

(V-54) 高密度配筋の柱・梁接合部の交番載荷試験

J R 東日本 東京工事事務所 正員 ○山内 俊幸
J R 東日本 東京工事事務所 正員 古谷 時春

1. まえがき

部材断面の最大寸法に対して制約を受けることから、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。そのため、3種類 (No.1, No.2, No.3 と呼ぶ) の接合方法を考え、梁・柱接合部の模型ト形試験体を製作し、水平交番載荷試験を実施したので、その結果を報告する。

2. 試験概要

2-1 供試体形状および諸元

試験の載荷状況および供試体の側面形状を図-1に示す。No.1供試体は、梁・柱・部材接合部とも同じ幅をもつ形であり、図-4に示すように3段配置した梁主鉄筋の内側2段はループ状に定着し、残りは曲げ内半径 $r=5\phi$ の直角フックで余長を25mmとした。No.2は、No.1と同一の鉄筋配置で、図-3に示す形状をもつ面外方向のスタブを追加した。No.3は、供試体の幅をやや狭め、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。また、

梁主鉄筋の定着部は全て、 $r=5\phi$ の直角フックとし余長を195mmに変更した。また、内側2段を接合部内に残り1段を外側に向けた。供試体の諸元は表-1に示す。また、使用した鉄筋は全てSD345である。

2-2 載荷方法

載荷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を 1δ 、として、降伏以降は δ の整数倍の変位を片振幅として、変位制御により交番載荷を行った。各変位段階における繰返し回数は3回を原則とした。

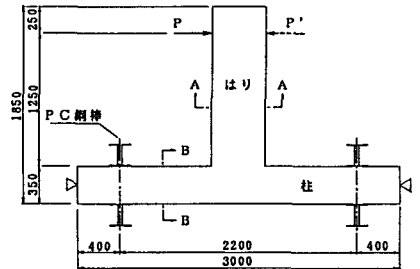
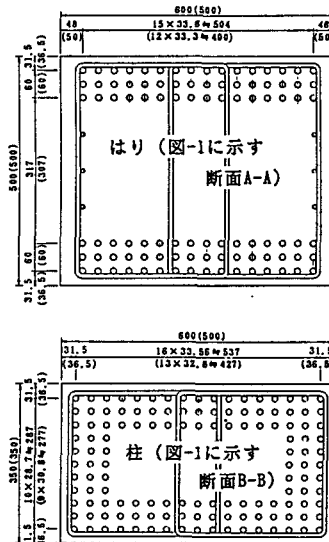


図-1 供試体側面形状と載荷状況



() 内数値はNo.3供試体を表す
図-2 断面形状および配筋

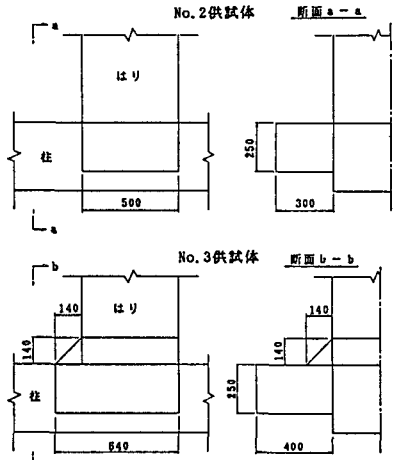


図-3 No.2,3供試体の接合部形状

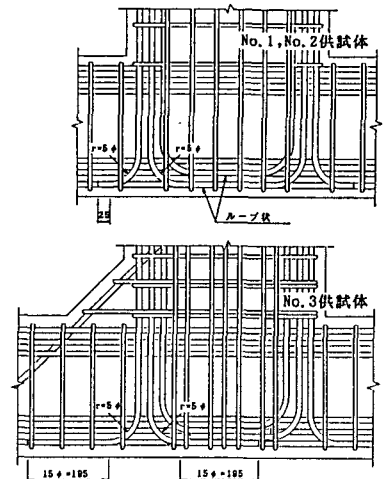


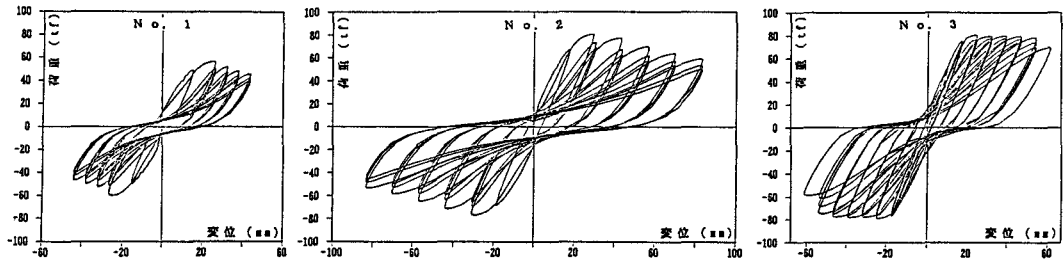
図-4 接合部詳細

3. 結果及び考察

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、更に、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

表－1 供試体の諸元

		引型鉄筋の長		荷鉄筋の長		割鉄筋 径と本数 (片側)	コンクリート 強度 f_c (kgf/cm ²)	梁の断面耐力(計算値) 曲げ耐力 M_{uc} (tf-m)
		径と本数	引強鉄筋比 P_t (%)	径と配置	荷鉄筋比 P_h (%)			
No.1	梁	D13×48	2.31	D10 ϕ 7 $\times$ 100c.t.c	0.48	D10×3	293	$M_{yc} = 81.1$
	柱	D13×51	3.72	D10 ϕ 7 $\times$ 75c.t.c	0.63	D13×15		$M_{uc} = 85.8$
No.2	梁	D13×48	2.31	D10 ϕ 7 $\times$ 100c.t.c	0.48	D10×3	274	$M_{yc} = 81.1$
	柱	D13×51	3.72	D10 ϕ 7 $\times$ 75c.t.c	0.63	D13×15		$M_{uc} = 85.6$
No.3	梁	D13×39	2.28	D10 ϕ 7 $\times$ 75c.t.c	0.76	D10×4	508	$M_{yc} = 66.9$
	柱	D13×42	3.76	D10 ϕ 7 $\times$ 75c.t.c	0.76	D13×12		$M_{uc} = 71.8$



図－5 荷重－載荷点水平変位曲線

で求めた曲げ耐力となるまゝに破壊に至った

No.2は、計算で求めた梁の柱前面での降伏荷重 $P_{yc}=64.9\text{tf}$ と最大荷重(曲げ耐力に相当) $P_{uc}=68.5\text{tf}$ 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と考えられる。しかし、2 δy 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力は著しく低下していた。4 δy 時には定着部かぶりコンクリートの剥落が始まり、明らかに定着部の破壊と判断される。

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。梁端部の曲げ耐力は、ハンチ筋を無視して求めた梁のハンチ始点での $P_{uc}=64.7\text{tf}$ に比べて、 $P_u=79.9\text{tf}$ (正負の平均)とかなり大きな値となった。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、この場合ハンチ始点に移動したため、破壊断面からの主鉄筋の定着長を増やすことになり、じん性の改善につながったと考えられる。

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荷試験を行なった。その結果、次のことが確認できた。

- (1)No.1とNo.2の試験結果から、高密度配筋の接合部に面外方向のスタブを設けることによって、ある程度主鉄筋の定着部の補強をはかることができる。
- (2)No.3の試験結果から、高密度配筋の接合部に比較的小きなハンチを3方向に設けることにより主鉄筋の定着を確実にすることができ、それによって、定着部の破壊を防ぐことができた。また、じん性の改善をはかることができた。

【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
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，Oct.1988