tf})$		最大荷重 $P_u(\text{tf})$		降伏位置	最大荷重時柱せん断力 $Q_u(\text{tf})$		最大荷重時せん断応力度 $\tau_u(\text{kgf/cm}^2)$		せん断応力度 $\tau_{uc}(\text{kgf/cm}^2)$
	正	負	正	負		正	負	正	負	
No. 1	—	—	56.7 (26.0)	58.0 (26.6)	柱前面	36.7	37.6	102	104	56.8
No. 2	67.5 (17.3)	68.5 (18.5)	80.4 (29.3)	77.1 (29.9)	柱前面	52.1	49.9	145	139	53.2
No. 3	66.9 (13.7)	67.5 (13.7)	80.6 (24.1)	79.2 (23.6)	梁ハンチ始点	52.2	51.3	181	178	98.6

( )内数値は載荷点水平変位量(mm)を示す  
 $\tau_u$  : 梁主鉄筋降伏時の接合部せん断応力度 (参考文献[2]ト形計算式による) ( $\text{kgf/cm}^2$ )  
 $\tau_{uc}$  : 終局強度設計指針による接合部せん断応力度 (0.194 $\tau_c$ ) ( $\text{kgf/cm}^2$ )

$$\mu_0 = \delta u_0 / \delta y_0 \quad (1)$$

で表わすと、図-6から、No.1は降伏変位が特定できなかったため計算不能、No.2は $\mu = 3.1$ （正負の平均）となった。

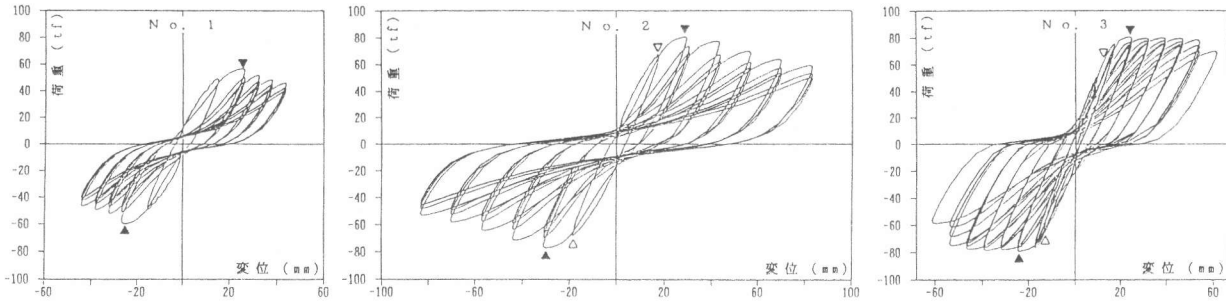


図-6 荷重-載荷点水平変位曲線

No.3については接合部が健全であることから、柱梁変形を含む部分架構のじん性率を表わす(1)式で評価せず、橋脚に用いられるじん性率の考えかた[3]即ち、部材端ヒンジのエネルギー吸収能力を確保する考え方を適用し、図-7Bに示すように、接合部における柱部材の面内方向の回転変位成分を除いた梁部材の載荷点変位を考え、梁のハンチ始点に着目して梁部材のじん性率を求めると、正負の平均で、 $\mu = 4.1$ （主鉄筋の引き抜けによる変位は考慮していない）となった。

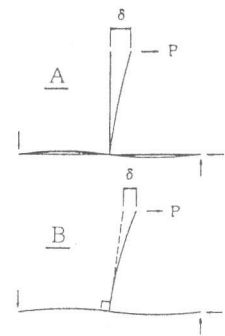


図-7  $\delta$ の考え方

No.1を無補強、No.2を面外方向スタブによる補強、No.3を面外方向スタブと小さいハンチによる補強と、補強のグレードをそれぞれ高めた供試体を作成し実験した結果、接合部の耐震性能がそれぞれ高まる結果となった。

#### 4. おわりに

今回、想定した実構造物の約1/3モデルの供試体を用いて、主鉄筋を高密度に配置した部材接合部の水平交番載荷実験を行なった。その結果、今回実験に用いた形態に限られるが、次のことが確認できた。

- (1)No.1とNo.2の実験結果から、高密度配筋の接合部に直交スタブを設けることによって、ある程度接合部の耐震性能を向上させることができる。
- (2)No.3の実験結果から、高密度配筋の接合部に直交スタブと比較的小さなハンチを3方向に設けることにより、接合部のせん断破壊を防ぐことができ、接合部の主鉄筋の定着を確実にすることができた。
- (3)No.3は、梁部材の所要のじん性率程度を確保でき、しかも接合部は健全であった。

#### 【参考文献】

- [1]運輸省鉄道局監修 鉄道総合研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説コンクリート構造物，P.81 [2]角 徹三・浅草 肇：鉄筋コンクリート柱はり接合部の研究の動向，コンクリート工学，Vol.26，No10，PP.14-22，Oct.1988 [3]石橋 忠良・吉野 伸一：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究，土木学会論文集，第390号，PP.57-66，1988.2