

静的交番繰り返し荷重下での RC 柱の履歴復元力特性 に関する研究

LOAD-DEFLECTION CHARACTERISTICS OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS UNDER STATIC ALTERNATING CYCLIC LOADS

尾坂 芳夫*・鈴木 基行**・桑澤庄次郎***・石橋 忠良****

By Yoshio OZAKA, Motoyuki SUZUKI, Shojiro KUWASAWA and Tadayoshi ISHIBASHI

The objects of the study were columns of reinforced concrete viaducts used in large numbers for railway and urban transportation structures. The influences of variable factors such as longitudinal reinforcement ratio, hoop ratio, and axial load on behaviors of members such as limit states of crack occurrence, yielding and ultimate state of member, ductility, and load-deflection characteristics under static alternating cyclic loads were experimentally investigated.

As a result, it was concluded that the load-deflection loop can be modelled as a maximum-point-directed type without slipping, that among various variable factors the influence of longitudinal reinforcement ratio is extremely great, and that plastic hinge length and longitudinal crack formation are determined by the combination of the quantities of longitudinal reinforcement and hoop reinforcement.

1. ま え が き

近年, RC ラーメン構造物は鉄道橋を始め道路橋等の土木構造物に多用されてきている。しかし, 宮城県沖地震(1978)で主として交番した曲げせん断の作用のため, 東北新幹線 RC ラーメン高架橋の中層ばりや柱にかなりの被害が生じ設計法の見直しが迫られている¹⁾。地震の影響を受ける RC 構造物の合理的設計法を確立するためには, 部材断面に生じる応力度の照査だけでなく耐力, 変形性能等の観点からの詳細な検討も必要となる。

RC 部材のうち柱部材の終局に至るまでの履歴復元力特性は, 主として建築の分野で数多く調べられてきている。たとえば, 実験的研究としては, 軸力が耐力や変形性能に及ぼす影響が大きいことや繰り返し回数により部材剛性, 耐力とも低下することを指摘した池田²⁾, 山田³⁾の研究, 付着性状が破壊モード, 変形特性に与える影響を調べた野口⁴⁾, 滝口⁵⁾の研究, 変動軸力下で RC

柱の曲げ変形性状を調べた黒正⁶⁾の研究, はり・柱等の数多くの実験資料を解析しまとめた広沢⁷⁾の研究等がある。また, 山田⁸⁾は弾塑性曲げ変形性状を一定軸力のもとで解析し, 服部⁹⁾, 金子¹⁰⁾, 六車¹¹⁾は, 修正トラスアナロジーやせん断伝達理論をもとにせん断耐力の評価を試みている。さらに, 吉岡¹²⁾は軸方向主鉄筋や帯鉄筋等の構造細目が柱の強度や性能に及ぼす影響を実験的に調べたり, 大変形を保証するためのせん断補強に関する研究を行い, 末永¹³⁾, 嶋津¹⁴⁾は統計的手法によりせん断強度や変形性能を各種要因と関連付けている。これら建築の分野で研究対象とされた部材の特徴は, せん断スパン比 (a/d) がほぼ3以下であること, 作用軸方向圧縮応力度とコンクリート圧縮強度との比が比較的大きいこと, 等である。

これに対し, 土木構造物として用いられている RC ラーメン高架橋柱の a/d は3~5であり, 建築物の柱の a/d と比べて一般に大きく, また死荷重およびスラブの自重によりラーメン高架橋柱に生じる軸圧縮応力度は10~15 kg/cm²程度と建築物の柱に作用するそれに比べはるかに小さい。土木の分野でこの種の研究としては, RC 橋脚を対象とした太田¹⁵⁾, 秋元¹⁶⁾の研究, 軸方向引張力の作用のもとで曲げ性状を調べた平嶋¹⁷⁾の研究がある。太田, 秋元らの研究で対象とされた部材の

* 正会員 工博 東北大学教授 工学部土木工学科
(〒980 仙台市荒巻字青葉)

** 正会員 工修 東北大学助手 工学部土木工学科 (同上)

*** 工修 日本道路公団高松建設局構造技術課
(〒760 高松市番町1-8-15)

**** 正会員 工博 国鉄構造物設計事務所主任技師
(〒151 渋谷区代々木2-2-6)

特徴は、帯鉄筋量が少ないこと、軸方向主鉄筋の配筋が主としてはり型（圧縮縁付近と引張縁付近に配筋したもの）となっていることである。実際の RC ラーメン高架橋柱での軸方向主鉄筋の配筋はこのようなものではなく、断面の周囲に沿って配筋（柱型配筋という）されている。このような配筋を有し、帯鉄筋量が比較的多い RC 柱を対象に履歴復元力特性を調べる研究はあまり行われていないのが現状である。

以上のような観点から、本研究では鉄道構造物等に多用されている RC ラーメン高架橋の柱部材を対象に、静的交番繰返し荷重下で軸方向主鉄筋量、帯鉄筋量および軸力が部材耐力、ダクティリティ、復元力特性等の部材挙動に及ぼす影響を比較的大きな断面を有する供試体を用いて実験的に調べることを目的とする。

2. 実験概要

(1) 使用材料

使用したコンクリートの示方配合を表一に示す。セメントは普通ポルトランドセメント、粗骨材は砕石、細骨材には川砂を用いた。表二に柱供試体と同一の養生をした円柱供試体（φ100×200 mm）による圧縮強度、引張強度および弾性係数の測定値を示す。

実験に用いた鉄筋は、いずれも横フシ異形鉄筋で軸方向主鉄筋には D 13, D 16, D 19, D 25（いずれも SD 35）を、帯鉄筋としては D 6, D 10（いずれも SD 30）を用いた。表三に鉄筋の引張試験結果を示す。

(2) 供試体諸元

本実験で用いた供試体は、すべて 1 辺 40 cm の矩形

表一 コンクリート示方配合

粗骨材の最大寸法の範囲 (mm)	スラブの範囲 (mm)	空気量 (%)	水セメント比 W/C (%)	細骨材 s/a (%)	単位量 (kg/m ³)			
					W	C	S	G
25	12±2.5	4±1	49	44	170	347	755	1011

表二 コンクリート強度試験結果

供試体 No	材令 (日)	圧縮強度 (kg/cm ²)	引張強度 (kg/cm ²)	弾性係数 (x10 ¹⁰ kg/cm ²)
1	33	202	19.2	1.52
2	24	329	26.5	1.88
3	25	329	26.9	1.90
4	31	338	24.7	2.15
5	26	229	27.3	1.92
6	35	347	25.7	2.15
7	26	327	23.4	2.15
8	37	351	26.2	2.15
9	27	202	18.5	1.52
10	27	329	27.8	1.95
11	30	202	18.8	1.52
12	31	202	19.0	1.52

表三 鉄筋引張試験結果

呼び径	降伏荷重 (ton)	降伏変 (mm)	引張荷重 (ton)	伸び (%)
D 6	1.19	2000	1.72	21.1
D 10	2.40	2190	3.67	14.4
D 13	4.93	2670	7.00	16.1
D 16	7.00	2480	11.90	15.3
D 19	10.09	2510	16.13	13.4
D 25	20.37	—	30.15	—

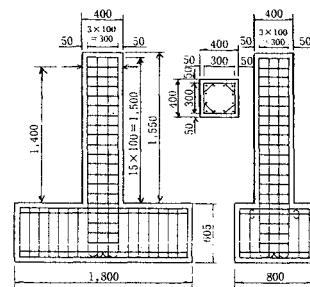
断面を有し、有効高さ $d=35$ cm, せん断スパン長 $a=140$ cm, せん断スパン比 $a/d=4.0$ の RC 柱である。表一に供試体諸元の一覧表を示す。変動要因は軸方向主鉄筋比 ρ_l , 帯鉄筋比 ρ_w および軸圧縮応力度 σ_0 である。

現行の東北新幹線の RC ラーメン高架橋柱部材の ρ_l は約 2.0%, ρ_w は約 0.08%, 柱根部での ρ_w は、その 2 倍配筋されている。また実柱部材では、上部構造および自重により常時 15 kg/cm² 程度の軸圧縮応力度が作用し、地震時（水平震度 0.2 の場合）には ±6 kg/cm² 程度の軸応力度の変動が予想される。以上のような事実から、本実験では ρ_l は 0.950~3.800% の 4 種, ρ_w は 0.158~0.357% の 5 種, σ_0 は 0~40 kg/cm² の 4 種に変動させた。図一に供試体寸法および配筋の一例を示す。

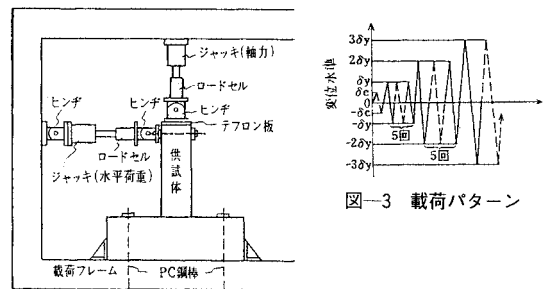
(3) 荷重方法

表一 供試体諸元一覧表

供試体 No	軸方向主鉄筋		帯鉄筋		軸圧力 σ_0 (kg/cm ²)	着目点
	鉄筋径	鉄筋比 ρ_l (%)	鉄筋径 一組	鉄筋比 ρ_w (%)		
1	D 13	0.950	D 10-1	0.357	15	○
2	D 19	2.149	"	"	"	○
3	D 25	3.800	"	"	"	○
4	D 19	2.149	D 6-15	0.238	"	○
5	"	"	D 6-1	0.158	"	○
6	"	"	D 10-1	0.285	"	○
7	"	"	D 6-15	0.178	10	○
8	"	"	D 10-1	0.357	40	○
9	"	"	"	"	0	○
10	D 16	1.490	"	"	15	○
11	"	"	D 6-15	0.238	"	○
12	"	"	D 6-1	0.158	"	○



図一 供試体寸法および配筋の一例



図二 荷重模式図

図三 荷重パターン

荷重は軸力を所定の値に一定に保たせながら、柱頭部に正負交番繰り返し水平荷重を静的に加えた。図-2に荷重模式図を示す。図に示すように、作用軸力はヒンジおよびテフロン板（摩擦係数は約 0.02）を界して供試体頂部に加えた。供試体の変形に伴い、鉛直線と軸力作用線とのなす角度は徐々に大きくなるが、作用軸力により生じる曲げモーメントの断面の抵抗曲げモーメントに対する割合は、テフロン板の相互移動により高々 3%程度であるので本実験においてはこの影響は無視した。荷重パターンは図-3に示すように、初期曲げひびわれが発生したときの荷重点水平変位 δ_c で交番繰り返しを 1 回、その後、部材降伏変位 δ_y を基準に δ_y の整数倍ずつ変位を漸増させ、各変位で 5 回ずつ正負交番繰り返し荷重を行った。なお、測定にはデジタルひずみ計を用いた。

3. 曲げを受ける RC 柱のたわみ計算

(1) モーメント-曲率関係の計算手順

曲げを受ける RC 柱のたわみの算定は、部材断面のモーメント-曲率関係（以降 $M-\varphi$ 関係という）に基づいた。図-4に $M-\varphi$ 関係の計算フローチャートを示す。 $M-\varphi$ 関係を求めるにあたっては以下の仮定を設けた。

- ① 断面は変形後も平面を保つ。
- ② 鉄筋やコンクリートは、次節で仮定する応力-ひずみ関係に従う。
- ③ コンクリートの引張応力は $\sigma_{ct} = 70 f'_c / (280 + f'_c)$ 以上では無視される。この仮定は、Park ら¹⁸⁾により提案されたものである。表-2の強度試験結果から判断するとコンクリートの引張強度をやや over estimate するものとなっているが、コンクリートの引張強度が部材の降伏や終局状態に与える影響はわずかであると考え、この仮定を採用した。
- ④ 断面を n 分割した各微少要素内での応力度およびひずみは一定とし、断面の中立軸は次式のつり合い条件式を満足するよう決める。

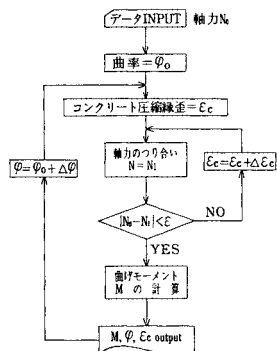


図-4 $M-\varphi$ フローチャート

軸力のつり合い

$$N = \sum_{i=1}^n N_{ci} + \sum_{i=1}^n N_{si} \dots \dots \dots (1)$$

曲げモーメントのつり合い

$$M = \sum_{i=1}^n N_{ci} \cdot l_i + \sum_{i=1}^n N_{si} \cdot l'_i \dots \dots \dots (2)$$

ここに、

- N_{ci} : i 番目のコンクリート要素に働く軸力
- N_{si} : i 番目の鉄筋に働く軸力
- l_i : 断面中心から要素 i までの距離
- l'_i : 断面中心から i 鉄筋までの距離

なお、曲率 $\varphi = (\epsilon_c + \epsilon_s) / d$

ここに、 ϵ_c はコンクリート圧縮縁ひずみ、 ϵ_s は引張鉄筋（最外縁）ひずみ

(2) 材料特性

a) コンクリート

コンクリートの応力-ひずみ関係の表示法については多くの提案がなされているが、構造解析の立場からいえば実際の応力-ひずみ関係を忠実に表示し得るだけでなく数学的取り扱いが容易なものが望ましい。提案されている主要なもの①下降域まで全体を 1 つの e 関数で表示する、いわゆる e 関数法によるもの¹⁹⁾、②放物線-矩形モデルの CEB 指針によるもの²⁰⁾、③スターラップ量により下降域勾配に変化を与えている ACI 基準によるもの²¹⁾、等がある。しかし、通常曲げを受ける RC 部材は低鉄筋断面となるよう設計されるため、鉄筋の応力-ひずみ関係が同一ならば部材降伏までの $M-\varphi$ 関係には、コンクリートの応力-ひずみ関係はほとんど影響を与えないこと、および部材降伏後の変形能力は帯鉄筋やスターラップ等の拘束筋の量により大きく変わること²²⁾が知られているので、本研究ではコンクリートの応力-ひずみ関係として ACI 基準によるものを用いた（図-5 参照）。

b) 鉄筋

弾性限度を越えて正負繰り返しを受ける鉄筋では、逆向き荷重の際弾性限度が低下する現象、いわゆるバウジッター効果が生じることが知られている。しかし、ここでは計算の簡便さを考え鉄筋の応力-ひずみ関係として図-6のように（a）降伏以降強度の増加がないもの、

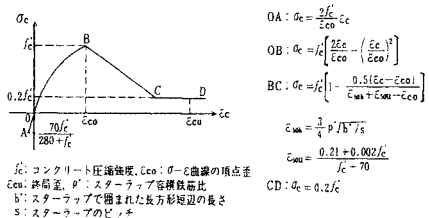


図-5 コンクリート応力-ひずみ関係 (ACI 規準)

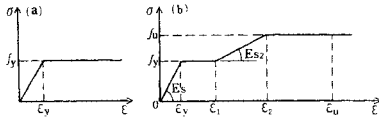


図-6 鉄筋応力-ひずみ関係

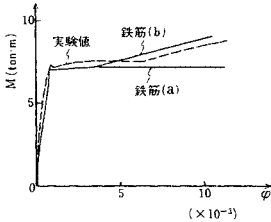


図-7 M-φ関係の比較

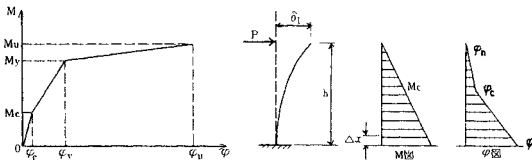


図-8 M-φ関係図

図-9 たわみ δ₁の算定

(b) ひずみ硬化を考慮したもの、とを仮定した。図-7は曲げを受けるはり部材の純曲げ区間において実験で得られた M-φ 関係と、鉄筋の応力-ひずみ関係を上記 2 通りに仮定し計算された M-φ 関係とを比較したものである。この図にみられるようにモデル (a) では部材降伏後耐力の上昇がみられないが、モデル (b) では耐力の上昇がみられ実験結果との対応がよい。このようなことから、本研究では鉄筋の応力-ひずみ関係としてモデル (b) を用いた。なお、鉄筋の引張試験結果をもとに次の値を決めた。

$\epsilon_1 = 15\,000 \mu$, $\epsilon_2 = 60\,000 \mu$, $\epsilon_u = 100\,000 \mu$, $E_s = 1.9 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$, f_y : 降伏強度, f_u : 引張強度

(3) 曲げによるたわみの計算

一般に RC 断面の M-φ 関係は図-8 に示すように、曲げひびわれ発生点、部材降伏点そして終局点とを結ぶ 3 本の直線で近似できる。また、水平荷重を受ける柱部材の曲げによる載荷点の水平変位 δ₁ は図-9 を参考にして次式から求められる。

$$\delta_1 = \sum_{i=1}^n \frac{\varphi_i(\Delta x)^2}{2} + \sum_{i=1}^{n-1} \left(\sum_{k=1}^i \varphi_k \right) (\Delta x)^2 \dots \dots \dots (3)$$

ここでは、 $n=14$ として計算した。

(4) 軸方向主鉄筋の伸び出しによる水平変位

柱部材ではフーチングからの軸方向主鉄筋の伸び出しにより躯体の回転が生じるので、これによる水平変位を考慮しなければならないことが指摘されている^{15), 23)}。鉄筋伸び出し量の計算においては、M-φ 関係の計算と同じようにして導かれる φ-鉄筋ひずみ関係が用いられる。

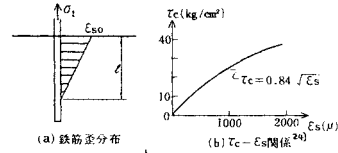


図-10 鉄筋伸び出しによる水平変位 δ₂の算定

以下、計算方法および仮定を示す。

- ① 図-10 に示すように、フーチング内の鉄筋のひずみ分布は近似的に三角形とする。
- ② 鉄筋ひずみが 0 となる点のフーチング上面からの深さを l とし、 l の値は鉄筋ひずみに応じて図-10 から鉄筋の平均付着応力度 τ_c を仮定して求める。 l の計算方法は次式による。 r は鉄筋の半径である。

$$\tau_c = f(\epsilon_s) = 0.84 \sqrt{\epsilon_s} \dots \dots \dots (4)$$

$$\sigma_1 \cdot \pi r^2 = 2\pi r \int_0^l f(\epsilon_s) dx = 2\pi r \int_0^l f\left(\frac{\epsilon_s}{l}(l-x)\right) dx \dots \dots \dots (5)$$

- ③ 鉄筋の伸び出しによる載荷点水平変位 δ₂ は、図-10 を参照にすると次のように算定できる。

$$\Delta = l \cdot \epsilon_{s0} / 2, \theta = \Delta / x = l \cdot \epsilon_{s0} / (2 \cdot x) \dots \dots \dots (6)$$

$$\delta_2 = h \cdot \theta = h \cdot l \cdot \epsilon_{s0} / (2 \cdot x) \dots \dots \dots (7)$$

- ④ σ_1 , x の値は、すでに述べた M-φ 関係の求め方と同様の仮定による。 σ_1 は引張主鉄筋のフーチング上面での応力、 x は中立軸から引張主鉄筋までの距離である。

4. 実験結果および考察

(1) 各種変動要因が部材挙動に及ぼす影響

実験結果を一覧表として表-5 に示す。表中での斜めひびわれ発生時とは曲げひびわれが斜めひびわれへと移行したとき、部材降伏時とは引張最外縁での軸方向主鉄筋が降伏したとき、最大変位時とは荷重-変位曲線の下降域において部材降伏荷重と同一荷重になったときとした。表中の荷重は供試体に加えた水平荷重であり、たわみは載荷点水平変位である。

a) 曲げひびわれ発生時の荷重および変位

表-6 に曲げひびわれ発生荷重および変位の実験値および計算値を載せる。計算値①は前章で述べた M-φ 関係に基づいたものである。計算値②は次式に示すように日本建築学会基準²⁵⁾に記載されている提案式に基づくものである。

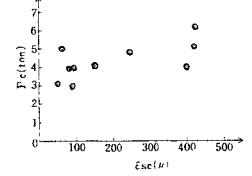
表一五 実験結果一覧表

供試体No.	曲げひびわれ時			斜めひびわれ時			部材降伏時			最大変位時			最大耐力時			ブレイク時		
	荷重 \$P_c\$	たわみ \$\delta_c\$	荷重 \$P_s\$	たわみ \$\delta_s\$	荷重 \$P_y\$	たわみ \$\delta_y\$	荷重 \$P_{max}\$	たわみ \$\delta_{max}\$	荷重 \$P_{max}\$	たわみ \$\delta_{max}\$	最大耐力 \$P_{max}\$	たわみ \$\delta_{max}\$	最大耐力 \$P_{max}\$	たわみ \$\delta_{max}\$	\$\Delta u_x\$	\$\Delta u_y\$	\$\Delta u_{max}\$	
1	5.32	1.2	8.56	4.2	10.77	6.9	13.20	42.5	56.4	1.23	6.2	8.2	-2.89	-0.9	-7.06	-3.8	-10.13	-7.1
2	4.02	0.7	15.91	8.1	18.30	11.0	20.73	33.5	44.5	1.13	3.0	4.0	-3.90	-1.1	-14.12	-10.1	-14.67	-11.0
3	3.04	0.7	17.97	8.1	24.24	13.0	28.12	26.2	65.3	1.16	2.0	5.0	-3.00	-0.7	-19.67	-11.5	-23.24	-14.0
4	5.35	1.8			18.63	11.0	23.57	33.4	55.3	1.27	3.0	5.0	-4.03	-1.1	-15.89	-11.6	-14.67	-11.0
5	1.56	0.1	16.83	9.1	18.50	11.0	21.24	34.1	43.8	1.15	3.1	4.0	-1.36	-0.5	-11.82	-6.2	-16.82	-10.9
6	4.81	1.3			17.63	10.5	21.20	41.9	52.7	1.20	4.0	5.0	-4.33	-1.1				
7	2.98	0.4	15.60	9.6	16.59	10.4	23.42	31.7	52.9	1.41	3.0	5.1	-2.08	-0.3				
8	4.92	0.9	17.22	7.0	21.12	10.5	25.72	21.1	52.7	1.22	2.0	5.0	-3.42	-0.8	17.51	7.9	20.09	-10.5
9	4.00	1.6	10.93	8.0	12.33	10.0	14.78	20.5	59.9	1.20	2.0	6.0	-2.79	-1.1	-11.38	7.8	-13.47	-10.0
10	1.95	0.4	11.32	6.0	13.79	9.0	16.37	27.4	45.3	1.19	3.0	5.0	-2.53	-0.7	-12.55	-8.9	-13.20	-9.5
11	3.84	0.7	10.77	5.9	12.56	9.1	15.66	27.3	54.7	1.21	3.0	6.0	-4.02	-1.1	-9.27	-4.0	-13.89	-8.1
12	3.88	0.7	10.56	4.4	15.42	9.0	18.51	27.4	54.0	1.20	3.0	6.0	-2.80	-0.7	-11.94	-8.0		

(注) 単位：荷重 (ton), たわみ (観測点水平変位) (mm)

表一七 斜めひびわれ発生時荷重および変位

供試体No.	実験値 \$P_s\$ (ton)	計算値 (ton)			実験値/計算値	\$P_s/P_{s1}\$	\$P_s/P_{s2}\$
		\$P_{s1}\$	\$P_{s2}\$	\$P_{s3}\$			
1	8.56	9.02	4.68	8.31	0.95	1.83	1.03
2	15.91	10.88	5.73	14.60	1.46	2.78	1.09
3	17.97	11.95	5.73	18.86	1.50	3.14	0.95
4	--	11.63	5.79	14.85	--	--	--
5	16.83	11.49	5.73	14.60	1.46	2.94	1.15
6	--	11.80	5.86	15.13	--	--	--
7	15.60	11.46	5.40	14.54	1.36	2.89	1.07
8	17.22	13.87	7.24	15.24	1.24	2.34	1.13
9	10.93	7.97	3.71	10.55	1.37	2.95	1.04
10	11.32	11.30	5.73	12.89	1.00	1.98	0.88
11	10.77	9.14	4.68	9.31	1.18	2.30	1.15
12	10.56	9.14	4.68	9.31	1.15	2.26	1.13



図一11 \$P_c\$ と鉄筋ひずみとの関係

日本建築センター RC 委員会の提案²⁶⁾によるものでそれぞれ次式で表わされる。

$$P_{s1} = 0.265 \cdot b \cdot d \sqrt{F_c} + M_{BC} / (M/Q - d/2) \dots (9)$$

\$M_{BC}\$: 曲げひびわれ強度で \$M_{c1}\$ を用いる。

\$M\$ は曲げモーメント, \$Q\$ はせん断力で \$M/Q\$ はせん断スパン長 \$a\$ を表わす。

$$P_{s2} = 0.163 \cdot (4.04 - M/Q \cdot d) \sqrt{F_c} (cF_t + \sigma_0) \cdot b \cdot d \dots (10)$$

ここに, \$cF_t\$: コンクリート引張強度で \$1.8 \sqrt{F_c}\$ とした。

\$\sigma_0\$: 軸応力度

\$P_{s1}\$ は“曲げひびわれが斜めに進展し, 部材軸と交わる角度が \$60^\circ\$ 以下になったひびわれの曲がり始まりの強度”と定義され, \$P_{s2}\$ は“せん断引張りひびわれ強度式”である。\$P_s/P_{s1}\$ の \$m=1.26\$, \$\sigma=0.185\$, \$P_s/P_{s2}\$ の \$m=2.54\$, \$\sigma=0.431\$ と \$P_{s1}\$ の方が実験値との対応もよければつきも少ない。

計算値 \$P_{s3}\$ は次式で表わされる腹鉄筋のないりのせん断耐力式 (CEB による²⁰⁾) によるものである。

$$P_{s3} = 0.25 f_{cta} \cdot K (1 + 50 P_t) \cdot b \cdot d \dots (11)$$

ここに, \$K=1.6 - d \ge 1.0\$

\$f_{cta}\$: 設計用コンクリート引張強度, ここでは引張強度を用いる。

\$P_t\$: 引張主鉄筋比 (\$P_t < 2.0\%\$) で, ここでは軸方向主鉄筋比の \$1/2\$ とした。

なお, 軸力作用下では上式で求められる値を \$(1 + M_0/M_d)\$ 倍 (\$< 2.0\$) する。

ここに,

\$M_0\$: その断面において縁応力度が \$0\$ となるモーメント

\$M_d\$: 断面に作用するモーメント

この場合の実験値と計算値との対応は非常によく \$P_s/P_{s3}\$ の \$m=1.06\$, \$\sigma=0.085\$ (変動係数 \$8\%\$) であった。図一12に各種変動要因と斜めひびわれ発生荷重 \$P_s\$ との関係を示してあるが, \$P_s\$ と \$\rho_t\$ とはほぼ直線関係 (\$P_s = 12.91 + 0.25 \rho_t\$, 相関係数 \$0.928\$) にある。また, 軸力の増加とともに \$P_s\$ も増加した (\$P_s = 13.4 + 1.06 \times \log(\sigma_0 + 0.1)\$, 相関係数 \$0.99\$)。しかし, 帯鉄筋量が \$P_s\$ に及ぼす影響はほとんど認められなかった。

表一六 曲げひびわれ発生時荷重および変位

供試体No.	実験値		計算値①		計算値②	
	\$M_c\$ (t-m)	\$\delta_c\$ (mm)	\$M_{c1}\$ (t-m)	\$\delta_{c1}\$ (mm)	\$M_{c2}\$ (t-m)	\$\delta_{c2}\$ (mm)
1	7.45	1.2	4.99	0.78	1.49	1.53
2	5.63	0.7	6.22	0.51	0.91	1.37
3	4.26	0.7	6.76	0.51	0.63	1.37
4	8.88	1.8	6.26	0.58	1.42	3.10
5	2.18	0.1	6.22	0.51	0.35	0.20
6	6.73	1.3	6.30	0.58	1.07	2.24
7	4.17	0.4	5.68	0.64	0.73	0.63
8	6.89	0.9	8.90	0.71	0.77	1.27
9	5.60	1.6	3.90	0.78	1.44	2.05
10	2.73	0.4	6.01	0.52	0.45	0.77
11	5.38	0.7	5.22	0.72	1.03	0.97
12	5.43	0.7	5.22	0.72	1.04	0.97

$$M_{c2} = 1.8 \sqrt{F_c} \cdot Z_e + N \cdot d / 6 \dots (8)$$

ここに,

\$F_c\$: コンクリート圧縮強度 (kg/cm²),

\$Z_e\$: 断面係数, \$N\$: 軸力 (kg)

実験値と計算値との比をみると \$M_c/M_{c1}\$ の平均は \$m=0.944\$, 標準偏差 \$\sigma=0.362\$, \$M_c/M_{c2}\$ ではそれぞれ \$m=1.02\$, \$\sigma=0.414\$ とかなりのばらつきがある。これは曲げひびわれ発生の確認が目視により行われているためと思われる。実際, 曲げひびわれ発生時のフーチング境界面での軸方向主鉄筋ひずみをプロットすると図一11のようにならかなり広範囲にばらついていることがわかる。曲げひびわれはコンクリート引張応力度が引張強度に達したときに発生するとして鉄筋ひずみがおおよそ \$100 \mu\$ 程度の供試体のみを考えると \$M_c/M_{c1}\$ の \$m=0.85\$, \$\sigma=0.151\$, \$M_c/M_{c2}\$ の \$m=0.91\$, \$\sigma=0.191\$ とかなりばらつきは小さくなり計算値との対応はよくなる。曲げひびわれ発生時の水平変位の実験値と計算値との比 \$\delta_c/\delta_{c1}\$ の \$m=1.37\$, \$\sigma=0.73\$ となり, かなりばらつきがみられるが, 鉄筋ひずみ \$100 \mu\$ 程度の供試体では \$m=1.09\$, \$\sigma=0.27\$ とばらつきも小さくなりほぼ計算値と一致する。

b) 斜めひびわれ発生時荷重および変位

表一七の斜めひびわれ発生荷重の計算値 \$P_{s1}\$, \$P_{s2}\$ は,

c) 部材降伏時荷重および変位

表—8の部材降伏時曲げモーメント M_{y1} 、曲げによる変位 δ_{y1} および軸方向主鉄筋伸び出しによる変位 δ_{y2} はいずれも前章で述べた方法で求めた計算値である。 M_y/M_{y1} の平均 $m=1.18$ 、標準偏差 $\sigma=0.12$ であった。また δ_y/δ_{y1} の $m=1.84$ 、 $\sigma=0.19$ と $M-\phi$ 関係に基づいて計算された変位は実験値に比べかなり小さいことがわかる。しかし、曲げによる変位に軸方向主鉄筋伸び出しによる変位を加えた ($\delta_{y1}+\delta_{y2}$) と実験値との比 $[\delta_y/(\delta_{y1}+\delta_{y2})]$ の $m=0.988$ 、 $\sigma=0.06$ (変動係数 6%) であり、部材降伏時変位はこれら両者の和をもって精度よく表わされることがわかる。図—13は各種変動要因と部材降伏荷重 P_y との関係を示したものであるが、 P_y と ρ_1 および σ_0 とはほぼ直線関係が認められ、それぞれ次の関係式が得られた。

$$P_y = 8.00 + 3.95 \rho_1 \text{ (相関係数 } 0.968) \dots\dots\dots(12)$$

$$P_y = 14.18 + 0.2 \sigma_0 \text{ (相関係数 } 0.904) \dots\dots\dots(13)$$

しかし、 ρ_{10} は P_y にほとんど影響を及ぼしていない。

d) 最大荷重時荷重および変位

表—9の最大荷重時曲げモーメント M_{max1} および変位 δ_{u0} は前章で述べた $M-\phi$ 関係に基づく計算値である。ただし、 δ_{u0} は曲げによる変位 δ_{u1} と鉄筋の伸び出しによる変位 δ_{u2} の2倍との和である。実験値と計算値との比 M_{max}/M_{max1} の平均 $m=1.13$ 、標準偏差 $\sigma=0.137$ (変動係数 12%) で計算値が実験値をやや下回るようである。また、 δ_u/δ_{u0} の $m=0.996$ 、 $\sigma=0.284$ 、(変動係数 28%) となり、ややばらつきがあるものの最大荷重時変位は、鉄筋の伸び出しによる水平変位の2倍を曲げによる変位に加えたもので推定できる。このように軸方向主鉄筋が柱型配筋の場合もはり型配筋の場合²³⁾と同様の結果となった。繰り返し荷重を受けるRC部材の部材

降伏以降での鉄筋とコンクリートとの付着の損失が、一方方向荷重時あるいは部材降伏以前に比べてはるかに著しいため、 δ_{u2} の2倍の変位量を考慮しなければならないと思われる。 P_y と同様、 P_{max} に影響を及ぼす要因は ρ_1 および σ_0 で両者とも P_{max} との間に次の関係が認められた (図—14 参照)。

$$P_{max} = 8.69 + 5.2 \rho_1 \text{ (相関係数 } 0.996) \dots\dots\dots(14)$$

$$P_{max} = 17.5 + 0.23 \sigma_0 \text{ (相関係数 } 0.820) \dots\dots\dots(15)$$

e) 鉄筋伸び出しによる柱の回転

RC柱載荷点変位に及ぼす軸方向主鉄筋のフーチングからの伸び出しの影響は一般に大きいといわれている。このため、本実験ではフーチング上方 220 mm の位置に

表—8 部材降伏時荷重および変位

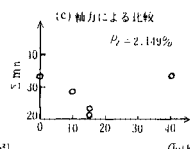
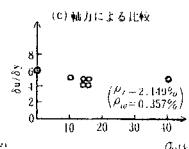
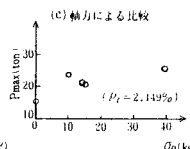
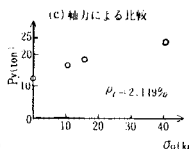
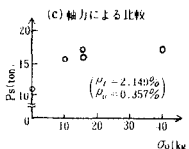
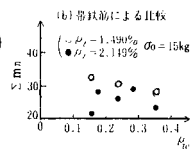
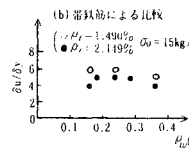
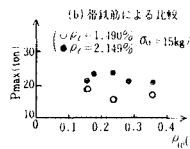
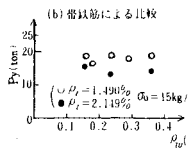
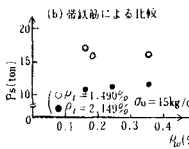
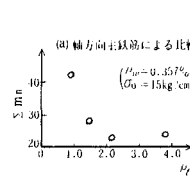
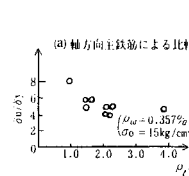
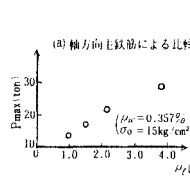
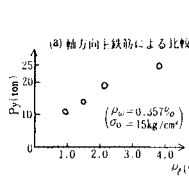
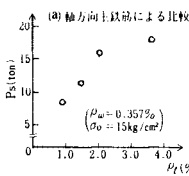
供試体 No.	実験値		計算値		実験値/計算値		δ_{y2}		
	M_y (t-m)	δ_y (mm)	M_{y1} (t-m)	δ_{y1} (mm)	M_y/M_{y1}	δ_y/δ_{y1}			
1	15.08	6.9	11.14	4.91	8.04	1.35	1.41	0.36	38.9
2	25.62	11.0	21.61	5.55	10.51	1.19	1.98	1.05	47.2
3	33.94	13.0	33.15	5.91	12.65	1.02	2.20	1.03	53.3
4	26.08	11.0	21.64	5.51	10.45	1.20	2.00	1.05	47.3
5	25.90	11.0	21.61	5.55	10.51	1.20	1.98	1.05	47.3
6	24.68	10.5	21.71	5.49	10.40	1.14	1.91	1.01	47.3
7	23.23	10.4	20.57	5.55	10.43	1.13	1.87	1.00	46.8
8	29.57	10.5	26.72	5.54	10.93	1.11	1.89	0.96	49.3
9	17.26	10.0	17.68	5.99	11.03	0.98	1.67	0.91	45.7
10	19.31	9.0	15.92	4.87	8.61	1.21	1.85	1.05	43.4
11	18.14	9.1	15.17	5.41	9.51	1.20	1.68	0.96	43.2
12	21.59	9.0	15.17	5.41	9.51	1.42	1.66	0.95	43.2

(注) δ_{y1} : 曲げによる変位、 δ_{y2} : 鉄筋伸び出しによる変位

表—9 最大荷重時荷重および変位

供試体 No.	実験値		計算値		実験値/計算値		2 δ_{u2}
	M_{max} (t-m)	δ_u (mm)	M_{max1} (t-m)	δ_{u0} (mm)	M_{max}/M_{max1}	δ_u/δ_{u0}	
1	18.48	42.5	13.74	24.44	1.34	1.74	58
2	28.29	33.4	27.27	32.85	1.04	1.02	67
3	39.37	26.2	42.68	37.63	0.92	0.70	69
4	33.00	33.4	27.32	32.89	1.21	1.02	67
5	29.74	34.1	27.26	32.89	1.09	1.04	67
6	29.68	41.9	27.38	33.00	1.08	1.27	68
7	32.79	31.7	26.06	33.20	1.26	0.95	67
8	36.01	21.1	33.12	31.38	1.09	0.67	62
9	20.69	20.5	22.84	32.69	0.91	0.63	65
10	22.92	27.4	19.93	29.11	1.15	0.94	65
11	21.92	27.3	19.06	27.62	1.15	0.99	61
12	25.91	27.4	19.06	27.60	1.36	0.99	61

(注) $\delta_{u0} = \delta_{u1} + 2\delta_{u2}$ 、 δ_{u1} : 最大荷重時の曲げによる変位、 δ_{u2} : 鉄筋伸び出しによる変位



図—12 P_s と要因

図—13 P_y と要因

図—14 P_{max} と要因

図—15 δ_u/δ_y と要因

図—16 $\sum m_n$ と要因

2個のダイヤルゲージを取り付け鉄筋の伸び出し量を測定した(図-17参照)。測定値 l_1, l_2 の平均をもって軸方向主鉄筋の伸び出し量とした。荷重0での残留伸び出し量は変位水準 δ_y ではほとんどないものの $2\delta_y$ 以降漸次増加した。フーチング付け根部での伸び出しによる柱躯体の回転量を $\theta = (l_1 - l_2) / l_0$ (l_0 は2測点間距離) により算定し、回転による載荷点水平変位 $\delta_R (= h \cdot \theta)$ が全水平変位 δ に占める割合を図-17に示す。この図より変位水準 $1\delta_y$ で δ_R / δ は50~60%, $3\delta_y$ で80%前後を占めていることがわかる。前項の結果を参考にすると、計算上 $1\delta_y$ の変位水準で $\delta_{y2} / (\delta_{y1} + \delta_{y2})$ は平均46%, ほぼ最大荷重時に対応する $3\delta_y$ では平均65%であったが、これらも併せて図に示してある。 δ_R / δ が計算値よ

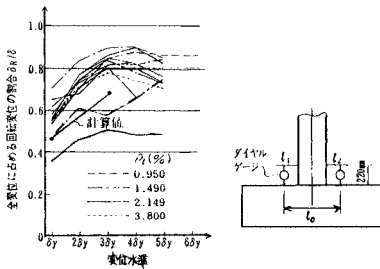


図-17 鉄筋伸び出しによる変位

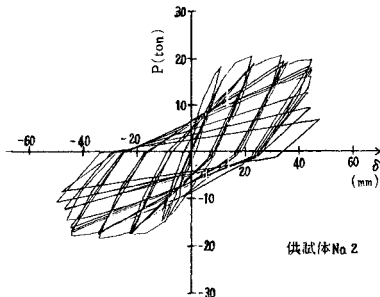


図-18 P-δ ループの一例

りやや大きい傾向を示すのは、鉄筋伸び出し量の測点がフーチング上方22cmにあるため、この測定値にはフーチング境界面での鉄筋の伸び出し量のほかに、この区間で生じた鉄筋の伸びも含まれているためと思われる。

(2) 荷重-変位履歴特性のモデル化

a) 荷重-変位曲線 (P-δ 曲線)

供試体 No.2 の各変位水準における1および5サイクル目での水平荷重 P と載荷点水平変位 δ との関係を図-18に示す。他の供試体の P - δ 曲線も変動要因の違いによらず、No.2 の P - δ 曲線と同様、終局に至るまで安定した紡錘形を示した。変位水準 $4\delta_y$ の5サイクル目での P - δ 曲線を降伏荷重、降伏変位を尺度として無次元化したものを比較した結果、軸方向主鉄筋量が多いほど、また、帯鉄筋量が多いほど P - δ ループの面積はやや増加するものの、本実験の範囲内ではこれら変動要因がループ形状やループ面積に及ぼす影響は実用上ほとんどないといえる。

b) P-δ 曲線の包絡線の無次元化

繰り返し荷重を受けるRC部材の P - δ 曲線のモデル化をはかるためには、 P - δ 曲線の包絡線がどのような因子に影響を受けるかを明らかにしておかなければならない。図-19には P - δ 曲線を無次元化して示してある。(a) 図から ρ_t は部材降伏後の挙動に大きな影響を与えることがわかる。すなわち、 ρ_t が小さいほど P_{max} / P_y の比が大きくなり、また変形能力も大きくなっている。 $\rho_t = 0.95\%$ と 3.80% との場合を比較すると P_{max} / P_y はそれぞれ1.22, 1.14, δ_{max} / δ_y はそれぞれ約7.8, 5.0であった。また、(b), (c) 図から正方向載荷に限ってみると ρ_w が相当に大きい範囲では、 ρ_w, σ_0 が P - δ 曲線の包絡線に与える影響はほとんどないといえる。しかし、負載荷での包絡線は必ずしも正方向載荷の場合と同じとはいえず、 ρ_w が 0.158% と少ない場合には正方向載荷時の降伏荷重を上回らないことがあった。

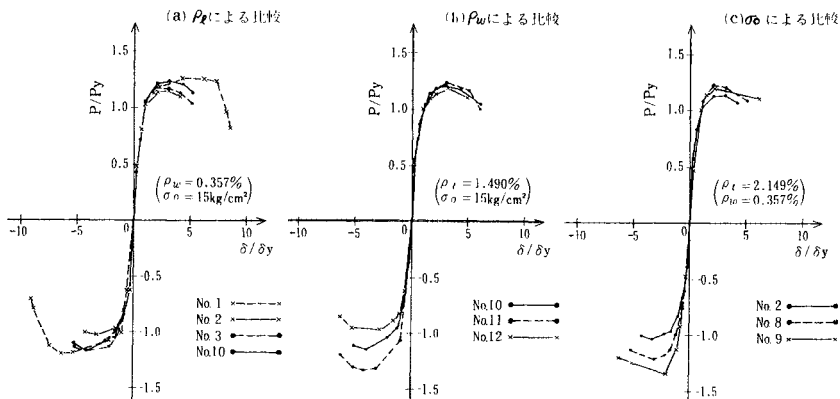


図-19 P-δ 曲線の包絡線の無次元化

c) 荷重-変位履歴ループのモデル化

P - δ 曲線をモデル化するためには、①スケルトンカーブ、② P - δ 履歴ループの2つを合理的に定めなければならない。両者とも、部材や断面諸元、載荷方法等の影響を大きく受け、両特性の設定の相違により、Clough²⁷⁾、菅野・深田²⁸⁾、武田ら²⁹⁾等により解析用モデルが提案されている。本実験結果から一般的に適用され得るモデルを導き出すことは困難であるが、本実験の範囲内に限って履歴ループのモデル化をはかると次のようになる。

スケルトンカーブは図-20に示すように、曲げひびわれ発生時、部材降伏時および最大荷重時の3点を結ぶ3直線で近似できる。曲げひびわれ発生荷重 P_c および同変位 δ_c 、曲げ降伏荷重 P_y および最大耐力 P_{max} はすでに述べた計算方法により精度よく求められるのでこれらの諸量を用いる。降伏変位 δ_y 、最大荷重時変位 δ_{u0} については理論曲げ変位と鉄筋の伸び出しによる水平変位とを考慮することにより求められる。また、部材降伏後のスケルトンカーブの傾きは部材降伏時剛性 (P - δ 図で原点と部材降伏点を結んだ剛性) の約1/10に低下することが実験結果よりいえるのでこの値を用いる。

次に履歴ループについては、本実験の範囲内で得られた P - δ 曲線はすべて破壊に至るまで安定した紡錘形を示しているので、図-20に示すように定常化した P - δ 曲線を4本の直線で近似する。除荷剛性 K_u 、初期(降伏時)剛性 K_0 およびダクティリティ μ との関係は供試体ごとに調べた結果、本実験の変動要因の範囲内ならば $K_u = K_0 / \mu^{0.4}$ で表示できることがわかった。図-21

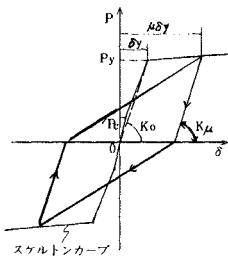


図-20 P - δ ループのモデル化

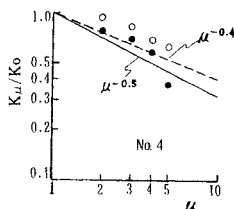


図-21 K_u/K_0 と μ との関係

に一例として No.4 の場合を示す。このように本実験の変動要因の範囲内では、 P - δ 曲線はスリップのない最大点指向形モデルで近似できることがわかった。

(3) RC 柱の耐震性能

a) ダクティリティ

表-5に最大荷重時変位 δ_u 、最大変位時変位 δ_{max} を降伏変位 δ_y で除したダクティリティ δ_u/δ_y 、 δ_{max}/δ_y をのせる。どちらのダクティリティについても No.1 の供試体を除いて顕著な違いは認められなかった。これは、供試体のせん断スパン比 a/d がすべて4であり部材の挙動は主として曲げにより左右されやすかったこと、帯鉄筋量が最少でも0.158%あったことなどの理由によるものと思われる。図-15に δ_u/δ_y に及ぼす各種要因の影響を図示してあるが、帯鉄筋量はダクティリティに大きな影響を与えておらず、主として軸方向主鉄筋量の増加とともにダクティリティは双曲線的に減少していることがわかる。特に、 ρ_t が1.5%以下の場合には大きなダクティリティが期待できるが、1.5%以上の場合でも3程度のダクティリティは確保できる。なお、 δ_{max} と δ_u との差は $(1\sim 2) \times \delta_y$ 程度しか期待できない。 δ_u/δ_y あるいは δ_{max}/δ_y というダクティリティの表示法では繰返し回数の影響が表わされておらず、常に δ_u あるいは δ_{max} を δ_y で除した特定の整数値しかとり得ない。そこで、繰返し回数をも考慮できるダクティリティの指標として $\sum m_n$ を定義し、これと各種変動要因との関係を図-16に示した(変位水準 δ_n での繰返し数を m_n とする)。この図から ρ_t および σ_0 の増加とともにダクティリティは直線的あるいは双曲線的に減少することがわかる。

b) 等価粘性減衰定数 h_e

図-22には各種変動要因が h_e に及ぼす影響について変位水準 $n\delta_y$ と5サイクル目の h_e との関係を示してある。(a) 図から ρ_t が多くなると同一変位水準に対して h_e は増加する傾向がみられ、特に変位水準が大きくなるにつれ ρ_t により違いが顕著になる。 ρ_w や σ_0 の相違が h_e に及ぼす影響は少ないようである。しかし、いずれ

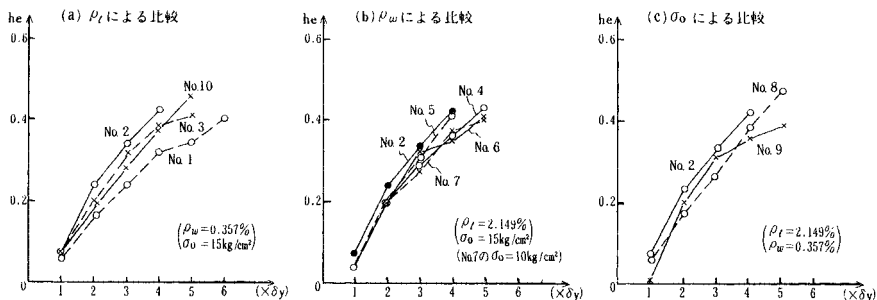


図-22 h_e と各種要因との関係

の場合でも変位水準 $1\delta_y$ で $h_e \approx 0.1$, $4\delta_y$ で $h_e \approx 0.4$ でその中間の変位水準ではほぼ直線的に増加した。これは $P-\delta$ 曲線の囲む面積が変位水準の増加とともに増加し、終局に至るまで安定したループを描いていたためと判断される。

(4) 破壊状況

破壊時のひびわれ状況を図-23に示す。また、各種変動要因と塑性ヒンジ領域の長さ (l_p) および縦ひびわれ発生の有無や進展状況との関係の概略を表-10に示す。

ひびわれ状況から判断すると、主として ρ_t と ρ_w とが、 l_p や縦ひびわれの発生に大きく関与しているといえる。しかし、No.8, No.9の結果から軸力量がひびわれ状況に及ぼす影響はほとんどないようである。

l_p は本実験の範囲内では大略 $d/2$ (d は有効高さ) であったが、 $\rho_w = 0.357\%$ では、 ρ_t の増加とともに l_p が増加し、 $\rho_t = 3.80\%$ の場合には l_p は d 以上となった。 $\rho_t = 2.149\%$ の場合、 ρ_w の増加とともに l_p は増加するが増加の割合は緩慢である。一般に、 ρ_t や ρ_w が大きくなるほど l_p は長くなるようである。

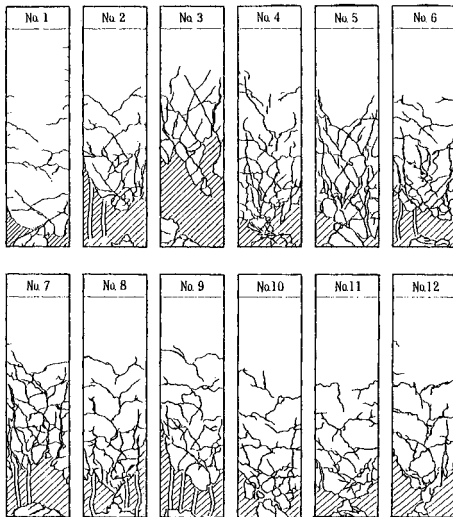


図-23 破壊状況図

表-10 破壊状況と変動要因との関係

同一条件	変動条件	No.	塑性ヒンジ長	縦ひびわれ発生有無	
$\rho_t = 2.149\%$ $\rho_w = 0.357\%$	σ_0	0	9	$d/2$	△
	(kg/cm ²)	40	8	$d/2$	△
		0.158	12	$d/2$	△
$\rho_t = 1.490\%$	ρ_w	0.238	11	$d/2$	△
	(%)	0.357	10	$d/2$	△
		0.158	5	$d/2$ 以下	◎
$\rho_t = 2.149\%$ $\sigma_0 = 15\text{kg/cm}^2$ ($\sigma_{0.6\sigma_c} = 10\text{kg/cm}^2$)	ρ_w	0.178	7	$d/2$	◎
	(%)	0.238	4	$d/2$	○
		0.285	6	$d/2$	○
$\rho_w = 0.357\%$ $\sigma_0 = 15\text{kg/cm}^2$	ρ_t	0.950	1	$d/2$ 以下	×
	(%)	1.490	10	$d/2$	△
		2.149	2	$d/2 \sim d$	△
		3.800	3	d 以上	○

(注) 縦ひびわれ: ×なし、△やや有、発生有無: ○有、◎顕著

次に縦ひびわれの発生状況を見ると、 ρ_t が 2.149% の場合、 ρ_w が少ないほど、縦ひびわれが発生しやすく、 ρ_w が 0.18% 以下の場合には縦ひびわれの進展はきわめて顕著であった。このように帯鉄筋は縦ひびわれの発生や進展に対し有効に作用するが、帯鉄筋量を多く配筋すればするほど、縦ひびわれの発生を防げるわけではない。たとえば、帯鉄筋を 0.357% と多く配筋しても ρ_t の増加とともに縦ひびわれの発生がみられた。これは、帯鉄筋量が多くなれば内部コンクリートに対する拘束効果が高まり部材は曲げ圧壊しにくくなるとともに、 ρ_t が大きくなると部材引張部にはより大きな引張力が働き、これが原因となって曲げ圧縮破壊以前に鉄筋周辺に大きなリングテンションが発生し縦ひびわれが生じやすくなるためと思われる。縦ひびわれの発生は部材に脆性破壊をもたらし、急激な耐力の低下を生じさせるので部材の設計にあたっては避けなければならない限界状態の1つである。縦ひびわれの発生を防ぐには、単に ρ_w を多くするのではなく、 ρ_t と ρ_w との適切な組合せを考えなければならない。現行ラーメン高架橋柱の ρ_t が約 2% 程度であることを考えると、 ρ_w が 0.28% 以下では縦ひびわれが生じる危険性があることが本実験結果から指摘される。

5. まとめ

本研究の範囲内で次のことがいえると思われる。

- (1) 曲げひびわれ発生荷重はかなりばらつくが、断面の $M-\phi$ 曲線に基づき、鉄筋ひずみが 100μ 程度でひびわれが発生すると仮定すれば、曲げひびわれ発生荷重および変位とも比較的精度よく推定できる。
- (2) 斜めひびわれ発生時の荷重は、CEBの腹鉄筋のないはりのせん断耐力式によるものと比較的よく一致する。ただし引張主鉄筋量として軸方向主鉄筋量の 1/2 を用いる。
- (3) 部材降伏時変位は、曲げによる変位と鉄筋の伸び出しによる水平変位との和でもって表わすことができる。また、最大荷重時変位は、鉄筋伸び出しによる水平変位の 2 倍を理論曲げ変位に加えたものとはほぼ一致する。
- (4) 斜めひびわれ発生荷重、部材降伏荷重および最大荷重は、 ρ_t および σ_0 とほぼ直線関係にある。
- (5) 計算上、全水平変位に占める鉄筋の伸び出しによる水平変位の割合は、変位水準 $1\delta_y$ で約 46%、 $3\delta_y$ で約 65% であった。
- (6) $P-\delta$ 曲線は破壊に至るまで安定した紡錘形を示し、そのモデル化としてスリップのない最大点指向型モデルを提案した。
- (7) ダクティリティーに影響を及ぼす主な要因は ρ_t

であり、 ρ_t の増加とともにダクティリティーは減少する。 ρ_t が1.5%以上でも ρ_w が0.15%以上あれば3程度のダクティリティーは確保できる。

(8) 等価粘性減衰定数 h_e に影響を及ぼす主要な要因は ρ_t であり、 $1\delta_y$ で $h_e \approx 0.1$ 、 $4\delta_y$ で0.4でほぼ直線的に増加した。

(9) ρ_t および ρ_w の組合せにより塑性ヒンジ長さおよび縦ひびわれ発生の有無や進展状況が異なる。

以上、本研究は帯鉄筋量が比較的多く $a/d=4$ のRC柱を対象に行ったが、RC柱の挙動に大きな影響をもつ要因は軸方向主鉄筋量であるといえる。さらに、 ρ_t が2%程度のRC柱に対しては、縦ひびわれの発生を防ぐためには、 ρ_w は0.28%以上配筋する必要がある。

参考文献

- 1) 国鉄仙台新幹線工務局：せんかんこう'78宮城県沖地震特集号、1979.12.
- 2) 池田昭男：軸力、曲げ及び剪断力をうける鉄筋コンクリート柱の繰返し破壊実験、日本建築学会論文報告集、第83号、pp.23~30、昭和38年3月。
- 3) 山田 稔・河村 広：軸圧をうける鉄筋コンクリート部材の弾塑性曲げ変形性状に関する研究、日本建築学会論文報告集、第223号、pp.17~25、昭和49年9月。
- 4) 野口 博：鉄筋コンクリート柱の力学的挙動に関する研究、日本建築学会論文報告集、第233号、pp.83~92、昭和50年7月、第234号、pp.23~33、昭和50年8月。
- 5) 滝口克己・岡田謙二・堺 政博：付着のあるRC部材と付着のないRC部材の変形特性、日本建築学会論文報告集、第249号、pp.1~10、昭和51年11月、第262号、pp.53~59、昭和52年12月。
- 6) 林 静雄・黒正清治ら：変曲軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の曲げ変形性状に関する実験研究、日本建築学会論文報告集、第289号、pp.59~68、昭和55年3月、第312号、pp.28~34、昭和57年2月。
- 7) 広沢雅也：鉄筋コンクリート部材の強度と靱性、建築研究報告、No.76、建設省建築研究所、1977.3.
- 8) 山田 稔・河村 広：軸圧をうける鉄筋コンクリート部材の弾塑性曲げ変形性状に関する研究、日本建築学会論文報告集、第123号、pp.15~21、昭和41年5月、第124号、pp.11~16、昭和41年6月、第136号、pp.15~21、昭和42年6月。
- 9) 服部高重・柴田拓二・大野和男：鉄筋コンクリート部材の剪断耐力機構に関する考察、日本建築学会論文報告集、第200号、pp.35~44、昭和47年10月。
- 10) 金子雄太郎・田中彌壽雄：せん断伝達理論に基づく鉄筋コンクリート短柱のせん断耐力に関する研究、日本建築学会論文報告集、第267号、pp.39~47、昭和53年5月、第287号、pp.27~38、昭和55年1月。
- 11) 六車 熙・渡辺史夫：鉄筋コンクリート柱のせん断抵抗機構に関する研究、日本建築学会論文報告集、第332号、pp.57~65、昭和58年10月。
- 12) 吉岡研三・岡田恒男・武田寿一：鉄筋コンクリート柱の変形性能向上に関する研究、日本建築学会論文報告集、第279号、pp.53~63、昭和54年5月、第282号、pp.37~44、昭和54年8月、第324号、pp.54~62、昭和58年2月。
- 13) 末永保美・石丸麟太郎ら：組み合わせ応力を受けるコンクリート材の力学的解析、日本建築学会論文報告集、第201号、pp.11~19、昭和47年11月、第218号、pp.1~6、昭和49年4月、第221号、pp.9~16、昭和49年7月。
- 14) 嶋津孝之：On the Ultimate Values of Deformation Angle for Reinforced Concrete Columns、日本建築学会論文報告集、第312号、pp.18~27、昭和57年12月。
- 15) 太田 実：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、土木学会論文報告集、第292号、pp.65~74、1979年12月。
- 16) 秋元泰輔ら：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、31、33回土木学会年講概要集、昭和49年10月、昭和51年10月、昭和53年9月。
- 17) 平嶋政治・川口直徳：軸方向引張力と曲げモーメントとを受ける鉄筋コンクリート部材の設計、土木学会論文報告集、第283号、pp.105~116、1979年3月。
- 18) Park, R., Kent, D.C. and Sampson, R.A.: Reinforced Concrete Members with Cyclic Loading, Proc. of ASCE, ST 7, July 1972.
- 19) 梅村 魁：鉄筋コンクリート梁の塑性変形及び終局強度、日本建築学会論文報告集、第42号、昭和26年2月。
- 20) CEB BULLETIN D'INFORMATION No.124/125-E Avril 1978.
- 21) ACI：鉄筋コンクリート構造設計基準(318-71)
- 22) Hognestad, E.: A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members, Bulletin, No.399, Univ. of Illinois Engineering Experiment Station, Nov. 1951.
- 23) 尾坂芳夫・柳田 力・太田 実・小寺重郎：鉄筋コンクリート橋脚の弾塑性応答解析と設計への応用、土木学会論文報告集、第297号、pp.71~85、1980年5月。
- 24) 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33回学術研究発表会論文集、昭和41年。
- 25) 日本建築学会編：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、技報堂。
- 26) 日本建築センター：鉄筋コンクリート柱の崩壊防止に関する総合研究の現況について、コンクリート工学、Vol.13, No.1, pp.2~18、昭和50年1月。
- 27) Clough, R.W.: Effect of Stiffness Degrading on Earthquake Ductility Requirement, Report 6614, Structural and Materials, Univ. of Calif., Berkeley, 1966.
- 28) 深田泰夫：鉄筋コンクリート造建物の復元力特性に関する研究(1)、日本建築学会支部研、1969.11.
- 29) Takeda, T., Sozen, M.A. and Nielsen, N.N.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquake, Proc. of ASCE, Vol.96, ST.12, 1970.12.

(1985.2.12・受付)