

高強度鉄筋コンクリート柱・梁接合部の構造特性に関する研究(その2)

—内部柱・梁接合部の挙動に関する実験的研究—

河内 武 (技術研究所)	神野 靖夫 (技術研究所)
角 陸 純 一 (技術研究所)	熊谷 仁 志 (技術研究所)

§ 1. はじめに

鉄筋コンクリート構造物の高層化に伴い、使用される材料が高強度化される傾向にある。高強度鉄筋や高強度コンクリートを用いて部材断面を縮小した鉄筋コンクリート造構造物を設計しようとする、柱・梁接合部は必然的に小さくなる。その結果、接合部への応力集中は従来より相対的に厳しくなり、接合部の変形増加、せん断破壊、梁主筋の接合部内での付着劣化等が予想される。

本研究では、高強度鉄筋コンクリート柱・梁接合部に関し、種々の要因がその構造特性に及ぼす影響を調べることを目的とし、外部柱・梁接合部を対象としたフェーズⅠ実験と、内部柱・梁接合部を対象としたフェーズⅡ実験の2シリーズの実験を行なった。前報¹⁾で報告したように、フェーズⅠ実験ではト字型試験体を使用し梁主筋の定着性能を主に検討した結果、降伏点強度 $f_y=6000$ kgf/cm² 程度の高強度鉄筋を使用する場合は、圧縮強度 $\sigma_B=500$ kgf/cm² (σ_B : 実験時コンクリート強度) 以上の高強度コンクリートを、 $f_y=10000$ kgf/cm² 程度の高強度鉄筋を使用する場合は $\sigma_B=700$ kgf/cm² 以上の高強度コンクリートを用いれば、 $17d$ (d : 鉄筋径) の定着長さを確保することにより、L字定着でも充分な定着性能が得られることが確認された。

フェーズⅡ実験では十字型試験体を使用し、梁主筋の接合部内での付着性能および接合部パネルのせん断強度への種々の要因の影響等を検討した。本報では、その実験結果について報告する。

§ 2. 既往研究の概要

RC 柱・梁接合部に関しては、終局強度設計法との関連から近年盛んに研究が行なわれている。これら既往研究の概要は「研究の動向」²⁾³⁾として発表されるとともに、研究の成果を受け「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」³⁾(以下、終局強度設計指針と略す)において初めて柱・梁接合部の設計の考え方が示された。最近では、昭和63年度より実施されている総プロ「鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発」を中心として、高強度 RC 柱・梁接合部に関する多くの実験研究が実施され、日本建築学会大会梗概集等に実験結果が報告されている。これらの実験の殆どは接合部パネルの基本的なせん断性能を検討したものであるが、梁通し筋の接合部内での付着性能を検討した実験結果も報告されている。また、35階から70階程度の高層建物を想定し、その接合部の性能を検証した実験結果も報告されている。実験で使用されたコンクリートの圧縮強度は300 kgf/cm² 程度から1200 kgf/cm² 程度であり、鉄筋の強度はSD345 からSD980 程度である。これらの研究成果は、今後前記プロジェクトにおいて設計に反映できる形にまとめられると思われるが、現在まで得られている既往実験の知見をまとめると、以下のようである。

高強度 RC 柱・梁接合部のせん断強度に関しては、終局強度設計指針において $\sigma_B=210\sim 360$ kgf/cm² のコンクリートを対象に、接合部最大水平せん断応力度として $\tau_u=0.3\sigma_B$ が提案されている。しかしながら、より高強度の RC 柱・梁接合部の実験結果から $\sigma_B=400$ kgf/cm² 以上のコンクリートを使用すると指針式は過大評価となり、コンクリート圧縮強度の平方根で τ_u を評価すべきであり、その場合には $\tau_u=5.0\sqrt{\sigma_B}$ では高強度領域で過少評価となり、 $\tau_u=6.0\sqrt{\sigma_B}$ では普通強度領域で過大評価となること¹¹⁾、直交梁とスラブはせん断強度を上昇させるが、せん断補強筋量が異なっても破壊性状には差異が見られないこと⁷⁾⁹⁾等が報告されている。

復元力特性に関しては、普通鉄筋と弾性係数が変わらず強度のみが高い高強度鉄筋を使用するため、 $R=1/100$ から $R=1/50$ 程度の大変形領域でも、鉄筋は降伏することなく履歴ループが弾性的挙動を示すこと⁵⁾、コンクリート強度が高いほど接合部のせん断変形の割合が減少すること⁶⁾⁸⁾等が報告されている。

梁主筋の付着性状に関しては、付着劣化による履歴ループの逆S字化現象は見られないこと¹⁰⁾、高強度材料を用いるほど付着の初期剛性が高くなること¹⁴⁾、接合部内の局所付着強度は $\sigma_B^{2/3}$ に比例すること¹²⁾、柱軸力が大きくなると付着性状が良くなること¹²⁾、終局強度設計指針式 ($D/d_b > \sigma_y / 10\sqrt{\sigma_B}$) は安全側の付着評価を与えること¹²⁾、付着指標 (5.3 参照) は接合部内の梁主筋の付着性状を表わす指標として有効であること¹³⁾等が報告されている。

§ 3. 実験概要

3.1 試験体

試験体の一覧を表-1に、試験体配筋の一例を図-1に示す。試験体は、実際の高層建物で想定される柱梁架構の断面を縮小した十字型 1/2 モデルであり、柱断面を $40 \times 40 \text{cm}$ 、梁断面を $30 \times 40 \text{cm}$ とした。試験体数は 13 体で、コンクリート圧縮強度、梁主筋降伏強度、梁主筋量、接合部補強筋の有無、直交梁の有無を検討パラメータとした。 $F_c = 1000 \text{ kgf/cm}^2$ のコンクリートには混和材としてシリカヒュームを使用した。全試験体の打設は平打ちで行なった。柱主筋には D19 竹ふし筋を使用し、全試験

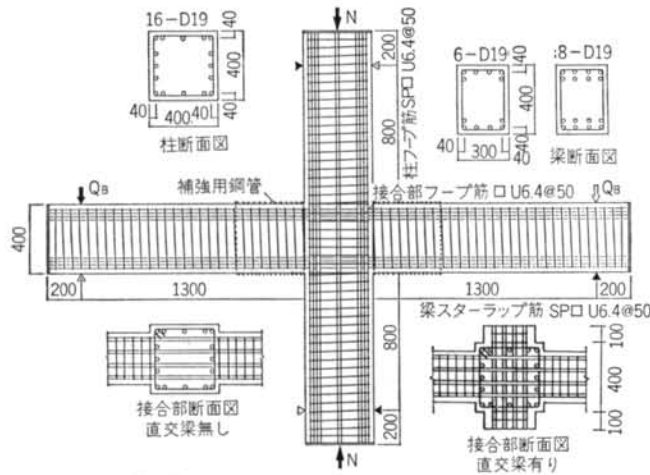


図-1 試験体配筋

鉄筋種類	降伏点 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (10 ⁶ kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	伸び (%)
SD345	4130	2.05	5922	25.1
SD490	6050	2.12	7850	19.3
SD690	7405	2.03	8272	12.3
SD980	9308	1.89	11123	7.2

表-2 鉄筋の材料試験結果

F_c	圧縮強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (10 ⁶ kgf/cm ²)	割裂強度 (kgf/cm ²)
300	289	2.35	24.4
600	818	3.68	46.9
1000	1039	4.03	52.0

表-3 コンクリートの材料試験結果

試験体	パラメータ					実験結果								計算値		
	F_c (kgf/cm ²)	f_y (kgf/cm ²)	梁筋本数	接合部横筋量 (%)	直交梁	梁曲げ C_r		接合部 C_r		梁主筋降伏		最大耐力		破壊形式	Q_e	Q_j
						Q_B	R	Q_B	R	Q_B	R	Q_B	R			
1	300	3500	6	0.3	無	3.5	0.9	8.6	3.8	14.4	10.1	16.3	20.1	BJ	17.7	18.0
2	300	10000	6	0.3	無	2.6	0.7	7.1	2.5	—	—	19.8	40.1	J	36.7	18.0
3	600	5000	6	0.3	無	4.0	0.7	12.8	4.4	22.3	10.1	27.6	40.1	BJ	27.0	50.8
4	600	5000	8	0.3	無	3.5	0.6	13.0	4.4	21.1	9.8	30.7	30.9	BJ	34.5	50.8
5	600	10000	3	0.3	無	2.5	0.4	14.7	8.8	19.8	14.1	24.7	37.4	BJ	27.9	50.8
6	600	10000	6	0	無	7.3	1.5	14.8	5.1	30.7	24.1	32.6	20.0	BJ'	39.2	50.8
7	600	10000	6	0.3	無	2.5	0.5	11.5	3.5	30.7	18.1	36.4	38.1	BJ	39.2	50.8
8	600	10000	6	0.3	有	6.0	1.1	23.5	10.0	36.0	20.1	42.8	40.0	BJ	39.2	50.8
9	600	10000	6	0.3	無	6.5	1.1	12.6	3.8	32.9	22.8	37.1	36.2	BJ'	39.2	50.8
10	1000	7000	6	0.3	無	3.6	0.6	16.0	5.7	27.7	13.4	33.5	32.3	BJ	33.0	64.6
11	1000	10000	6	0.3	無	4.0	0.8	13.1	4.4	33.6	18.1	36.5	40.1	BJ	40.0	64.6
12	1000	10000	8	0.3	無	9.5	2.2	17.7	5.0	36.9	18.1	42.3	38.8	BJ'	50.4	64.6
13	1000	10000	8	0.3	有	8.6	1.9	31.7	12.1	42.6	19.3	53.0	38.2	BJ	50.4	64.6

(単位) Q_B, Q_e, Q_j : ton, R : 1/1000 rad

表-1 試験体パラメータおよび実験結果一覧

体とも16本の主筋を配筋した。梁主筋にはD19波ふし筋を使用し、かぶり厚さを $1.5d$ (d :鉄筋径)、主筋間隔を約 $4d$ とした。使用した主筋のうち、SD690, SD980相当鉄筋はSD345鉄筋に熱処理を施すことにより強度を高めたものを使用した。柱、梁および接合部補強筋には、高強度せん断補強筋ウルボンU6.4を使用し、柱と梁のスパイラル筋のピッチは50mmとした。さらに、接合部破壊が予想される試験体については、梁のせん断破壊を防ぐため梁端柱側部 $1D$ の部分(D :梁せい)に鋼管補強を行なった。表-2に鉄筋の材料試験結果を、表-3にコンクリートの材料試験結果を示す。

3.2 実験方法

試験体を加力フレーム内に立ててセットした後、試験体の柱端部反曲点位置を反力ジャッキとテフロン支承で固定し、一定軸力($N=F_c b D_c/6$, F_c :コンクリートの設計基準強度, b :柱幅, D_c :柱せい)を柱中心に加えた状態で、梁端部反曲点位置に対し押し引両動ジャッキにより正負繰り返し載荷を行なった。加力は変位制御とし、層間変形角 $R=1/400, 1/200, 1/100, 1/50, 1/25$ で2回づつ繰り返した。なお、1体(No.7)は異なった所定変形角で加力を行なった。

測定は、加えた荷重、試験体各部の変位、鉄筋のひずみ、ひびわれ性状等について行なった。

§ 4. 実験結果

4.1 荷重—変形関係

図-2に、代表的な試験体の梁せん断力 Q_B —層間変形角 R 関係を、図-3に繰り返し加力による荷重の低下率の比較を示す。また、表-1中に各試験体の実験結果一覧として、諸現象時の Q_B と R の値を示した。履歴曲線の形状は、 $F_c=300\text{kgf/cm}^2$ の試験体でやや逆S字型の傾向が見られるが、 $F_c=600\text{kgf/cm}^2$ の試験体では紡錘形に近付き、 $F_c=1000\text{kgf/cm}^2$ の試験体は大変形時においても紡錘形となっていた。繰り返し載荷による荷重の低下は、 $F_c=300\text{kgf/cm}^2$ の試験体では大きめであるが、 $F_c=600, 1000\text{kgf/cm}^2$ の試験体では $R=1/100$ の変形まで殆ど低下が見られなかった。また、直交梁があると特に荷重低下が小さく、 $R=1/50$ の変形まで殆ど低下が見られなかった。接合部にフープ筋の無いNo.6試験体では荷重低下が大きくなっており、 $R=1/25$ の変形では $F_c=300\text{kgf/cm}^2$ の試験体を下回る結果となった。

4.2 ひびわれおよび破壊性状

図-2中に、各試験体のひびわれ性状を、層間変形角で $R=1/25$ の場合について示す。破壊形式は、No.2試験体が梁主筋伏前に接合部が破壊した接合部せん断破壊型(J型)、No.6, No.9, No.12試験体が梁1段筋のみ降伏後の接合部せん断破壊型(BJ'型)、それ以外の試験体は梁1, 2段筋が降伏した後の接合部せん断破壊型(BJ型)であった。ひびわれ性状を見ると、J型破壊のNo.2試験体、BJ'型破壊のNo.6, No.9, No.12試験体、特にNo.6試験体の接合部のコンクリートの剝落が激しかった。

4.3 鉄筋のひずみ

図-4に、梁主筋に沿ったひずみの分布の例を示す。 $R=1/100$ の変形で比較してみると、 $\sigma_B=289\text{kgf/cm}^2$ のNo.2より $\sigma_B=1039\text{kgf/cm}^2$ のNo.11の方が若干ひずみ零の点が接合部の内側にあり、梁主筋の付着は良くなっている。しかし、それほど大きな差ではなく、いずれのコンクリート強度でも梁主筋の付着は良好といえる。No.11について、 $R=1/50$ の変形における接合部内の平均付着応力度を求めると 105kgf/cm^2 である。

図-5に、層間変形角 R の増加に伴う接合部中央部のフープ筋の正載荷時のひずみの推移を示す。図-5(a)はコンクリート強度による差を比較したものである。 $R=1/50$ の変形までは $\sigma_B=289\text{kgf/cm}^2$ のNo.2のひずみが大きくなっているが、その後は大小関係が逆転している。図-5(b)は直交梁の有無による差を比較したものである。直交梁のある試験体(No.8, No.13)では最終的に降伏までひずみが伸びているが、直交梁のない試験体(No.9, No.12)では降伏に至っていない。

全体的に、各パラメータに対して補強筋のひずみに関する明確な傾向は特に見られなかった。

§ 5. 結果の検討

5.1 変形成分の分離

図-6に試験体の変形模式図を示す。柱、梁および柱・梁接合部の各部の変形により生じる層間変形角の成分を、以下の式より求めた。式の符号は、図-6に示した変形を正とした。

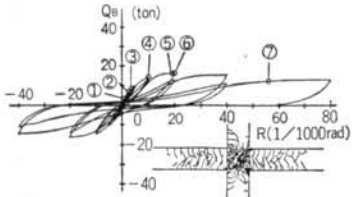
$$R = \theta_c + \theta_j + \theta_b$$

ただし、 R : 層間変形角

θ_c : 層間変形角中の柱変形成分

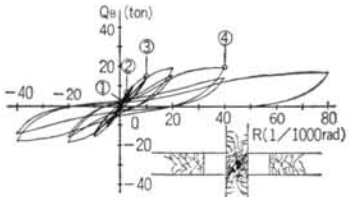
θ_b : 層間変形角中の梁変形成分

θ_j : 層間変形角中の接合部せん断変形



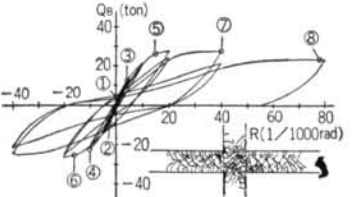
- ①梁曲げひびわれ②柱曲げひびわれ
- ③接合部ひびわれ④梁1段筋降伏
- ⑤梁2段筋降伏 ⑥梁付根圧壊
- ⑦最大耐力 ⑧柱主筋降伏

No. 1 試験体



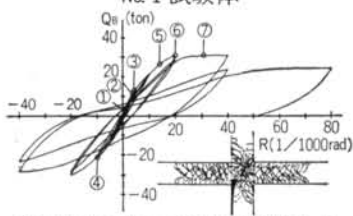
- ①梁曲げひびわれ②柱曲げひびわれ
- ③接合部ひびわれ④梁付根圧壊
- ⑤最大耐力

No. 2 試験体



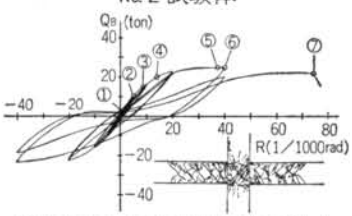
- ①梁曲げひびわれ②柱曲げひびわれ
- ③接合部ひびわれ④梁1段筋降伏
- ⑤梁2段筋降伏 ⑥梁付根圧壊
- ⑦最大耐力 ⑧柱主筋降伏

No. 3 試験体



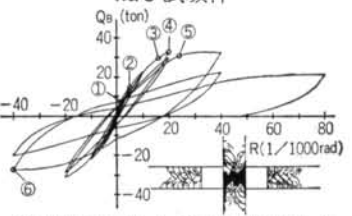
- ①梁曲げひびわれ②柱曲げひびわれ
- ③接合部ひびわれ④梁1段筋降伏
- ⑤梁2段筋降伏 ⑥梁付根圧壊
- ⑦最大耐力

No. 4 試験体



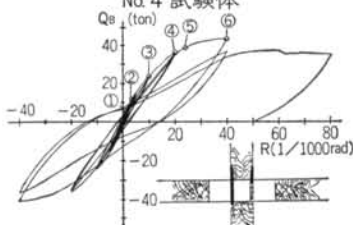
- ①梁曲げひびわれ②柱曲げひびわれ
- ③接合部ひびわれ④梁1段筋降伏
- ⑤最大耐力 ⑥梁付根圧壊
- ⑦梁主筋破断

No. 5 試験体



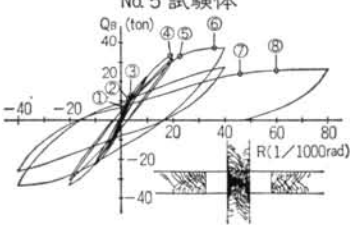
- ①梁曲げひびわれ②柱曲げひびわれ
- ③接合部ひびわれ④梁付根圧壊
- ⑤最大耐力 ⑥梁1段筋降伏
- ⑦梁2段筋降伏

No. 6 試験体



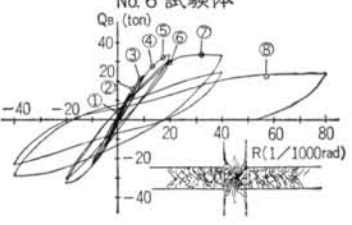
- ①梁曲げひびわれ②柱曲げひびわれ
- ③接合部ひびわれ④梁1段筋降伏
- ⑤梁2段筋降伏 ⑥梁付根圧壊
- ⑦接合部補強筋降伏⑧最大耐力

No. 8 試験体



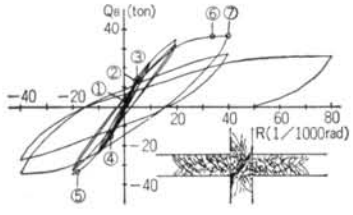
- ①梁曲げひびわれ②柱曲げひびわれ
- ③接合部ひびわれ④梁付根圧壊
- ⑤梁1段筋降伏 ⑥最大耐力
- ⑦梁2段筋降伏 ⑧柱主筋降伏

No. 9 試験体



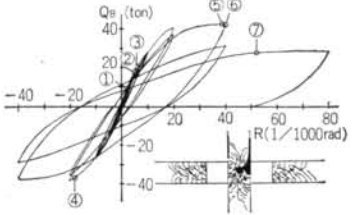
- ①梁曲げひびわれ②接合部ひびわれ
- ③柱曲げひびわれ④梁1段筋降伏
- ⑤梁2段筋降伏 ⑥梁付根圧壊
- ⑦最大耐力 ⑧柱主筋降伏

No. 10 試験体



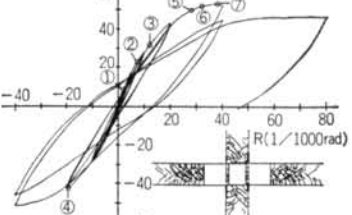
- ①梁曲げひびわれ②接合部ひびわれ
- ③柱曲げひびわれ④梁付根圧壊
- ⑤梁1段筋降伏 ⑥梁2段筋降伏
- ⑦最大耐力

No. 11 試験体



- ①梁曲げひびわれ②接合部ひびわれ
- ③柱曲げひびわれ④梁1段筋降伏
- ⑤最大耐力 ⑥梁付根圧壊
- ⑦梁2段筋降伏

No. 12 試験体



- ①梁曲げひびわれ②柱曲げひびわれ
- ③接合部ひびわれ④梁1段筋降伏
- ⑤梁2段筋降伏 ⑥梁付根圧壊
- ⑦接合部補強筋降伏⑧最大耐力

No. 13 試験体

図-2 梁せん断力一層間変形角関係と最終破壊状況

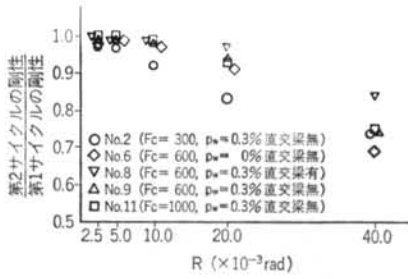


図-3 繰り返しによる荷重の低下率

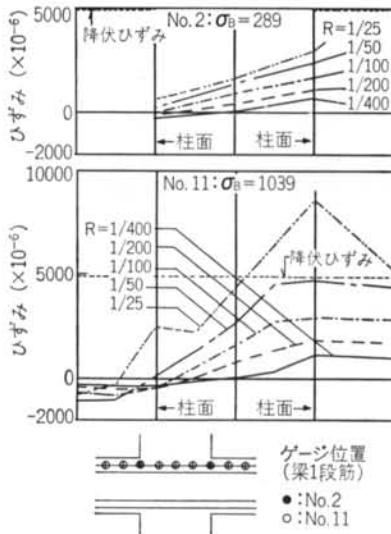


図-4 梁主筋のひずみ分布成分

接合部のせん断変形角 γ は、対角方向に設置した2本の変位計の計測値より求める。

$$\theta_j = \left(1 - \frac{h_c}{L} - \frac{h_b}{H}\right) \cdot \gamma$$

$$\gamma = \frac{\sqrt{j_b^2 + j_c^2}}{2 \cdot j_b \cdot j_c} \cdot (\delta_{j2} - \delta_{j1})$$

柱変形成分 θ_c には柱の曲げ変形とせん断変形が含まれ、梁変形成分 θ_b には梁の曲げ変形とせん断変形、および梁主筋の抜け出しや梁端部コンクリートの圧潰に伴う局所的な回転が含まれている。

$$\theta_c = \frac{2 \cdot \delta_c}{H} + \xi \cdot \frac{h_b}{H} - \eta \cdot \frac{(H - h_b)}{H}$$

$$\theta_b = \frac{2 \cdot \delta_b}{L} + \eta \cdot \frac{h_c}{L} - \xi \cdot \frac{(L - h_c)}{L}$$

$$\delta_c = (\delta_{c1} + \delta_{c2}) / 2$$

$$\delta_b = (\delta_{b1} + \delta_{b2}) / 2$$

ただし、 γ : 接合部せん断変形角

L, H, h_c, h_b, j_c, j_b : 試験体各部寸法

$\delta_{j2}, \delta_{j1}, \delta_{c1}, \delta_{c2}, \delta_{b1}, \delta_{b2}, \xi, \eta$: 試験体各

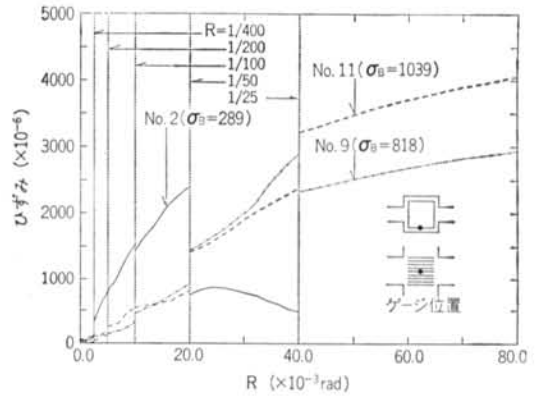


図-5(a) 接合部内補筋のひずみ(コンクリート強度による違い)

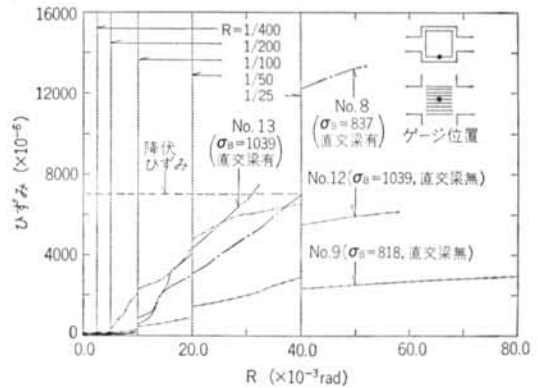


図-5(b) 接合部内補筋のひずみ(直交梁の有無による違い)

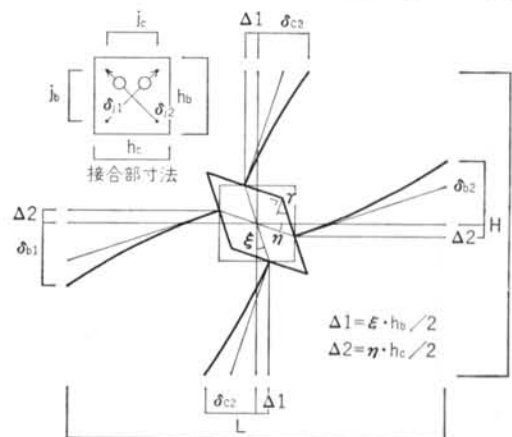


図-6 変形分離

部変位計測値(図-6 参照)

図-7に、各所定変形第1ピーク時における柱、梁、柱・梁接合部の各変形成分が層間変形角に占める割合を示す。いずれの材料強度でも柱の変形成分は小さく、接

合部と梁で変形の90%以上を占めている。BJ'型およびJ型破壊、BJ型破壊とも $R=1/100$ 以降接合部の変形成分が増加しているが、BJ'型およびJ型破壊のものは $R=1/50$ 以降、BJ型に比べて接合部変形成分の増加が急激である。

5.2 パラメータ検討

1) 材料強度

No.1, No.3, No.10は、梁主筋強度とコンクリートの強度を変え、梁主筋降伏時の接合部せん断応力 τ_j と接合部せん断強度推定値 $\tau_{uj}(=5\sqrt{\sigma_B})$ 、および付着指標 $\mu(=(d \cdot f_y)/(D_c \cdot \sqrt{\sigma_B}))$ の値を同じにした試験体である。梁主筋の降伏は、1段筋降伏がNo.1, No.3では層間変形角 $R=1/100$ のサイクルで、No.10では $R=1/50$ のサイクルで起きた。また、2段筋降伏はいずれの試験体でも $R=1/50$ のサイクルで起きた。いずれも梁主筋が降伏した後、接合部がせん断破壊して荷重が低下している(BJ型

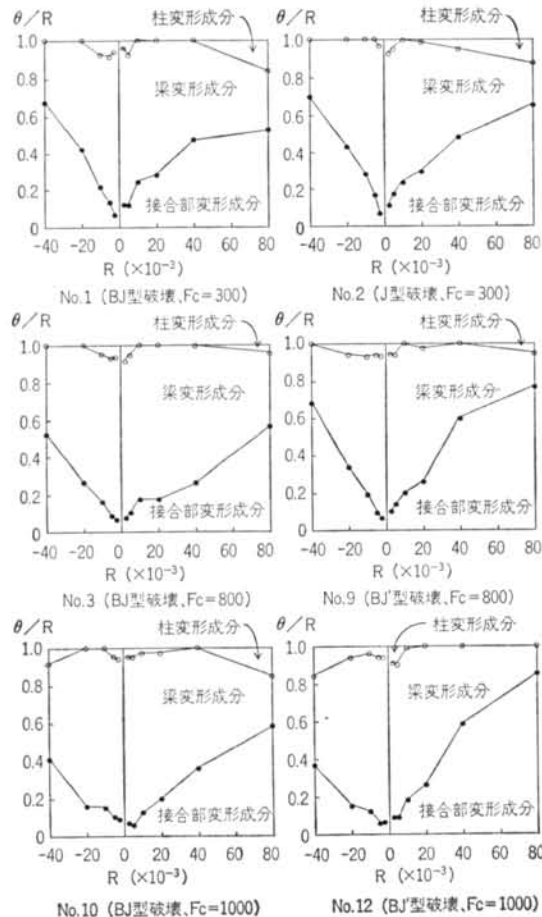


図-7 各部の変形が層間変形角 R に占める割合

破壊)。

図-8に、梁せん断力 Q_B —層間変形角 R 包絡線を比較する。架構の剛性および最大耐力は、材料強度の大き

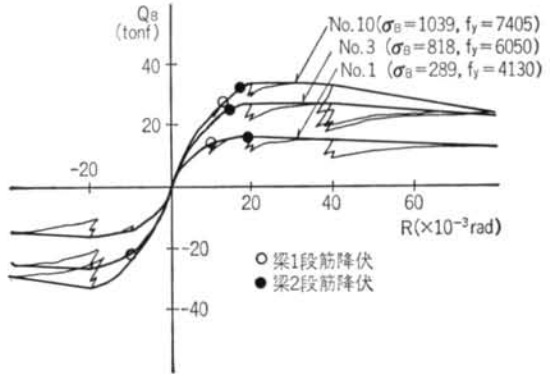
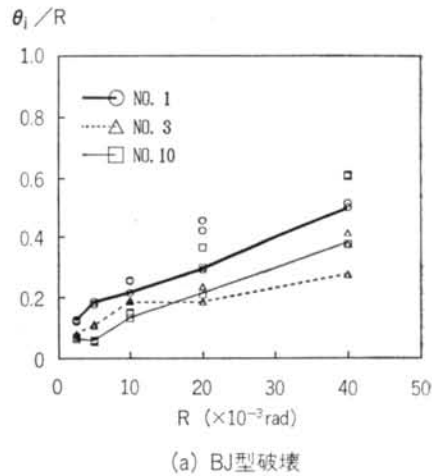
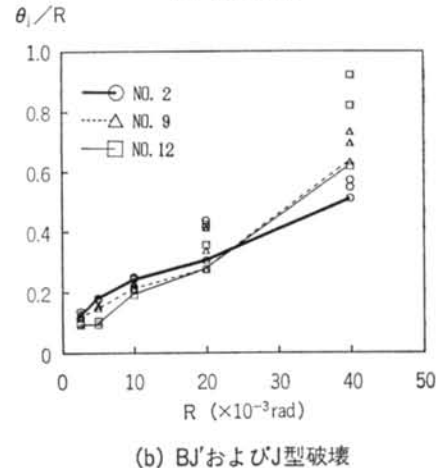


図-8 材料強度が異なる試験体の荷重—変形包絡線



(a) BJ型破壊



(b) BJ'およびJ型破壊

図-9 接合部せん断変形成分 θ_j が層間変形角 R に占める割合の推移

いものほど大きくなっている。いずれの材料強度でも、最大耐力には層間変形角 $R=1/50$ 付近で達している。材料強度の大きいものほど $R=1/25$ 以降の荷重低下は大きい傾向があるものの、 $R=1/25$ までの包絡線ではいずれの材料強度でも急激な荷重の低下はなく、 $R=1/50$ までは繰り返し荷重による荷重の低下も小さい。

普通強度の試験体では、梁主筋の降伏が早いために $R=1/100$ と $1/50$ で荷重の差が小さいのに対して、梁主筋降伏の遅い高強度の試験体では、 $R=1/100$ 以後 $1/50$ までかなりの荷重上昇がある。したがって、構造物の設計を $R=1/100$ での状態を基準に行なうとすると、高強度 RC では主筋降伏前の状態で特定の変位に対して荷重を制御しなければならない。これは、高強度鉄筋を用いて鉄筋断面積を小さくした場合に生じる問題であり、コンクリートの性質が構造特性の主な支配要因となる接合部よりも、鉄筋の性質が主な支配要因となる柱や梁で検討する方が妥当であると考えられる。

図-9(a)で、柱・梁接合部のせん断変形が層間変形角に占める割合の推移を比較する。図中には、各所定変形（正側のみ）での繰り返し3回ずつの値をプロットし、第1ピーク時の値を線で結んで示した。接合部変形の割合は、一貫して普通強度の試験体が多い。接合部の剛性にはコンクリートの剛性の差が主に影響するのに対して、柱や梁では鉄筋の剛性の影響が比較的大きい。したがって、材料が高強度になると接合部の剛性に対して梁や柱の剛性は相対的に小さくなり、接合部変形成分が小さくなると考えられる。

2) コンクリート強度

BJ'型またはJ型破壊した試験体 (No.2, No.9, No.12) について接合部自体の挙動の比較を行なう。図-10に、接合部水平せん断応力度 τ_j —せん断変形角 γ 包絡線の比較を示す。

τ_j が最大せん断応力度に達して接合部破壊が顕著になるまで、接合部のせん断剛性はコンクリート強度が高いほど大きい。

いずれのコンクリート強度でも、接合部せん断変形角 $\gamma=0.005$ 以下での繰り返し荷重による剛性の低下は小さいが、 $\gamma=0.01$ 近くでの繰り返し荷重により接合部変形の急増が見られる。最大せん断応力度以降 ($R=1/50$) での繰り返しによる荷重低下や接合部剛性の低下は、コンクリート強度の大きいものの方が大きい。これは、高強度コンクリートではひびわれ面での応力伝達が普通強度コンクリートに比べて急激に悪化するためと考えられる。このことから、高強度コンクリートを用いた場合、接合部の破壊防止を一層徹底する必要があると考えられ

る。

3) 主筋強度 (破壊形式)

ここでは、コンクリート強度および主筋量が同じ試験体で、異なった強度の主筋を用いることで破壊形式を変化させ、その挙動の違いについて検討する。No.2, No.9, No.12は梁主筋強度が高く、梁主筋降伏前 (No.9, No.10は外側主筋のみ降伏) に接合部がせん断破壊した試験体 (J型破壊, BJ'型破壊)、No.1, No.3, No.10は梁主筋降伏後に接合部がせん断破壊した試験体 (BJ型破壊) である。

図-6(b)は、BJ'型およびJ型試験体の層間変形角 R に占める接合部変形成分 θ_j の割合の推移である。 $R=1/50$ までは梁主筋降伏の影響がないため、図-9(a)のBJ型試験体の推移とほぼ一致している。しかし、 $R=1/50$ 以降 BJ'型およびJ型試験体では、高強度のものは接合部変形成分が急増しているが、普通強度のものではBJ'型、J型とBJ型で差は小さい。また、高強度の試験体では、繰り返し荷重による接合部変形成分の増加が大きい。

この結果、 Q_B-R 曲線では $R=1/50$ までのサイクルではBJ型試験体の方がBJ'型、J型試験体よりも繰り返し荷重による荷重の低下が大きいのにに対し、 $R=1/25$ 以降のサイクルではJ型試験体の方が荷重の低下が大きくなっている (図-2参照)。また、この傾向はコンクリートが高強度になるほど強い。

4) 主筋量

梁主筋量が異なる試験体の架構全体の挙動を、 Q_B-R 関係で比較する (図-2参照)。No.5 (3-D19, $f_y=9308$ kgf/cm²) では、No.4 (8-D19, $f_y=6050$ kgf/cm²) やNo.9 (6-D19, $f_y=9308$ kgf/cm²) に比べてせん断入力小さく、接合部のせん断変形も小さいにもかかわらず、 $R=1/25$ の繰り返しでかなり逆S字形状になっている。これは主筋の付着の劣化程度に差が生じるため、接合部自体のせん断剛性に差がなくても、主筋量が違くと抜け出しによる梁端部の回転量や梁自体の剛性が異なるため、

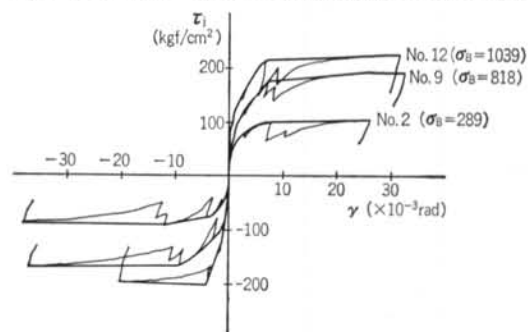


図-10 コンクリート強度が異なる試験体の $\tau_j-\gamma$ 包絡線

架構全体の剛性や変形状、各部の変形成分の割合に差が生じている。

5) 直交梁の有無

図-11は、直交梁を持つNo.8試験体の各部の変形成分の比率である。直交梁を持つ場合、コンクリート強度にかかわらず接合部の変形は小さい。接合部の変形が層間変形角に占める割合は、 $R=1/25$ までは殆ど0、接合部せん断破壊が顕著に現われた $R=1/12.5$ でも20~30%程度で、直交梁を持たないNo.9試験体に比べて非常に小さい(図-7参照)。また、繰り返し载荷による荷重の低下も小さく、 $R=1/50$ での繰り返しでも2~3%の低下である。

6) 横補強筋比

図-12に、横補強筋比 $p_w=0$ の試験体と $p_w=0.3\%$ の試験体の $\tau_j-\gamma$ 包絡線を示す。主筋降伏までは、接合部の挙動に大きな差はない。しかし、 $p_w=0.3\%$ のものでは主筋降伏後に接合部がせん断破壊しても荷重の急激な低下はなく、安定したループ形状を持っているのに対し、 $p_w=0$ のものは外側主筋が降伏した時点で接合部の破壊が進み、せん断応力度が大きく低下し、接合部の変

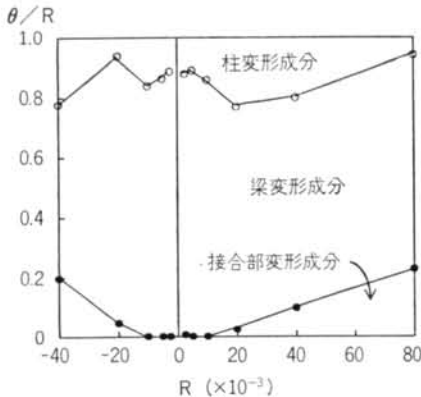


図-11 直交梁の影響(No.8:BJ型破壊, $F_c=800$, 直交梁)

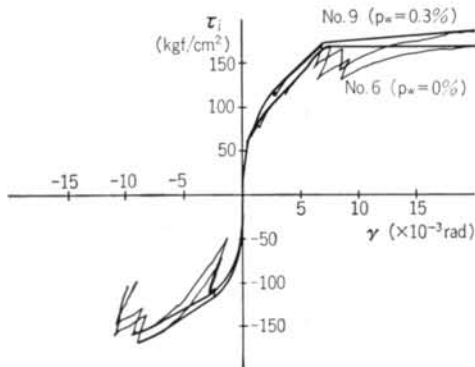


図-12 横補強筋が $\tau_j-\gamma$ 関係に及ぼす影響

形が急増している。

既往の研究⁴⁾では、普通強度のRC接合部では $p_w=0.2\%$ 以上の横補強筋を配すれば、それ以上の横補強筋量、強度が接合部せん断強度に与える影響は小さいとされている。しかし、本実験での横補強筋のひずみは、材料強度が高く接合部せん断入力の大い試験体ほど大きく、高強度の試験体では5,000 μ を越えているものもあるため、普通強度鉄筋では降伏してその効果が頭打ちになる可能性がある。したがって、圧縮強度 $\sigma_B=800\text{kgf/cm}^2$ 程度のコンクリートを用いた場合、従来なみ($p_w=0.2\%$ 程度)の補強筋量でせん断破壊後も急激な荷重低下のない接合部とするためには、横補強筋には $f_y=10000\text{kgf/cm}^2$ レベルの高強度鉄筋を用いる必要がある。

5.3 等価粘性減衰定数 h_{eq} と梁主筋付着指標 μ

文献15)に示された層間変形角 $R=1/50$ における等価粘性減衰定数 h_{eq} (負側2サイクル目の値)と、梁主筋付着指標 $\mu(=(d \cdot f_y)/(D_c \cdot \sqrt{\sigma_B}))$, d :梁主筋径, f_y :梁主筋降伏強度, D_c :柱せい, σ_B :コンクリート圧縮強度)の関係の上に、本実験結果をプロットしたものを図-13に示す(ただし、J型の破壊モードとなったNo.2は除いた)。

文献4), 16)では $\sigma_B=245\sim 293\text{kgf/cm}^2$ のコンクリートを対象に、 $R=1/50$ の変形において $h_{eq} \geq 0.1$ を確保できるような μ の制限値(付着劣化の限界条件)として $\mu \geq 10$ を提案している。文献15)では、これを $\sigma_B=300\sim 525\text{kgf/cm}^2$ のコンクリートまで拡張して $\mu \geq 9$ を提案している。

材料が高強度化されるに従って μ の値は増える傾向にあるため、これらの μ の制限値を満足することは次第に難しくなる。また、梁の降伏も遅れるため、 $R=1/100$, $1/50$ においては梁1段筋のみ降伏、あるいは梁1, 2段筋がともに降伏していても、降伏して間もなく挙動がまだ弾性的でエネルギー吸収が小さいことから、 $R=1/50$ において $h_{eq} \geq 0.1$ という条件を満足することも難しく

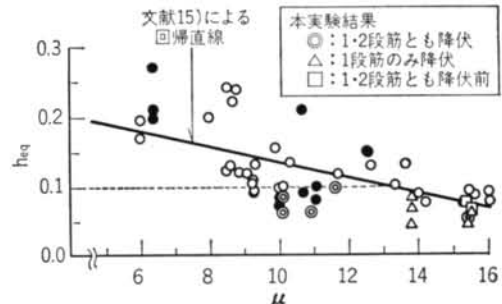


図-13 等価粘性減衰定数 h_{eq} と梁主筋付着指標 μ の関係

なる。図-13より、本実験においても $\mu \geq 10$ 、 $R=1/50$ において $h_{eq} \leq 0.1$ となっており、文献(4)、(15)、(16)で提案された値は満足していない。今後、高強度RC構造の μ と h_{eq} の評価法については検討を要するものといえる。しかしながら、本実験の範囲では梁主筋のひずみ分布やループ形状から見て、梁主筋の付着性状やエネルギー吸収能力が極端に悪いことはないものと考えられる。

5.4 接合部終局せん断応力度

柱・梁接合部がせん断破壊する場合、その破壊形式は梁主筋降伏の有無によりBJ型とJ型（およびBJ'型）の2つに大別される。今回の実験の結果、BJ型破壊した高強度RC接合部試験体では、最大耐力はいずれも $R=1/50$ 以上の大変形で生じていること、最大耐力以降の荷重の低下がそれほど急激でないことから、梁主筋降伏後に架構の十分な靱性が確保されていると判断される。そこで、BJ破壊のデータを接合部せん断耐力の検討に加える必要はないと考え、接合部せん断耐力の検討はJ型およびBJ'型破壊のデータのみを用いて行なうこととした。

図-14に、接合部に関する既往の実験結果を示す。図中に示したのは、接合部がせん断破壊したと判断されるデータのうち、直交梁を持たないものである。梁主筋降伏後に接合部がせん断圧縮破壊した（BJ型破壊）ものを△印で示し、梁主筋が降伏するより前に接合部がせん断破壊したもの（J型破壊）、および2段配筋の梁主筋のうち外側の1段のみ降伏したもの（BJ'型破壊）を○印で示した。また、J型破壊したもののうちで特にせん断補強筋比 $\rho_w = 0.2 \sim 0.5\%$ で、せん断補強筋に高強度鉄筋を用いている試験体を●印で示した。

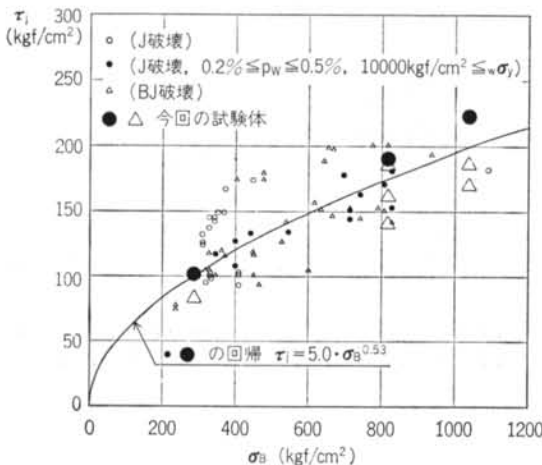


図-14 既往の実験結果^{(10)(17)~(25)}と回帰式

●印の試験体について、接合部せん断強度 τ_j とコンクリート圧縮強度 σ_B に関して最小二乗法を用いた回帰を行ない、次のせん断強度式を得た。

$$\tau_j = 5.0 \cdot \sigma_B^{0.53} \quad \dots\dots(1)$$

（相関係数 $r=0.9255$ ）

また、式(1)を安全側に丸めて次式とした場合、式(2)は約95%信頼の下限式に相当し、せん断強度下限式として扱って問題ないと考えられる。

$$\tau_j = 5.0 \cdot \sqrt{\sigma_B} \quad \dots\dots(2)$$

この式に対して、ここで用いた●印のデータはすべて安全側に含まれている。

§ 6. まとめ

高強度鉄筋コンクリート内部柱・梁接合部を対象とした実験の結果、以下の知見が得られた。

- コンクリート強度が高くなるにつれ、破壊モードは接合部破壊先行形から梁降伏先行形へと移行し、履歴ループも逆S字形から紡錘形へと移行する。

- 材料強度が高くなると大変形領域においても弾性的な挙動を示し、 $R=1/50$ においてもエネルギー吸収能の少ないループとなるため、設計においてはその面の考慮が必要と考えられる。

- 主筋強度が高く、主筋量が小さい試験体では接合部自体のせん断剛性に差は見られないものの、主筋の付着劣化が大きくなり、梁端部の回転量が大きくなる。

- 接合部がせん断破壊する場合には直交梁の有無による差異が大きく、直交梁があると $R=1/50$ においても繰り返しによる耐力低下が2~3%と小さい。

- 接合部の横補強筋が無いと、接合部のせん断破壊により耐力の低下と接合部変形の急増が顕著となるが、 $\rho_w = 0.3\%$ の試験体では安定した履歴特性を示した。ただし、高強度の試験体では補強筋のひずみが 5000×10^{-6} を越えるものもあり、高強度せん断補強筋を用いる必要がある。

- 今回の実験の範囲では、高強度の梁主筋においてもその付着性状が極端に悪くなることは無かった。しかしながら、既往の文献では $R=1/50$ の変形において等価粘性減衰定数 $h_{eq} > 0.1$ を確保できる付着指標 μ の制限値として $\mu=10$ を提案しているのに対し、高強度材を使用すると μ の値は増え、 $R=1/50$ における h_{eq} は0.1以下となる。

- 接合部せん断破壊型試験体の場合、その最大水平せん断応力度 τ_j の回帰式を求めると $\tau_j = 5.0 \sigma_B^{0.53}$ とな

り、高強度鉄筋コンクリート内部柱・梁接合部に対する安全側のせん断強度式として、 $\tau_j=5\sqrt{\sigma_B}$ の採用が妥当と考えられる。

謝辞 本実験の計画に当たっては、設計本部の黒瀬行信

氏のご助言をいただきました。また、実施に当たってはテクネットの串木克巳氏（実験時、技術研究所所属）のご協力をいただきました。ここに、併わせて感謝の意を表します。

<参考文献>

- 1) 河内・神野他：“高強度鉄筋コンクリート柱・梁接合部の構造特性に関する研究(その1)” 清水建設研究報告 第53号(平成3年4月) pp.11~20
- 2) 小倉・関根：“鉄筋コンクリート柱・はり接合部に関する研究の動向” コンクリート工学 Vol.19, No.9 (1981年) pp.3~15
- 3) 角・浅草：“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, No.10 (1981年) pp.14~22
- 4) 日本建築学会編：“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” 日本建築学会(1988年)
- 5) 河口・塩原他：“高強度鉄筋を主筋に用いた高強度鉄筋コンクリート造梁柱接合部の耐震設計法(その2)” 日本建築学会大会学術講演梗概集(1989年) pp.461~462
- 6) 木村・菅野他：“高強度コンクリートを用いた柱・梁接合部の実験的研究(その2)” 同上(1989年) pp.467~468
- 7) 小河原・河口他：“高強度鉄筋を主筋に用いた高強度鉄筋コンクリート造梁柱接合部の耐震設計法(その6)” 同上(1990年) pp.359~360
- 8) 北山・小谷他：“高強度材料を用いた内柱・梁接合部の履歴挙動” 同上(1990年) pp.361~362
- 9) 柳下・千葉他：“高強度鉄筋コンクリート造建築物の柱・梁部分架構に関する実験研究(その2)” 同上(1990年) pp.367~368
- 10) 柏崎・野口：“超高強度鉄筋コンクリート造内柱・梁接合部のせん断性能に関する実験的研究” 同上(1991年) pp.577~578
- 11) 岡・塩原他：“高強度鉄筋を主筋に用いた高強度鉄筋コンクリート造梁柱接合部の耐震設計法(その7)” 同上(1991年) pp.599~600
- 12) 村上・山田他：“高強度鉄筋コンクリート柱・梁接合部における梁通し筋の付着性状(その2)” 同上(1991年) pp.621~622
- 13) 李・北山他：“高強度材料を用いた柱・梁接合部の付着性状に関する実験的研究” 同上(1991年) pp.623~624
- 14) 北山：“高強度材料を用いた鉄筋コンクリート内柱・梁接合部の梁主筋付着特性” 同上(1991年) pp.625~626
- 15) 北山・朝倉他：“鉄筋コンクリート造骨組における内柱・梁接合部の耐震設計法” コンクリート工学年次論文報告集 Vol.10, No.3 (1988年) pp.491~497
- 16) 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年) pp.1687~1692
- 17) 塩原・河口他：“高強度鉄筋を主筋に用いた高強度鉄筋コンクリート造梁柱接合部の耐震設計法(その3)~(その6)” 日本建築学会大会学術講演梗概集(1990年)
- 18) 別所・中村他：“高強度材料を用いた高層RC十字型接合部水平加力実験(その1)~(その2)” 同上(1991年)
- 19) 川崎・多賀：“高強度コンクリートを用いた内柱・梁接合部の実験的研究(その1)~(その2)” 同上(1991年)
- 20) 上村・石川：“鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部のせん断耐力に関する実験研究(その1)~(その2)” 同上(1990年)
- 21) 上村・柏崎：“鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の終局強度に対する柱中間筋の影響(その1)~(その2)” 同上(1989年)
- 22) 森田・藤井他：“鉄筋コンクリート柱・梁接合部のせん断耐力に関する研究(その1)” 同上(1989年)
- 23) 柴田・城他：“RC十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(その1)~(その2)” 同上(1989年)
- 24) 狩野・寺岡他：“鉄筋コンクリート造十字型柱・はり接合部の力学性状に関する研究(その6),(その7)” 同上(1988年)
- 25) 狩野・寺岡他：“鉄筋コンクリート造十字型柱・はり接合部の力学性状に関する研究(その1)~(その3)” 同上(1986年)