

[2030] RC 外部柱・梁接合部の耐力と変形状

正会員 ○ 森田 司郎 (京都大学工学部)
 正会員 藤井 栄 (京都大学工学部)
 野村 祥一 (京都大学大学院)

1. 序

本報告は梁主筋を90°折り曲げ定着したRC架構外部柱・梁接合部の耐力と変形状に与える梁せん断力の大きさの影響と、同一定着投影長さの下での梁主筋径の影響を調べたものである。また、接合部の変形を詳細に測定した結果から、繰り返し荷重下での接合部平均せん断応力度とせん断変形の関係のモデル化を試み、外部接合部を含む単位架構要素の荷重-変形履歴を、構成部材要素の変形を合成することによって追跡した。

2. 実験計画

2.1 供試体

供試体は5体であり、その典型的なものの形状・寸法を図-1に示す。載荷装置は前報と同様であり、柱軸力は零とし、梁端荷重を変位制御下に与え、柱反曲点は一端ピン、他端ローラー支持が荷重方向に応じて交番するようにした。5体の供試体の実験変数の組合せを表-1に示す。他の条件を等しくして、梁筋径のみ変数としたD19-122LとD13-122Lから、定着部直線のみ込み部の付着能力の影響を調べることができ、梁スパン長のみ変化した供試体間 (例えばD13-111LとD13-111S) では梁せん断力の接合部への影響を調べることができる。表-2は各供試体の特性を表す諸量を示したものである。コンクリートの圧縮強度は344kgf/cm²、鉄筋の降伏点は、D19, D13, φ9に対してそれぞれ 3700, 3900, 3200kgf/cm²であった。

2.2 計測事項

柱支点位置に取り付けた測定枠によって梁端の全体たわみを測定した。さらに図-2に示すように柱、梁支点、接合部パネル4隅を結んで得られる三角形の各辺長を逐次計測し計算によって

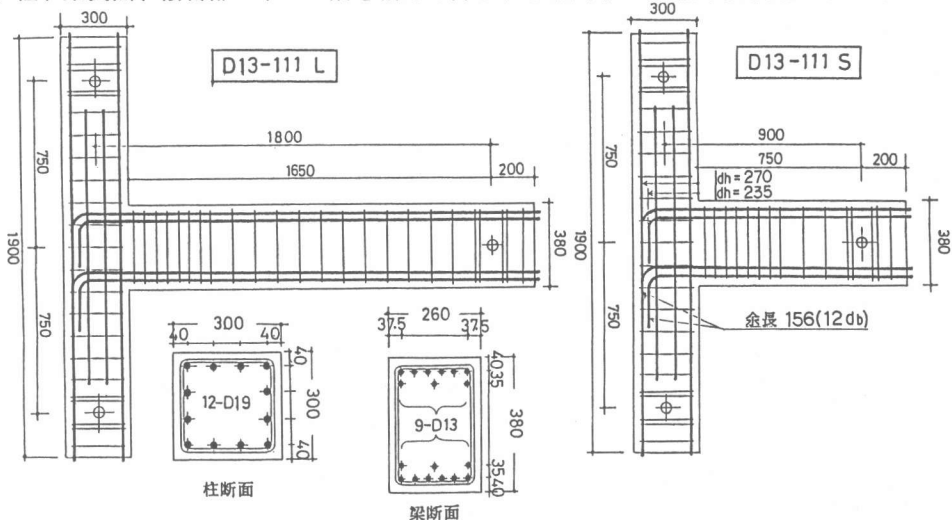


図-1 供試体形状と寸法

表 - 1 供試体一覽表

specimen	beam				column			joint			
	cross sec.	shear span ratio	main bars	stirrup	cross sec.	main bars	hoop	hoop	pw (%)	projected length ldh (mm)	
D19-122L	260 x 380	4.85	4-D19 4-D19	2φ9-φ50	300 x 300	12-D19	2φ9-φ100	2φ9-φ50	0.85	270(14.2db)	
D13-111L		5.03	9-D13 9-D13					2φ9-φ100	0.42	upper 270(20.7db)	
D13-122L								2φ9-φ50	0.85		
D13-111S								2.29	2φ9-φ100	0.42	lower 235(18.1db)
D13-122S									2φ9-φ50	0.85	

表 - 2 供試体特性計算値一覽表

specimen	Mub (t·m)	Muc (t·m)	2Muc / Mub	Qjy (t)	Qjy / BD√Fc	Ash·fy / Qjy	Ash / Ash(ACI)	Ash / Ash(NZS)	Note
D19-122L	13.00	10.49	1.61	33.02	1.98	0.73	0.77	1.53	Mub, Muc : 梁及び柱の終局曲げモーメント
D13-111L	13.16		1.59	35.01	2.10	0.34	0.38	0.77	Qjy : 梁降伏時の接合部入力せん断力
D13-122L	13.16		1.59	35.01	2.10	0.68	0.77	1.53	Ash, fy : 接合部横補強筋の断面積及び降伏点
D13-111S	13.16		1.59	34.05	2.04	0.34	0.38	0.77	Ash(ACI) : ACI318による所要接合部拘束筋量
D13-122S	13.16		1.59	34.05	2.04	0.68	0.77	1.53	Ash(NZS) : NZS3101による所要接合部拘束筋量

各構成要素（柱、梁、接合部）の変形を分解して求めた。ただし、接合部パネルの変形は、同図添付図のように接合部4隅角点からなる領域の変形に変換した上で各要素の変形成分を定義した。また梁主筋、柱主筋の各危険断筋における歪、接合部横補強筋の歪を測定した。梁主筋では折り曲げ起点、終点における歪の計測も行った。

2.3 載荷パターン

梁端たわみの変位制御で載荷し、総ての供試体について、梁降伏時変形 δy , $2\delta y$, $3\delta y$ の変位振幅で正負各3回の変位履歴を与えた後、 $4\delta y$, $5\delta y$... で正負各1回の繰り返し変形を与えた。

3. 実験結果とその考察

3.1 荷重-全体変位関係

図-3に各供試体の梁端荷重-梁端変位曲線（P- δ 曲線）を示す。各供試体とも梁の曲げ降伏が先行するものの、接合部のせん断ひび割れ、梁の曲げせん断ひび割れの進展につれて、剛性が低下して行くのは共通である。しかし、(1)正載荷時（図-1で下向き載荷）より負載荷時の方が剛性低下、耐力劣化が著しい。(2)接合部横補強筋の増加は剛性の劣化を抑制する。

(3) D19-122LとD13-122Lを比較して、殆ど履歴特性に差異は見られない。(4)梁長さの短い供試体は長い供試体に比して幾分劣化が大きい傾向にある。

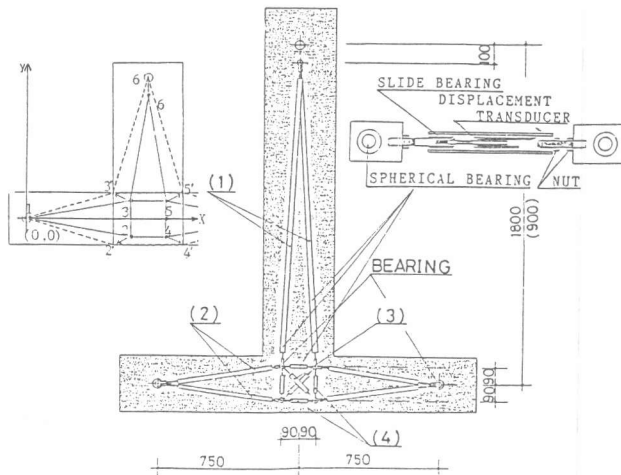


図 - 2 変形計測法

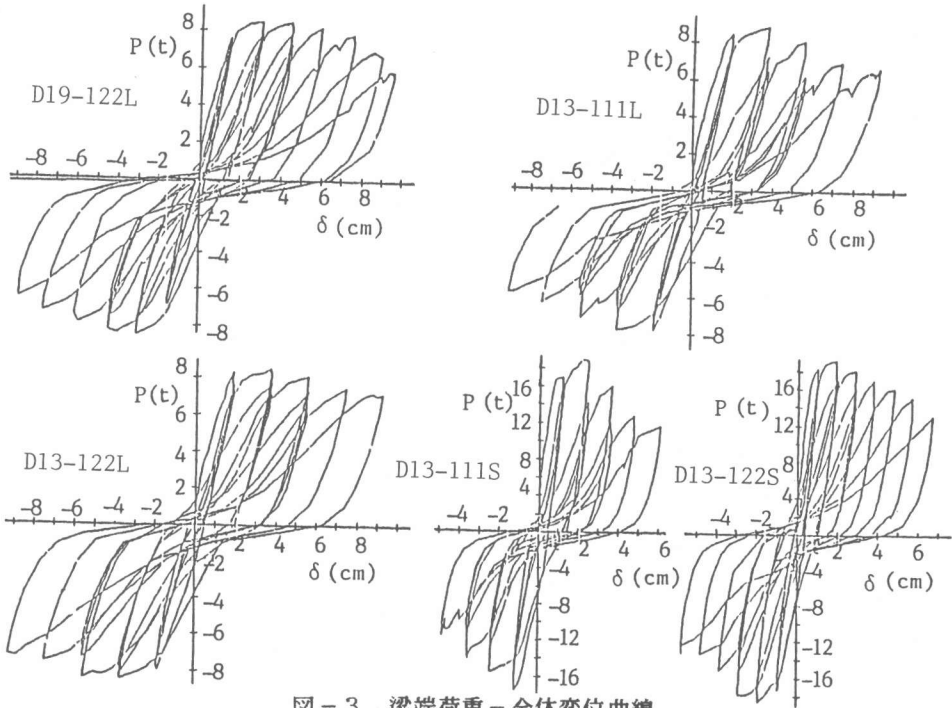


図-3 梁端荷重-全体変位曲線

3.2 接合部のせん断変形

各供試体の接合部平均せん断応力 τ とせん断歪 γ の測定値の関係を図-8に示す。各供試体とも剛性劣化が著しいが、横補強筋の効果も認められる。梁長さの異なる2組の供試体を比較すると、梁せん断力の大きさの変化が接合部の性状に与える影響は顕著でないことがわかる。また $P-\delta$ 曲線上における定変位繰り返し荷重下での耐力劣化は、接合部 $\tau-\gamma$ 曲線の大幅な剛性低下に起因してあらわれたことがわかる。

3.3 接合部 $\tau-\gamma$ 関係の単純なモデル化の試み

接合部が劣化する場合の履歴特性を追跡するためには接合部の $\tau-\gamma$ 関係を量的に評価する必要がある。一般的なモデル

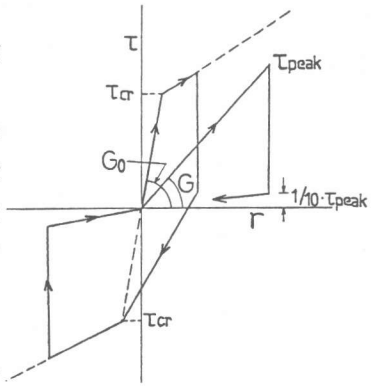


図-4 $\tau-\gamma$ 曲線のモデル化

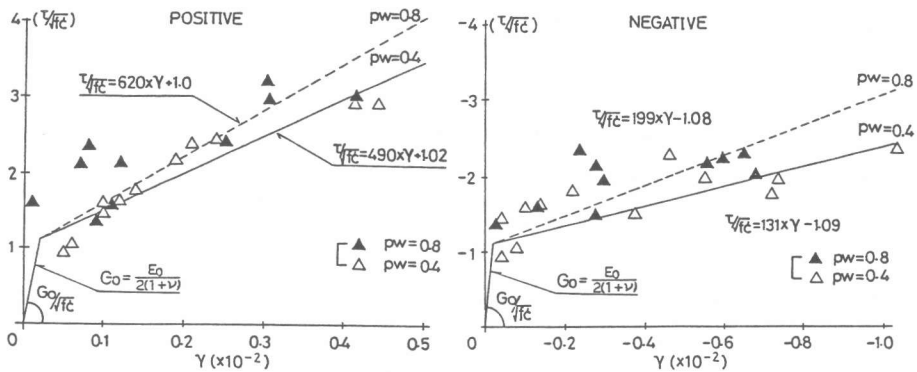


図-5 処女載荷時の $\tau-\gamma$ 曲線

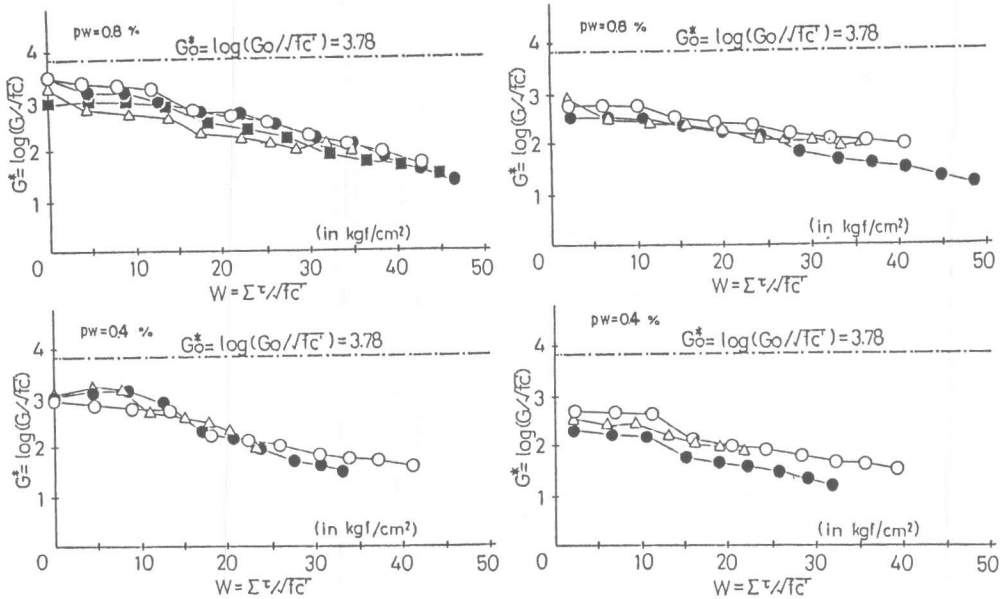


図-6 繰り返しによるせん断剛性の劣化

ル化を行うにはデータが極めて不足しているので、ここでは、本実験結果と利用できる限られた資料範囲内で単純なモデル化を試み、実験結果にフィードバックして今後の解明すべき点を明らかにする。図-4に仮定した τ - γ モデルを示す。ルールは(1)処女載荷時には、単調載荷曲線上を動く。(2)除荷時は γ 一定のままピーク応力の1/10の点までおろし、以降原点を指向する。ただし処女負載荷時のみひびわれ応力点を指向する。(3)その後の繰り返し載荷では、それまでの履歴に依存して定まる剛性 G をもつ直線上を移動する。・・・とした。上記のルールは、簡略化を重視したものである。また、90°折り曲げ定着を有する外部接合部を対象としているため、接合部せん断応力 τ は、

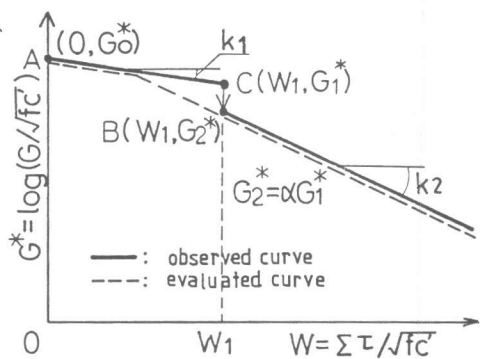


図-7 接合部剛性劣化のモデル化

表-3 剛性劣化モデル特性値

Loading direction	pw (%)	W_1	k_1	k_2	α
positive	0.8	12.5	0.025	0.04	1.0
	0.4		0.015	0.04	0.875
negative	0.8	10.5	0.005	0.03	1.0
	0.4		0.010	0.03	0.875

入力せん断力を柱幅 B と定着筋水平投影長さ ldh で除した値 ($\tau = Q_j / B \cdot ldh$) を採用した。図-5は処女載荷時の τ - γ 関係を示す。図中のデータは既往の実験⁽¹⁾⁽²⁾、及び本実験で得られた各供試体の処女載荷時のピーク値に対応する点である。ひび割れ前後で剛性の変化する折れ線で近似する。ひび割れ前は正負載荷時共通の剛性 G_0 であり、以後は正載荷時と負載荷時、横補強筋量の大小に依存して異なる。モデルの式は図中に記入した。ここでは、単調載荷時の上昇域のみを評価したが最大耐力以降の減退域については資料がなくモデル化は今後の研究課題である。

図-6は、各供試体の累積せん断応力度に対するピークせん断応力時の割線せん断剛性の関係を示す。ここで W はそれまでに繰り返したせん断応力度の振幅を正負に拘らず累加し、コンクリート強度 f_c' の平方根で除したものである。また同図の縦軸 G^* はピーク時の割線せん断剛性 G を

コンクリート強度の平方根で除し、常用対数をとったものである。累積せん断応力度の増加に伴い剛性が直線的に低下していくことがわかる。また、横補強筋の少ないもの ($p_w = 0.4\%$) では $W = 10$ 近くで剛性が急減しており、横補強筋が多いと連続的に減退していく。図-6の性状をモデル化して劣化剛性を与える。図-7はこの定性的な特徴を模式化したものである。図中実線が実験で見られる性状であり、破線で記入したバイリニアの直線に近似モデル化した。モデル直線の第1分枝は初期剛性点 $A(0, G_0^* = \log(G_0 / \sqrt{fc'})$ を通過する勾配 k_1 の直線で表される。モデル直線の第2分枝は剛性急減後の点 $B(W_1, G_2^*)$ を通過する勾配 k_2 の直線で定義される。 G_2^* は、第1分枝上の累積せん断応力度 W_1 時の剛性 G_1^* に剛性低減率 α を乗じて得られる。上述した諸係数は、正載荷、負載荷、横補強筋量に応じて表-3で与えられる。これらの定数は影響因子を反映した数式でモデル化すべきものであるが、資料が十分でなく本実験範囲内で決定したものである。

図-8に $\tau - \gamma$ 曲線実測値と以上のモデルから求めた計算値を示す。せん断応力度履歴は実験値と同一のものを与えたが剛性劣化の性状をかなり良く追跡していることがわかる。

3. 4. 荷重-全体変形関係の導出

架構としての全体変形を求めるためには、柱、梁接合部の変形モデルに加えて、梁筋の接合部からの抜け出しを考慮することが不可欠である。ここでは、本実験の梁筋歪計測値および図-9(a)に一例を示す既往の実験で得られた応力-抜け出し曲線⁽²⁾を参考に、同図(b)に示す形で危険断面鉄筋応力と抜け出し量の関係をモデル化した。かなり大胆な仮定であり量的には検証され

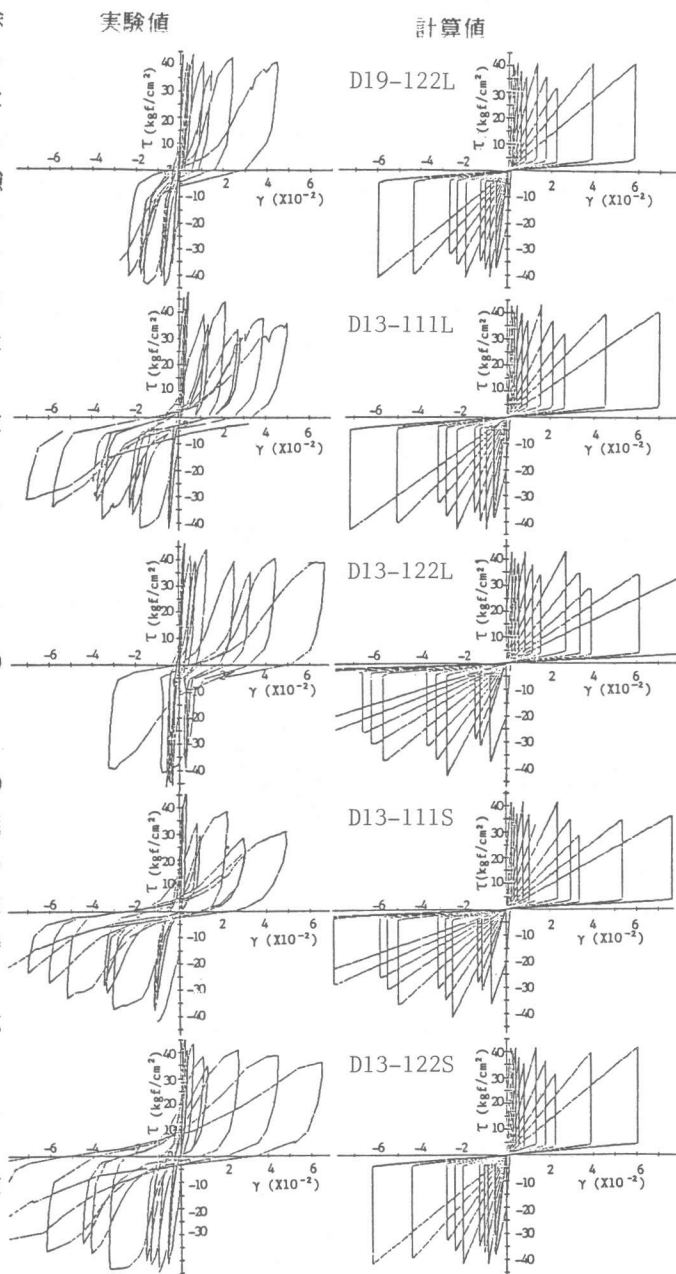


図-8 $\tau - \gamma$ 関係の実験値と計算値

たものではないが、定性的な性状は以下の解析に反映させることができる。梁、柱の変形モデルはいわゆる degrading tri-linear 型を仮定した。

これらのモデルを用いて架構の全体変形を合成

した結果を実験結果とともに図-10に示す。この場合、実験時の変形履歴のルールに合わせて、降伏点変位の倍数で変形制御した。梁長さの長い供試体はいずれも変形の絶対値まで含めて実験結果と良く対応していることがわかる。接合部劣化モデルでは、接合部せん断耐力または劣化耐力について何ら制限を加えず剛性低下のみを考慮した

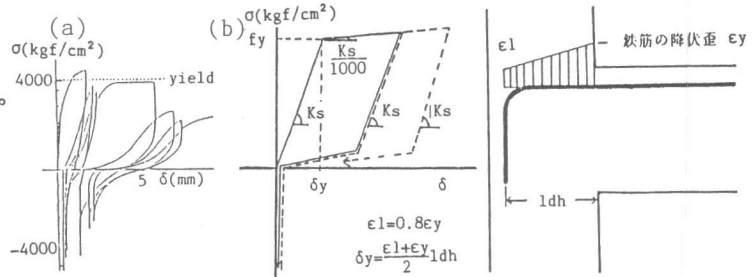


図-9 梁筋の抜け出しのモデル化

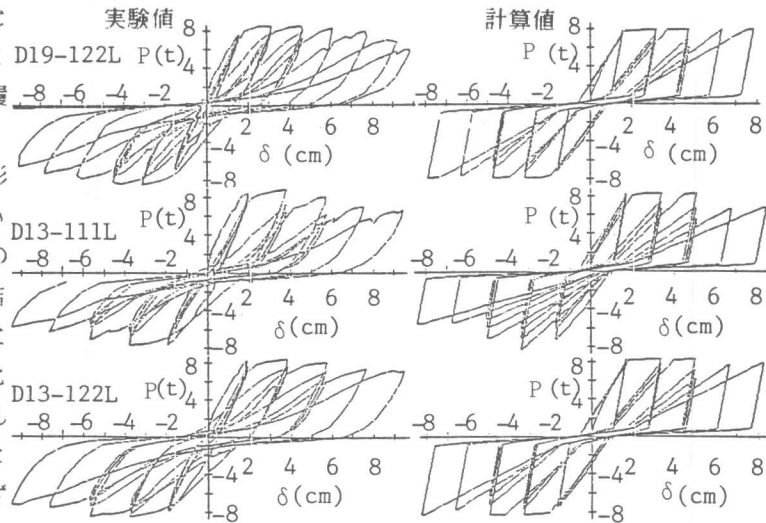


図-10 梁端荷重-全体変位関係の実験値と計算値

が、全体変形の制御によって、みかけの耐力の劣化機構が明確に表現されているのが特徴的である。梁長さの短い供試体については省略したが、降伏時変形そのものが過小評価となっており、従ってその後の変位振幅の絶対値も過小評価となっている。これは、高せん断応力による梁のせん断変形とその剛性低下を考慮しなかったのが原因の主なものと考えられる。

4. 結論

- (1) 水平投影長さ ldh が一定であれば、梁筋径の接合部に与える影響は無視してよい。
- (2) 梁スパンの長短による梁せん断力の大きさは接合部挙動には著しい影響を与えない。
- (3) 各部材要素の変形を分離して計測するための測定法を改良し、信頼性の高い測定値を得た。
- (4) 繰り返し载荷による接合部せん断剛性の劣化のモデル化を試み実験結果と比較的良好な対応を得た。汎用性のあるモデル化のためには、今後更に資料が必要であろう。
- (5) 梁、柱、接合部の変形モデルを用いて、単位架構の全体変形を解析的に求め実験結果と良好一致を得た。

尚、本研究は昭和60、61年度文部省科研費（一般B）の補助を受けて行われたことを付記する。

[参考文献] (1)金田、藤井、森田；交番荷重下のRC外部柱・梁接合部の挙動に与える接合部補強の効果……第5回コンクリート工学年次講演会論文集 1985, p.p.613~616 (2)金田、藤井、近藤、森田；外部柱・梁接合部におけるせん断破壊と定着破壊の相関……第4回コンクリート工学年次講演会論文集 1984, p.p.665~668 (3)深田；鉄筋コンクリート造建物の復元力特性に関する研究（その1）……日本建築学会関東支部研究報告集 p124,第40回, 昭和44年11月