

コンファインドコンクリートを利用する高靱性 PRC 曲げ部材の基礎力学的性状

鈴木 計 夫*
中塚 信**
蔡 健***

1. ま え が き

プレストレスト(鉄筋)コンクリート(以下 PC (PRC) と略記)や鉄筋コンクリート(以下 RC と略記)構造では、従来、もろい破壊を起こすコンクリートをそのまま主構成材料としてきたため、耐震性のうえで今一つ十分な信頼性が得られていない。したがってこのようなコンクリート構造物の耐震性向上に必要な十分な靱性を確保する構造技術と設計法の確立は重要な研究課題である。また、その重要性は近年の同構造物の高層化の傾向とも相まって一層増大している。

本報告は、コンファインドコンクリートを利用する高靱性曲げ部材の、強震時に想定される大変形塑性域における多数回繰返し荷重下での基礎力学的性状について述べたもので、先般日本建築学会より刊行された PRC 指針¹⁾の付録 1.4 の基本データともなっている。本報告では、同部材の耐力、靱性、復元性などの荷重・変形特性に及ぼす、梁部材では主として横補強筋量の影響、柱部材では横補強筋量、軸力、プレストレストの影響、などについて述べ、さらに繰返し荷重下における終局限界曲率についての解析的考察も行い、この限界曲率の実用的な算定も可能であることを示した。

2. コンファインドコンクリートの利用と曲げ部材の高靱性化

コンファインドコンクリートとは、軸方向圧縮応力下において生ずるコンクリートの横方向膨張変形が円形スパイラル筋やフープ筋などで拘束されてコンクリートの応力状態が 3 次元的なものとなったコンクリートのことで、圧縮強度、圧縮変形能力の著しい改善に留まらず繰返し荷重に対しても極めて優れた安定性を示す^{13)~16)}という大きな特徴をもつ。このような力学特性の改善には、一般に太い、強度の高い鉄筋を密に配置するほど効果が有り、また、コンクリート強度が小さいほど改善度

は大きい。さらに、配筋を角形とするよりも円形スパイラル状とする方が効果的であることも明らかにされている^{3), 13), 14), 19)}。

いずれにしても、このような簡単な補強によってもろいコンクリートも直ちに高靱性化し、また靱性の程度も補強量などによって幅広く変えることが可能となる。このコンファインドコンクリートを梁、柱などのコンクリート構造部材に合理的に利用して、コンクリート構造物を粘り強いものにしようとするのが筆者等の基本姿勢である。

まず、梁部材の靱性を大きくする一般的方法としてはいろいろ考えられるが、今それらの得失を要約するならば表—1 のようなものとなるであろう⁷⁾。同表より (i) ~ (iv) の方法と比べて (v) の曲げ圧縮部にコンファインドコンクリートを利用する方法はいろいろな点で優れ

表—1 梁断面を高靱性化する方法とその得失

	方 法	得	失
(i)	引張側の鉄筋および PC 鋼材の量を減らす。	×	断面の抵抗モーメントの減少→断面設計の再検討。 ○ 靱性は一応増大する。
(ii)	断面 (b, d) を大とする。	×	ラーメン応力が変わる→再構造計算。 × 断面抵抗モーメントの変化→断面設計の再検討。 ○ 靱性は一応大となる。
(iii)	コンクリート強度を大とする。	×	生コンの水セメント比を小とする→コンクリートの施工性の低下。 △ コンクリート自身のぜい性破壊性が増す→靱性改善率が低い。 ○ 靱性は一応大となる。
(iv)	圧縮鉄筋を入れる*、あるいは増やす。	×	逆方向曲げモーメント時の q_{sp} が大になる。 × 圧縮鉄筋の座屈防止対策が必要。 ○ 靱性は増大する。
(v)	曲げ圧縮側に鉄筋補強する。 コンファインドコンクリートとする鉄筋補強。	△	コンファインの状態をつくるための補強筋が必要。ただしその量は多くはなく、補強区間も小さい。 ○ 断面大きさは変わらないのでラーメン応力は不変。 ○ 断面の抵抗モーメントは殆ど同じか少し増加する。 ○ 大きな靱性が容易に得られる。 ○ 大変形繰返し荷重に対する劣化性質が大きく改善される。

* 大阪大学工学部建築工学科教授，工博

** 大阪大学工学部建築工学科助手，工博

*** 大阪大学大学院博士課程，工修

* 入れざるを得ないときも多い→座屈防止の研究が必要。座屈挙動は少しは分かってきた²²⁾。

ていることが明らかである。とくに、このコンファインド補強によって断面の抵抗モーメントが変化しないか、多少とも増加する程度である点が大きな特徴である。このことは部材設計の流れ図において断面耐力の設計過程とは独立に所要の変形能力を与える設計を行うことができることを意味し、将来の“靱性率設計法”確立への可能性を強く示唆するものである。

上記のことや後述する実験結果等を考慮して、本年1月に日本建築学会から刊行されたPRC指針においては、断面靱性を確保するために、まず断面の鉄筋・鋼材係数(q_{sp})の値を制限するとともに、もし q_{sp} の値が制限値を超して靱性の低下が懸念されるような場合にはコンファインドコンクリートを用いることを推奨する規定としている。

柱部材の靱性を大きくするには、鉄筋(鋼材)係数の値を小とし、帯筋の間隔を狭く、また軸力を制限することなどが一般に行われているが、積極的にコンファインドコンクリートを利用するのが、梁部材の場合と同様最も効果的であろう。柱では梁と異なって断面全体をそのままコンファインドすればよいので効率的である。地震国におけるこれからのコンクリート造建築の柱部材は、コンファインド PRC 柱が経済性も含めて合理的で有利なものになると考えているが、そのような柱のねらいとするところは、次のごとくである。

- 1) コンファインドコンクリートとすることにより大きな靱性を容易に得ることができ、
- 2) 同時に大変形塑性域における繰返し荷重に対する安定性(繰返し荷重による耐力低下が極めて小さいこと)が得られるので、主要地震波を安全に塑性域まで引込んで処理することができる。
- 3) プレストレスを導入して PRC 柱とすることにより架構に計画的な復元性を与える、すなわち中程度の地震にたいしては地震終了後に架構はほぼ完全にもとの状態(位置)に復元し、大地震にたいしては例えば 10 mm 前後以内の残留変位となるように計画することができる。これによって建物は取り壊す必要はなく、わずかな補修工事によって再使用可能となる。柱材にプレストレスを導入することは、コンクリートの許容圧縮応力度を割り引くことになって一面不利になると考えられるが、コンファインドコンクリートの強度はわずかな補強量でもプレーンコンクリートのその 1.5 倍程度にはなるので、将来はこの強度増による許容応力度の割増しを見込むことができよう。ちなみにこの割増しはかつての日本建築学会の RC 規準¹⁷⁾においては認められており、また米国においては The State of the Art

Report¹⁸⁾ でこの強度増加を与える式が示されている。したがって将来は、この許容応力度の割増し分を考慮にいれてプレストレスを与えるという考え方が成り立つことになる。

本報告で述べるコンファインドコンクリートを利用する PRC 梁・柱部材は、以上述べたようにコンファインド補強によって靱性を改善し、導入したプレストレスによって復元性を与え、繰返し荷重に対する大変形塑性域での安定性を抛り所として地震荷重に対して塑性域を積極的に活用することなどを基本方針とするものである。

それゆえ、強震時の主要動の少なくとも数 10 波の地震波をこの塑性域で安全に処理できるかどうかを明らかにするために、梁、柱のいずれの試験体にたいしても 1/100 から 1/10 までの変形角を 5 段階に分け、各変形角で 10 回ずつ、合計約 50 回の正負交番繰返し荷重を行うという、これまでに見られない厳しい荷重条件で試験を行っている。得られた結果は、コンファインドコンクリートを用いた部材においては十分満足できるものであることが明らかにされたが^{9)~12)}、次節以下に実験結果の一部を示しながら、これらの高靱性梁・柱部材の基礎的な力学性状、ならびに終局限界曲率の解析的考察結果を要約した。

なお本報告では、繰返し荷重を受ける梁、柱部材の最終破壊に関する用語として次のようなものを用いている。

安定限界：定変位繰返し荷重による耐力低下率が十分小さい値(梁部材では約 15%，柱部材では約 20%)以下となる変形の限界点(4.4 参照)。

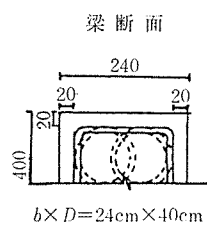
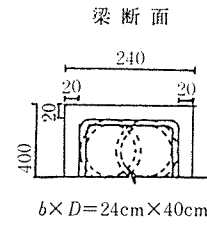
終局限界点^{9)~11)}：梁断面で言えば $(C=T)_{max}$ (i.e. 圧縮合力=引張合力の最大値)となる時点、一般的に表現するならば、断面曲率が増加してもひずみ軟化域に達している曲げ圧縮部コンクリートが引張鋼材合力を支持しきれなくなる限界点。

3. 高靱性部材実験の概要

本実験では、前記の主旨によりコンファインドコンクリートを使用した高靱性梁・柱部材を持つ T 字形の試験体を用いた。前者では各種横補強筋が、また後者では横補強筋量、軸力、プレストレスの大きさなどが高靱性部材の荷重-変形関係における耐力、靱性、復元性などに及ぼす影響を調べている。

まず、梁試験体は、試験梁部に柱部を付加した 図-1 に示すような横 T 形試験体である。梁部の断面は 24×40 cm で普通鉄筋と PC 鋼棒が上下対称に配置され、またヒンジ部にはコンファインドコンクリートのための各種横拘束筋が配置されている。梁実験での実験要因は、

表—2 梁試験体の断面概要

試験体		B-No. 1	B-No. 2	B-No. 3	B-No. 4	B-No. 5	B-No. 6	B-No. 7	B-No. 8
 梁断面 $b \times D = 24\text{cm} \times 40\text{cm}$									
PC 鋼 棒	径種 a_p (cm ²)	$\phi 26$ C-1 5.31	$\phi 23$ C-1 8.31	$\phi 26$ C-1 5.31	$\phi 23$ B-1 8.31	$\phi 26$ C-1 5.31	$\phi 23$ B-1 8.31	$\phi 26$ C-1 5.31	$\phi 23$ B-1 8.31
普通鉄筋	径 a_r (cm ²)	D19 5.74	D22 7.74	D19 5.74	D22 7.74	D19 5.74	D22 7.74	D19 5.74	D22 7.74
鋼材係数	q_{sp} q	2.232 0.304	0.351 0.455	0.207 0.272	0.286 0.380	0.214 0.281	0.296 0.393	0.227 0.299	0.305 0.409
λ		0.762	0.771	0.760	0.753	0.760	0.753	0.745	0.794
拘束筋	スパイラル種別 ピッチ (mm) 巻径 (mm)	M9 ϕ 50 120	M9 ϕ 50 120	H9 ϕ 45 120	H9 ϕ 45 120	M13 ϕ 45 120	M13 ϕ 45 120		
	スターラップ ピッチ (mm)	\square -D10 150	\square -D10 100	\square -D10 150	\square -D10 100	\square -D10 150	\square -D10 100	\square -D10 150	\square -D10 100
F_c' (kg/cm ²)		329	329	364	364	352	352	328	328
試験体		B-No. 9	B-No. 10	B-No. 11	B-No. 12	B-No. 13	B-No. 14	B-No. 15	B-No. 16
 梁断面 $b \times D = 24\text{cm} \times 40\text{cm}$									
PC 鋼 棒	径種 a_p (cm ²)	$\phi 26$ C-1 5.31	$\phi 23$ B-1 8.31	$\phi 26$ C-1 5.31	$\phi 23$ B-1 8.31	$\phi 26$ C-1 5.31	$\phi 26$ C-1 5.31	$\phi 26$ C-1 5.31	$\phi 23$ A-1 8.31
普通鉄筋	径 a_r (cm ²)	D19 5.74	D22 7.74	D19 5.74	D22 7.74	D19 5.74	D19 5.74	D19 5.74	D25 10.14
鋼材係数	q_{sp} q	0.225 0.297	0.313 0.411	0.258 0.341	0.359 0.471	0.249 0.330	0.249 0.330	0.249 0.330	0.306 0.458
λ		0.756	0.761	0.756	0.761	0.754	0.754	0.754	0.669
拘束筋	スパイラル種別 ピッチ (mm) 巻径 (mm)					M6 ϕ 50 120	M9 ϕ 50 120	M13 ϕ 50 120	M13 ϕ 50 120
	スターラップ ピッチ (mm)	\square -D10 50	\square -D10 50	\square -D13 50	\square -D13 50	\square -D10 150	\square -D10 150	\square -D10 150	\square -D10 100
F_c' (kg/cm ²)		320	320	279	279	289	289	289	289

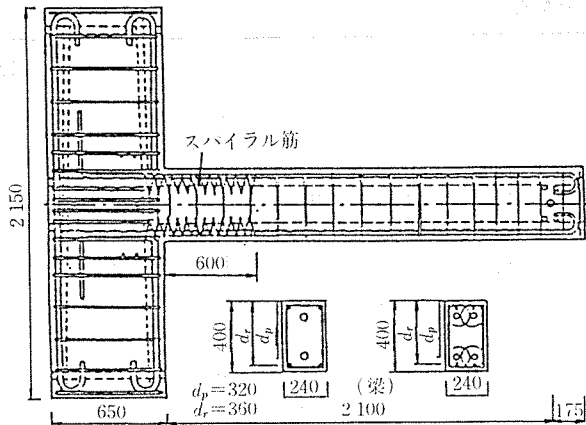
PC 鋼棒種別: C-1 はC種1号, B-1 はB種1号, A-1 はA種1号

拘束筋種別: Mは普通鋼, Hは高張力鋼, F_c' : コンクリートシリンダー強度

$$\text{鋼材係数: } q_{sp} = \frac{a_p \cdot \sigma_{py} + a_t \cdot \sigma_y - a_c \cdot \sigma_y}{b \cdot d \cdot F_c'} \quad q = \frac{T_{py} + T_y}{b \cdot d \cdot F_c'} \quad \lambda = \frac{T_{py}}{T_{py} + T_y}$$

表—2 に示すように鉄筋・鋼材係数 (q_{sp}), 横拘束筋の種類およびその補強程度である。すなわち, q_{sp} の値としては, 日本建築学会 PRC 指針の制限値 0.25 およびそれ

を上回る 0.30 もしくは 0.35 程度を計画した。曲げ圧縮部に対する横拘束筋としては $\phi 6$, $\phi 9$, $\phi 13$ の普通鉄筋や D9 の高張力鋼材で製作された, 巻径が 12 cm の

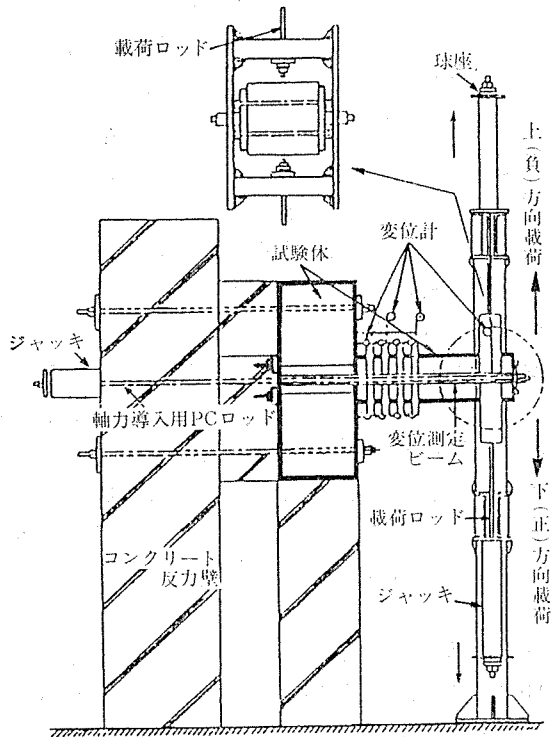


図一 梁試験体配筋図

円形スパイラル筋、ならびに D10 および D13 の普通鉄筋を用い、末端部を相互に溶接した閉鎖型の角形フープなどを使用した。横拘束筋の配置は、円形筋の場合には柱内 10 cm の位置から、角形筋の場合は柱面から 3 cm の位置より、梁のヒンジ領域になると考えられる範囲に余長を考慮した梁せい の 1.5 倍の区間について行った。

試験体の製作には、試験時でのコンクリート強度が約 300 kg/cm² となるような、早強セメントを用いたレディーミクストコンクリートを使用した。試験梁部へのプレストレスの導入は原則としてコンクリート打設後約 1 週間で行い、導入後 PC 鋼棒には早強セメントペーストによるグラウトを施した。

正負交番繰返し載荷は、柱試験体について示した図一

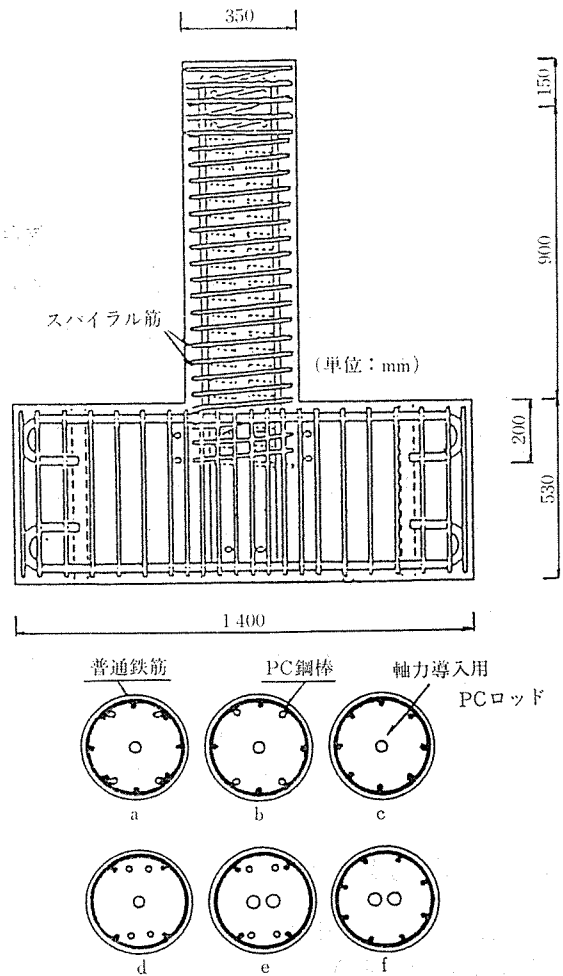


図二 載荷および測定装置 (柱試験体の場合)

2 のように、反力壁に対し横 T 形の状態でセットした試験体の梁先端部に取り付けた載荷用治具を、ロードセルを兼ねた PC ロッドで上下に交互に引っ張ることによって行った。載荷プログラムは原則として、塑性域における梁の変形角が、1/70、1/30、1/20、1/15 および 1/10 の各載荷階でそれぞれ 10 回ずつ、総計 50 回の正負交番繰返し載荷である。

梁部分の変位の測定は、図-2 に示すように、柱面から 0.75 D (D: 梁せい)、1.5 D、3.0 D および載荷点位置で、電気式のしゅう動型および巻込み型変位計を用いて行った。また梁のヒンジ領域内外における曲率分布は、柱面から測定検長をそれぞれ 15 cm とした 4 測定区間で、梁に固定した測定治具に取り付けたダイヤルゲージ式変位変換器を用いて測定した。

柱試験体は、試験対象の円柱部 (35 cm) に梁部を付加した T 形試験体で、その配筋および柱断面を 図-3 に、試験体の種類を 表-3 に示す。実験要因は、横補強筋量、主筋径、断面の全鋼材についての終局プレストレス率 λ_c (=PC 鋼材の降伏点引張力 / (鉄筋の降伏点引張力 + PC 鋼材の降伏点引張力)、添字 c は柱の意味)、軸力



図三 柱試験体配筋図

表-3 柱試験体の断面概要

試験体	D(cm)	d_s (cm)	主筋	p_r (%)	スパイラル筋	p_s (%)	PC 鋼棒	λ_c	σ_g/F_c	η_{des}	η_{P_e}	F_c	柱断面
C-No. 1	35	31	8-D13	1.06	D10@100	0.46	4- ϕ 15	0.69	0.10	0.25	0.275	321	a
C-No. 2	35	31	8-D13	1.06	D10@50	0.92	4- ϕ 15	0.69	0.10	0.25	0.277	321	
C-No. 3	35	31	8-D13	1.06	D13@50	1.64	4- ϕ 15	0.69	0.10	0.25	0.270	321	
C-No. 4	35	31	8-D13	1.06	D10@50	0.92	4- ϕ 15	0.69	0.18	0.25	0.345	314	
C-No. 5	35	31	8-D19	2.39	D10@50	0.92	—	0.00	0.00	0.25	0.239	275	c
C-No. 6	35	31	8D-19	2.39	D13@50	1.64	—	0.00	0.00	0.25	0.239	275	
C-No. 7	35	31	8-D16	1.65	D10@50	0.92	4- ϕ 11	0.43	0.10	0.25	0.321	275	a
C-No. 8	35	31	4-D13	0.53	D10@50	0.92	4- ϕ 17	0.85	0.10	0.25	0.303	275	b
C-No. 9	35	31	4-D13	0.53	D13@50	1.64	4- ϕ 17	0.85	0.10	0.25	0.294	275	
C-No. 10	35	31	4-D19	1.19	D10@100	0.46	4- ϕ 15	0.69	0.18	0.25	0.402	267	d
C-No. 11	35	31	4-D19	1.19	D10@50	0.92	4- ϕ 15	0.69	0.18	0.25	0.397	267	
C-No. 12	35	31	4-D19	1.19	D13@50	1.64	4- ϕ 15	0.69	0.18	0.25	0.401	267	
C-No. 13	35	31	4-D19	1.19	D10@50	0.92	4- ϕ 15	0.69	0.13	0.00	0.118	384	e
C-No. 14	35	31	4-D19	1.19	D10@50	0.92	4- ϕ 15	0.69	0.13	0.35	0.447	384	
C-No. 15	35	31	4-D19	1.19	D10@50	0.92	4- ϕ 15	0.69	0.13	0.20	0.306	384	
C-No. 16	35	31	4-D19	1.19	D10@50	0.92	4- ϕ 15	0.69	0.13	0.35	0.444	384	
C-No. 17	35	31	4-D19	1.19	D13@50	1.64	4- ϕ 15	0.69	0.13	0.35	0.447	384	
C-No. 18	35	31	8-D19	2.39	D10@50	0.92	—	0.00	0.00	0.35	0.342	277	f
C-No. 19	35	31	8-D19	2.39	D10@50	0.92	—	0.00	0.00	0.00	0.000	277	
C-No. 20	35	31	8-D19	2.39	D10@50	0.92	—	0.00	0.00	0.50	0.488	277	
C-No. 21	35	31	4-D19	1.19	D13@50	1.64	4- ϕ 15	0.69	0.18	0.25	0.342	321	d

a_{pg} : PC 鋼材の全断面積
 a_{rg} : 普通鉄筋の全断面積
 a_s : スパイラル筋の断面積
 D : 柱直径
 d_s : スパイラル筋巻径
 F_c : 設計コンクリート強度
 F_c' : コンクリート強度
 N : 軸力
 P_e : 有効プレストレス力
 p_r : 普通鉄筋比 ($=4 a_{rg}/\pi D^2$)
 p_s : スパイラル筋の面積比 ($=2 a_s/sd_s$)
 s : スパイラル筋ピッチ
 η_{des} : 設計軸力比 ($=4 N/\pi D^2 F_c'$)
 η_{P_e} : 軸力比 ($=4(N+P_e)/\pi D^2 F_c'$)
 λ_c : 断面の全鋼材量についての終局プレストレス率
 $(=a_{pg}\sigma_{py}/(a_{rg}\sigma_{ry}+a_{pg}\sigma_{py}))$
 σ_g : プレストレスレベル ($=4 P_e/\pi D^2 F_c'$)

↑
図-3 参照

の大きさおよび各載荷階での繰返し回数である。使用した主筋および横補強円形スパイラル筋の種類は SD 30 で、用いたコンクリートは実験時の圧縮強度が 267~384 kg/cm² の、早強セメントによるレディーミクストコンクリートである。

載荷および測定方法は梁試験体の場合と同様であるが、付着のない PC 鋼棒による柱軸力は載荷中常に一定となるように油圧ポンプで手動制御した。載荷は原則として変形角が 1/100, 1/50, 1/30, 1/20, 1/14 および 1/10 における、繰返し回数が各 10 回(試験体 No. 16 は各 1 回, No. 21 は各 30 回) の、定軸力下での正負交番漸増定変位繰返し載荷である。柱部分の変位および塑性ヒンジ領域内外における曲率分布の測定は、梁の場合と同様 図-2 に示す方法で行ったが、曲率の測定検長は 10 cm とした。

4. 実験結果および考察

4.1 荷重-変形関係の概要

全体の総括: 図-4, 5 は梁および柱試験体の載荷点位置におけるそれぞれの変位と荷重との関係 (P - δ 関係)

を示した代表例である。同図に示されるように梁および柱のいずれの試験体の場合でも、各繰返し階の第 1 サイクルに対する包絡線は靱性的な性状を示したが、第 10 サイクルに対する包絡線は試験体によって極めて脆性的な性状となる場合も見られた。このことは耐震性を目的としてコンクリート部材の靱性を考える場合、塑性域での繰返し回数は従来のような 1 回程度ずつでは不十分であり、繰返し載荷による靱性の劣化を考慮しなければならないことを示している。

小変形域: 次に、まず比較的小変形領域での P - δ 関係を概観する。図-4 (b) に示す梁試験体 No. 2 は同図 (a) の No. 8 試験体に $\phi 9$ の普通鉄筋による円形スパイラル筋を付加配置したもので、また同図 (c) の No. 12 試験体は D13 普通鉄筋による閉鎖型溶接スターラップを用いて、No. 8 試験体の横補強筋量を増加させたものである。

一方、図-5 に示す円柱試験体 No. 10 (横補強筋として D10@100 使用) と No. 12 試験体 (同 D13@50) は横補強筋量のみが異なるものである。また、No. 12 に対し No. 9 および 17 は横補強筋は同一であるが、前者

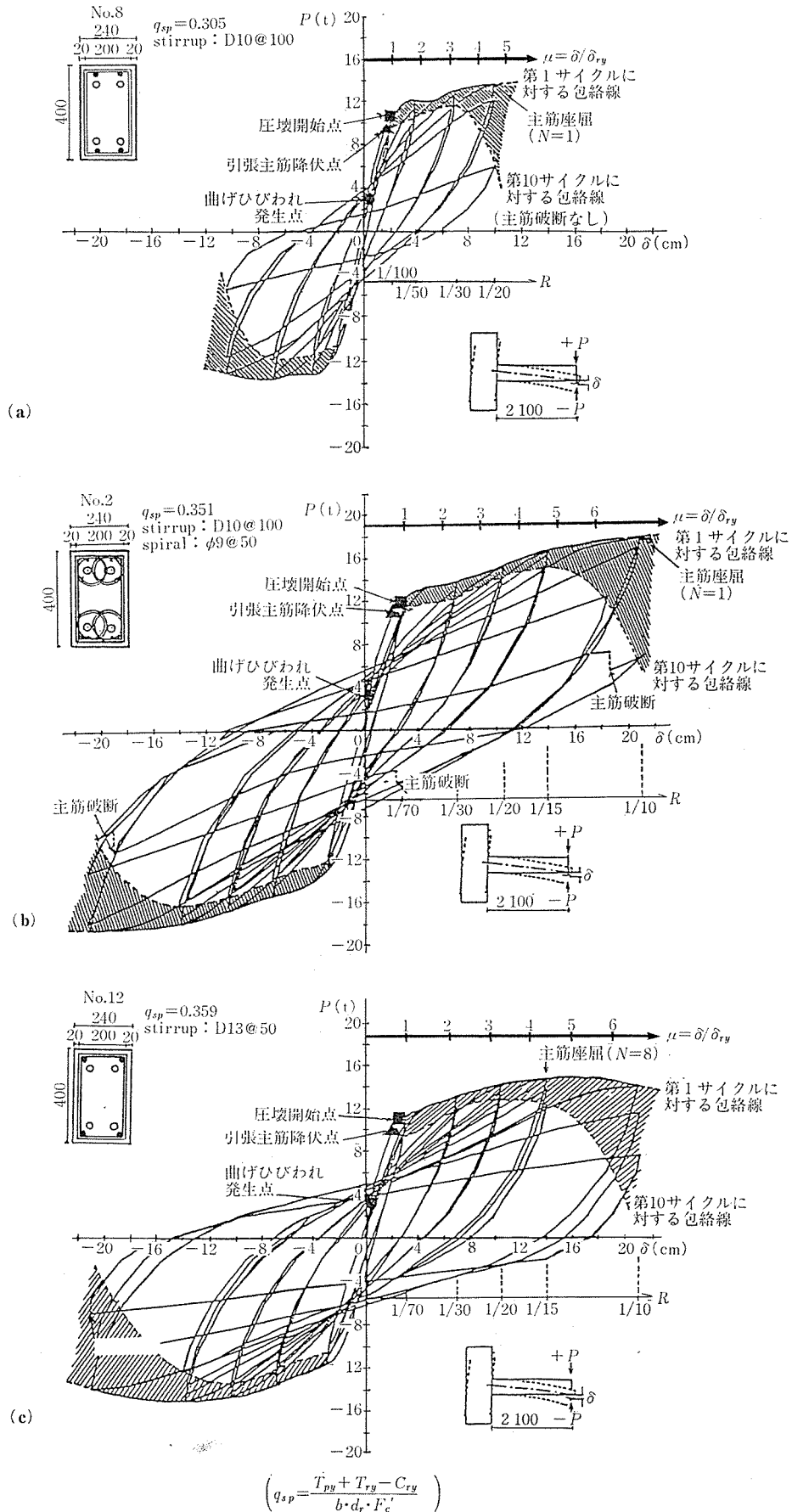
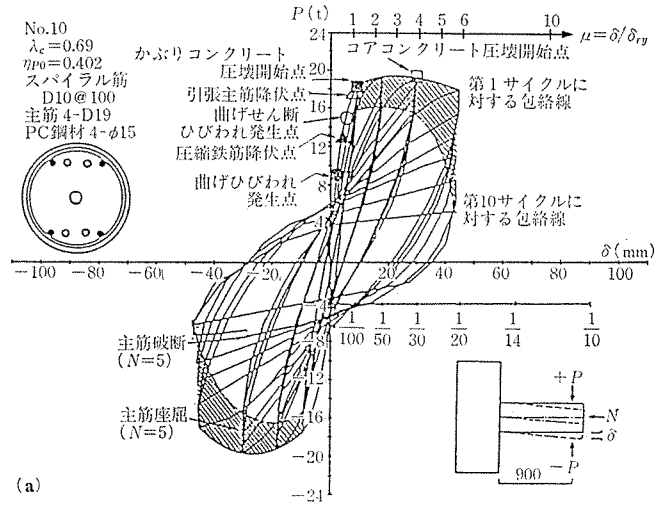
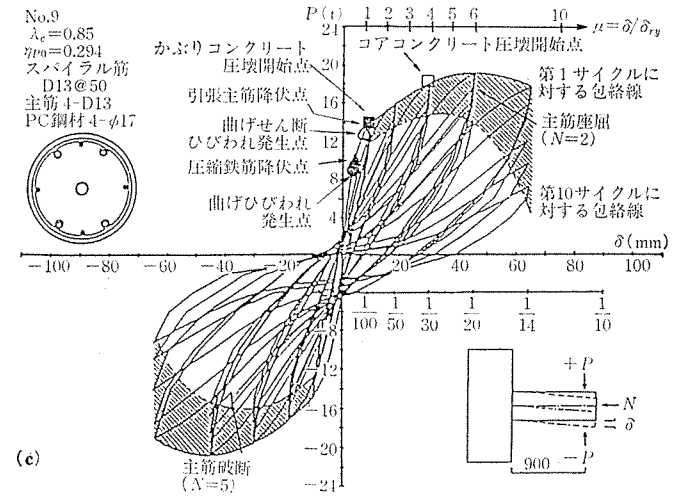


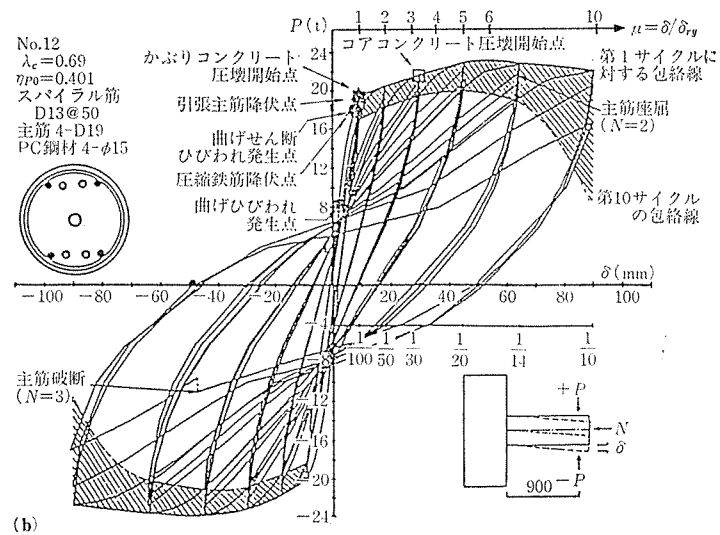
図-4 梁試験体の荷重-変形関係



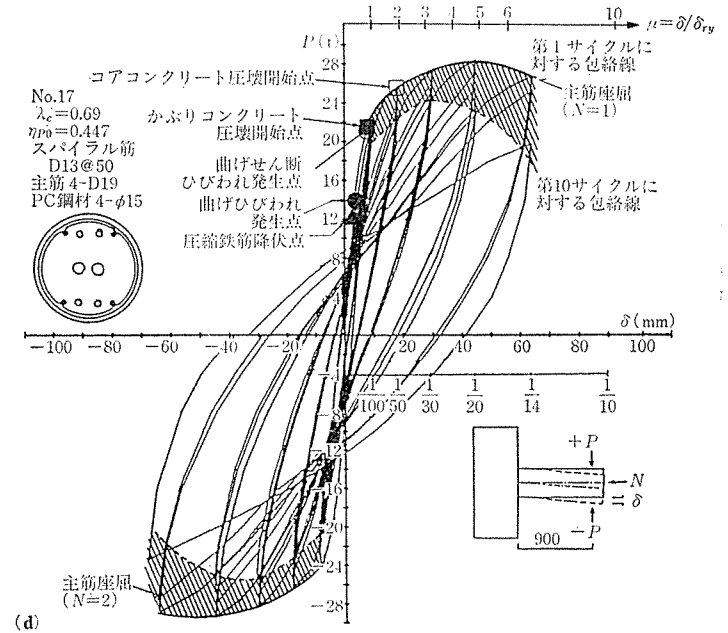
(a)



(c)



(b)



(d)

図一五 柱試験体の荷重-変形関係

はより PC に近く、後者は軸力がより大きい試験体である。これらの梁および柱試験体の $P-\delta$ 関係をそれぞれ比較すると、曲げひびわれ発生点、引張・圧縮主筋降伏点および最外縁コンクリートの圧壊開始点などで代表される変形角が 1/100 や 1/70 程度の小変形領域の $P-\delta$ 関係は、横補強筋の種類およびその量によってあまり大きな差は見られない。これは曲げ圧縮部コンクリートのひずみがこの変形領域ではさほど大きくなく、したがって横拘束筋が有効に作用するほどの横膨張変形がコンクリートに十分生じていないため、さらに引張と圧縮鋼材の塑性化がまだあまり大きく進んでおらず、鋼材の応力状態はいずれも弾性状態に近くて各試験体間で顕著な差が見られないためと考えられる。

大変形域：一方、変形角 R が 1/20 程度の大変形域に達すると $P-\delta$ 関係には明確な差が見られる。変位靱性率と横補強筋や軸力との詳しい関係などについては後述の 4.4 で述べるが、太い鉄筋による密なピッチをもつ円形スパイラル筋や閉鎖型溶接スターラップの使用によって、梁および柱部材の靱性ならびに繰返し荷重に対する安定性は画期的に改善されている。すなわち、各定変位階でのそれぞれ 10 回ずつという極めて苛酷な荷重を受け、かつ、梁試験体では鉄筋・鋼材係数 q_{sp} が日本建築学会の PRC 指針における制限値 0.25 を大きく超えた $q_{sp}=0.35$ 程度の場合でも、 $\phi 9$ 鉄筋によるピッチ 50 mm の円形スパイラル筋の付加配置や D13 鉄筋によるピッチ 50 mm のスターラップ配置の効果は極めて著しい。すなわち、第 10 サイクルに対する包絡 $P-\delta$ 関係においても引張鉄筋降伏時変位 (δ_{ry}) を基準とした 6 前後の変位靱性率の得られることがわかる。

一方、円形スパイラル筋柱の靱性は軸力の大きさによって明確な影響を受けるが、初期プレストレスも加えた総軸力比が 0.45 程度と大きい場合でも D13 鉄筋をピッチ 50 mm とした円形スパイラル筋の使用によって 6 程度の変位靱性率が得られている。また、終局プレストレス率 λ_c の増加によって残留変形は小さくなるが、履歴ループは痩せたものとなりエネルギー吸収能力は低下すること、などが分かる。

4.2 かぶりコンクリートの限界ひずみ

ここで、参考までに梁および柱試験体のかぶりコンクリートが圧壊および剥落し始めたときの最外縁圧縮ひずみのデータを示しておく。図-6 は圧壊開始時、すなわち圧縮縁コンクリートに微小なクラックや薄片の浮き上がりが観察されたときのひずみ ϵ_{cc} についての結果である。肉眼による観察と判定であるため結果のばらつきは大きいけれども、概括的にはその下限値が従来よりいわれている 0.3% 程度となっている。なお、本ひずみ時

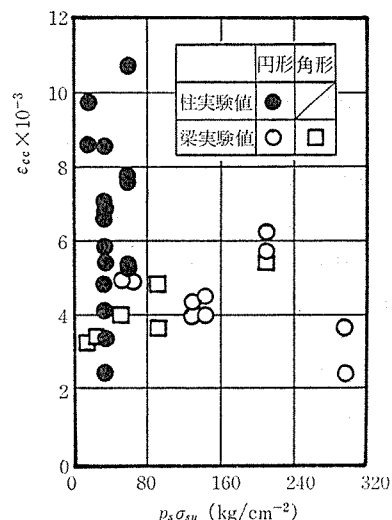


図-6 圧壊開始時ひずみ (ϵ_{cc})-横補強筋量 ($p_s \sigma_{sy}$) の関係

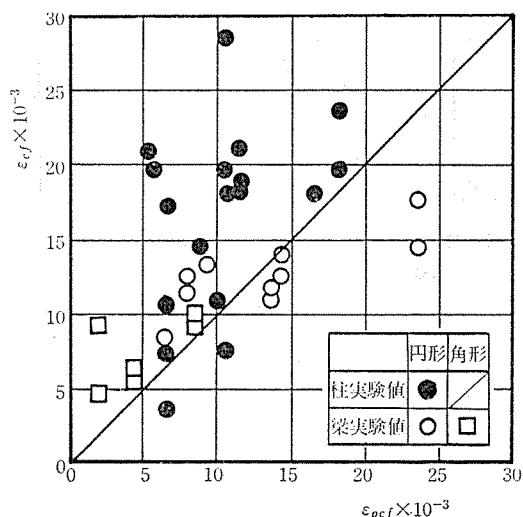


図-7 剥落時圧縮縁ひずみ (ϵ_{csf})-圧縮強度時ひずみ (ϵ_{ocef}) 関係

点は中地震程度に対する再使用性の一指標と考えられるものである。柱試験体においてみられる高 ϵ_{cc} 値は今後の考察課題であろう。

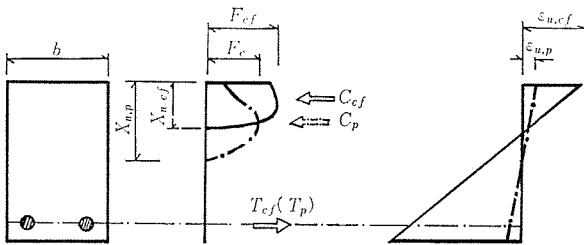
さらに図-7には、大地震後に補修を施して再使用する限界の一指標と思われる、かぶりコンクリート剥落時の圧縮縁ひずみのデータを示している。すなわち、各試験体においてかぶりコンクリートの顕著な浮き上がり、あるいは剥落が観察されたときの、コアコンクリート部(円形スパイラル筋やスターラップで囲まれたコンクリート部分)における圧縮縁ひずみ ϵ_{cf} と同試験体を使用したコンファインドコンクリートの圧縮強度時ひずみ度 ϵ_{ocef} とを比べたものである。図-6 と同様肉眼による観察と判定結果であるためばらつきは大きい。同図からかぶりコンクリートの顕著な剥落は、 ϵ_{cf} がほぼコンファインドコンクリートの圧縮強度時ひずみ ϵ_{ocef} 程度

◇論文報告◇

かそれ以上となった段階で起こると考えてよいと思われる。

4.3 終局曲げ耐力

コンファインドコンクリートによる部材の高靱性化の方法は、鉄筋・鋼材係数 q_{sp} の大きな梁断面や軸力が大きい柱断面など、圧縮部コンクリートの破壊に対するポテンシャルが引張鋼材の降伏に対するそれよりも相対的に低く、曲げ圧縮部コンクリートが早期に破壊し易い断面に対しとくに有効である。しかし、このような q_{sp} を持つ場合や、軸力が大きくて曲げ圧縮部にコンファインド補強した断面の終局曲げ耐力を求める場合、圧縮部コンクリートの応力-ひずみ特性として従来のようにプレーンコンクリートのそれを用いたのでは、たとえば図8に模式的に示した RC 梁の終局耐力時での断面内応



図—8 RC 梁断面の終局耐力時での応力、ひずみ分布 (模式図)

力、ひずみ分布から分かるように、プレーンコンクリートを用いた解析では応力中心距離を小さく、また引張鉄筋ひずみを小さく、場合によっては降伏を起こさないと算定してしまうなどの問題が生じる。

したがって以下においては、表—4, 5 にまとめた本報告での高靱性梁および柱の最大曲げ耐力の実験値と各種解析値との比較から、耐力算定法に対する若干の考察を行う。同表での計算値1および2は、圧縮部コンクリートの応力-ひずみ特性にプレーンコンクリートおよびコンファインドコンクリートのそれをそれぞれ用い、引張鋼材の付着劣化およびひずみ硬化を考慮した逐次断面解析による解析値である。なお、かぶり部分を無視しているのは、試験体の塑性ヒンジゾーンでは最大耐力時にはかぶりコンクリートは殆ど剝落しており耐力への寄与は零に近いことに基づいている。また、解析で用いた付着劣化特性およびひずみ硬化性質は実験結果^{9), 11)}によっている。計算値3は梁試験体では(1)式で示す PRC 指針における終局曲げ耐力算定式による値を示す。円柱試験体では RC 断面の場合に用いられているような、円形断面を正方形断面に置換する方法と、PC 曲げ部材の終局曲げ耐力を算出する際に用いられる仮定²⁾、すなわち終局時における全引張、圧縮軸補強筋の降伏、ならびにストレスブロック係数値 $k_2/k_1 k_3=0.5$ 、などの仮定との組

表—4 梁の終局曲げ耐力

試験体	実験値 (t-m)	計算値1 (t-m)	計算値2 (t-m)	計算値3 (t-m)	計算値1 実験値	計算値2 実験値	計算値3 実験値	q_{sp}	q'_{sp}
B-No.1	25.2	17.6	24.2	24.6	0.70	0.96	0.98	0.232	0.170
B-No.2	37.9	22.3	28.4	36.7	0.59	0.75	0.97	0.351	0.170
B-No.3	27.3	18.3	28.1	24.4	0.67	1.03	0.89	0.207	0.111
B-No.4	36.7	22.4	34.9	34.1	0.61	0.95	0.93	0.286	0.153
B-No.5	26.4	18.3	25.7	24.4	0.69	0.97	0.92	0.214	0.133
B-No.6	36.6	23.1	34.3	34.1	0.63	0.94	0.93	0.296	0.184
B-No.7	21.2	17.6	19.0	24.1	0.83	0.90	1.14	0.227	0.223
B-No.8	29.0	22.1	24.2	33.1	0.76	0.84	1.14	0.305	0.288
B-No.9	24.2	18.1	22.2	23.5	0.75	0.92	0.97	0.225	0.201
B-No.10	30.5	21.5	27.0	32.3	0.71	0.89	1.06	0.313	0.280
B-No.11	24.4	17.4	22.2	23.5	0.71	0.91	0.96	0.258	0.213
B-No.12	31.5	20.9	28.7	32.3	0.66	0.91	1.03	0.359	0.296
B-No.13	25.2	17.6	22.3	23.5	0.70	0.88	0.93	0.249	0.214
B-No.14	26.1	17.6	23.3	23.5	0.67	0.90	0.90	0.249	0.190
B-No.15	26.1	17.7	24.2	23.5	0.68	0.93	0.98	0.249	0.154
B-No.16	36.1	23.2	33.5	32.9	0.64	0.91	0.91	0.306	0.190

計算値1：プレーンコンクリート応力-ひずみ特性、引張鋼材の付着劣化およびひずみ硬化を考慮した解析値

計算値2：コンファインドコンクリート応力-ひずみ特性、引張鋼材の付着劣化およびひずみ硬化を考慮した解析値

計算値3：略算値¹⁾ $M_u = \frac{7}{8} a_1 \sigma_y d - a_p \sigma_{py} \left(d_p - \frac{1}{8} d \right) \dots\dots\dots (1)$

$$q_{sp} = \frac{a_p \sigma_{py} + a_1 \sigma_y - a_c \sigma_y}{b \cdot d \cdot F_c} \quad q'_{sp} = \frac{a_p \sigma_{py} + a_1 \sigma_y - a_c \sigma_y}{b \cdot d \cdot F_{c,f}}$$

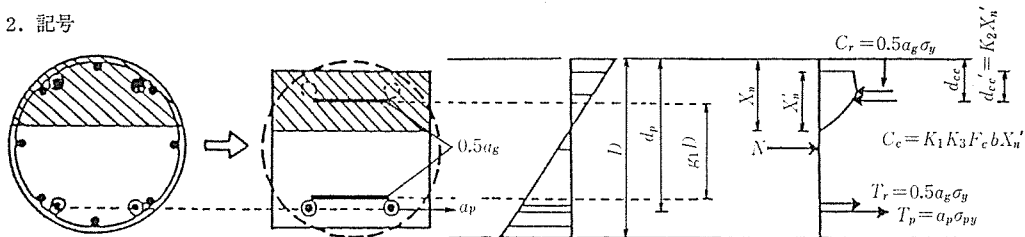
表-5 柱の終局曲げ耐力

試験体	実験値 (t-m)	計算値1 (t-m)	計算値2 (t-m)	計算値3 (t-m)	計算値1 実験値	計算値2 実験値	計算値3 実験値
C-No.1	16.2	10.8	16.2	18.0	0.67	1.00	1.11
C-No.2	19.0	10.9	17.7	17.9	0.57	0.93	0.94
C-No.3	18.8	11.3	19.1	17.8	0.60	1.02	0.95
C-No.4	20.4	12.8	18.3	17.7	0.63	0.90	0.87
C-No.5	17.1	12.0	15.0	15.9	0.70	0.88	0.81
C-No.6	17.4	12.0	15.7	15.8	0.69	0.90	0.79
C-No.7	18.9	11.2	16.9	16.6	0.59	0.90	0.88
C-No.8	16.7	9.0	17.0	16.5	0.54	1.02	0.99
C-No.9	17.9	8.8	18.6	16.5	0.49	1.04	0.92
C-No.10	17.5	10.8	17.0	18.2	0.62	0.98	1.04
C-No.11	20.8	11.4	18.5	18.1	0.55	0.89	0.87
C-No.12	21.2	11.5	19.5	18.2	0.54	0.92	0.86
C-No.13	16.2	12.9	14.8	14.6	0.80	0.92	0.90
C-No.14	23.3	13.3	21.9	23.1	0.57	0.94	0.99
C-No.15	22.1	14.6	20.2	21.0	0.66	0.91	0.95
C-No.16	26.2	13.3	21.9	23.1	0.50	0.84	0.88
C-No.17	26.0	13.3	23.6	22.9	0.51	0.91	0.88
C-No.18	18.2	11.6	15.8	16.5	0.64	0.87	0.91
C-No.19	10.4	9.3	10.2	7.2	0.89	0.98	0.69
C-No.20	18.7	10.7	17.1	17.6	0.57	0.92	0.94
C-No.21	19.7	12.7	20.2	18.5	0.64	1.03	0.94

計算値1：プレーンコンクリート応力-ひずみ特性、引張鋼材の付着劣化およびひずみ硬化を考慮した解析値
 計算値2：コンファインドコンクリート応力-ひずみ特性、引張鋼材の付着劣化およびひずみ硬化を考慮した解析値
 計算値3：略算値²⁰⁾、

$$M_u = 0.5a_g\sigma_y g_1 D + a_p\sigma_{py} \left(d_p - \frac{D}{2} \right) + \frac{\sqrt{\pi}}{4} D (a_p\sigma_{py} + N) \left(1 - \frac{a_p\sigma_{py} + N}{\frac{\pi}{2} F_c D^2} \right)$$

- 注) 1. C-No.5~6, 18~20試験値はRC試験体である。
 2. 記号



合せから誘導された(2)式で示す M_u 算定式による値である。なお、同表の結果のなかで網かけ表示されているものは最大耐力がPC鋼材降伏後(RC試験体では引張鉄筋降伏後)に生じたことを示している。

梁 (PRC 指針)¹⁾ :

$$M_u = \frac{7}{8} a_t \sigma_y d + a_p \sigma_{py} \left(d_p - \frac{1}{8} d \right) \dots \dots \dots (1)$$

柱²⁰⁾ :

$$M_u = 0.5 a_g \sigma_y g_1 D + a_p \sigma_{py} \left(d_p - \frac{D}{2} \right)$$

$$+ \frac{\sqrt{\pi}}{4} D (a_p \sigma_{py} + N) \left(1 - \frac{a_p \sigma_{py} + N}{\frac{\pi}{4} F_c D^2} \right) \dots \dots \dots (2)$$

表-4, 5の結果によれば、梁および円柱試験体のいずれの場合でもプレーンコンクリートの応力-ひずみ特性を用いた解析(計算値1)では全試験体においてPC鋼材は降伏せず、実験での結果と全く対応しない。すなわち、曲げ圧縮部がプレーンコンクリートと仮定した場合には圧縮部コンクリートの破壊がPC鋼材の降伏に先行して起こることを示しており、したがって、計算値1は

◇論文報告◇

梁および柱試験体のそれぞれの実験値に対し平均で、0.69 および 0.62 倍と極めて低い値となっている。これに対し、コンファインドコンクリートの応力-ひずみ特性を用いた計算値²では、各試験体における PC 鋼材の降伏をほぼ予測し、また推定値と実験値の比は梁および円柱試験体でそれぞれ平均値で 0.91, 0.94 となり、計算値²は実験値をほぼ安全側に推定している。以上のことから高靱性部材の耐力算定には、実際に即してコンファインドコンクリートの応力-ひずみ特性を直接用いる必要の有ることが分かる。

次に計算値³は、逐次解析の場合と異なり、かぶり部分も含めたプレーンコンクリート断面において、全鋼材の降伏を仮定したときの算定式による値である。この仮定による値は、実験値を比較的良好に推定している。これは、コンファインドコンクリートによる圧縮強度の増加によってかぶりコンクリートの剝落に起因する圧縮合力の低下が相殺され、さらに曲げ圧縮部応力分布の仮定形状がその粘り強い応力-ひずみ関係からほぼ満足されることによって、結果的に慣用式での鋼材降伏や応力中心距離の仮定が満たされることになったためと推測される。

なお、表-4 には参考までにプレーンコンクリート強度 F_c ではなくコンファインドコンクリート強度 F_{cf} を用いた修正鉄筋・鋼材係数 $q_{sp}' = (a_t \sigma_y + a_p \sigma_{py} - a_c \sigma_y) / bd F_{cf}$ の値も示してある。

4.4 繰返し荷重に対する安定限界変形と靱性

安定限界変形の定義：繰返し荷重に対して安定した挙動を示す変形の限界はコンクリート構造物の耐震設計における重要な指標である。本報告では、耐力劣化性状に基づく既往の評価方法²¹⁾を参考にして、得られた実験データから繰返し荷重下での安定限界を次のように定義した。図-9 は各定変位載荷階での耐力低下性状を、その変位階での繰返し回数 (N) を横軸にとり、縦軸に各載

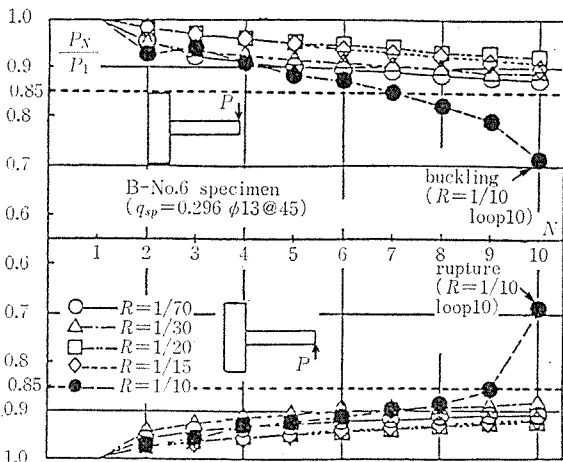


図-9 耐力低下性状 (梁試験体での例)

荷階での第 1 回目ループ時の最大荷重 (P_1) に対する N 回目ループ時の最大荷重 (P_N) との比 (P_N/P_1) をとって示した例である。本報告における他の試験体の場合も同様であったが、繰返し回数 N の増加に対し (P_N/P_1) の値に収束傾向が見られ、かつ各載荷階での第 10 サイクル時における荷重比 (P_{10}/P_1) が梁試験体では 0.85, 柱試験体では 0.8 以上となる載荷階では試験体の破壊は生じなかった。したがってここでは、この両条件を満足する最大の載荷階を便宜的に安定限界階とし、安定限界階に続く次の載荷階を破壊階と呼ぶ。また、見掛けの安定限界変形 δ_{st}^* は安定限界階および破壊階での変形 δ_{st} , δ_F を用いて、 $\delta_{st}^* = \delta_{st} + (\delta_F - \delta_{st})N/10$ とした。ここで、 N は破壊階において (P_N/P_{10}) が上記の限界値 (0.85 もしくは 0.80) を超えるときの繰返し回数である。

図-10, 11 は、実験結果での引張鉄筋降伏時変位を基準として表わしたみかけの安定限界変形の靱性率を、梁試験体では横補強筋量 ($p_s \sigma_{sy}$) を、また柱試験体では

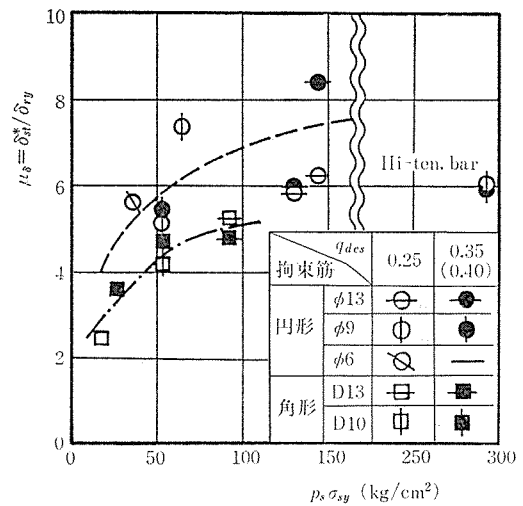


図-10 梁のたわみ靱性率 μ_δ -横補強筋量の関係

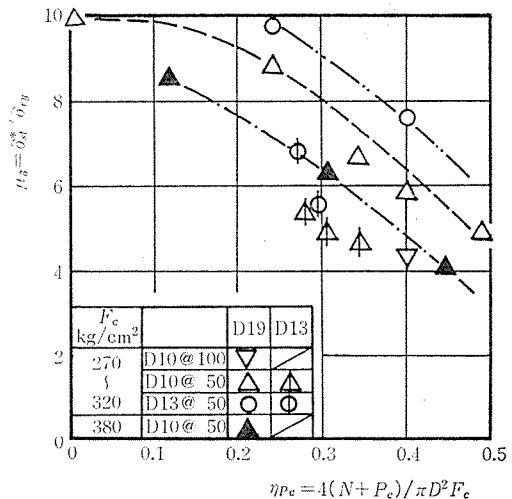


図-11 柱のたわみ靱性率 μ_δ -総軸力比 η_{P_c} の関係

軸力比を横軸にとって示している。

梁の結果：図-10によれば、普通鉄筋によるコンファインドコンクリートを用いた梁の靱性率は $p_s\sigma_{sy}$ の増大にしたがって大きくなるが、その増大率は漸減していくこと、さらに角形スターラップよりも円形スパイラル筋の方が効果的であることが分かる。なお、高強度鉄筋による円形スパイラル筋を用いた $p_s\sigma_{sy}$ が非常に大きい試験体の靱性率はかえって小となっている。この一因として次のようなことが考えられる。すなわち、今拘束筋のピッチは実用的な面からある値以下にはしないという条件で考えると、横拘束筋が高強度であるほどコアコンクリートの横膨張変形は、おそらく弾性域にあるであろう拘束鉄筋によって、その位置で強力な集中応力として拘束されることになるため、既に小塊化や粉体化しているコアコンクリートは十分には密でない拘束筋のピッチ間から一気に押し出されるようにして急激に破壊する^{14),15)}と思われる。すなわち、このようなコンファインドコンクリートでは、圧縮強度とその時のひずみは増加するものの、圧縮強度以降の十分な靱性が期待できないので、 $p_s\sigma_{sy}$ の増加ほどには圧縮変形能力が増大しなかったためと思われる。

本報告での試験体のように鉄筋・鋼材係数が 0.25~0.35 程度と大きい場合でも、6 前後の変位靱性率は、 $p_s\sigma_{sy}$ が約 50 kg/cm² である $\phi 9$ もしくは D10 の普通鉄筋によるピッチ 50 mm の円形スパイラル筋、および $p_s\sigma_{sy}$ が約 100 kg/cm² の D13 の溶接閉鎖型スターラップによる曲げ圧縮部補強によって確保できることが示されている。

柱の結果：柱試験体のうち主筋として D19 の異形鉄筋を用いたものの実験結果をまとめた図-11によれば、変位靱性率は軸力比の増大によって減少するが、横補強筋量の増大およびコンクリート強度の低下によって増加することが分かる。たとえば、6 程度の変位靱性率を得るためには、 $F_c=270$ kg/cm² シリーズの場合、D 10 @ 50 mm ($p_s\sigma_{sy}=32$ kg/cm²) および D 13 @ 50 mm ($p_s\sigma_{sy}=54$ kg/cm²) の補強にたいし、有効プレストレス力も含めた軸力比をそれぞれ約 0.4 および約 0.5 以下に、また、 $F_c=380$ シリーズでは D 10 @ 50 mm の補強にたいしては約 0.3 以下にする必要があると思われる。なお、同図に主筋径が D13 の試験体の実験結果の例を併記しているが、主筋径が細い場合、主筋の座屈が先行して部材の破壊が起こるため、横補強筋を太くしても変位靱性率は殆ど改善されない。また、主筋径が太い場合に比べ変形能力は小となる傾向が見られた。

主筋の座屈：主筋の座屈に及ぼす横補強筋の量とピッチおよび主筋径などの影響についての本格的な研究は近

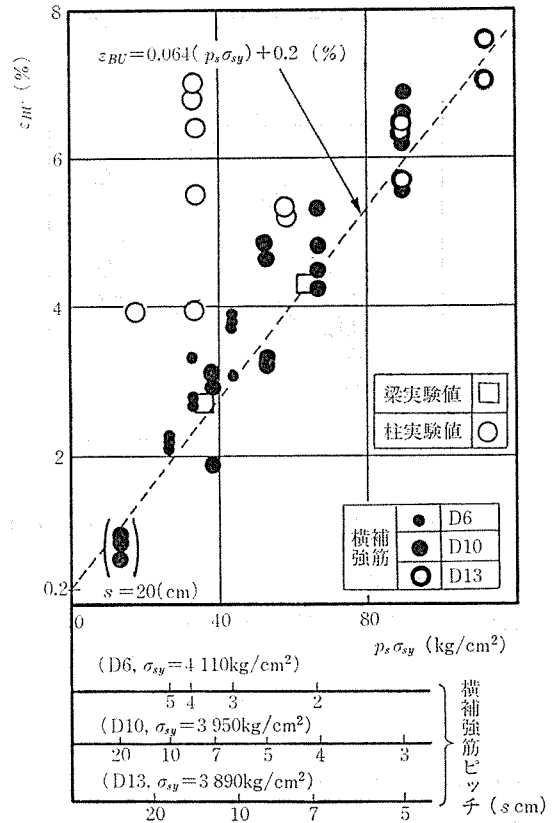


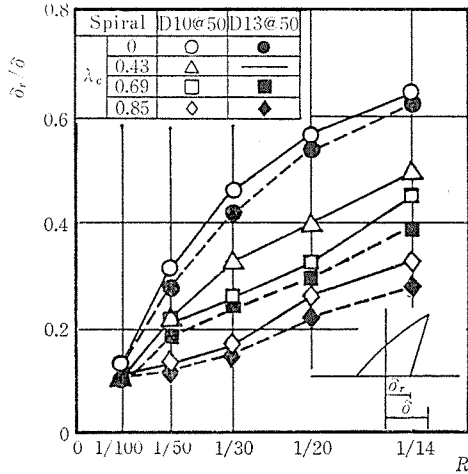
図-12 圧縮主筋座屈時ひずみ (ϵ_{BU})-横補強筋量の関係 ($p_s\sigma_{sy}$)

年ようやく始められたので未だ十分な資料はないが、筆者等が行った円柱状圧縮試験体による単軸圧縮試験での圧縮筋の座屈時ひずみに関する研究結果²²⁾を参考までに図-12に示す。なお、同図中には本報告での梁および柱試験体の主筋の座屈発見時における主筋位置コンクリートひずみの測定結果も示してある。同図によれば鉄筋座屈時のひずみは、プレーンコンクリートの曲げ圧縮時の限界ひずみの約 0.3% と比べると横補強筋の効果によって実にその 10~20 倍以上にも容易に達することが分かる。また、同研究の主たる範囲である横補強筋ピッチ/主筋径の比が約 3.5 以下の場合には、座屈時ひずみは横補強筋量 $p_s\sigma_{sy}$ の増大にしたがって増加すること、また同実験結果は梁および柱試験体で得た座屈時の圧縮筋位置ひずみに関する測定結果のほぼ下限値となっていることなどが示されている。

4.5 復元性と等価粘性減衰定数

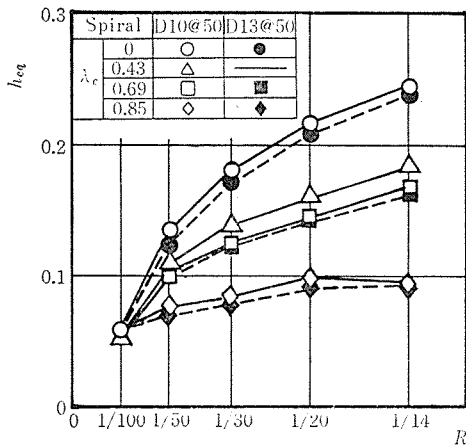
PRC 部材は PC と RC との中間部材であるため、履歴性状の可変性を 1 つの特徴としている^{23),24)}。すなわち、その履歴性状は PC のようなやせた高復元性型履歴ループから RC のような太った紡錘型ループを示すエネルギー吸収型にまで変化する。

図-13 は、PRC 曲げ部材の履歴性状と密接に関係する、全断面についての終局プレストレス率 λ_c (添字 c



図一13 柱試験体の残留変形率 (δ_r/δ)-変形角 (R) の関係

は柱の意味)を変化させた柱試験体の残留変形率についての実験結果例である。すなわち、復元性の指標である各繰返し載荷階での載荷変位 (δ) に対する荷重零時での残留変形 (δ_r) の比 (δ_r/δ) を部材の変形角を横軸にとって示している。同図によれば、残留変形率は変形角 1/100 では、いずれの λ_c の場合でもほぼ同じ値を示している。これは、この程度の変形域では残留変形と密接に関係する普通鉄筋の塑性化があまり進行しておらず、PC 鋼材は勿論のこと普通鉄筋もほぼ弾性状態に近いことを反映しているものと思われる。一方、鋼材の塑性化がさらに進む大変形域においては、 λ_c が大きくて PC に近い部材ほど、すなわち復元性を低下させる普通鉄筋量が少なく、復元性を向上させるプレストレスが大きい部材ほど残留変形の小さい良好な復元性を示す。また、同図には λ_c が同一で横補強筋量の異なる場合の結果も併せて示しているが、横補強筋量を大とすると、多少なりとも残留変形率を小さくする効果のあることが分かる。



図一14 柱試験体の等価粘性減衰定数 (h_{eq})-変形角 (R) の関係

次に、図一14 は部材のエネルギー吸収能力を表わす一指標である等価粘性減衰定数 h_{eq} についての実験結果を例示したものである。残留変形率の場合と同様、 h_{eq} は変形角が 1/100 においては 5% 前後で、 λ_c の影響が殆ど見られない。しかし、変形が増加するといずれの λ_c の場合でも h_{eq} は増加する。その増加率は、断面のエネルギー吸収に大きな役割を果たす普通鉄筋量の多い、すなわち RC に近い (λ_c : 小) 部材の方が、PC に近い (λ_c : 大) 部材よりも大きくなっている。また横補強筋量は h_{eq} の値に、残留変形率の場合と同様、多少の影響を及ぼしている。

5. 安定限界曲率と終局限界点曲率との関係

繰返し荷重下において部材が破壊を起こさない限界、すなわち安定限界の時点容易に推定できるならば、部材の耐震性を評価するうえで、また設計の拠り所とするうえで極めて有用であろう。その安定限界点は厳密な繰返し解析を行えば推定できると思われるが^{23), 24)}、推定手段としては繁雑で実用的ではない。また、低サイクル疲労の観点から誘導した損傷規範²⁵⁾に基づいて同限界点を推定することも可能であろうが、一般的かつ実用的な損傷規範はいまだ確立されていない。

他方、単調増大荷重をうける曲げ部材断面の塑性域における最終的な破壊の指標点としては、筆者等の提案する終局限界点^{3)~6)}、すなわち、梁断面でいえば ($C=T$)_{max} (i.e. 圧縮合力=引張合力の最大値) 時点、あるいは一般的に表現するならば、ひずみ軟化域に達している曲げ圧縮部コンクリートが断面曲率の増加にもかかわらず引張鋼材合力を支持しきれなくなる限界点、が容易に算定でき、かついろいろな点で有用であることが既に明らかにされている。したがって本研究では、この終局限界点と上記安定限界とを対応関連づけることを試みた結果、以下に述べるように一応満足できる結果を得ている。

すなわち、単調載荷の場合に対して導かれた終局限界点の理論をどのように繰返し載荷の場合に適用するかが問題となるが、それには繰返し単軸圧縮試験結果を下記の仮定 (i) のように利用して、単調載荷相当とした曲げ解析を行い前記 ($C=T$)_{max} の時点算定し、その値を繰返し載荷における終局限界点とした。その単調曲げ解析においては次の仮定を用いている。(i) コンクリートの応力-ひずみ関係としては、部材に用いたものと同じコンファインドコンクリートの繰返し単軸圧縮試験から得たものを用いた。すなわち、繰返し試験での各載荷ひずみ階における 10 回の繰返し載荷によって応力低下を生じた後の応力点を包絡する 図一15 (a) に示すような応

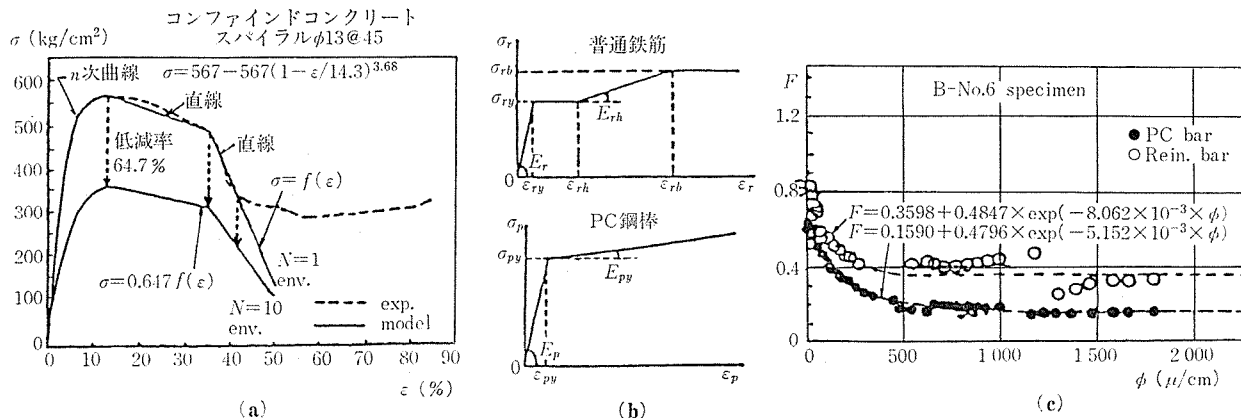


図-15 鋼材とコンクリートのモデル応力-ひずみ曲線および F 値-曲率関係

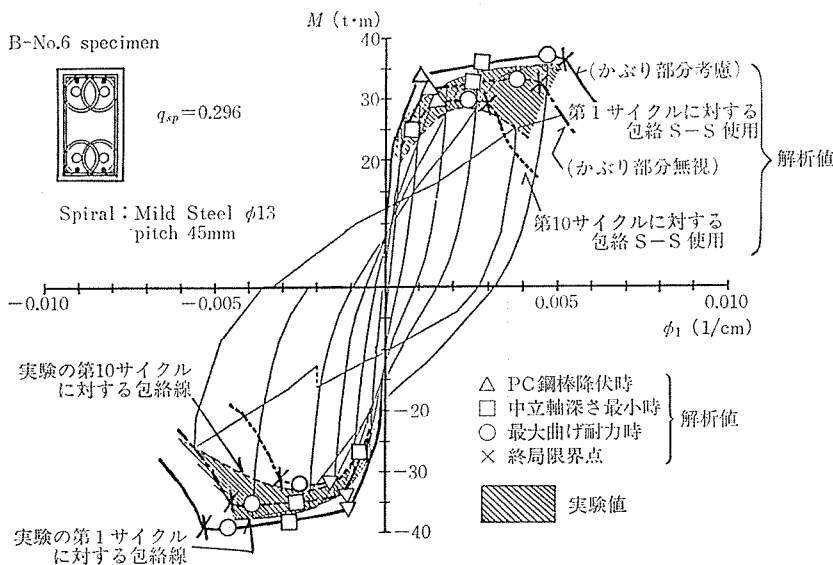


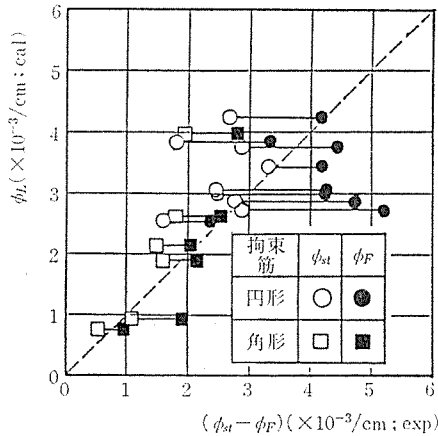
図-16 繰返し M-φ 関係の包絡線に対する解析的検討

力-ひずみ関係を使用した。なお、柱試験体では柱に用いたものと同じコンファインドコンクリートの単軸繰返し荷重試験は行わなかったため、これまでの研究結果^{14), 16)}から推定される応力-ひずみ関係を用いた。(ii) PC 鋼材および普通鉄筋の応力-ひずみ関係としては素材試験結果に基づいた図-15 (b) に示すものを、ならびにコンクリートと引張鉄筋および PC 鋼材との付着劣化性質としては、それぞれの試験体の実験データに基づいた、ひずみ適合係数 F ²⁶⁾ で評価する図-15 (c) で示すような F -曲率モデルを仮定した。(iii) 圧縮側となる PC 鋼材は無視し、圧縮鉄筋の付着は完全であるとした。

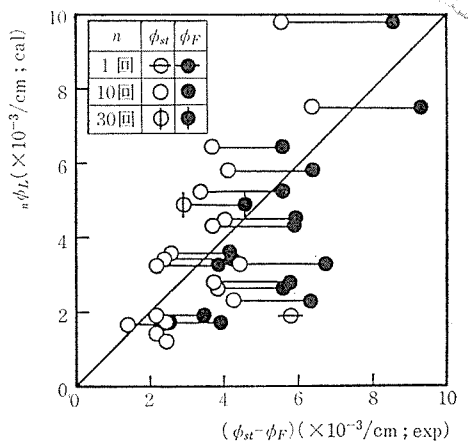
図-16 は梁試験体の繰返し荷重実験での M - ϕ 関係と上記包絡線を使用した各種単調曲げ解析による M - ϕ 関係とを比較したものである。すなわち、梁試験体の柱面(柱試験体の梁面)に隣接する $\phi 1$ 区間(終局時において、変形が集中的に生じるヒンジゾーンの大きさ(約 $0.5D$ 程度)に近く、かつそのヒンジゾーン内に含まれ

る区間)で測定した繰返し M - ϕ 関係における各荷重階の第 1 および第 10 サイクル目をそれぞれ包絡する曲線と解析曲線との対応を調べた例である。梁および柱試験体のいずれの場合でも、本図の梁試験体の例のように、本論での安定限界に関する第 10 サイクルに対する包絡線実験値は、前記の繰返し荷重による応力低下を考慮したコンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係を用いた、かぶり部分のない梁および柱断面についての単調 M - ϕ 関係の解析値にほぼ良好に対応するという結果が得られた。

次に図-17 および 18 は、それぞれ梁および柱試験体の繰返し荷重下における限界曲率に対する指標をつぎの (i) および (ii) の曲率(区間)の相関性から考察したものである。すなわち、(i) 繰返し荷重実験での安定限界が存在すると考えられる、安定限界荷重階曲率(ϕ_{st})から破壊階曲率(ϕ_F)までの区間と、(ii) 実験 M - ϕ 関係での第 10 サイクルの包絡曲線に対する上記の相当単調解析 M - ϕ 曲線における終局限界点曲率(ϕ_L)との相



図一17 梁試験体の終局限界点曲率 ϕ_L と $(\phi_{st}-\phi_F)$ 区間の関係



図一18 柱試験体の終局限界点曲率 ϕ_L と $(\phi_{st}-\phi_F)$ 区間の関係

関性を調べたものである。図一17, 18によれば、梁および柱のいずれの試験体の場合でも、 $(\phi_{st}-\phi_F)$ 区間は ϕ_L と良好な相関関係を示す。このことは、繰返し荷重の影響を考慮したコンクリートの修正単調応力-ひずみ曲線を用いた断面解析から容易に算出される ϕ_L 値が、繰返し加力をうける曲げ部材断面の安定限界曲率の指標として扱える可能性を示している。

なお、殆どの試験体では破壊階において主筋は座屈を起こしたため、座屈発生時も部材の終局限界点に対する指標として取り上げる必要があると思われる。しかし、繰返し荷重下における曲げ圧縮部コンクリートの著しい劣化と主筋座屈との前後関係、ならびにその関係に及ぼす補強筋の影響など未解明な部分が多いため、主筋座屈時と安定限界時との関係は今後の課題ではあるが、先述した第1サイクルに対する断面の単調曲げ解析において圧縮鉄筋ひずみが図一12に示した座屈ひずみに等しくなったときの曲率 (ϕ_{Bu}) と $(\phi_{st}-\phi_F)$ 区間との相関性は、上記の $(\phi_{st}-\phi_F)$ 区間と (ϕ_L) とのそれに比べ劣

るものであった。

6. まとめ

本報告では、コンファインドコンクリートを利用する高靱性 PRC 梁および柱部材に関する、塑性域において約 50 回の正負交番多数回繰返し荷重実験を行い、それら部材の基礎力学性状について検討した。得られた主な結果を以下に示す。

1. 漸増定変位多数回繰返し荷重試験での荷重-変形関係において、各荷重階の第1サイクルに対する包絡線は一応十分な靱性を示しても、第10サイクルの包絡線は一般にはそのような大きな靱性を示さない。このことは大地震時でのコンクリート部材の靱性挙動を論じる場合、塑性域での繰返し荷重の回数が従来のような1回程度ずつでは不十分であって、繰返し荷重による靱性の劣化性状を把握しておく必要があることを示唆している(図一4, 5参照)。
2. 極めて大きな鉄筋・鋼材係数 ($q_{sp}=0.35$ 程度) を有する PRC 梁の場合でも、円形スパイラル筋、あるいは密に配筋された閉鎖型溶接スターラップによるコンファインドコンクリートの曲げ圧縮部への使用によって、梁の靱性ならびに繰返し荷重に対する安定性は画期的に改善される(図一4, 10参照)。
3. ピッチの狭い、太い円形スパイラル筋で横補強された円形 PRC 柱は繰返し荷重に対する優れた安定性と変形能力を示す。円形スパイラル筋柱の靱性は横補強筋量が多いほど、主筋径が太いほど、プレストレスによる付加軸力分も加えた総軸力比が小さいほど、およびコンクリート強度が低いほど大きくなる(図一5, 11参照)。
4. コンファインドコンクリートを用いる高靱性梁ならびに柱の曲げ耐力実験値は、プレーンコンクリートではなくコンファインドコンクリートの応力-ひずみ特性を用いた解析によって良好に推定される(表一4参照)。
5. PRC 部材の復元性は、RC 部材から PC 部材に近くなるほど向上するが、エネルギー吸収能は小さくなる。また、横補強筋量は復元性、エネルギー吸収性能に大きくは影響しない(図一13, 14参照)。
6. 繰返し荷重下における PRC 梁および柱断面の塑性域 $M-\phi$ 関係の包絡線は、かぶり部分を見逃した断面に対して、コンファインドコンクリートの単軸繰返し荷重による応力低下および引張鋼材の付着劣化等を考慮した、単調曲げ解析をすることによってほぼ推定できる。さらに、繰返し荷重下における安定限界曲率としては、上記の単調曲げ解析による

$M-\phi$ 関係の終局限界点曲率^{3)~6)}が有用である。すなわち、繰返し荷重の場合に対しても、終局域の限界曲率ならびに耐力の値は実用的な方法で算定することができる(図—16~18 参照)。

コンファインドコンクリートを用いる高靱性梁および柱部材の力学性状に関して得られた基礎的な知見について述べたが、今後同高靱性コンクリート部材の設計法を確立していくためには、圧縮筋の座屈性状、コンファインドコンクリートの繰返し荷重下での応力-ひずみ特性ならびに鋼材とコンクリートとの付着特性などをさらに一層明確にするとともに、部材の靱性と横補強筋量との関係などについての設計図表も作成していく必要がある。

おわりに本報告での実験、データ整理ならびに解析等に多大な労をわずらわした中川隆夫技官、大阪大学大学院修了生：島崎敦志君、平松一夫君、大学院生：長田省作君、白沢吉衛君および研究生：中田浩之君(奥村組)に深甚なる謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 日本建築学会：プレストレスト鉄筋 コンクリート 構造設計・施工指針・同解説，1986
- 2) 日本建築学会：建築耐震設計における 保有耐力と 変形性能，1981
- 3) 日本建築学会：地震荷重と建築構造の耐震性，1976，pp. 272~305，(鈴木計夫担当)
- 4) 鈴木計夫，藤岡正見：プレストレスト コンクリート 曲げ部材の終局域特性について，セメント技術年報，1977
- 5) K. Suzuki：Moment-curvature Relation and Limit Index Point in Prestressed Concrete and Reinforced Concrete Members, CSCE-ASCE-ACI-CEB International Symposium in Waterloo, Aug. 1979
- 6) 鈴木計夫，中塚 信，阿波野昌幸：PRC 梁部材断面の終局限界点とその特性，セメント技術年報，1982
- 7) 鈴木計夫：コンクリート 住宅への新しい試み <コンファインドコンクリートと PC 工法の応用>，セメント・コンクリート，No. 448，6.1984
- 8) 鈴木計夫，中塚 信，岡田充弘：曲げ圧縮部にスパイラル筋を有する PC 梁の繰返し荷重下における挙動について，日本建築学会近畿支部研究報告集，1978
- 9) 鈴木計夫，中塚 信，島崎敦志，平松一夫：高靱性 PRC 梁部材に関する基礎的研究，セメント技術年報，1984
- 10) 鈴木計夫，中塚 信，平松一夫，長田省作：コンファインド コンクリート(横拘束コンクリート)を曲げ圧縮部に適用した PRC 梁の高靱性挙動，コンクリート工学年次講演会論文集，1985
- 11) 鈴木計夫，中塚 信，中川隆夫，蔡 健，中田浩之：高靱性・高復元性 PRC 柱部材に関する基礎的研究，セメント技術年報，1985
- 12) 鈴木計夫，中塚 信，蔡 健，中田浩之：円形スパイラル筋を有する PRC 柱の高靱性・高復元性特性，コンクリート工学年次講演会論文集，1986
- 13) S.R. Iyenger, P. Desayi, K.N. Reddy: Stress-Strain Characteristics of Concrete Confined in Steel Binders, Magazine of Concrete Research, Vol. 22, No. 72, Sept. 1970
- 14) 鈴木計夫，中塚 信，吉田晴彦：円形補強筋を用いたコンファインドコンクリートの強度および変形特性，材料，1.1985
- 15) 六車 照，渡辺史夫，田中仁史，桜井和夫，中村英一：高強度鋼スパイラルフープによる コンクリートの横拘束効果について，日本建築学会近畿支部研究報告集，1978
- 16) 鈴木計夫，中塚 信，長田省作，井上和政：繰返し単軸圧縮応力をうけるコンファインドコンクリートの応力-歪特性，日本建築学会大会学術講演梗概集，1986
- 17) 日本建築学会：コンクリート 及鉄筋コンクリート 標準仕様書，鉄筋コンクリート構造計算規準，解説書，1935
- 18) ACI Commitee 363: State of the Art Report on High-Strength Concrete, ACI Journal, July~Aug. 1984
- 19) 鈴木計夫：建築における コンクリート技術 <5つの提案>，セメント・コンクリート，No. 472，6.1986
- 20) 鈴木計夫，中塚 信，中田浩之，蔡 健ほか2名：高靱性・高復元性 PRC 柱部材に関する基礎的研究(その4)，日本建築学会大会学術講演梗概集，1986
- 21) 山本浩二：鉄筋 コンクリート 短柱の崩壊防止に関する総合研究(その4：各実験シリーズの共通事項)，日本建築学会大会学術講演梗概集，1973
- 22) 鈴木計夫，中塚 信，長田省作，峯 勝彦：コンクリート系部材における 圧縮軸鉄筋の座屈に関する基礎研究，日本建築学会近畿支部研究報告集，1986
- 23) 鈴木計夫，中塚 信，榎本秀文：PRC 梁断面の履歴性質に関する解析的研究，セメント技術年報，1981
- 24) 鈴木計夫，中塚 信，蔡 健，三輪正樹：繰返し荷重を受ける PRC 円形柱の力学的性質に関する解析的研究，セメント技術年報，1986
- 25) 西垣太郎，水畑耕治：鉄筋コンクリート柱の低サイクル疲労に関する実験的研究，日本建築学会論文報告集，第328号，6.1983
- 26) A.L.L. Baker: A Plastic Theory of Design for Ordinary Reinforced and Prestressed Concrete including Moment Redistribution in Continuous Members, Magazine of Concrete Research, June, 1949

【昭和 61 年 8 月 12 日受付】