

繰返し荷重下における鉄筋コンクリート橋脚の 挙動に関する実験的研究

AN EXPERIMENTAL STUDY ON THE BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE BRIDGE PIERS UNDER CYCLIC LOADINGS

太 田 実*
By Minoru OHTA

1. 結 言

通常の鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計は、主として静的な震度法¹⁾によって行われており、そのように設計された既設の橋脚は過去の地震に対して概して満足な挙動を示しているといえようが、一方、1978年6月の宮城県沖地震においては、コンクリートの圧壊や鉄筋の座屈を伴うぜい性的な破壊を生じた橋脚もいくつかみられ、大地震に対する安全性の照査について、さらに検討の必要性があることが示唆されたともいえる。

鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計をさらに合理的なものとするためには、地震時における橋脚の挙動を知ることが必要であり、模型実験はその手掛りを得るためのひとつの有力な手段であると考えられる。

本文は、単一柱形式の鉄筋コンクリート橋脚の地震時性状に関する一部の資料を得るために行った室内実験の結果について報告するものである。

2. 研究の背景

鉄筋コンクリート柱の地震時における挙動の解明を目的とした実験的研究は、従来、建築物の柱に関して数多く行われてきており、軸方向圧縮力と曲げまたはせん断を受ける部材に関する既往の実験では、実際の建物の柱における諸量を反映して、鉄筋量としては引張鉄筋比1~2%程度、横方向鉄筋比0.2~1.2%程度の範囲が、また、せん断支間比は1~3程度、軸方向圧縮力による垂直応力度は20~120 kg/cm²程度の範囲が、主として扱われている²⁾。

これに対して、通常の単一柱形式の鉄筋コンクリート橋脚では、引張鉄筋比1%以下、横方向鉄筋比0.1%以下のものがほとんどであり、また、軸方向圧縮力による

応力度は、たとえば高さ10m程度の橋脚で10 kg/cm²前後、せん断支間比は3程度以上が普通であって、建物の柱とは構造的・力学的条件がかなり異なっている。しかも、このような部材を対象とした既往の実験的研究例はきわめて少ない。

通常の橋脚の耐震安全性の検討は、一般に静的な震度法¹⁾に基づき応力度の照査によって行われているが、地震による橋脚のぜい性的な破壊の危険を少なくするために、橋脚の軸方向鉄筋が降伏点を超えてからもある範囲内ではぜい性的な破壊を生じることなく変形し得るような適度の靱性(ねばり強さ)を付与するような設計がさらに合理的と考えられ、そのためには、許容応力度による安全性の照査とともに、地震時における変形性能の照査も行う必要があることが、一部で指摘されている³⁾。1978年6月の宮城県沖地震において、コンクリートの圧壊や鉄筋の座屈を伴うぜい性的な破壊を生じた橋脚がいくつかみられたことは、このような必要性を裏付けたものともいえ、鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法に改善の余地があることは疑うべくもないところと考えられる。

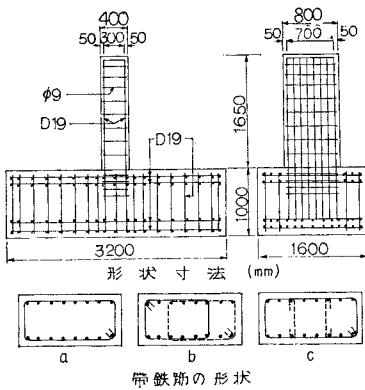
この研究は、橋脚を対象とした柱部材の繰返し荷重下における耐力、変形性能など基本的性状に関する資料を得て、耐震設計法の改善に資することを目的として行ったものである。

3. 実験方法

(1) 供試体

一般の橋梁で多用される、せん断支間比4程度の単一柱(壁)形式鉄筋コンクリート橋脚の躯体を対象として、供試体の種類と諸元を図-1のように定めた。供試体B~Fは交番繰返し載荷用とし、供試体Aはこれと比較するための一方向繰返し載荷用とした。軸方向引張

* 正会員 建設省土木研究所コンクリート研究室長



供試体	せん断支間比	帯鉄筋断面高 (cm)	帯鉄筋比 P_n (%)	帯鉄筋形状	軸方向鉄筋比 P_t (%)	載荷種類	荷重 $Q_y = N/Ac$ (kg/cm^2)
A	4.0	20	0.08	a	0.82	I	10
B		20	0.08	a			
C		10	0.16	a			
D		20	0.16	b			
E		20	0.16	c			
F		40	0.04	a			

* 載荷 I：一方向繰返し載荷， $\delta, 2\delta, 3\delta, \dots$ で各 10 回。
載荷 II：交番繰返し載荷， $\delta, 2\delta, 3\delta, \dots$ で各 10 回。

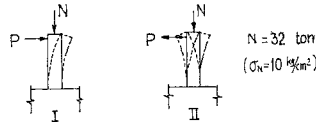


図-1 供試体

表-1 使用材料

鉄筋	種類	降伏実		引張強さ		伸び (%)
		O_{sy} (kg/cm^2)	O_{su} (kg/cm^2)	O_{su} (kg/cm^2)	O_{su} (kg/cm^2)	
軸方向鉄筋	SD30, D19	3730	5400		28	
帯鉄筋	SR24, $\phi 9$	3800	5000		33	
コンクリート	材料	セメント：早強ポルトランドセメント 骨材：河川産砂および砂利				
	配合	細骨材最大粒径 (mm)	スラン (cm)	W/C (%)	S/a (%)	単位量 (kg/m^3) C W S G
	圧縮強度	$O_c = 284 \sim 310 \text{ kg/cm}^2$, 平均 292 kg/cm^2 (6 供試体)				

鉄筋比は、全供試体とも同一 (0.82%) とした。帯鉄筋比は、既往の設計例を参照して 0.08% を標準に考え、その 2 倍量および 1/2 量としたものを加えた 3 種とし、帯鉄筋形式は図-1 中に示す 3 種 (単一フープ、ダブルフープ、および単一フープとつなぎ鉄筋の併用) を選んだ。帯鉄筋はその端部に鋭角フックを設け、軸方向鉄筋に掛けて定着した。

土木学会・コンクリート標準示方書には、橋脚の帯鉄筋間隔を定める一つの条件として柱の最小横寸法以下とすることが示されているが、供試体 F の帯鉄筋間隔 (40 cm) は、その最大値に相当するものである。

この実験は柱躯体を対象としており、フーチングの破壊による柱への影響をできるだけ少なくするためにフーチングの寸法を比較的大きくするとともに、実橋脚のフーチングよりも多量の腹鉄筋を配置してせん断ひびわれその他の欠陥が生じにくいように配慮した。

供試体に用いたコンクリートおよび鉄筋の品質は、表-1 に示すとおりである。

(2) 載荷方法

供試体は、フーチング部 8 か所に直径 32 mm の PC 鋼棒を通して厚さ 1.5 m の鉄骨鉄筋コンクリート造耐力床に固定した。PC 鋼棒には、水平載荷時にフーチングが浮き上がらないだけの緊張力を導入したが、柱の軸

方向鉄筋から最寄りの PC 鋼棒までは 90 cm 隔てているため、この緊張力は軸方向鉄筋の定着性にはほとんど影響を与えていないと考えられる。

載荷には図-2 に示すような装置を用い、一定軸力載荷のもとで水平繰返し載荷を行った。軸方向力による応力度の大きさは、この形式の実橋脚における値を参照して 10 kg/cm^2 と定め、これに相応する軸方向力 32 t をアキュムレーターを用いた定荷重載荷装置により載荷した。この装置の加圧板と供試体の柱上端面との間にはローラーを用いた移動装置を設けて、柱が一定軸力を受けたまま横方向に自由に変位しうるようにした。水平繰返し載荷は、水平反力フレームに固定した能力 50 t のアクチュエーターにより行った。

水平荷重は、柱下端から 140 cm の位置に載荷した。軸方向鉄筋の降伏点に基づく計算上の降伏荷重 ($P_y = 22.0 \text{ t}$) までは荷重制御により、降伏以後は図-3 に示すように降伏変位 (δ_y) の整数倍の変位 $2\delta_y, 3\delta_y, \dots$ を半振幅とする変位制御により漸次変位を増加させて、終局状態に達するまで繰返し載荷を行った。 $\delta_y, 2\delta_y, 3$

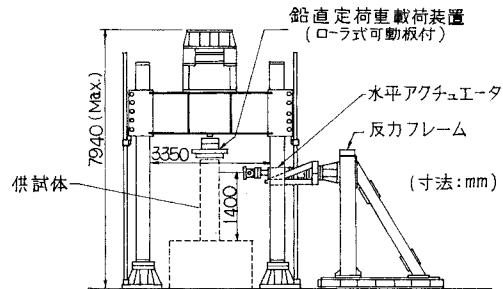


図-2 載荷装置

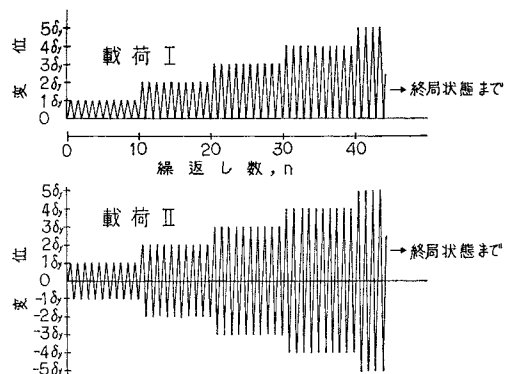


図-3 荷重履歴

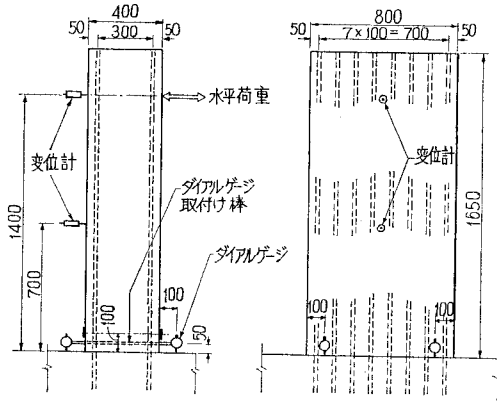


図-4 たわみ・ひずみ等の測定位置

δ_y, \dots での荷重の繰返し数は、それぞれ 10 回とした。この繰返し数は、一定変位の繰返し荷重による構造性能の変化は 10 回程度の繰返しでめやすがつけられる場合が多いとの、建築の分野での既往の経験¹⁾を参照して定めたものである。

(3) 計測方法

水平荷重載荷点（高さ 140 cm）および中間点（高さ 70 cm）における柱の水平変位を、精度 0.03 mm のひずみゲージ式変位計により測定した。柱下端における柱のフーチングからの浮き上がりおよび押し込み量を、図-4 に示すように柱下端から 50 mm の高さのコンクリート中に軸方向鉄筋に接触させないように埋込んだ鋼棒に精度 1/100 mm のダイヤルゲージを固定して測定した。また、柱下端部の軸方向鉄筋とコンクリートのひずみおよび柱部分の最下段（供試体 C については最下段および 2 段目）の帯鉄筋のひずみを、ワイヤストレーンゲージにより測定した。

これらの値はデータレコーダーに連続的に記録するとともに、柱の荷重-変位関係および軸方向鉄筋の荷重-ひずみ関係はペンレコーダーにも記録して実験中に随時観察できるようにした。

4. 実験結果および考察

(1) 耐力および変形性能

全供試体の荷重-変位関係（ヒステリシス・ループ）を図-5 に、また、各ヒステリシス・ループの包絡線を図-6 に示す。

交番繰返し荷重を行った供試体 B~F の変位振幅 $\pm 3\delta_y$ までの荷重に対するヒステリシス・ループは、第 3 サイクル目までを示したが、供試体 F を除いて第 3 サイクル以降のループは安定で、第 4~第 10 サイクルのループは第 3 サイクルのループとほとんど一致した。供試体 B~E は、変位振幅 $\pm\delta_y, \pm 2\delta_y$ および $\pm 3\delta_y$ による各 10 回の交番繰返し荷重（以下、これらを δ_y 荷重、 $2\delta_y$ 荷重、 \dots のように略称する）に対して安定した耐力を示したが、 $4\delta_y$ 荷重の繰返し中に耐力が急激に低下して、10 回の繰返しを終了するまでの間にほぼ終局状態に至った。図-5 には、供試体 B および D につ

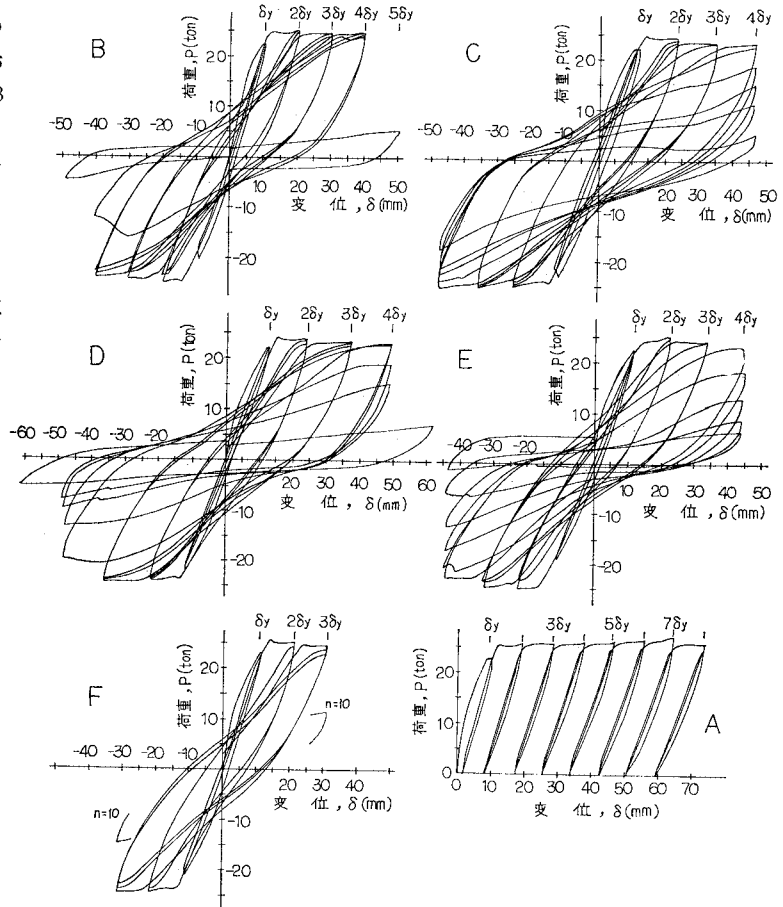


図-5 荷重-変位曲線

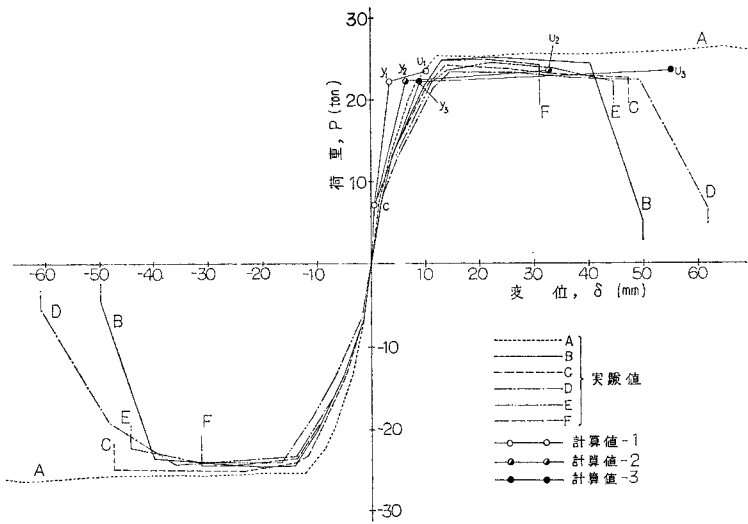
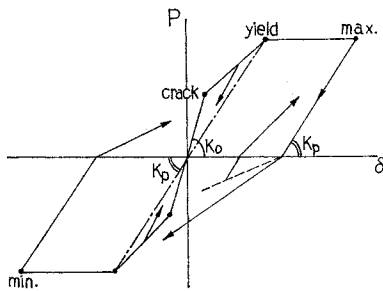


図-6 荷重-変位曲線の包絡線

いて参考までに $5\delta_y$ 荷重の第1サイクルのみループを求めた結果をも示したが、図より明らかなように変位 $5\delta_y$ においては耐力はほとんど消失している。供試体 F は、 $2\delta_y$ 荷重に対しては安定したループを描いたが、 $3\delta_y$ 荷重後に耐力は降伏耐力のほぼ $1/2$ まで低下して、ほぼ終局状態を呈した。

ループの形状は、帯鉄筋の配置方法によってやや異なっている。すなわち、帯鉄筋比 $p_w=0.16\%$ の供試体 C と D が比較的類似したほぼ紡錘形に近い形状を示したのに対し、 $p_w=0.08\%$ の供試体 B と、これにつなぎ鉄筋を併用して $p_w=0.16\%$ とした供試体 E とは、C、D に比べてややスリップ（中くびれ）の大きい傾向を示している。

鉄筋コンクリート部材の応答解析に用いることを目的としたヒステリシス・ループのモデルは建築関係で多数提案されているが⁵⁾、図-5 のヒステリシス・ループに比較的近似したものとして武藤の tri-linear model⁶⁾ (図-7) が挙げられよう。一例として供試



○ crackとyieldの向は原典指向(履歴減衰なし)。
○ yield以上からの減力時剛性は降伏時剛性 K_p で、 $P=0$ からは過去の最大点を指す。

図-7 荷重-変位履歴曲線 (武藤のモデル)

体 C のループを武藤のモデルによるループと比較してみると 図-8 のように、 $3\delta_y$ および $4\delta_y$ 荷重のような大変形領域では実測の除荷時剛性は降伏時剛性よりも低下してモデルのループと一致しないが、 $2\delta_y$ 荷重程度までは比較的良好に一致している。

一方向繰返し荷重を行った供試体 A は、 $7\delta_y$ 荷重において最大荷重 (26.1 t) を示し、以後 $11\delta_y$ 荷重ではほぼ降伏耐力 ($P_y=22.0$ t) 相当まで低下、 $12\delta_y$ 荷重後は約 $0.7 P_y$ まで低下した。ただし、この供試体の $8\delta_y$ 荷重時には載荷点における水平変位が 80 mm を越えて、鉛直定荷重を安定な状態に維持することが困難となったため、 $8\delta_y$ 荷重の7サイクル目以降は軸力無負荷の状態で行った繰返し荷重を継続した。

図-6 に示す包絡線において、耐力が降伏耐力を超えて最大値に達したのち降伏耐力以下に低下する前の最大変位を終局変位 (δ_u) とみなすこととし、降伏変位 (δ_y) に対するその比 ($\delta_u/\delta_y=\mu_d$) を靱性率と定義すれば、実測による靱性率は表-2 に示すとおりで、一方向荷重の供試体 A では $\mu_d > 8.3$ 、交番荷重を行った供試体のうち B~E は $\mu_d=4$ 、F は $\mu_d=3$ となっている。前述のように、供試体 A は載荷装置の都合により $8\delta_y$ 荷重の途中から $\sigma_N=0$ としているため、 $\sigma_N=10$ kg/cm² の条件での靱性率はとらえられなかったが、仮に軸力の影響を無視するものとすれば、 $11\delta_y$ 荷重終了までは耐力は降伏耐力以上を保持していたことから、靱性率は 11.3 となり、一方向荷重の場合の靱性率がおよそ $8\sim 11$ の範

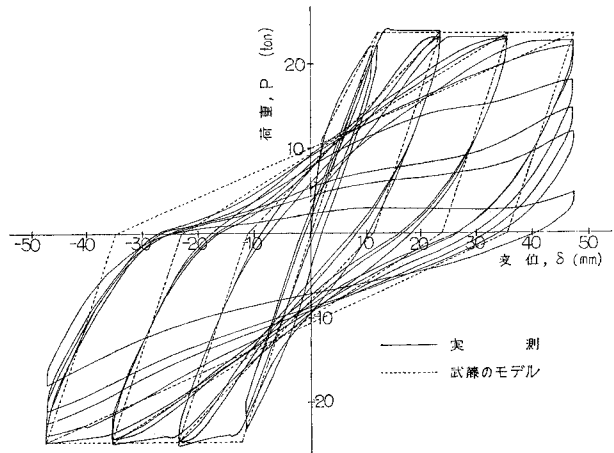


図-8 荷重-変位曲線 (供試体 C)

表-2 降伏変位, 終局変位および靱性率

供試体	A	B	C	D	E	F
降伏変位, δ_y (mm)	10.0	10.5	12.0	11.8	11.3	10.2
終局変位, δ_u (mm)	82.8 (113.4)*	40.6	48.2	49.2	44.2	30.5
δ_u を生じた載荷	$8\delta_y$, $n=6$ ($10\delta_y$, $n=7$)*	$4\delta_y$, $n=3$	$4\delta_y$, $n=1$	$4\delta_y$, $n=1$	$4\delta_y$, $n=1$	$3\delta_y$, $n=1$
靱性率, δ_u/δ_y	8.3 (11.3)*	3.9	4.0	4.2	3.9	3.0

* ()内は $\sigma_w=0$ とした $\delta > 8\delta_y$ の載荷における値

囲にあったとみられるのに対し, 交番載荷の場合には靱性率はその 1/2~1/3 に低下したことを示している. ちなみに, 次に述べる計算値-1, 計算値-2 および計算値-3 として求めた靱性率は, それぞれ 3.0, 5.4 および 6.3 となっている. このように, 交番載荷において靱性率が著しく低下する傾向は, 西山らの実験⁷⁾, 秋元らの実験⁸⁾, H. Krawinkler らの実験¹²⁾, などにおいても認められている. なお, 表-2 に明らかなように, 帯鉄筋比 $p_w=0.04\%$ の供試体 F は供試体 B~E に比して明らかに小さな靱性率を示したが, $p_w=0.08\%$ の供試体 B と $p_w=0.16\%$ の供試体 C~E とでは靱性率に顕著な差は認められなかった.

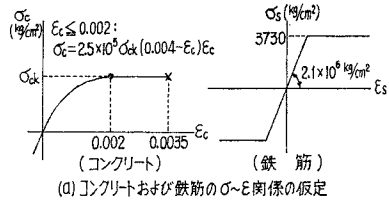
図-6 中に示す計算値-1 は, 柱の曲げ変形による載荷点の水平変位 δ_1 を, 図-9 (a), (b) に示す仮定条件のもとに同図 (c) に示す方法で弾塑性計算によって求めた値である. 図-9 (a) はコンクリートおよび鉄筋の応力 (σ)-ひずみ (ϵ) 関係の仮定で, これらは CEB/FIP 指針⁹⁾ の考え方に準じた. これは, この指針の σ - ϵ 関係が部材の終局状態の計算を対象として定められたもので, ここでの計算目的に合致するものであったことによる. 図-9 (b) は, 橋脚の曲げモーメント (M)-曲率 (ϕ) 関係の仮定で, M - ϕ 座標系においてひびわれ時, 降伏時および終局時を表わす点をそれぞれ C, Y および U とするとき, \widehat{OC} は直線, \widehat{CY} および \widehat{YU} は 2 次曲線としてこれら相互の連続性を満足する曲線 \widehat{OCYU} を M - ϕ 曲線として仮定したものである. 点 C (ϕ_c, M_c) を与えるひびわれ時の曲げモーメント M_c および曲率 ϕ_c は, 断面の平面保持の法則が成立し, 部材の全断面が有効であると仮定して, 式 (1) および (2) より求めた.

$$M_c = W \left(\sigma_{bt} \cdot \frac{N}{A} \right) \dots \dots \dots (1)$$

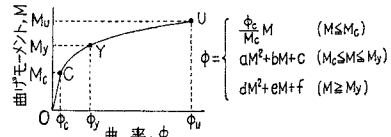
$$\phi_c = \frac{M_c}{E_c I} \dots \dots \dots (2)$$

ここに,

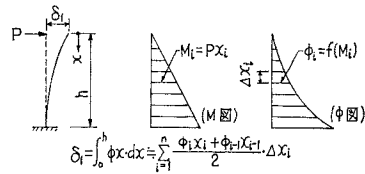
- σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度. $\sigma_{bt} = 1.8\sqrt{\sigma_c}$
- σ_c : コンクリートの圧縮強度. $\sigma_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- N : 各断面に作用する軸方向力



(a) コンクリートおよび鉄筋の σ - ϵ 関係の仮定



(b) 断面の M - ϕ 関係の仮定



(c) δ_1 の計算方法

図-9 曲げによる水平変位の計算

A, I, W : 軸方向鉄筋をも考慮した橋脚の断面積, 断面 2 次モーメントおよび断面係数

E_c : コンクリートのヤング係数. 土木学会・コンクリート標準示方書 11 条に従い $\sigma_c=210 \text{ kg/cm}^2$ の場合 $E_c=2.55 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ と仮定

また, 点 Y (ϕ_y, M_y) を与える降伏時の曲げモーメント M_y および曲率 ϕ_y , ならびに点 U (ϕ_u, M_u) を与える終局時の曲げモーメント M_u および曲率 ϕ_u は, 各断面を n 分割した各微小面積内で σ および ϵ は一定とし, かつ, 平面保持の法則が成立するものとして各要素の ϵ を求め, 図-9 (a) より σ を求め, 式 (3) および (4) のつり合条件を満足する中立軸位置を試算により求めて, 曲げモーメントは式 (4) より, 曲率は式 (5) より求めた.

$$N = \sum_{i=1}^n \sigma_{ci} \cdot \Delta A_{ci} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} \cdot \Delta A_{si} \dots \dots \dots (3)$$

$$M = \sum_{i=1}^n \sigma_{ci} \cdot x_i \cdot \Delta A_{ci} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} \cdot x_i \cdot \Delta A_{si} \dots \dots \dots (4)$$

$$\phi = \frac{\epsilon_{co}}{x_o} \dots \dots \dots (5)$$

ここに,

N, M : 各断面に作用する軸方向力および曲げモーメント

σ_{ci}, σ_{si} : 各要素内のコンクリートおよび鉄筋の応力度

$\Delta A_{ci}, \Delta A_{si}$: 各要素内のコンクリートおよび鉄筋の断面積

x_i : 各要素内のコンクリートまたは鉄筋から中立軸までの距離

ϵ_{co} : コンクリートの縁ひずみ

x_0 : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離

M_y, ϕ_y は鉄筋のひずみを $\epsilon_s = \sigma_{sy} / E_s$ (σ_{sy} : 鉄筋の降伏点応力度, E_s : 鉄筋のヤング率) として, また M_u, ϕ_u はコンクリートのひずみを $\epsilon_c = 0.0035$ として求めた.

計算値-2 は, δ_1 のほかにフーチングからの軸方向鉄筋の伸び出し (l , 図-10 (a) 参照) による躯体の回転に伴う水平変位 (図-10 (c)) を考慮した値で, この場合, フーチング内における付着応力度分布長 l は, 鉄筋のひずみ ϵ_s と平均付着応力度 τ_m との関係を示した既往の実験資料^{10), 11)} (図-10 (b)) より推定した. 計算値-3 も計算値-2 と同じく δ_1 と鉄筋伸び出しの影響とを考慮した値であるが, この場合は, 交番繰返し载荷においては鉄筋伸び出し量が単調载荷の場合の2倍程度にまで達することを指摘した H. Krawinkler らの報告¹²⁾ を参照し, 鉄筋伸び出し量として $2l$ を考慮したときの

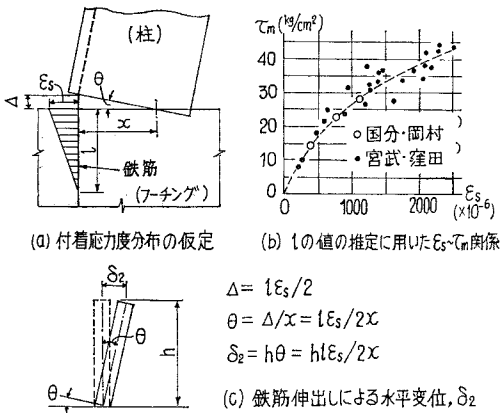


図-10 鉄筋の伸び出しによる水平変位の計算

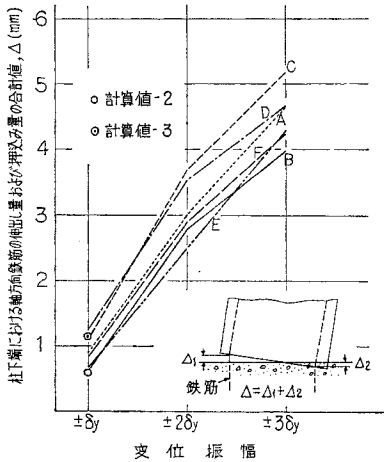


図-11 柱底面における浮上り・押込み量

値である. なお, これらの計算による終局耐力および変位 (図-6 中の点 U_1, U_2, U_3) の値は, コンクリートの終局ひずみを 0.0035 と仮定したときの値である.

図-6 より, 降伏耐力については計算値はおおむね実測値に一致しているといえる. しかし降伏変位については, 実測値は柱の曲げ変形のみを考慮した計算値-1 とは大幅に相違し, 鉄筋伸び出し量 $2l$ を考慮した計算値-3 に最も近い傾向を示している. 一方, 柱底面における軸方向鉄筋の伸び出しおよび押込み量の実測値は図-11 のようで, δ_y 载荷において実測された値はいずれも図-10 に示すような仮定で求めた l よりは大きく, 大きなものはほぼ $2l$ に達している. このことから, 繰返し荷重下におけるフーチングからの鉄筋の伸び出し量は, 少なくとも図-10 のような仮定のもとで推定される伸び出し量よりも大きくなるのがうかがわれる. なお, 鉄筋の伸び出し量が最大 $2l$ 程度であったにもかかわらず, 交番载荷の供試体 B~F の降伏変位が伸び出し量 $2l$ を考慮した計算値-3 よりもさらに大きな値を示したのは, フーチングの変形の影響, 柱部分の鉄筋の伸びの影響などが加わったためと思われる.

図-11 に示す実測値から柱の回転による水平変位 δ_2 を計算し, 全水平変位 δ 中に占めるその割合 δ_2/δ を求めると, 図-12 のようである. 同図より明らかなように, δ_2/δ は δ_y 载荷時で 30~50%, $2\delta_y \sim 3\delta_y$ 载荷時には 50~70% 程度にも及んでおり, 柱の水平変位に及ぼす鉄筋伸び出しの影響がきわめて大きいことを示している.

次に, 交番繰返し荷重下における柱のエネルギー吸収能力について検討してみる. 鉄筋コンクリート柱が地震時に大きな繰返し変形を受けたときに, ぜい性的な破壊を生じることなくそれに耐えうる能力, いわゆる部材の“ねばり強さ”は, 部材のエネルギー吸収能力の大小によって評価することができる. 鉄筋コンクリート柱の復元力特性を模式的に図-13 のように表わすと, 1 サイクル当りのエネルギー吸収能力 (エネルギー消費量) はループが囲む面積 ΔW で表わされる. ΔW は, 最大変

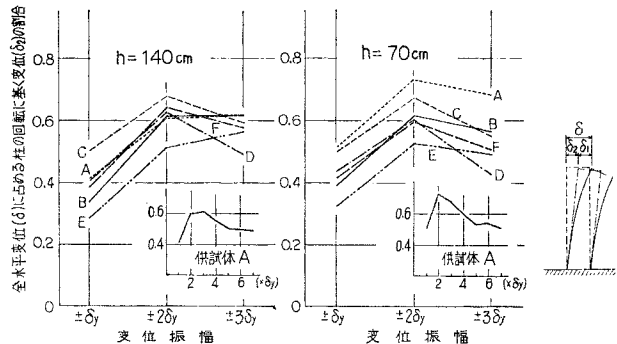


図-12 回転による水平変位

位の大きさによってその値が変化し、部材の特性を定数的に表わすには不都合であるため、一般には荷重時に部材に蓄積されるエネルギー W との比 $\Delta W/W$ をとり、これを便宜的に減衰を伴う振動系における粘性減衰定数 h と等価に評価するものとして次式で示される等価粘性減衰定数 h_{eq} が⁵⁾、エネルギー吸収能力または減衰性を表わす指標として用いられる¹³⁾。

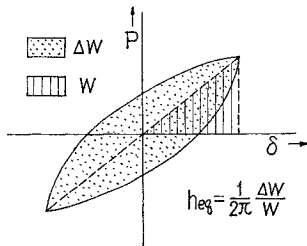


図-13 等価粘性減衰定数, h_{eq}

図-4 のヒステリシス・ループから h_{eq} の値を求めると、図-14 のようである。同図より明らかなように、変位 $4\delta_y$ までの範囲内で変位振幅が大きいほど h_{eq} はほぼ比例的に大きくなっていくが、これは図-11 に示す鉄筋伸び出しの動向と同じ傾向にあることを勘案すれば、フーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しが変位量の増大に伴うエネルギー吸収能力（減衰性）の増大に少なからず影響しているものと考えられる。

$$h_{eq} = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta W}{W} \dots\dots\dots (6)$$

図-14 には、また、帯鉄筋配置方法による h_{eq} の違いがみられる。すなわち、単一フープを密に（間隔 10 cm）配置した供試体 C と、ダブルフープを用いた供試体 D とは、他の供試体に比べて h_{eq} が大きく、終局状態に近い $4\delta_y$ 荷重で、 $h_{eq}=0.22\sim 0.24$ に達しているのに対し、単一フープを 20 cm（柱の最小寸法の 1/2）間隔で配置した供試体 B と、それにつなぎ鉄筋を併用した供試体 E とは、 h_{eq} がやや小さく、 $4\delta_y$ 荷重時で 0.20 程度となっており、単一フープを 40 cm（柱の最小横寸法）間隔で配置した供試体 F では、 h_{eq} が著しく小さく、終局状態に近い $3\delta_y$ 荷重時において 0.15 以下となっている。

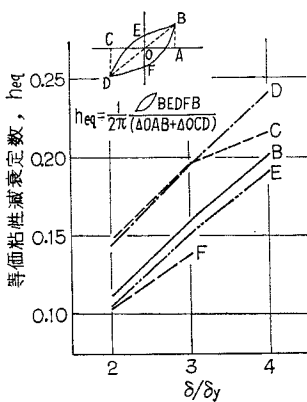


図-14 等価粘性減衰定数

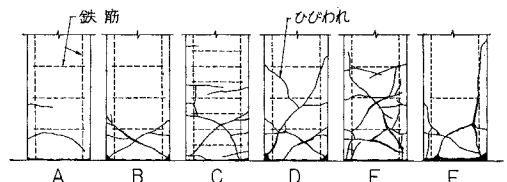


図-15 ひびわれ状況 ($3\delta_y$ 荷重後)

に示す。一方荷重の供試体 A では、 δ_y 荷重中に生じた曲げひびわれが $2\delta_y\sim 3\delta_y$ 荷重中にやや斜め方向に進展した程度であったのに対し、交番荷重の供試体 B~E では δ_y 荷重中に生じた曲げひびわれに加えて $2\delta_y\sim 3\delta_y$ 荷重中に柱下端の軸方向鉄筋位置付近を起点とする斜めひびわれが発達し、 $4\delta_y$ 荷重中にそれらの斜めひびわれの交点付近でのせん断変形が漸次増大して終局状態に至った。供試体 F は、 $3\delta_y$ 荷重中に斜めひびわれ交点付近のせん断変形が急増すると同時に軸方向鉄筋沿いのひびわれが大きく発達して終局状態に至った。

交番荷重の供試体においては、フーチング中の鉄筋の伸び出しのために δ_y 荷重中に柱下端はひびわれが完全に貫通した状態となり、変位振幅を大きくするにつれてそのひびわれ開口も増加するのが観測され、たとえば供試体 C の場合、 $2\delta_y$ および $3\delta_y$ 荷重後に残留した平均ひびわれ開口はそれぞれ 1.30 mm および 1.67 mm であった。このように、 δ_y 荷重時に開口したひびわれが、 $2\delta_y$ 荷重の各サイクルの水平荷重が小さい間は閉合しないで、せん断力は軸方向鉄筋だけで負担される状態となり、その際の軸方向鉄筋の dowel action によって前述のような斜めひびわれが生じたものと考えられる。

斜めひびわれによって終局状態が支配される傾向は、せん断支間比 (l/d) が 4.0、軸方向引張鉄筋比 (p_l) が 0.82%、帯鉄筋比 (p_w) が 0.16~0.32% の柱を用いた秋元らの実験⁹⁾、 $l/d=4.5$ 、 $p_l=1.4\sim 1.6\%$ 、 $p_w=2.4\sim 3.0\%$ の供試体を用いた H. Krawinkler らの実験¹²⁾、および $l/d=4.5$ 、 $p_l=1.4\%$ 、 $p_w=2.7\sim 3.0\%$ の供試体を用いた V.V. Bertero らの実験¹⁴⁾ においても認められており、せん断支間比 4 前後の柱に関する限り、軸方向鉄筋比や帯鉄筋比をかなり増大させても斜めひびわれの発生は抑制しがたいことがうかがわれる。

以上のように、ここで対象としたような柱の場合、一方繰返し荷重の場合と交番繰返し荷重の場合とでは破壊の起こり方が異なり、交番荷重の場合には変形量の増大とともに発達する斜めひびわれが柱の耐力および靱性に支配的な影響を及ぼすことが明らかであるので、このような柱の耐震安全性を、単調増加の荷重を想定した荷重-変位モデル（スケルトン・カーブ）に基づく計算によって検討する場合には、交番荷重における諸性能減退の傾向を念頭におくことが必要である。

(2) 破壊状況

$3\delta_y$ 荷重後における柱側面のひびわれ状況を 図-15

(3) 鉄筋のひずみ

柱下端における軸方向鉄筋の荷重-ひずみ関係の一例を示すと図-16 のようで、 δ_y 載荷の処女載荷におけるひずみの変化は柱のひびわれ発生荷重 ($P_c=7.2$ t) 付近に湾曲点をもつ bi-linear 型の変化を示し、2 サイクル目以降はほぼ linear な安定したループを描いたのち、 $2\delta_y$ 載荷において変位を δ_y を越えて引上げる際にひずみが急増して、全体として tri-linear の変化をなしており、これは柱の $P-\delta$ 関係と対応している。

次に、矩形帯鉄筋の水平荷重方向に平行な脚のひずみを示すと、図-17 のようである。供試体 C の柱下端より 20 cm の高さの帯鉄筋と、供試体 D の同じ位置の帯鉄筋の外側脚では、 $3\delta_y$ 載荷の繰返しに伴う斜めひびわれの進展と呼応して帯鉄筋のひずみはその降伏ひずみ

(約 1.8×10^{-3}) 付近まで漸増し、 $4\delta_y$ 載荷の初期に降伏に至っているのに対し、供試体 B および E では $3\delta_y$ 載荷中にひずみが急増して降伏に至っている。図-5 のヒステリシス・ループと対比すると、 $4\delta_y$ 載荷中におけるこれらの柱の耐力の急激な低下は帯鉄筋の降伏と対応していることが明らかである。

供試体 F は、他の供試体に比して帯鉄筋のひずみは著しく小さくなっているが、これは帯鉄筋位置が斜めひびわれ発生領域から隔っていて、ひびわれ発生後のせん断力の負担にほとんど寄与していないことを示しているといえよう。

橋脚の帯鉄筋は、本来、軸方向鉄筋の座屈長を減じるための固定点を与えることがおもな役割と考えられるが、軸方向鉄筋の降伏点を超える大きな変位の交番繰返しによって斜めひびわれが生じた場合、それと交差する位置にある帯鉄筋は、ひびわれ発生によって耐荷能力を失ったコンクリートに代ってせん断力を負担し、柱の耐力および靱性をさらに持続させる役割をも果たすことは明らかである。したがって、交番載荷によって斜めひびわれが発生する領域には帯鉄筋を密に配置するのが効果的であり、この実験で対象としたような柱の場合には、その部分の帯鉄筋間隔は柱の最小横寸法の 1/2 程度以下とするのが妥当と考えられる。これは、帯鉄筋を柱の最小横寸法に等しい間隔で配置した供試体 F の靱性が、帯鉄筋を柱の最小横寸法の 1/2 に等しい間隔で配置した供

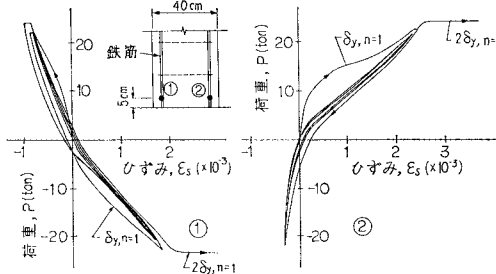


図-16 軸方向鉄筋のひずみ (供試体 C, δ_y 載荷時)

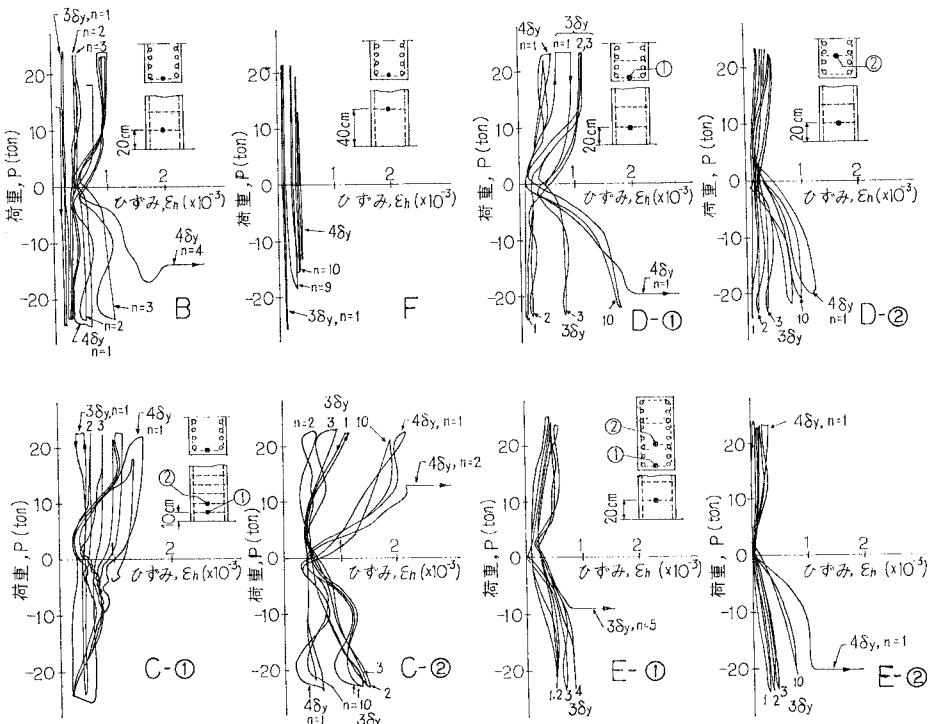


図-17 帯鉄筋のひずみ

試体 B, D, E および最小寸法の 1/4 に等しい間隔で配置した供試体 C に比べて著しく小さかった事実と、斜めひびわれが柱底面の軸方向鉄筋位置を起点としてほぼ 45° の角度で発達するとき、その斜めひびわれが少なくとも 1 本の帯鉄筋をよぎるようになるためには、帯鉄筋を最小横寸法の 1/2 程度、ないしはそれ以下の間隔で配置しておく必要があること、とを根拠とするものである。

帯鉄筋比が同一の C, D, E の 3 供試体を比較すると、単一フープとつなぎ鉄筋の併用 (E) よりもダブルフープ (D) または単一フープの密配置 (C) の方が効果的であるようにみえるが、これについてはさらに研究をかさねる必要がある。

矩形帯鉄筋の、水平荷重方向に直角な方向の脚のひずみは、4 δ 、載荷において水平荷重に平行な脚のひずみが急増 (降伏) したのちに急激な増加を示した。これは明らかに、帯鉄筋に囲まれた内部のコンクリートの劣化に伴う圧力によるもので、載荷前には真直ぐであった脚が終局時にはだ円状にかなり湾曲しているのが認められた。

5. 結 語

比較的高さの低い単一柱橋脚を対象とした、断面 40 × 80 cm、せん断支間比 4.0、軸方向引張鉄筋比 0.82% の供試体で、帯鉄筋比を 0.04~0.16% に変え、かつ、帯鉄筋形状を 3 種に変えた場合について、繰返し荷重下における挙動を調べた結果から、このような柱の耐震性を検討するにあたって考慮すべき事項として、次のことが挙げられよう。

(1) 繰返し荷重を受ける橋脚躯体の水平変位に及ぼすフーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しの影響はきわめて大きいので、水平変位量を計算によって予測する場合には、少なくともこれを考慮することが必要である。

(2) 一方向の繰返し荷重を受ける場合に比べて、交番繰返し荷重を受ける場合には靱性率 (降伏変位に対する終局変位の割合) は著しく低下する。破壊モードも両者では異なり、一方向載荷の場合には曲げひびわれが進展して終局状態に至る場合でも、交番載荷のもとでは、変形量の増加につれて発達する斜めひびわれが終局状態を支配する傾向がある。したがって、一方向載荷 (単調増加) の荷重-変位モデルに基づく計算によって耐震性の検討を行う場合には、交番載荷における耐力および靱性の減退の傾向を念頭におくことが必要である。

(3) この実験で対象としたプロポーシジョンの柱の場合、交番繰返し荷重下における荷重-変位関係 (ヒステリシス・ループ) は武藤の tri-linear model⁶⁾ によって

かなり近似させることができる。ただし、降伏変位の 3 倍ないしそれ以上の大変形領域では、同モデルはやや過大な除荷時剛性を与える。

(4) 柱の耐力が保持されている範囲においては、変位振幅が大きいほど柱のエネルギー吸収能力 (減衰性) が大となる傾向がある。エネルギー吸収能力は、帯鉄筋の配置方法によってかなり変化し、帯鉄筋を柱の最小横寸法の 1/2 ないしそれ以下の間隔で配置した場合に比べて、柱の最小横寸法に等しい間隔で配置した場合にはエネルギー吸収能力は著しく小さくなる。

(5) 交番繰返し荷重によって斜めひびわれが生じる領域の帯鉄筋間隔は、この実験で対象とした範囲についてみる限り、土木学会・コンクリート標準示方書に示された一つの条件「柱の最小横寸法以下」の上限値近くをとることは少なくとも適当とはいえず、柱の最小横寸法の 1/2 程度以下とするのが妥当と思われる。帯鉄筋比を一定とした場合、帯鉄筋の形式としてはダブルフープ (多重フープ) または単一フープの密配置が効果が大きいとみられる。

限られた条件での、単一柱橋脚を想定した鉄筋コンクリート柱の繰返し荷重下における挙動についてわずかの知見を得たが、今後さらに、柱の諸元・軸方向鉄筋比・帯鉄筋の配置方法などを異にするさまざまな場合について実験資料の蓄積をはかることが必要であろう。また、軸方向鉄筋の定着部の挙動についても、さらに詳細な調査を行うことが必要と思われる。

参 考 文 献

- 1) 道路橋耐震設計指針・同解説, 日本道路協会, 昭和 47 年 4 月。
- 2) 広沢雅也: 既往の RC 柱実験資料, 建築研究資料, No. 2, 建設省建築研究所, 昭和 48 年 3 月。
- 3) 新耐震設計法 (案), 建設省, 昭和 52 年 3 月。
- 4) 中野清司: プレストレストコンクリート建築物の問題点, プレストレストコンクリート, Vol. 14, No. 6, pp. 1~11, 昭和 47 年 12 月。
- 5) 梅村 魁: 鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法, 技報堂, 昭和 48 年。
- 6) 武藤 清: 構造物の動的設計, 丸善, 昭和 52 年 1 月。
- 7) 西山啓伸・矢作 枢・秋元泰輔: 高応力くり返し荷重を受けるコンクリート橋脚の耐力に関する基礎的実験, 第 29 回土木学会年次学術講演会講演概要集, 第 5 部, pp. 213~215, 昭和 49 年 10 月。
- 8) 秋元泰輔・富沢修次: 高応力くり返し荷重を受けるコンクリート橋脚の耐力に関する基礎的実験 (その 2), 第 31 回土木学会年次学術講演会講演概要集, 第 5 部, pp. 156~157, 昭和 51 年 10 月。
- 9) CEB/FIP コンクリート構造物設計施工指針, 鹿島出版会, 1970 年。
- 10) 国分正胤・岡村 甫: コンクリートに対する異形鉄筋の付着性状に関する研究, コンクリートライブラリー, 第 14 号, 土木学会, pp. 1~19, 昭和 40 年 12 月。
- 11) 宮武恒男・窪田敏行: 鉄筋コンクリート柱に関する研究

- I (降伏点の変形について), 日本建築学会関東支部第 37 回学術研究発表会, pp. 116~120, 昭和 41 年.
- 12) Krawinkler, H. and E.P. Popov : Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Rectangular and T-Beams, Proceedings, Fifth World Conference on Earthquake Engineering, pp. 249~258, 1973.
- 13) 田治見 宏 : 建築振動学, コロナ社, pp. 27~29, 昭和 53 年 7 月.
- 14) Bertero, V.V. and E.P. Popov : Hysteretic Behavior of Ductile Moment-Resisting Reinforced Concrete Frame Components, EERC 75-16, Earthquake Engineering Research Center, California University, April 1975.

(1979.1.8・受付)
